

土木研究所資料

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）

Copyright © (2007) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

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

耐震研究グループ（振動） 上席研究員 杉田 秀樹
主任研究員 高橋 章浩*
研究員 谷本 俊輔

要 旨

平成 19 年 3 月に通達された河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説においては、レベル 2 地震動に対する水門及び堰の耐震性能照査法として、地震時保有水平耐力法が示されている。地震時保有水平耐力法は、レベル 2 地震動に対する道路橋の耐震性能照査法として設計実務で広く用いられている。しかし、水門や堰は道路橋のように必ずしもトップヘビーでなく、また、門柱・堰柱といった複数の柱部材から構成されることから、その適用にあたって注意を要する点がある。そのため、本資料は、水門・堰を対象に地震時保有水平耐力法に基づく耐震性能照査の具体的な計算例を示すものである。

キーワード：水門、堰、レベル 2 地震動、地震時保有水平耐力法

* 現 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 准教授

目次

1章	はじめに	1
2章	地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の照査手順	4
2.1	地震時保有水平耐力法の概念と全体フロー	4
2.2	レベル1地震動に対する水門・堰の照査	6
2.3	各部材の限界状態の組み合わせ	8
2.4	部材の断面定数の算定	12
2.5	固有周期および水平震度の算定	17
2.6	主たる塑性化を考慮する部材および破壊形態の判定	20
2.7	門柱・堰柱の応答算定および照査	24
2.8	基礎の応答算定および照査	29
2.9	堰柱床版の照査	34
3章	地震時保有水平耐力法に基づく堰の耐震性能照査例	35
3.1	照査対象とする堰の条件	35
3.2	水流方向に対する中央堰柱の照査	37
3.2.1	中央堰柱の諸元	37
(1)	躯体	37
(2)	基礎	45
(3)	地盤条件	47
3.2.2	荷重の算定	54
(1)	自重	56
(2)	静水圧	59
(3)	泥圧	59
(4)	揚圧力	60
(5)	構造物の自重に起因する慣性力	60
(6)	地震時動水圧	61
(7)	液状化の影響	61
3.2.3	レベル1地震動に対する照査	62
(1)	固有周期および水平震度の算定	62
(2)	杭基礎の安定計算	66
(3)	部材の断面照査	75
3.2.4	レベル2地震動に対する照査	85
(1)	固有周期および水平震度の算定	85
(2)	門柱・堰柱の照査	89
(3)	杭基礎の照査（液状化が生じない場合）	107

(4) 杭基礎の照査（液状化が生じる場合）	122
(5) 堰柱床版の照査	127
3.3 水流直角方向に対する中央堰柱の照査	129
3.3.1 中央堰柱の諸元	129
3.3.2 荷重の算定	129
(1) 自重	131
(2) 揚圧力	131
(3) 構造物の自重に起因する慣性力	131
(4) 地震時動水圧	131
(5) 液状化の影響	131
3.3.3 レベル1地震動に対する照査	132
(1) 固有周期および水平震度の算定	132
(2) 杭基礎の安定計算	136
(3) 部材の断面照査	140
3.3.4 レベル2地震動に対する照査	149
(1) 固有周期および水平震度の算定	149
(2) 門柱・堰柱の照査	153
(3) 杭基礎の照査（液状化が生じない場合）	167
(4) 杭基礎の照査（液状化が生じる場合）	179
(5) 堰柱床版の照査	183
謝辞	185
参考文献	185
付録1 ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位の算出方法	186
付録2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法	190
付録3 ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角について	194

1. はじめに

平成 19 年 3 月に通達された河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説¹⁾（以下、指針（案）という）においては、レベル 2 地震動に対する水門・堰の耐震性能照査法として、地震時保有水平耐力法が示されている。地震時保有水平耐力法は、レベル 2 地震動に対する道路橋の耐震性能照査法²⁾³⁾として設計実務で広く用いられている。しかし、水門・堰の構造は道路橋と異なるため、その適用にあたって注意を要する点がある。そのため、本資料は、水門・堰を対象に地震時保有水平耐力法に基づく耐震性能照査の具体的な計算例を示すものである。

はじめに、図-1.1 に示す代表的な堰の例から、水門・堰の構造的な特徴について概観する。水門・堰の構造形式には引上げ式ゲートを有するもの、鋼製転倒ゲートを有するもの、ゴム引布製起伏堰など、様々なものがある。これらのうち、これまでに最も多く採用されてきたのが同図に示すような引上げ式ゲートを有する形式であり、ゲート操作用開閉機や操作盤等を搭載したゲート操作台及び操作室、ゲート操作台を支持する門柱及び堰柱、ゲートや堰柱と一体となって水密性を発揮する床版、床版を支持する基礎から構成される。引上げ式ゲートを有する水門・堰においては、ゲート操作台と門柱がラーメン構造をなす場合も多い。床版には、堰柱より上方の構造部分の荷重を支持する堰柱床版とゲートの荷重を主に支持する中間床版に分離されているものや、箱形・U 形など、隣接する堰柱が一連の床版で連結されているものがあり、比較的規模の大きな水門・堰においては前者が採用されている場合が多い。また、平常時のゲート位置は、水門の場合は全開状態、堰の場合は全閉状態であることが多い。

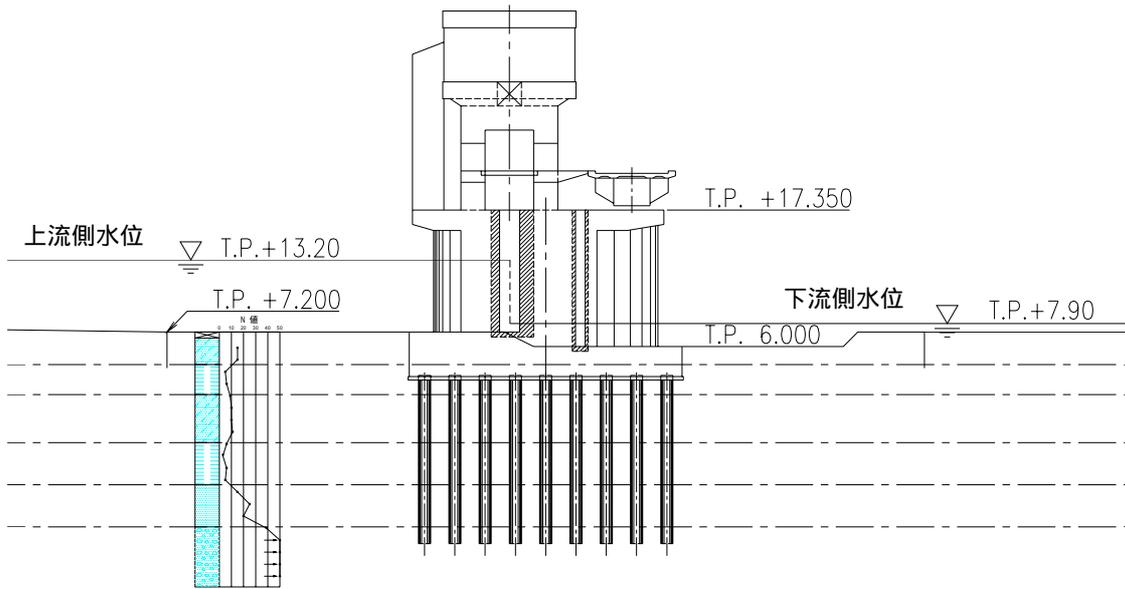
ここで、水門・堰の構造的な特徴が道路橋と比べて異なることに起因し、地震時保有水平耐力法の適用にあたって注意を要する点として、以下のものを挙げる事ができる。

- ・ 耐震性能照査における変位の照査位置は、構造物の果たすべき機能に応じて記述される。すなわち、道路橋は道路交通の観点から橋桁の水平変位、水門・堰はゲートの開閉性の観点から門柱・堰柱の傾斜角が主な着目点となる。
- ・ 道路橋は上部構造が重量の大部分を占めるトップヘビーな構造であるため、慣性力を 1 つの集中荷重に集約して考えることができ、橋全体を 1 自由度系に置き換えることが比較的容易となる。一方、水門・堰のゲート操作台及び操作室の重量はさほど大きくないため、必ずしもトップヘビーではない。したがって、慣性力の作用位置を 1 点に集約することが困難となり、構造物全体を単純な 1 自由度系モデルに置き換えるにあたって工夫を要する。
- ・ 道路橋橋脚は、断面形状が鉛直方向に大きく変化するものは少なく、シンプルな柱部材から構成されるため、塑性化が生じうる個所が比較的明確である。一方、水門・堰の門柱と堰柱のように、断面形状が大きく異なる 2 種類の柱部材から構成される場合、いずれにも塑性化が生じることが考えうる。また、基礎の応答の算定方法は、門柱と堰柱のどちらに塑性化が生じるかによって異なる。
- ・ 水門・堰の門柱及び堰柱は、ゲートの戸溝や戸当りの配置の都合上、断面形状が複雑なものが多い。その場合、断面定数の算定方法やモデル化に工夫を要する。

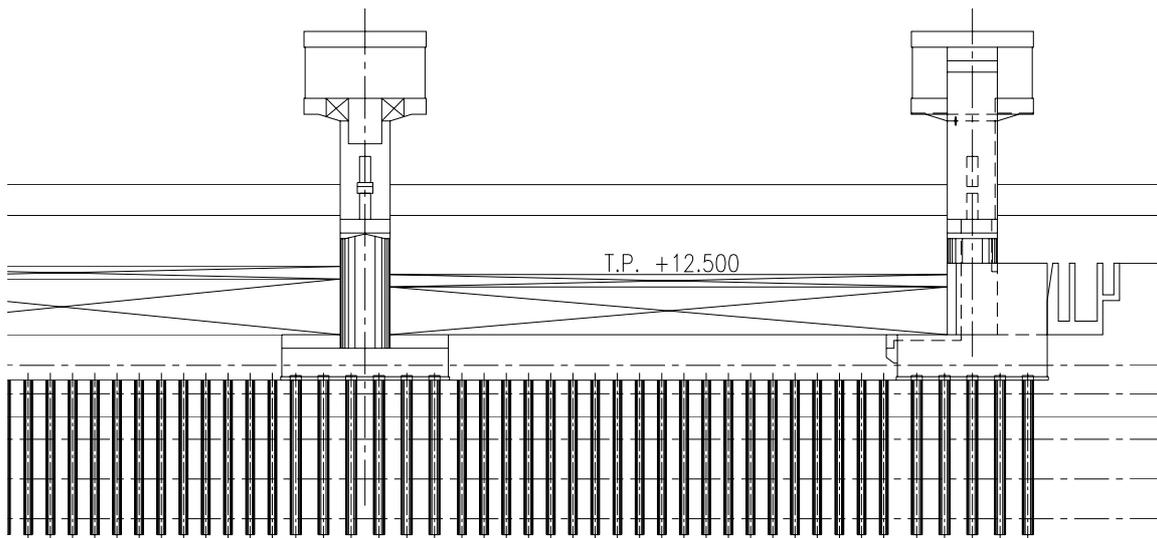
ところで、指針（案）は、耐震性能の照査に用いる地震動、地震後においても河川構造物が具

備すべき耐震性能、それぞれの耐震性能に対応する構造物および部材の限界状態を明示しており、要求性能を明示した上でそれを満足することを適切な手法によって照査すべきことを規定する、いわゆる「性能設計」の概念に基づくものである。したがって、個々の技術者が必要に応じて適切な照査方法を選択する必要があるが、水門・堰の耐震性能照査における地震時保有水平耐力法は、推奨される照査方法の一つにすぎない。また、構造形式が多岐にわたる水門・堰に対して画一的な照査方法を規定することは必ずしも合理的でないという判断もあり、地震時保有水平耐力法を適用するにあたってのモデル化の方法や応答の算定方法などの詳細までは規定されておらず、個々の技術者の裁量に委ねられる点が多い。しかし、一方で、河川構造物（ダムを除く）を対象にレベル2地震動に対する耐震性能照査が行われるべきことが具体的に規定されたのは今回の指針（案）が初めてであることを踏まえると、個々の構造物ごとに技術者が詳細な計算手順を検討・構築し、照査を行うことは実務的に困難である。そのため、河川管理者・現場実務者への便宜を図り、指針（案）が円滑に運用されることを目的として、本資料を作成するに至った。今後、水門・堰の耐震性能の照査を行うにあたっての一参考資料となれば幸いである。

本資料では、水門・堰の代表例として、引上げ式ゲートを有する堰を例に、地震時保有水平耐力法に基づく各部材（主に門柱、堰柱、基礎、堰柱床版）の照査の考え方や具体的な計算手順を示している。実際の水門・堰の構造形式は多岐にわたり、単純でないものも多いため、本資料に示す考え方は、必ずしも全ての水門・堰の耐震性能の照査において適用できるものではないことを断っておく。また、レベル2地震動に対する水門・堰の地震時挙動を調べた事例や、水門・堰に対して地震時保有水平耐力法が適用された事例が少なく、詳細な計算手順や考え方については、知見が十分に蓄積されていない点もある。それらについては、今後の調査研究により改善していくことが望まれる。



(a) 水流方向



(b) 水流直角方向

図-1.1 代表的な堰の例

2. 地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の照査手順

2.1 地震時保有水平耐力法概念と全体フロー

指針（案）における地震時保有水平耐力法の定義は、「構造物の塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能、エネルギー吸収を考慮して静的に耐震性能の照査を行う方法」とされている。これは、指針（案）に規定されるレベル 2 地震動のような大規模地震に対して損傷を全く許容しないのは不合理であり、所定の性能を満足する範囲で損傷を許容するという考え方に基づくものであることは、すでに周知のとおりである。

ここで、地震時に損傷を許容するという概念について、構造物の地震時挙動の面から解説しておく。ある部材の塑性域の挙動を期待することができれば、他の部材に作用する慣性力はある程度以上大きくなると考えることができる。例えば、門柱と堰柱から構成される構造において、門柱が塑性化する場合、門柱の終局耐力より大きな水平力は堰柱に伝達しない。これは、一部の部材が損傷することによって地震のエネルギーが吸収され、他の部材の負担が軽減される状態であると捉えることができる。エネルギー吸収効果を期待することができれば、大規模地震に対する構造物の耐震性能の照査は合理化されうる。構造物にそのような状態を安全かつ確実に発揮させるためには、塑性化を考慮する部材に適切な変形性能を与えるとともに、他の部材には塑性化を考慮する部材の最大耐力以上に相当する耐力を与えればよい。このように、構造物を構成する各部材の耐力を意図的にバランスよく配分することは、構造物全体の損傷モードを制御することに相当し、このような耐震設計の考え方はキャパシティデザインと呼ばれる⁴⁾。地震時保有水平耐力法は、大規模地震に対するキャパシティデザインを簡便な静的解析によって実現するための方法であるということもできよう。そして、一部の部材に損傷が生じるものの、その程度が地震後における構造物の供用性、修復性といった性能を満足する範囲内であることの照査がなされれば、構造物全体として一定の耐震性が保証されることになる。

また、狭義には、構造物全体を 1 自由度系モデルに置き換え、プッシュオーバー解析とエネルギー一定則を組み合わせて簡易に非線形応答を算定する手法を地震時保有水平耐力法と呼ぶこともある。構造物全体を 1 自由度系に置き換えるためには、ラーメン構造をなす門柱など、複数の柱部材から構成される構造部分を一つの構造系と見なし、系が一体として発揮することのできる荷重と変位の関係をプッシュオーバー解析により求める必要がある。部材と周辺地盤が一体となって抵抗する基礎についても同様に、系としての荷重 - 変位関係を求める必要がある。その上で、門柱 - 堰柱 - 基礎からなる構造物全体系のうち、どの部材の損傷が先行するかを判定し、構造物全体を、損傷が先行する部材を塑性ヒンジとする 1 自由度系モデルと見なす。そして、エネルギー一定則を適用することにより、塑性化の影響を考慮した応答を算定することができる。

門柱・堰柱からなる水門あるいは堰を考えると、門柱または堰柱のいずれに塑性化が生じるかによって地震時の挙動が大きく異なるため、応答の算定にあたっては、その影響を適切に考慮する必要がある。

以上を踏まえ、図-2.1.1 に指針（案）に基づいた、水門・堰の耐震性能の照査フローを示す。まず、構造条件、地盤条件、液状化の判定など、照査条件を整理し、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査を行う。レベル 1 地震動に対する照査は、従来から行われてきた許容応力度法に基づいて行うことができる⁵⁾。ただし、指針（案）においては、後述のように、レベル 1 地震動が新

たに定義されているため、これに準拠して水平震度を設定する必要がある。

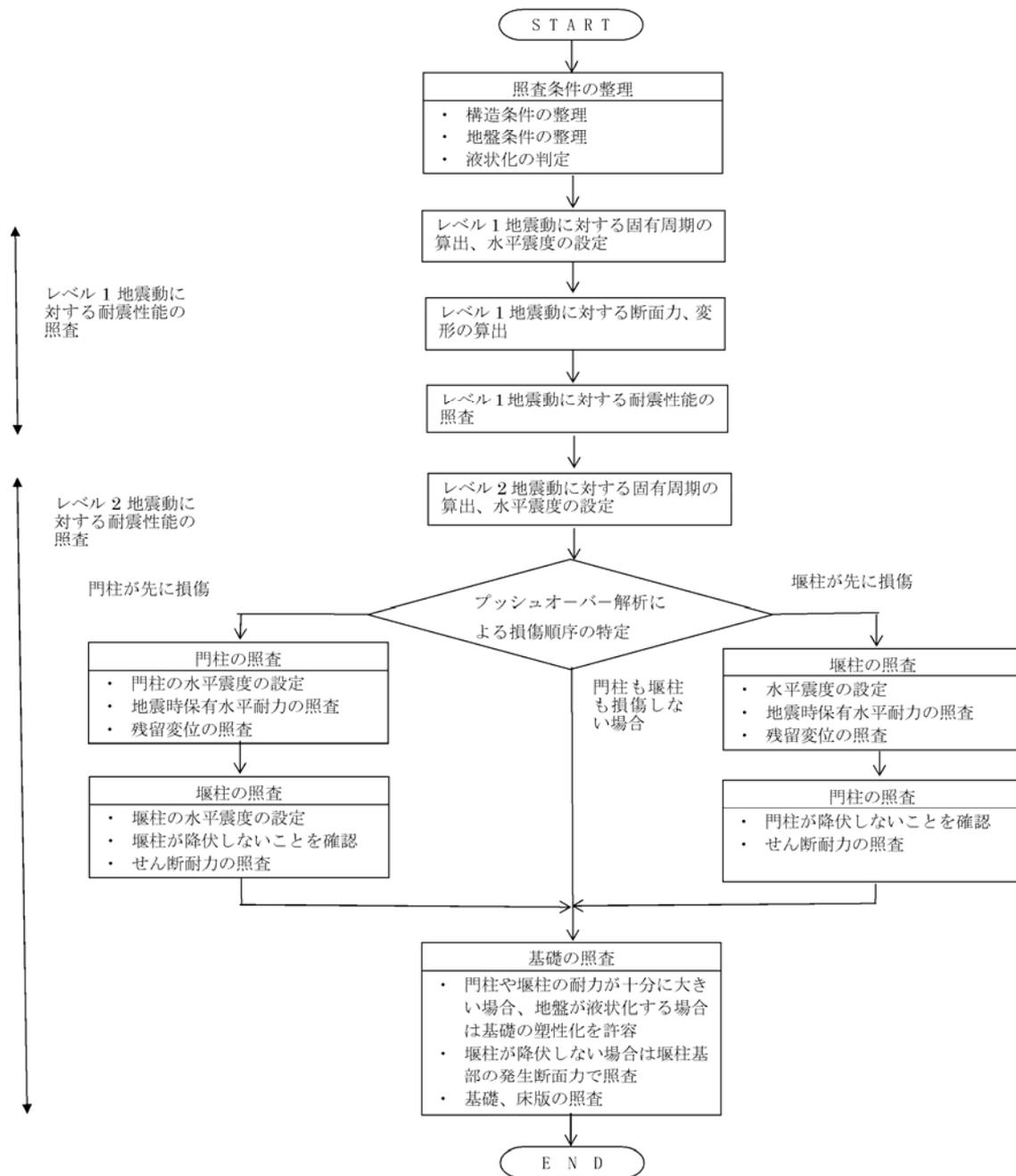


図-2.1.1 水門・堰の耐震性能の照査フロー

地震時保有水平耐力法に基づいてレベル2地震動に対する耐震性能の照査を行う場合、まず門柱と堰柱のどちらが先に損傷するかを判定し、この結果に基づき門柱および堰柱の応答算定法、照査内容を選択する必要がある。ここでいう損傷とは、部材が曲げ変形により降伏に至ること、あるいはせん断力がせん断耐力に達することを指している。さらに、その結果を踏まえて基礎の耐震性能の照査を実施する必要がある。

本資料においては、レベル1地震動に対する耐震性能の照査方法を2.2節で簡単に整理し、2.3

～2.8 節に、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査方法および考え方について詳述している。また、2.9 節では、堰柱床版の耐震性能の照査方法について述べている。

2.2 レベル 1 地震動に対する水門・堰の照査

まず、レベル 1 地震動に対する水門・堰の耐震性能の照査方法について整理しておく。指針(案) 編 2.1 では、レベル 1 地震動に対して、全ての水門・堰について耐震性能 1 を確保すべきことが規定されている。さらに、指針(案) 編 3.3 では、耐震性能 1 に対する水門・堰の限界状態として、各部材の力学特性が弾性域を越えない範囲で適切に定めるものとしている。これは、地震後においても機能回復のための修復をすることなく、地震前と同じ水門・堰としての機能を保持することが意図されたものである。

レベル 1 地震動に対する水門・堰の照査においては、従前から行われてきたように、許容応力度法に基づく照査を行うことができる。したがって、レベル 1 地震時の応答の算定方法は基本的に従来と変わるものではない。ただし、今回の指針(案)においては、図-2.2.1 に示すように、構造物と地盤面の振動特性の違いを明確に区別したレベル 1 地震動が新たに定義されている。このため、レベル 1 地震動の水平震度は、地域別補正係数 c_z に加え、地盤種別や水門・堰の固有周期に応じて算出する必要がある。

水門・堰の固有周期の算定は、指針(案) 編 4.2 と本資料 2.5 節のほか、道示 編 6.2.3 に準じて算定することができる。ここで、各部材には損傷が生じていないことを想定するため、各部材の剛性を全断面有効として算出してよい。

照査にあたっては、自重、静水圧、土圧などの常時荷重に加え、上記の水平震度に基づいて算出される慣性力等の地震の影響を考慮した上で、部材のコンクリートまたは鋼材に生じる応力度を算出する。そして、応力度が地震時の割増しを考慮した許容応力度以下であることを照査する。許容応力度としては、建設省河川砂防技術基準(案)同解説⁵⁾(以下、河川砂防技術基準という)に示される値を用いるのがよい。

基礎については、部材に生じる応力度が地震時の割増しを考慮した許容応力度以下であり、かつ、基礎として安定であることを照査する。液状化の影響を考慮する際には、土質定数を低減係数 D_E によって低減させる必要がある。ここで、土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を指す。土質定数の低減係数 D_E は、レベル 2 地震動を想定して算出した液状化に対する抵抗率 F_L に基づき、後述する表-2.8.1 に基づいて求めることができる。

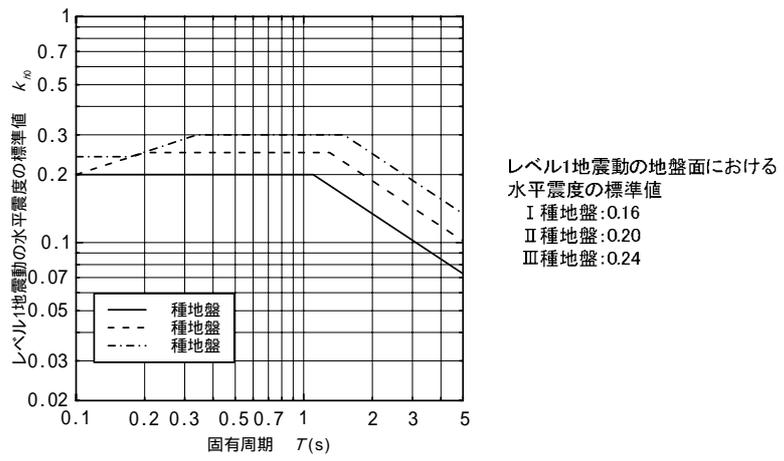


図-2.2.1 レベル1地震動の水平震度の標準値

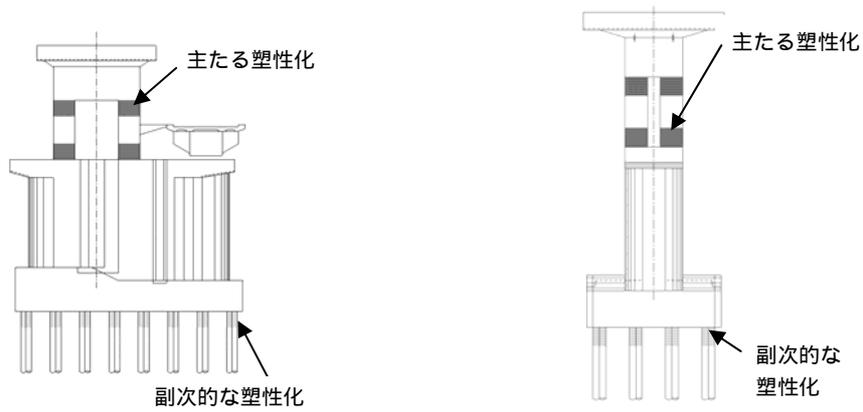
2.3 各部材の限界状態の組み合わせ

耐震性能 2 に対する水門・堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲内になるよう適切に定めるものとされている。2.1 節では、部材のエネルギー吸収効果を確実に発揮させるためには、塑性化を考慮する部材に適切な変形性能を与えるとともに、他の部材には塑性化を考慮する部材の最大耐力相当以上の耐力を与える必要があることを述べた。門柱 - 堰柱 - 基礎からなる構造系にこの考え方を当てはめると、門柱、堰柱および基礎のいずれにも塑性化が生じることを許容してよいわけではなく、これらのうちいずれか 1 個所のみ主たる塑性化を生じさせ、他の部材を弾性範囲内あるいは副次的な塑性化にとどめることになる。一般には、地震後の修復が比較的容易な門柱もしくは堰柱に塑性化を誘導するのが合理的である。また、基礎についても、塑性化によるエネルギー吸収を十分に見込むことができるものの、地震後の損傷の発見や修復が困難であることから、やむを得ない場合を除き、副次的な塑性化にとどめるのがよい。

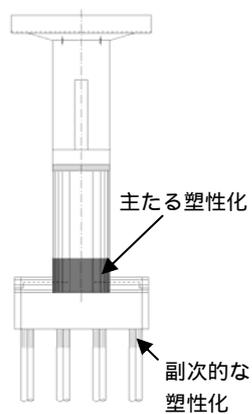
以上を踏まえると、塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせのパターンは、図-2.3.1 のように例示することができる。さらに、各パターンにおける各部材の限界状態は、表-2.3.1 のように整理することができる。

耐震性能 3 に対する水門・堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内になるよう適切に定めるものとされている。この場合も、塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせは、耐震性能 2 の場合と同様となる。耐震性能 2 の場合と異なるのは、ゲートの開閉を妨げない限界の状態ではなく、塑性変形が生じた部材の修復を容易に行い得る限界の状態としている点である。それを踏まえると、耐震性能 3 に対する塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせの例と各部材の限界状態は、表-2.3.2 のように整理することができる。

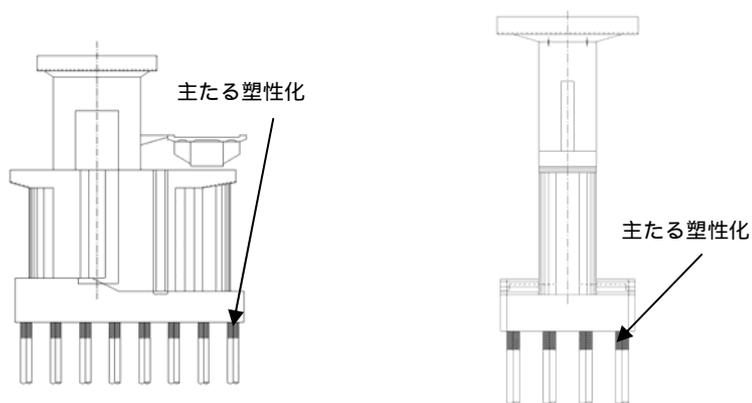
指針（案）においては、ゲートについても、開閉が可能な範囲あるいは修復困難な残留変位が生じない範囲で損傷を許容してよいことが示されている。しかし、ゲートと門柱・堰柱の両者に残留変形が生じた場合でもゲートの開閉が損なわれない、あるいは修復が容易であることを照査するのは困難であるため、ゲートの塑性化を考慮する場合は、門柱・堰柱および基礎を弾性範囲内あるいは副次的な塑性化にとどめるのが望ましい。また、ゲートの残留変形量を算出した上で照査を行う場合、現時点ではゲートの残留変形を簡易に算定する方法は開発されていないため、非線形動的解析を行う必要がある点に注意を要する。



(a) 門柱に塑性化を考慮する場合



(b) 堰柱基部に塑性化を考慮する場合



(c) 基礎に塑性化を考慮する場合

図-2.3.1 塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせの例

表-2.3.1 塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせの例と
各部材の限界状態（耐震性能2）

塑性化を考慮する部材 各部材の限界状態	門 柱	堰 柱	基 礎
門 柱	門柱の残留変位がゲートの開閉を妨げない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
堰 柱	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	堰柱の残留変位がゲートの開閉を妨げない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
堰柱床版	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
基 礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	基礎の残留変位がゲートの開閉を妨げない限界の状態
適用する水門・堰の例			門柱・堰柱が十分大きな水平耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合

表-2.3.2 塑性化（非線形性）を考慮する部材の組み合わせの例と
各部材の限界状態（耐震性能3）

塑性化を考慮する部材 各部材の限界状態	門 柱	堰 柱	基 礎
門 柱	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
堰 柱	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
堰柱床版	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態
基 礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態
適用する水門・堰の例			門柱・堰柱が十分大きな水平耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合

2.4 部材の断面定数の算定

構造物の塑性化を考慮するレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査においては、構造物を構成する各部材について、非線形性を考慮した断面定数を適切に算定する必要がある。

部材の曲げに関する特性を表す曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係としては、平面保持の仮定に基づいて、ひび割れ、初降伏および終局時の曲げモーメントと曲率を算定することができる。具体的には、断面を 50 程度に分割し、分割された各微小要素内のコンクリートの応力度 σ_c - ひずみ ε_c 関係を図-2.4.1、鉄筋の応力度 σ_s - ひずみ ε_s 関係を図-2.4.2 のように与え、軸力がつり合うように中立軸を種々変更することによって $M - \phi$ 関係を求めることができる。各パラメータの設定方法については、道示 V 編 10.3 および 10.4 を参照されたい。

ここで、 $M - \phi$ 関係の算定において終局モーメント M_u を小さめに算定しておくことは、当該部材にとっては安全側となるものの、他の部材にとっては危険側となることを指摘しておく。これは、塑性化を考慮する部材の耐力を過小評価することで、エネルギー吸収効果が過度に見込まれることになり、塑性化を生じさせない部材に与えるべき耐力が小さめに設定されるためである。したがって、終局耐力 M_u の算定にあたっては、過大評価または過小評価のいずれも好ましくない。

部材のせん断については、せん断耐力を算出する必要がある。せん断耐力 P_s (N) は、道示 V 編 10.5 に準じて式 (2.4.1) ~ (2.4.3) により算出することができる。

$$P_s = S_c + S_s \quad (2.4.1)$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \quad (2.4.2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a} \quad (2.4.3)$$

ここに、 S_c はコンクリートが負担するせん断耐力 (N)、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数、 c_e は部材断面の有効高 d に関する補正係数、 c_{pt} は軸方向鉄筋比による補正係数、 b はせん断耐力を算定する方向に直角な方向の部材断面の幅 (mm)、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の部材断面の有効高 (mm)、 S_s は帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)、 A_w は間隔 a および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)、 σ_{sy} は帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)、 θ は帯鉄筋と鉛直軸のなす角度 ($^\circ$)、 a は帯鉄筋の間隔 (mm) である。各パラメータの設定方法については、道示 編 10.5 を参照されたい。部材のせん断によるぜい性的な破壊は避けなければならないことから、せん断耐力については、安全側に算出しておくべきである。ただし、堰柱の水流方向のように、堰柱の高さと幅の比が小さい場合、コンクリートの負担するせん断耐力 S_c が増加することが知られている (ディープビーム効果)。この影響を考慮しないことにより、著しく不合理な照査結果が得られたと判断される場合は、文献 6) , 7) 等を参考に、せん断耐力をせん断スパン比に応じて補正することもできる。

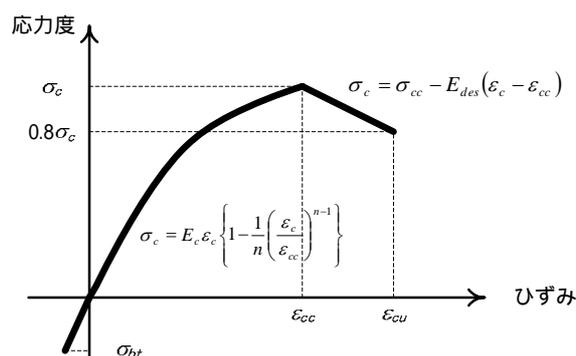


図-2.4.1 コンクリートの応力度 - ひずみ関係 (σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)、 ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ、 ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ、 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)、 E_{des} : 下降勾配 (N/mm²))

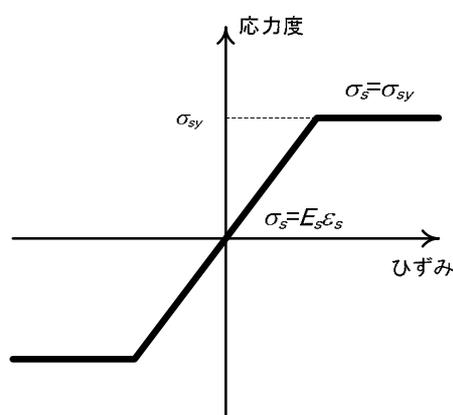


図-2.4.2 鉄筋の応力度 σ_s - ひずみ ε_s 関係 (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm²)、 E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²))

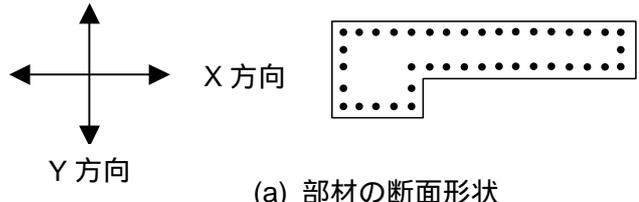
道示 編に示される部材の断面定数の算出方法は、材料定数や各種補正係数、計算方法の仮定を含めて一体としてその妥当性が確認されたものである。したがって、道示に準じてそれらを算定する場合は、材料定数の値も含め、一連の数値と計算方法を準用するのがよい。ただし、既設構造物の耐震性能の照査にあたり、すでに実在する構造物から採取した試料の試験結果に基づいて材料定数を設定する場合は、この限りではない。

配筋の構造細目は道示 編 10.6 に準拠することが望ましいが、これが満足されない場合には、図-2.4.1に示すコンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ ε_{cc} を終局ひずみ ε_{cu} と見なすなど、適切な配慮が必要となる⁸⁾。

水門・樋門および堰を構成する柱部材には、断面形状が複雑なものが多いため、 $M - \phi$ 関係やせん断耐力の算出に工夫が必要となる。それらの算出方法は、軸方向鉄筋や帯鉄筋等の配置によって柔軟に考える必要があるが、以下、その考え方について3例を示す。図-2.4.3～図-2.4.5に、2方向の荷重に対して、 $M - \phi$ 関係およびせん断耐力の算出において考慮する断面範囲の例を示す。

$M - \phi$ 関係の算出にあたっては、突起部や切り欠き部も含め、鉄筋が配置されている全ての範囲を考慮して算出するのがよい。例1のX、Y方向に対する照査および例2のY方向に対する照査においては、計算の単純化のために斜線部を無視することも考えられるが、断面定数を過小評価するおそれがある点に注意を要する。例2のX方向に対する照査においては、中立軸付近のコンクリートが $M - \phi$ 関係に与える影響が小さいことから、X方向の照査における $M - \phi$ 関係算出時には、切り欠き部（斜線部）にコンクリートが充填されているものと考えてもよい。例3の場合、X、Y方向いずれに対しても、鉄筋が配置されている全ての範囲を考慮している。

せん断耐力の算出にあたっては、突起部や切り欠き部によるせん断力の負担機構が不明確であることから、無視するのがよい。また、帯鉄筋が荷重の作用方向に貫通していると見なされない場合、せん断力に対する帯鉄筋の抵抗を期待することができない。したがって、荷重の作用方向に貫通していると見なされない帯鉄筋は、せん断耐力の算出にあたって考慮してはならない。具体的な考え方の例は、例1～3に示すとおりである。

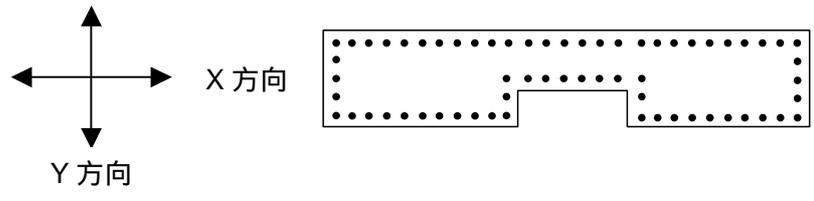


(a) 部材の断面形状

(b) 断面定数の算出時に考慮する範囲

	$M - \phi$ 関係算出時	せん断耐力算出時
X, Y 方向に対する照査		

図-2.4.3 複雑な断面形状を有する部材の考え方 (例1)

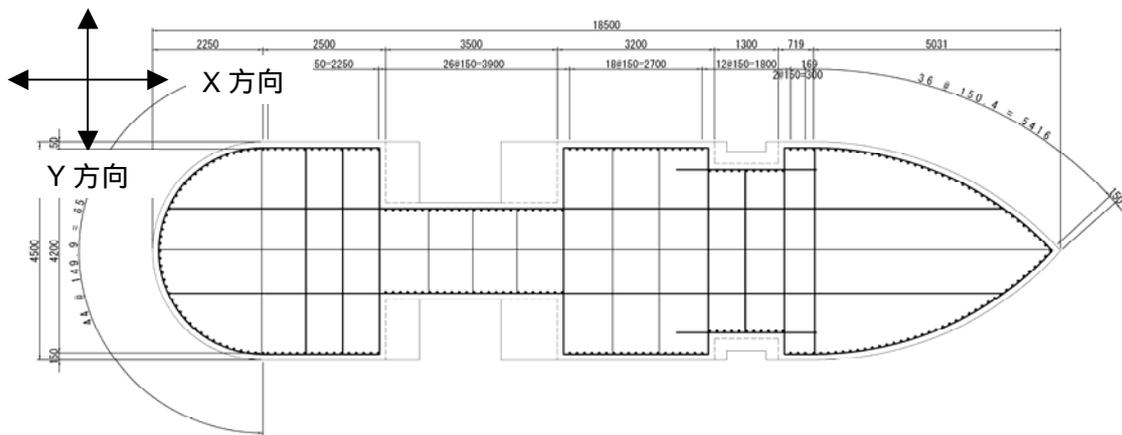


(a) 部材の断面形状

(b) 断面定数の算出時に考慮する範囲

	$M - \phi$ 関係算出時	せん断耐力算出時
X 方向に対する照査		
Y 方向に対する照査		

図-2.4.4 複雑な断面形状を有する部材の考え方 (例2)



(a) 部材の断面形状

(b) 断面定数の算出時に考慮する範囲

	M - φ 関係算出時	せん断耐力算出時
X 方向に対する照査		
Y 方向に対する照査		

図-2.4.5 複雑な断面形状を有する部材の考え方の例 (例 3)

2.5 固有周期および水平震度の算定

指針（案）に規定される水平震度は、水平震度 - 固有周期の関係、すなわち加速度応答スペクトルの形式で記述されている。したがって、耐震性能の照査に用いる水平震度を算定するにあたっては、構造物の固有周期を算定する必要がある。固有周期は、指針（案） 編にしたがって、次式により算出することができる。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (2.5.1)$$

ここに、 T は固有周期 (s)、 δ は耐震性能照査上の地盤面より上にある門柱・堰柱の重量の80%と、それが支持する上部構造の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m) である。

ただし、上述の δ の算定方法は、道路橋のようにトップヘビーな構造物に対しては適用性が高いが、堰柱が比較的大きな重量を有する場合など、トップヘビーでない構造物に対して適用することはできない。その場合、道示V編6.2.3に準じ、次式により δ を求めることができる。

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad (2.5.2)$$

ここに、 $w(s)$ は位置 s における重量 (kN/m)、 $u(s)$ は耐震性能照査上の地盤面より上方の構造部分の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s における変位(m)である。離散型の骨組構造にモデル化する場合は、次式により δ を求めることができる。

$$\delta = \frac{\sum_i (W_i u_i^2)}{\sum_i (W_i u_i)} \quad (2.5.3)$$

ここに、 W_i は節点 i の重量(kN)、 u_i は耐震性能照査上の地盤面より上方の構造部分の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる節点 i における変位(m)である。

構造物全体の重量の中で堰柱の自重が大半を占めるなど、構造物がトップヘビーでない場合、固有値解析によって固有周期を算定することもできる。固有値解析から、1次固有周期に加え、2次以降の固有周期や各モードのモードベクトルが得られる。ここで、ある次数の固有周期が比較的大きい場合や、2次以降のモードの有効質量比が比較的大きい場合、高次モードの振動が卓越する可能性がある。その場合、構造物全体を1自由度系と置き換えることが困難となるため、動的照査法に基づいて照査を行う必要がある。

レベル2地震動に対する固有周期の算定においては、門柱、堰柱の剛性には降伏剛性を用いるのがよい。ここで、降伏剛性とは、部材の曲げ降伏時の割線剛性 EI_y のことをいい、部材の降伏曲げモーメント M_y と降伏曲率 ϕ_y の比($EI_y = M_y / \phi_y = M_{y0} / \phi_{y0}$)により求まる。断面が非対称で方向によって降伏剛性が異なる場合には、降伏耐力が小さい方向の降伏剛性を用いてよい。これは、部材は地震時に正負両方向の変形を受けるものの、耐力が小さい方向の変形が支配的となると考えられるためである。基礎については、道示V編6.2.3に準じてモデル化するのがよい。U形、箱型構造など、堰柱床版と中間床版が一体となっている場合は、床版で接続されている構造部分を一体としてモデル化した上で、固有周期を算定するのが望ましい。ただし、小規模な水門など、全体を一体としてモデル化した上で固有周期を算定するのが不合理であると考えられる場合もある

ため、状況に応じ、スパン中央などで分離されたものと見なして固有周期を算定することも考えられる。

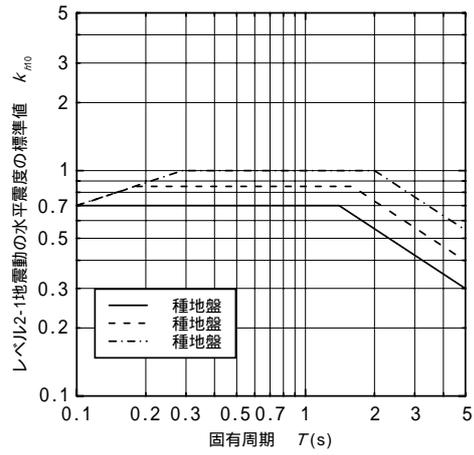
引上げ式ゲートについては、地震時に門柱・堰柱の戸当り部との接触を繰り返しながら振動し、これによって衝撃力が作用することが考えられる。しかし、耐震性能の照査においてそのような状態を考慮することは極めて困難であるため、当面は、門柱・堰柱に固定された集中質量として取り扱ってよい。ゲートの位置（開閉状態）は、常時の状態を想定すればよい。ただし、船舶が頻繁に往来する堰など、頻繁にゲートの開閉を行う場合は、想定されるゲート位置のうち最も厳しい状態に対して照査を行うのがよい。管理橋の慣性力は、支承条件に応じて考慮する。地震時動水圧の影響は、地震時動水圧が作用する部位に付加質量を与えることによって模擬することができる。指針（案）編式(解5.5.1)に基づき、地震時動水圧を模擬するための付加質量 m_d (t/m)は次式により算出される。

$$m_d = \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} b \sqrt{H \cdot h} \quad (2.5.4)$$

ここに、 γ_w は水の単位体積重量 (kN/m³)、 g は重力加速度 (m/s²)、 b は地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)、 H は水深 (m)、 h は水面から付加質量を与える点までの水深 (m) である。離散型の骨組構造にモデル化する場合、ある節点に水面から深さ $h_1 \sim h_2$ (m) における地震時動水圧を負担させる場合、その節点には次式により算出される付加質量 m_d (t) を与えればよい。

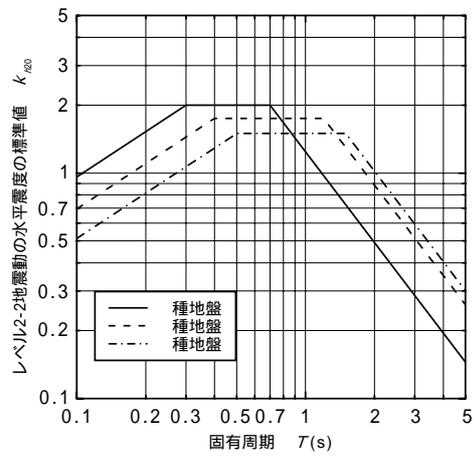
$$m_d = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} b \sqrt{H \cdot h} dh = \frac{7}{12} \frac{\gamma_w}{g} b \left(\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3} \right) \quad (2.5.5)$$

このようにして求めた固有周期と指針（案）I編 4.5 に基づいて判別した地盤種別より、水平震度は指針（案）5.6 および 5.7 に基づいて水平震度を算出することができる。すなわち、レベル 1 地震動に対する水平震度の標準値は図-2.2.1、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動に対する水平震度の標準値は、それぞれ図-2.5.1 および図-2.5.2 から求まる。固有周期および水平震度は、水流方向および水流直角方向それぞれに対して算出する必要がある。



レベル2-1地震動の地盤面における
水平震度の標準値
I種地盤:0.30
II種地盤:0.35
III種地盤:0.40

図-2.5.1 レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値



レベル2-2地震動の地盤面における
水平震度の標準値
I種地盤:0.80
II種地盤:0.70
III種地盤:0.60

図-2.5.2 レベル 2-2 地震動の水平震度の標準値

2.6 主たる塑性化を考慮する部材および破壊形態の判定

断面形状の異なる門柱・堰柱から構成される水門・堰の照査においては、主たる塑性化の生じる部材および破壊モードの判定にあたり、プッシュオーバー解析を行うのが有効である。プッシュオーバー解析のイメージを図-2.6.1に示す。プッシュオーバー解析とは、荷重を段階的に漸増させて与える静的非線形解析のことをいい、門柱と堰柱のように損傷が生じる可能性のある部材が複数存在する場合に、どの部材の損傷が先行するかを調べることができる。同時に、その部材がどのような破壊形態（曲げ破壊型、せん断破壊型など）をとるのかについても調べることができる。

プッシュオーバー解析では、門柱および堰柱を一体としてモデル化し、堰柱基部より上位の構造部分にあらかじめ死荷重、静水圧、常時土圧等の常時荷重を作用させた状態で、慣性力、地震時動水圧および地震時土圧を漸増させて与える。

部材に塑性化が生じることを考慮する場合の構造物全体の応答変位は塑性化を考慮する範囲（塑性ヒンジ長）のとり方に依存するため、適切に評価する必要がある。特に、ラーメン形式の門柱の場合、上部に門柱を有する堰柱の場合は評価方法が煩雑となるため、それぞれ「付録1 ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位の算出方法」、「付録2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法」に詳述している。

躯体の自重は、躯体を模した梁要素等の分布質量として与える必要がある。ゲートについては、前節に示したとおり、ゲート位置に応じて集中質量としてモデル化すればよい。管理橋の慣性力は、支承条件に応じて考慮する。地震時動水圧は、地震時動水圧を負担する節点に、式(2.5.5)により算出される付加質量 m_d を与えることによって模擬する。

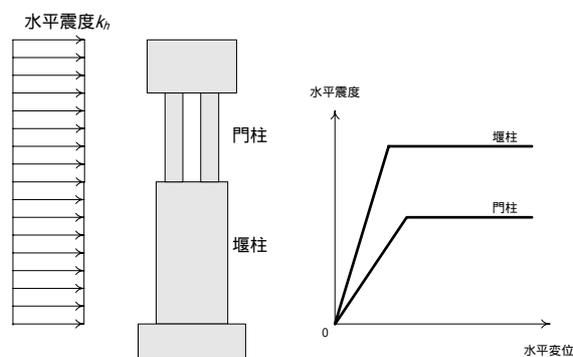


図-2.6.1 門柱・堰柱に対するプッシュオーバー解析の概念図

破壊形態の判定方法のイメージを図-2.6.2に示す。破壊形態は、部材が曲げモーメントとせん断力を同時に受けるときに、終局水平耐力（曲げ耐力）およびせん断耐力のいずれに先に達するかによって判定される。部材の破壊形態を知ることは、部材の塑性変形性能を期待できるか否かを知る上で重要である。道路橋のように構造が単純な場合、破壊形態は簡易な式から判定することができるが、門柱・堰柱から構成される水門・堰のように構造が単純でない場合、プッシュオーバー解析で得られた断面力に基づいて判定する必要がある。

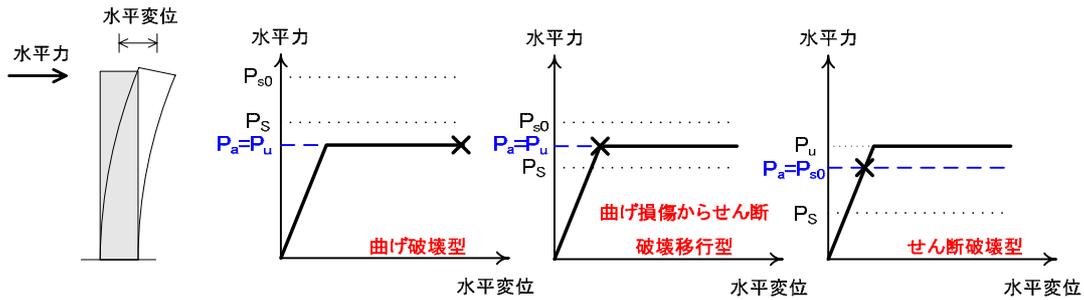


図-2.6.2 破壊形態の判定方法 (P_u : 終局水平耐力、 P_s : せん断耐力、 P_{s0} : 正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合のせん断耐力、 P_a : 地震時保有水平耐力)

プッシュオーバー解析による破壊形態の判定は、次式により行うことができる。

$$\begin{aligned}
 S \leq P_s &: \text{曲げ破壊型} \\
 P_s < S < P_{s0} &: \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\
 P_{s0} \leq S &: \text{せん断破壊型}
 \end{aligned} \tag{2.6.1}$$

ここに、 S は部材の曲げモーメントが終局水平耐力に達するときのせん断力、 P_s はせん断耐力、 P_{s0} は正負交番繰返し载荷の影響を考慮しない場合 (式(2.4.2) の $c_c = 1.0$ とした場合) のせん断耐力である。図-2.6.2 に示す 3 種類の図は、式(2.6.1)に示した 3 種類の破壊形態に対応しているが、それぞれの破壊形態の場合について、同図に示す×印までの状態を許容することができる。すなわち、曲げ破壊型と判定された場合のみ、塑性変形性能やそれによるエネルギー吸収効果を期待することができ、曲げ損傷からせん断破壊移行型またはせん断破壊型と判定された場合、ぜい性的な破壊形態をとるため、塑性変形性能を期待することができない。また、各破壊形態における×印の点の水平力は地震時保有水平耐力 P_a を表す。例えば、道路橋橋脚のように構造が単純な場合、地震時保有水平耐力 P_a は、部材の破壊形態に応じて次式により算出される。

$$P_a = \begin{cases} P_u : (\text{曲げ破壊型}) \\ P_u : (\text{曲げ損傷からせん断破壊型}) \\ P_{s0} : (\text{せん断破壊型}) \end{cases} \tag{2.6.2}$$

形式の異なる門柱・堰柱から構成される構造の場合においても、地震時保有水平耐力を求めるにあたり、式(2.6.2)の考え方を踏襲することができる。

主たる塑性化の生じる部材および破壊形態をプッシュオーバー解析により判定する場合、2.7 節に示す照査を行う上では、力ではなく水平震度で整理しておいた方が都合がよい。以降では、プッシュオーバー解析により、主たる塑性化が生じる部材が地震時保有水平耐力 P_a に相当する状態に達したときの水平震度を、地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{ha} と呼ぶ。地震時保有水平耐力に相当する水平震度のとり方は、主たる塑性化の生じる部材およびその破壊形態によって異なる。

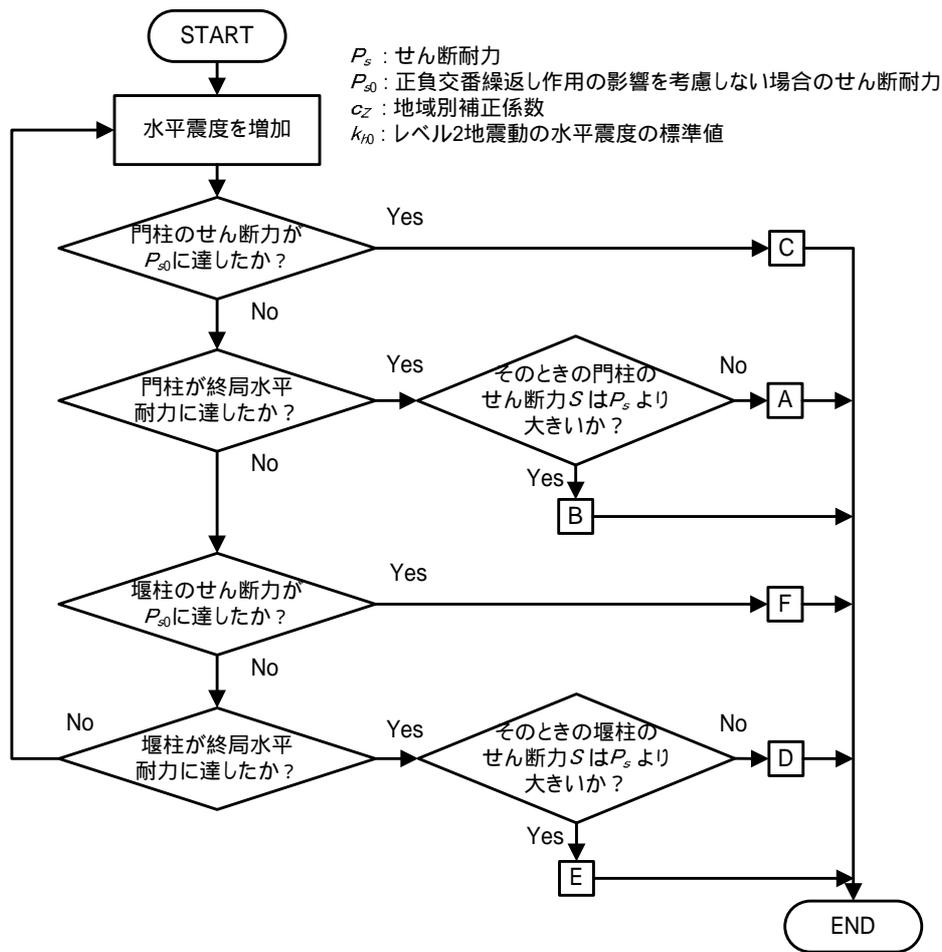
以上を踏まえ、門柱・堰柱から構成される構造に対して、プッシュオーバー解析により主たる塑性化が生じる部材および破壊形態を判定するためのフローを図-2.6.3 に示す。ここで、フロー中の門柱あるいは堰柱が終局水平耐力に達した状態とは、単柱式の場合は柱基部の曲げモーメントが降伏曲げモーメント (= 終局曲げモーメント) に達した状態、ラーメン形式の場合はラーメン

が系としての降伏に達した状態を指す。同図に、地震時保有水平耐力に相当する水平震度のとり方についてもあわせて整理している。プッシュオーバー解析により破壊形態を判定するためには、いずれかの部材が図-2.6.3のA～Fに達するまで水平震度を増加させる必要がある。

門柱および堰柱それぞれの地震時保有水平耐力に相当する水平震度が近い値をとる場合、いずれに塑性化が生じるかが不明確となり、予期せぬ破壊形態となる可能性がある。したがって、そのような場合は門柱および堰柱のうち塑性化を考慮しない部材の耐力を向上させるなどにより、塑性化が生じる部材を明確化しておくのが望ましい。

門柱または堰柱の断面形状が非対称である場合、荷重の作用方向の正負によって部材の有する水平耐力や変形性能が異なるため、プッシュオーバー解析を正負両方向に対して行い、地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{ha} が小さくなる方向を対象として照査を行うのがよい。

部材の断面が非常に大きく、軸方向鉄筋比が小さくなっているような場合には、終局水平耐力 P_u がひびわれ水平耐力 P_c より小さくなることがある。このような部材が地震力を受けると、曲げ破壊型であると判定された場合においても、ひびわれ発生とともに耐力が急激に低下して破壊に至る可能性が考えられる。新設構造物の場合は、鉄筋量を増やすなどにより P_u を P_c より大きくしておくのがよい。すでに P_u が P_c を下回っている既設構造物については、やむを得ず、ひびわれ耐力 P_c を無視して荷重 - 変位関係を与えるという判断も考えうる。



解析結果	主たる塑性化が生じる部材	主たる塑性化が生じる部材の破壊形態	地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{ha}
A	門柱	曲げ破壊型	門柱が終局水平耐力に達したときの水平震度
B	門柱	曲げ損傷からせん断破壊移行型	門柱が終局水平耐力に達したときの水平震度
C	門柱	せん断破壊型	門柱のせん断力が P_{s0} に達したときの水平震度
D	堰柱	曲げ破壊型	堰柱が終局水平耐力に達したときの水平震度
E	堰柱	曲げ損傷からせん断破壊移行型	堰柱が終局水平耐力に達したときの水平震度
F	堰柱	せん断破壊型	堰柱のせん断力が P_{s0} に達したときの水平震度

図-2.6.3 プッシュオーバー解析による主たる塑性化が生じる部材および破壊形態の判定フロー

2.7 門柱・堰柱の応答算定および照査

主たる塑性化の生じる部材とその破壊形態を判定した結果を踏まえ、構造物全体を 1 自由度系に置き換えてその応答を算定する。このとき、主たる塑性化の生じる部材の破壊形態が曲げ破壊型である場合に限り、塑性変形性能（塑性域に入っても部材の水平耐力が減少することなく変形する領域）を期待することができ、エネルギー吸収による応答の低減を見込むことができる。

主たる塑性化の生じる部材が曲げ破壊型であると判定された場合、塑性化の影響を考慮した構造物の応答（弾塑性応答）を、エネルギー一定則に基づいて算定する。エネルギー一定則とは、弾塑性復元力特性を有する 1 自由度系構造物が地震動を受けた場合に、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ等しくなるという考え方に基づく近似的な解析法である。すなわち、構造物に水平震度を作用させた場合に、水平震度 - 水平変位関係は図-2.7.1 のように表すことができる。ある部材が塑性域に入った場合、 $0AB$ と $0CDE$ の面積が等しくなるように弾塑性応答が生じるというものである。これにより、塑性域に入っても部材の水平耐力が減少することなく変形できる領域が大きい（大きな塑性変形性能を有する）場合、部材が降伏した以降においても地震力のエネルギーを吸収する効果を評価することが可能となる。

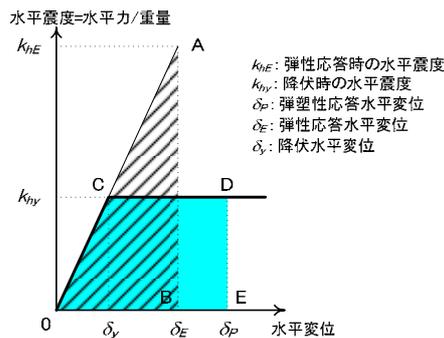


図-2.7.1 エネルギー一定則

この考え方によると、構造物の応答塑性率 $\mu_r (= \delta_P / \delta_y)$ を次式により求めることができる。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hE}}{k_{hy}} \right)^2 + 1 \right\} \quad (2.7.1)$$

さらに、式(2.7.1)を変形すると、部材に許容される塑性率（許容塑性率 μ_a ）から水平震度の低下の割合を逆算することができる。その割合こそが塑性化によるエネルギー吸収の効果を表すものであり、指針（案）編 5.8 および道示 編式(6.4.5)に示される構造物特性補正係数 $c_s (=k_{hy} / k_{hE})$ に他ならない。すなわち、

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (2.7.2)$$

また、主たる塑性化を考慮する部材が曲げ破壊型であると判定された場合の許容塑性率 μ_a は、道示 編式(10.2.3) に準じ、次式により算出することができる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (2.7.3)$$

ここに、 δ_u は部材の終局変位、 δ_y は部材の降伏変位、 α は安全係数である。部材の降伏変位および終局変位を算出するにあたっては、塑性ヒンジ長を適切に評価する必要がある。その方法の詳細は、「付録1 ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位の算出方法」および「付録2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法」を参照されたい。指針（案）編 5.8 では、構造物特性補正係数の算定にあたり、本来、河川構造物に必要とされる耐震性能、構造部材の特徴等に応じて定めるべきであるものの、現状では十分な知見の蓄積がないことから、道示 編に準じて算出するのがよいことが解説されている。したがって、式(2.5.3)の安全係数 α として、表-2.7.1 に示される値を用いるのがよい。

表-2.7.1 曲げ破壊型と判定された部材の許容塑性率を算出する際の安全係数

水門・堰に求められる耐震性能	レベル 2-1 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	レベル 2-2 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
耐震性能 2	3.0	1.5
耐震性能 3	2.4	1.2

主たる塑性化を考慮する部材が曲げ損傷からせん断破壊移行型、またはせん断破壊型であると判定された場合は、塑性変形性能を期待することができないため、許容塑性率 $\mu_a=1.0$ としなければならない。

門柱・堰柱については、耐震性能 2 および 3 とともに、門柱・堰柱の地震時保有水平耐力が門柱・堰柱に作用する慣性力を下回らないとともに、残留変位が許容残留変位以下であることの照査を行うことが規定されている。このとき、門柱・堰柱のいずれか一方に主たる塑性化が生じることを考慮し、他方は弾性範囲内であることを照査するため、以下に示すように、門柱または堰柱のいずれに主たる塑性化が生じるかによって照査方法が異なる。なお、門柱または堰柱の断面形状が非対称である場合、荷重の作用方向の正負によって部材の有する水平耐力や変形性能が異なるため、正負両方向に対する照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる必要がある。

1) 門柱に主たる塑性化が生じる場合

門柱については、次式により照査を行う。

$$k_h W \leq P_{aG} \quad (2.7.4)$$

ここに、 k_h はレベル2地震動の水平震度 k_{h1} または k_{h2} 、 W は地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N)、 P_{aG} は門柱の地震時保有水平耐力 (N)である。ここで、プッシュオーバー解析により門柱の水平震度 - 水平変位関係を求めた場合は、門柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haG} がすでに求まっているため、地震時保有水平耐力 $P_{aG} = k_{haG} W$ と見なすことができる。その場合、式(2.7.4) に代わって次式により照査を行うことができる。

$$k_h (= c_{SG} c_Z k_{h0}) \leq k_{haG} \quad (2.7.5)$$

ここに、 c_{SG} は門柱の構造物特性補正係数、 c_Z は地域別補正係数、 k_{h0} はレベル2地震動の水平震度の標準値である。

堰柱については、作用する断面力に対して弾性範囲におさまることの照査を行う。堰柱に作用する断面力は、門柱の塑性化を考慮し、門柱基部から上方の構造部分に対しては門柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haG} 、堰柱に対しては弾性応答に相当する水平震度 $c_z k_{h0}$ を作用させた状態を想定して求める。このように算出された断面力から、次式により照査を行う。

$$M_W \leq M_{uW} \quad (2.7.6)$$

$$S_W \leq P_{sW0} \quad (2.7.7)$$

ここに、 M_W は堰柱に作用する曲げモーメント (N・mm)、 M_{uW} は堰柱の終局曲げモーメント (N・mm)、 S_W は堰柱に作用するせん断力 (N)、 P_{sW0} は堰柱のせん断耐力である。堰柱の断面力の照査は、堰柱基部に着目して行う。ここで、堰柱等のRC部材には鉄筋の段落しを設けないのが望ましいため、道示V編10.7および文献8) を参考に対処するのが望ましい。

門柱の残留変位の照査は、門柱が曲げ破壊型であると判定された場合にのみ行う必要がある。これは、門柱が曲げ破壊型以外の破壊形態をとるとき、弾性範囲内におさめる必要があり、その場合は残留変位が生じないためである。門柱の残留変位 δ_R は、道示 編式(6.4.9) に準じ、次式により算定することができる。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y \quad (2.7.8)$$

ここに、 c_R は残留変位補正係数 (RC橋脚に準じて0.6とする)、 μ_r は最大応答塑性率、 r は門柱の降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比 (RC橋脚に準じて0とする)、 δ_y は門柱の降伏変位 (mm) であり、門柱基部と上部構造の慣性力作用位置の相対変位を表す。最大応答塑性率は、エネルギー一定則に基づき、次式により算定する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_z k_{h0}}{k_{haG}} \right)^2 + 1 \right\} \quad (2.7.9)$$

また、門柱の降伏変位 δ_y は、門柱が降伏するときの門柱基部と上部構造の慣性力作用位置の相対変位を表す。以上により求めた残留変位 δ_R を用い、次式を満足することの照査を行う。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (2.7.10)$$

ここに、 δ_{Ra} は許容残留変位である。

2) 堰柱に主たる塑性化が生じる場合

堰柱基部に塑性化が生じる場合、堰柱基部より上方の構造部分に対しては、堰柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haW} より大きな水平震度は作用しないと考えることができる。また、水平震度 k_{haW} が作用した場合においても、門柱が弾性範囲となることを照査する必要がある。したがって、門柱については、次式により照査を行う。

$$k_{haW} \leq k_{haG} \quad (2.7.11)$$

堰柱については、次式により照査を行う。

$$k_h W \leq P_{aW} \quad (2.7.12)$$

ここに、 P_{aW} は堰柱の地震時保有水平耐力 (N) である。ここで、プッシュオーバー解析により堰柱の水平震度 - 水平変位関係を求めた場合は、堰柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haW} がすでに求まっているため、地震時保有水平耐力 $P_{aW} = k_{haW} W$ と見なすことができる。その場合、式(2.7.12) に代わって次式により照査を行うことができる。

$$k_h (= c_{SW} c_Z k_{h0}) \leq k_{haW} \quad (2.7.13)$$

ここに、 c_{SW} は堰柱の構造物特性補正係数である。

堰柱が曲げ破壊型であると判定された場合、堰柱の残留変位の照査を行う必要がある。これは、堰柱が曲げ破壊型以外の破壊形態をとるとき、弾性範囲内におさめる必要があり、その場合は残留変位が生じないためである。堰柱の残留変位 δ_R は、門柱と同様に、式(2.7.8) により算出することができる。このとき、最大応答塑性率は、次式により算定する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_Z k_{h0}}{k_{haW}} \right)^2 + 1 \right\} \quad (2.7.14)$$

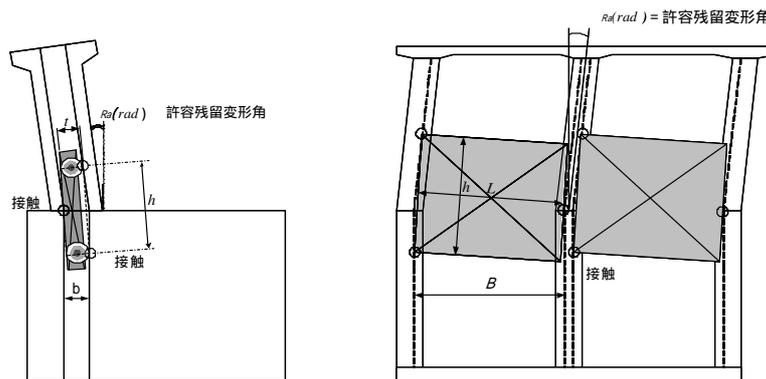
また、 δ_y は堰柱が降伏するときの堰柱基部と上部構造の慣性力作用位置の相対変位とする。以上により求めた残留変位 δ_R を用い、式(2.7.10) を満足することの照査を行う。

耐震性能2に対する照査は、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ことを目標とするものであることから、ゲートの開閉を妨げない門柱・堰柱の許容残留変位 δ_{Ra1} を構造物ごとに設定する必要がある。ただし、 δ_{Ra1} は後述する許容残留変位 δ_{Ra2} 以下としなければならない。ゲートの開閉を妨げない門柱・堰柱の許容残留変形角の算出方法のイメージは、図-2.7.2に示すとおりである。また、指針(案) 編には、許容残留変形角の算定式として式(2.7.15)、式(2.7.16)が示されている。

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right) \quad (\text{水流方向}) \quad (2.7.15)$$

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4B^2}{-4BL + h\sqrt{h^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right) \quad (\text{水流直角方向}) \quad (2.7.16)$$

ここに、 h は扉体高またはローラ間隔、 t はローラ径または扉体厚、 b は戸当り幅、 L は扉体幅またはサイドローラ間隔、 B は門柱間の戸当り幅である。



(a) 水流方向

(b) 水流直角方向

図-2.7.2 ゲートの開閉を妨げない門柱・堰柱の許容残留変形角の算出方法

しかし、形状によっては上式から求まる許容残留変位が実数とならず、意味をなさない算出結果となる場合もある。また、式(2.7.15)、式(2.7.16) および図-2.7.2 に示す許容残留変位の設定方法はあくまでも一例であり、門柱・堰柱やゲート形式に応じて適切に設定する必要がある。これらに

対する考え方は、「付録3 ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角について」に詳述したので参照されたい。

耐震性能3に対する照査は、水門・樋門又は堰としての機能の回復を速やかに行うことを目標とするものであることから、指針(案)には、門柱・堰柱の修復性の観点に基づく許容残留変形角として1/100が示されている。これは、兵庫県南部地震により被災した橋脚の復旧事例から道路橋の耐震設計において経験的に用いられている値であり、水門・堰の耐震性能照査においてもそれが踏襲されている。

2.8 基礎の応答算定および照査

レベル2地震動に対する基礎の照査にあたっては、門柱、堰柱、ゲートおよび管理橋など、基礎より上方の構造部分から伝達する慣性力の作用に対し、基礎を構成する一部の部材や地盤抵抗の塑性化に着目するのではなく、基礎を構成する構造部材と地盤を一体の系と見なし、基礎全体系として塑性化に至らないことを照査する。指針（案） 編4.5.2では、基礎の降伏の定義として、基礎の部材若しくは地盤抵抗の塑性化、又は、基礎の浮上がりにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時としてよいことが解説されている。さらに、道示 編12.3には、基礎形式ごとの降伏の目安が示されており、それに準じて基礎の降伏を判定することができる。例えば、杭基礎については、以下のうちいずれか最初に達する状態としてよいとされている。

- (a) 全ての杭において杭体が降伏する。
- (b) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

また、ケーソン基礎については、以下のうちいずれか最初に達する状態としてよいとされている。

- (a) ケーソン本体が降伏する。
- (b) 基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が、基礎の根入れ長の60%に達する。
- (c) 基礎底面において浮き上がりを生じた面積が、基礎底面積の60%に達する。

なお、基礎全体系の耐力に及ぼす荷重の繰返し回数の影響についてまだ十分に把握されていないことから、レベル2地震動に対する基礎の照査は、レベル2-1地震動およびレベル2-2地震動のうち、慣性力の大きい方を用いて照査を行えばよい。

直接基礎について、レベル2地震動に対してもレベル1地震時と同様に支持、滑動および転倒によって照査することは、一般に不合理である。また、直接基礎の繰返し载荷実験や振動台実験によれば、比較的大きな回転変位量まで基礎底面反力による抵抗モーメントは保持されるとともに、回転振動の履歴は土かぶり小さい場合には原点指向型に近いものであるため、レベル2地震動に対して底面地盤の過度な損傷による残留傾斜が生じることは少ないと考えられる。このことを踏まえ、レベル1地震動に対する照査を満足した直接基礎は、レベル2地震動に対する照査を省略してよい。ただし、直接基礎に浮き上がりが生じる場合には、レベル1地震動に対する場合よりも堰柱床版に大きな底面反力が生じるので、堰柱床版の耐力がレベル2地震時に生じる断面力を下回らないことの照査を行う必要がある。なお、レベル2地震動に対する照査を省略できるのは、基礎が良好な支持層に支持され、かつ常時およびレベル1地震時に対して適切に設計がなされていることを前提としている。新設構造物に対して直接基礎を適用する場合は、このことに十分留意する必要がある。また、これらが満足されていない既設構造物の直接基礎の取扱いについては、今後の検討課題である。

前述のように、基礎が全体系として発揮することのできる荷重と変位の関係や、全体系として降伏に至るか否かは、プッシュオーバー解析によって調べることができる。プッシュオーバー解析においては、基礎部材および地盤抵抗の非線形性を考慮する必要があるが、その取扱いの詳細については、本資料3章および道示 編を参照されたい。

指針（案） 編4.5.2では、門柱・堰柱に生じる応答が塑性域に達する場合、次式の水平震度を考慮すべきことが解説されている。

$$k_{hp} = c_{dF} P_u / W \quad (2.8.1)$$

ここに、 k_{hp} は地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度、 c_{dF} は地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度の算出のための補正係数 (=1.1)、 P_u は基礎が支持する門柱・堰柱の終局水平耐力 (N)、 W は地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)である。ここで、補正係数 c_{dF} は、門柱・堰柱の余剰耐力によって基礎が塑性化するという想定外の状況を防ぐための安全係数である。道路橋橋脚のような単一の柱部材を支持する基礎の場合は、道示 編6.4.7に準じて k_{hp} 、 P_u および W を与えればよい。しかし、形状の異なる門柱・堰柱を支持する基礎の場合、プッシュオーバー解析によって終局水平耐力に相当する水平震度がすでに求まっていることから、地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度 k_{hp} を次式で与えることができる。

$$k_{hp} = c_{dF} k_{huG} \quad \text{または} \quad k_{hp} = c_{dF} k_{huW} \quad (2.8.2)$$

ここに、 k_{huG} および k_{huW} は、それぞれ門柱および堰柱が終局水平耐力に達するときの水平震度である。また、門柱および堰柱のいずれにも塑性化が生じない場合は、門柱・堰柱の弾性応答に相当する水平震度 $c_z k_{n0}$ を作用させる必要がある。

ただし、基礎に伝達する慣性力は、門柱および堰柱のいずれに塑性化を考慮するかによって異なる。基礎のプッシュオーバー解析を行うにあたり、門柱の塑性化を考慮する場合は図-2.8.1、堰柱の塑性化を考慮する場合は図-2.8.2に示すように水平震度を与えればよい。

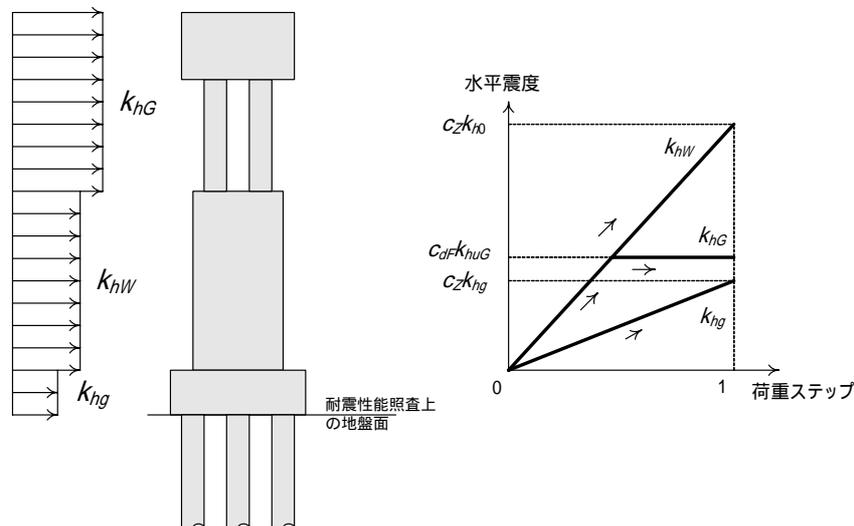


図-2.8.1 門柱の塑性化を考慮する場合に基礎のプッシュオーバー解析で与える水平震度

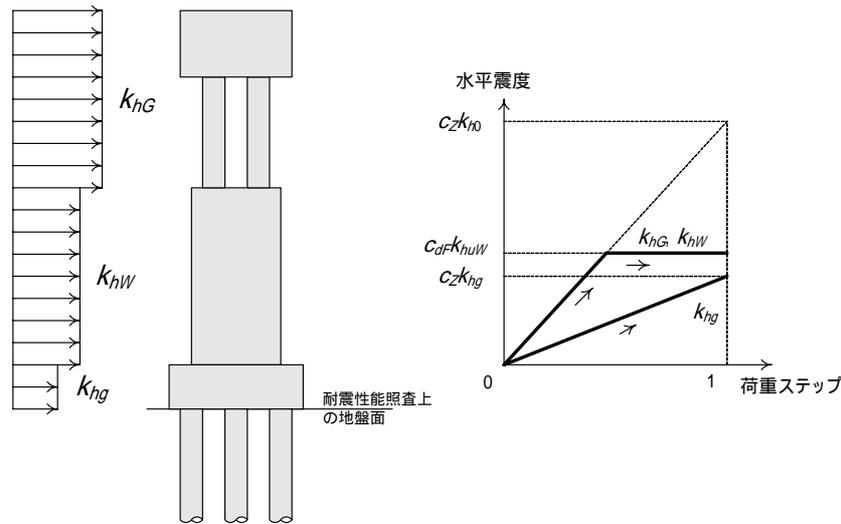


図-2.8.2 堰柱の塑性化を考慮する場合に基礎のプッシュオーバー解析で与える水平震度

ここで、耐震性能照査上の地盤面より上方にある地中の構造部分、また、耐震性能照査上の地盤面より下方であっても、直接基礎や杭基礎の堰柱床版のように基礎全体における堰柱床版の重量の影響が大きい場合には、共通編5.7に規定するレベル2地震動の地盤面における水平震度に相当する慣性力を考慮する必要がある。

指針 編4.5.2には、基礎が原則として降伏に達しないことを照査するが、門柱・堰柱が水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等のやむを得ない場合には、基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいことが規定されている。

ここで、門柱・堰柱が水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の一つの目安として、道示 編に準じ、式(2.8.3) および式(2.8.4) の両者を満足しているときと考えることができる。

$$k_{huG} \geq 1.5k_h \quad (2.8.3)$$

$$k_{huW} \geq 1.5k_h \quad (2.8.4)$$

ただし、レベル2地震動によって門柱に塑性化が生じる場合でも、構造物全体の中で堰柱の重量の占める割合が大きい場合等においては、基礎を副次的な塑性化にとどめるのが著しく不合理となる場合がある。そのような場合は、門柱に塑性化が生じるものの、基礎にも主たる塑性化が生じることを考慮することもやむを得ないものと考えられる。

基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率および応答変位が、それぞれ、許容塑性率および許容変位以下となることを照査する。道示 編12.4には、基礎に主たる塑性化を考慮する場合の基礎の応答塑性率 μ_{Fr} および応答変位 δ_{Fr} の算出式として、次式が示されている。

$$\mu_{Fr} = \begin{cases} \frac{1}{r} \left\{ (1-r) + \sqrt{1-r + r(k_{hF}/k_{hyF})^2} \right\} & (r \neq 0) \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hF}/k_{hyF})^2 \right\} & (r = 0) \end{cases} \quad (2.8.5)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \quad (2.8.6)$$

ここに、 r は基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比（橋脚基礎に準じて0としてよい）、 k_{hF} は基

礎の降伏に達するときの水平震度、 k_{hF} は基礎の主たる塑性化を考慮する場合に基礎の照査に用いる水平震度、 δ_{Fy} は基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m) である。 k_{hF} は次式によって算出される。

$$k_{hF} = c_D c_Z k_{h0} \quad (2.8.7)$$

ここに、 c_D は減衰定数別補正係数であり、道示 編12.4に準じて2/3程度としてよい。また、静水圧や土圧などの常時荷重によって初期水平変位 δ_0 が生じている場合の応答塑性率および応答変位は、道示 編13.3に準じ、次式により算出することができる。

$$\mu_{Fr} = \delta_{Fr} / \delta_{Fy} \quad (2.8.8)$$

$$\delta_{Fr} = \mu'_{Fr} \delta'_{Fy} + \delta_0 \quad (2.8.9)$$

$$\delta_{Fy} = \delta'_{Fy} + \delta_0 \quad (2.8.10)$$

$$\mu'_{Fr} = \begin{cases} \frac{1}{r} \left\{ (1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hF}/k_{hyF})^2} \right\} & (r \neq 0) \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hF}/k_{hyF})^2 \right\} & (r = 0) \end{cases} \quad (2.8.11)$$

ここに、 μ'_{Fr} は $k_h=0$ 、 $\delta_F=\delta_0$ を原点とした場合の基礎の応答塑性率、 δ'_{Fr} は $k_h=0$ 、 $\delta_F=\delta_0$ を原点とした場合の基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m) である。

液状化が生じると判定された場合には、指針(案) 編6.3に準じ、液状化による土層の物性の変化を考慮する必要がある。具体的には、道示 編8.2に準じ、土質定数を表-2.8.1に示される土質定数の低減係数 D_E により低減させればよい。ここでいう土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を指す。土質定数の低減係数 D_E は、レベル2-1地震動およびレベル2-2地震動に対して求められる値のうち、小さな値を用いればよい。

表-2.8.1 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面 からの深 度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \geq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル1地震動 に対する照査	レベル2地震動 に対する照査	レベル1地震動 に対する照査	レベル2地震動 に対する照査
$F_L \leq 1/3$	0 x 10	1/6	0	1/3	1/6
	10 x 20	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	0 x 10	2/3	1/3	1	2/3
	10 x 20	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	0 x 10	1	2/3	1	1
	10 x 20	1	1	1	1

基礎の塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、道示 編 12.5 に準じて算出してよいとされている。例えば、ケーソン基礎の場合は式(2.7.4)により算出することができる。また、杭基礎の場合、杭の載荷実験結果等を参考に4を目安とすることができる。

基礎の許容変位についても、道示 編 12.5 に準じ、堰柱床版底面における回転角で0.02rad(約

1/60rad) を目安とすることができる。2.3 節に示したように、耐震性能 2 に対する水門・堰においては、地震後においても水門・堰としての機能を保持することを照査することとされている。基礎においてもその考え方は同様であるが、地震後の基礎の残留変形によって水門・堰のゲートの開閉性が妨げられた事例はこれまでにない。したがって、耐震性能 2 を確保する場合においても基礎の修復性に着目し、0.02rad (約 1/60rad) を許容回転角の目安としてよい。また、基礎の残留変位の算出は困難であることから、最大応答変位が許容変位以下となることを照査すればよい。

上述した基礎全体系の照査に加え、基礎が想定した状態を確実に発揮することができることを確かめるため、基礎部材の照査を行う必要がある。部材の照査方法については、直接基礎の場合は道示 編 10.6、ケーソン基礎の場合は道示 編 11.8.5、杭基礎の場合は道示 編 12.10.5 を参照されたい。

なお、液状化が生じると判定された地盤においては、液状化が生じないとした場合の耐震性能の照査も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる必要がある。これは、液状化時の地盤および構造物の挙動は複雑であり、液状化が生じると判定された場合でも耐震性能の照査において想定しているとおりの状態とならない可能性があるためである。

2.9 堰柱床版の照査

地震により堰柱床版に塑性化または破壊が生じると、地震後において、堰柱床版が支持する上部の構造部分の死荷重さえも支持することができるかどうか不明となる。したがって、堰柱床版はレベル2地震動に対しても弾性範囲を超えないことを照査する必要がある。

堰柱床版の照査は、曲げモーメント、せん断力および押抜きせん断力に対して行う。具体的な照査は、道示 編8.7に準じて行うことができる。ただし、道路橋のフーチング（水門・堰の堰柱床版に相当する）の断面力の算定方法は、フーチングが剛体と見なし得ることを前提として記述されている。したがって、道示 編式（解8.7.1）により堰柱床版を剛体と見なし得るか否かを判定した上で、剛体と見なすことができる場合に限り、道示 編8.7に基づいて断面力を算定することができる。逆に、堰柱床版を剛体と見なすことができない場合は、堰柱床版を弾性体としてモデル化した上で、堰柱床版に生じる断面力を算定する必要がある。特に、水門・堰において、堰柱および堰柱床版の構造形式が箱型又はU形の場合、床版に剛体と見なし得る部材厚が与えられる場合はほとんどないと考えられる。

このようにして算出した床版の断面力に基づき、レベル1地震動に対する照査では床版に生じる応力度が許容応力度以下であることを、また、レベル2地震動に対する照査では曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下であると同時に、せん断力がせん断耐力以下であることを照査する必要がある。

3. 地震時保有水平耐力法に基づく堰の耐震性能照査例

3.1 照査対象とする堰の条件

照査対象とする堰の諸元を表-3.1.1、全体図を図-3.1.1 に示す。ここでは、図-3.1.1 に示す堰のうち、中央堰柱（No.4 の水流方向（3.2 節） 水流直角方向（3.3 節））に関して耐震性能照査を行った例を示す。なお、本施設には耐震性能 2 が要求されるものとして照査を行う。また、当該地点は強震帯地域に区分されるものとし、地域別補正係数 $c_z = 1.0$ とする。

表-3.1.1 照査対象とする堰の概要

湛水位	常時満水位 T.P.+12.500m 最低取水位 T.P.+9.700m 許容越流最高水位 T.P.+13.200m(計画高水敷高 T.P.+13.500m)
敷高	T.P.+7.20m
ゲート天端高	洪水吐ゲート T.P.+13.20m 調節用ゲート T.P.+12.50m
径間長	--固定部-- -----可動部----- --固定部-- 全径間 = 左岸高水敷 + 調節ゲート + 洪水吐ゲート + 調節ゲート + 右岸高水敷 373.5m = 50.0m + 54.7m + 3@54.7m + 54.7m + 50.0m
洪水吐ゲート	形式 鋼製シェルタイプ上段フラップ付 2 段扉形式 門数 2 枚扉 × 全 3 門 下段扉 純径間 50.20m × 扉高 4.9m(シェルタイプ) × 扉幅 4.5m 上段扉 純径間 47.30m × 扉高 1.1m(フラップタイプ)
調節用ゲート	形式 鋼製シェルタイプ上段フラップ付 2 段扉形式 門数 2 枚扉 × 全 2 門 下段扉 純径間 50.20m × 扉高 4.1m(シェルタイプ) × 扉幅 4.5m 上段扉 純径間 47.30m × 扉高 1.2m(フラットタイプ)
基礎	PHC 杭 (1000、L=14.0m) 中間堰柱床版 縦 15.0m × 横 22.5m × 厚さ 2.5 ~ 3.7m(4 基) 端堰柱床版 縦 15.0m × 横 22.5m × 厚さ 2.5 ~ 3.7m (2 基)
床版	中央床版(RC) 21.0m PHC (800、L=14.0m)
管理橋	形式 単純合成箱桁 橋長 373.5m 幅員 6.0m

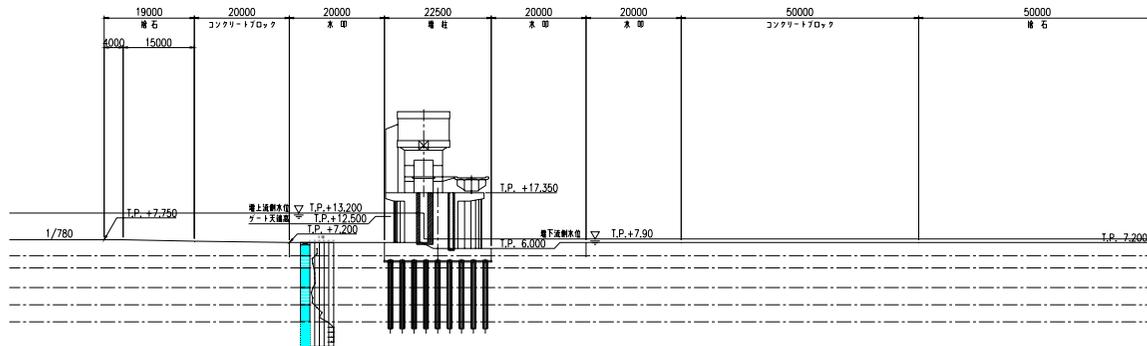
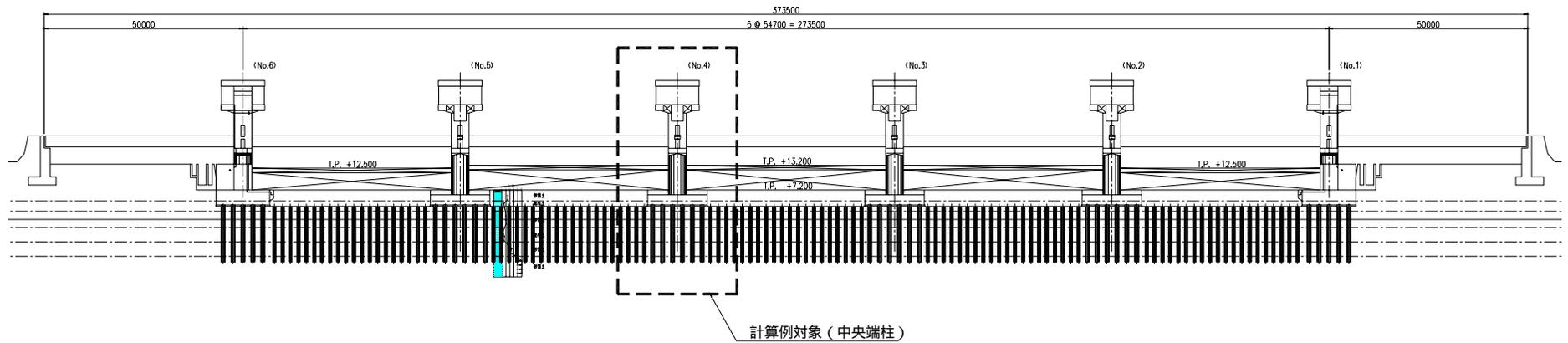


図-3.1.1 全体図

3.2 水流方向に対する中央堰柱の照査例

3.2.1 中央堰柱の諸元

(1) 躯体

中央堰柱躯体の全体図を図-3.2.1 および図-3.2.2、使用材料を表-3.2.1、配筋仕様図を図-3.2.3、部材断面図を図-3.2.4～図-3.2.6、戸当り部の詳細図を図-3.2.7、図-3.2.8 に示す。

ここで、図-3.2.5 に示す堰柱の断面図では、水流方向の中間鉄筋の量が極端に多くなっているが、この配筋の妥当性については、今後の検討により見直していく必要がある。

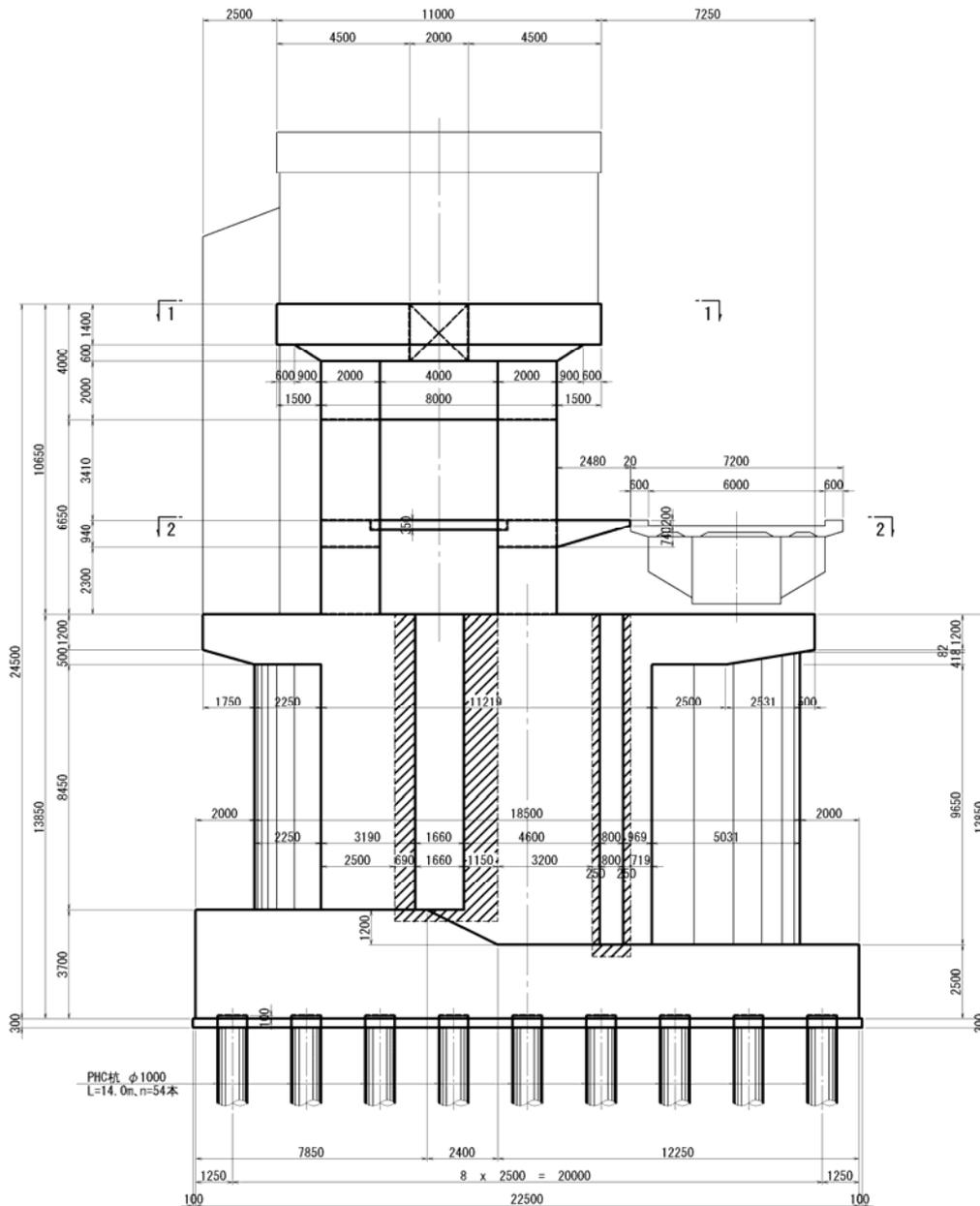


図-3.2.1 中央堰柱全体図（水流方向側面図）

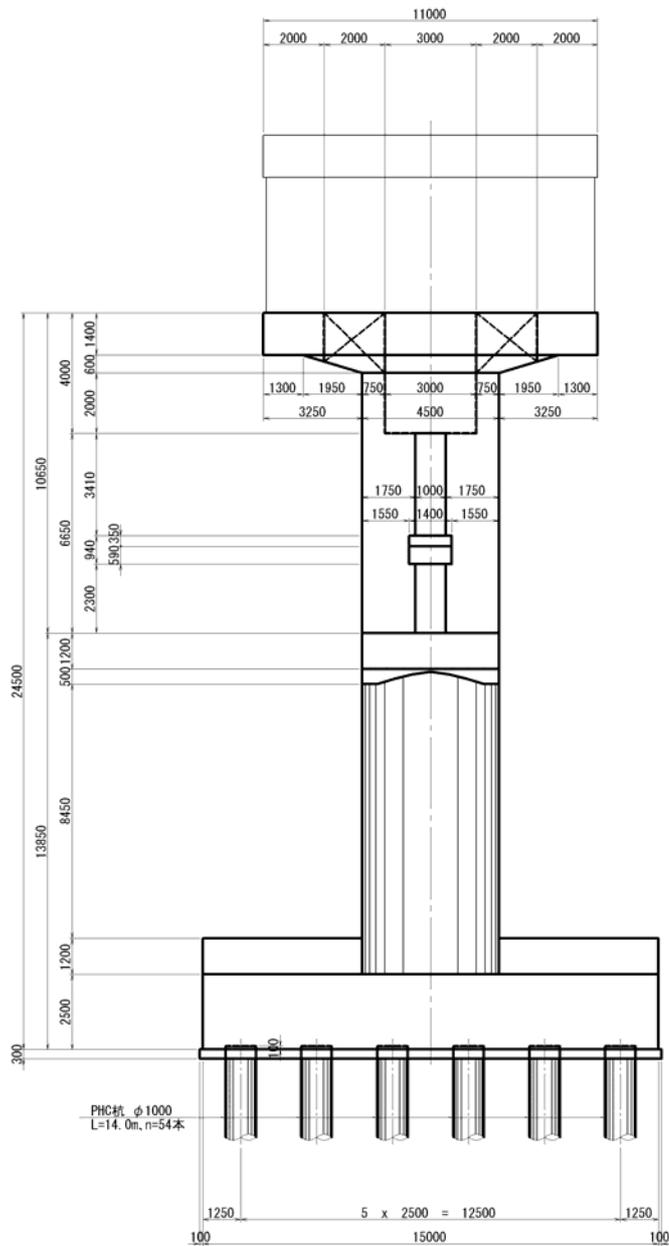


図-3.2.2 中央堰柱全体図（水流方向正面図）

表-3.2.1 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋
門 柱	$\sigma_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	SD345
堰 柱	$\sigma_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	SD345
梁	$\sigma_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	SD345

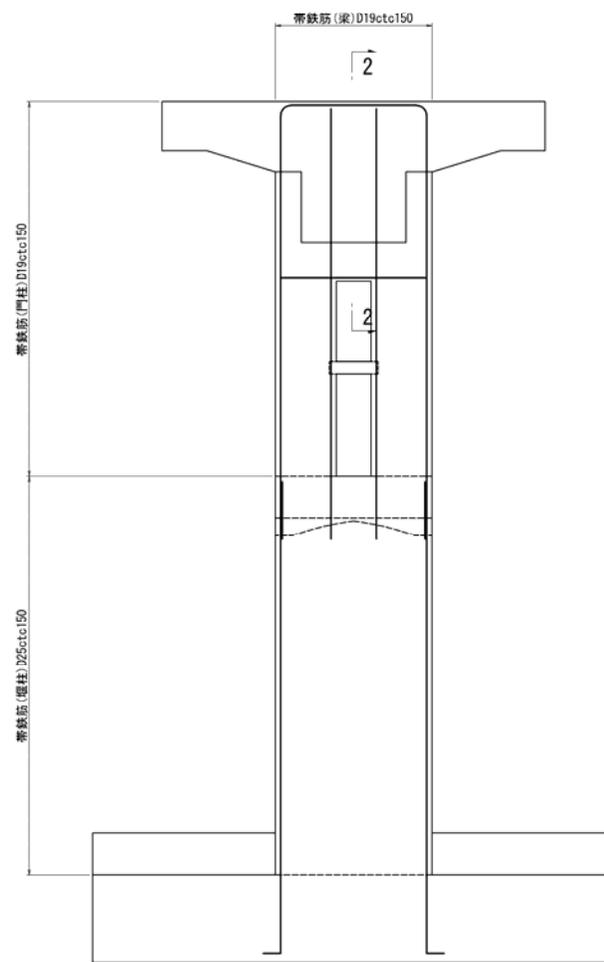
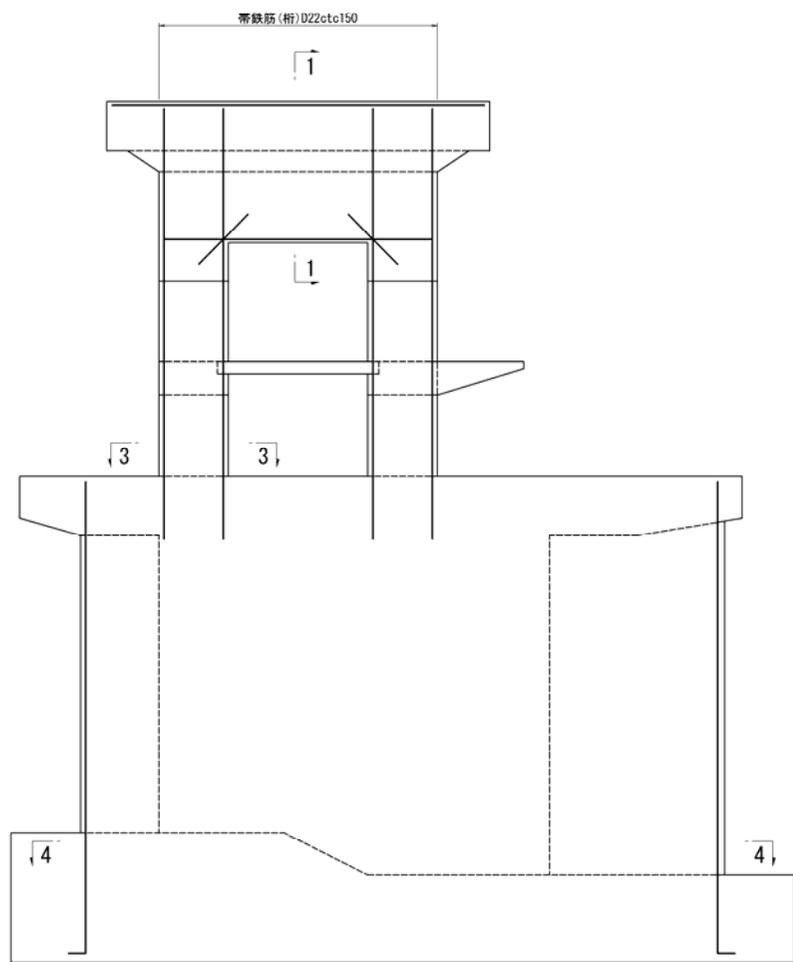


図-3.2.3 配筋仕様図

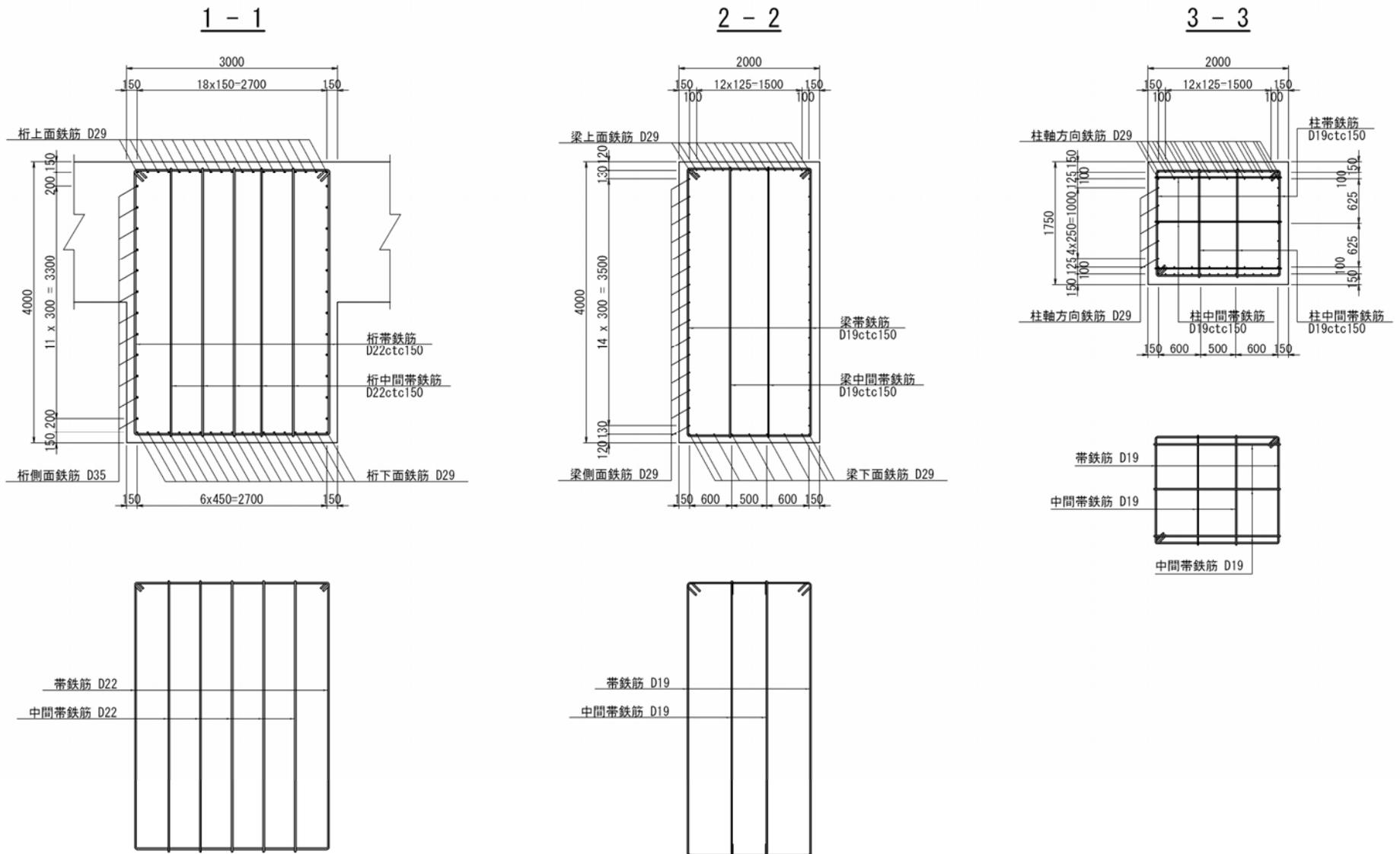


図-3.2.4 門柱および梁の断面図

4 - 4

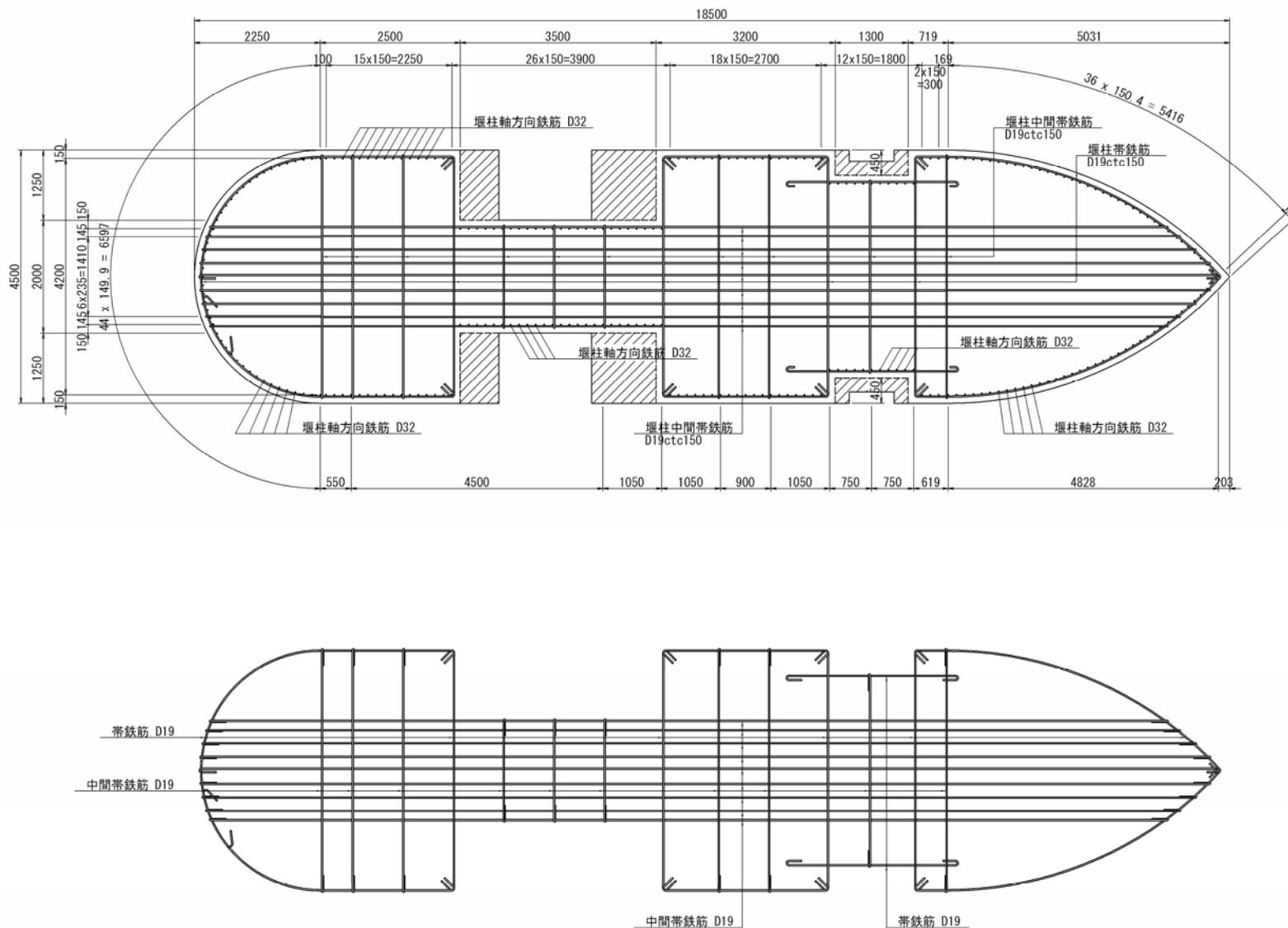


図-3.2.5 堰柱の断面図（水流方向の中間鉄筋の妥当性については、今後の検討により見直していく必要がある）

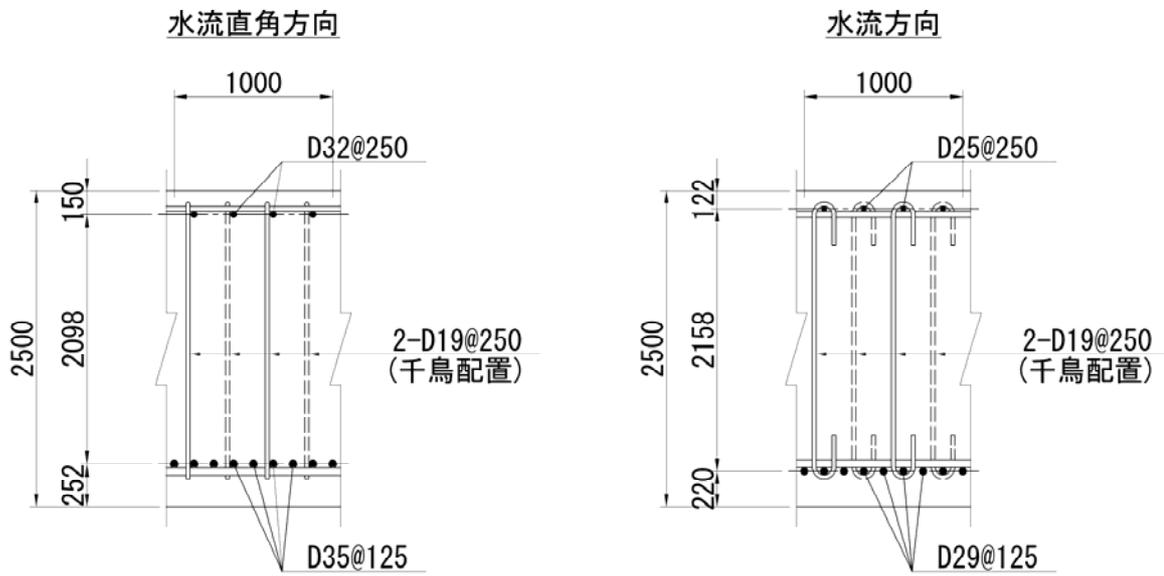


図-3.2.6 堰柱床版の断面図

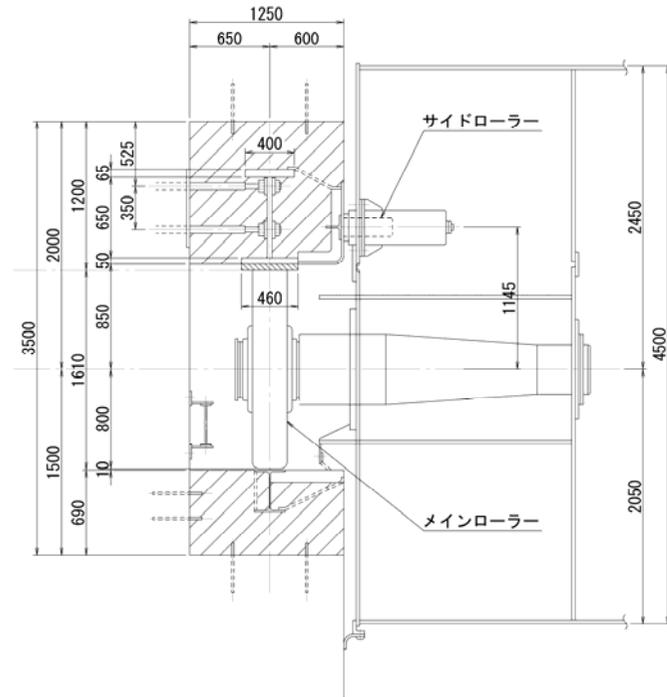
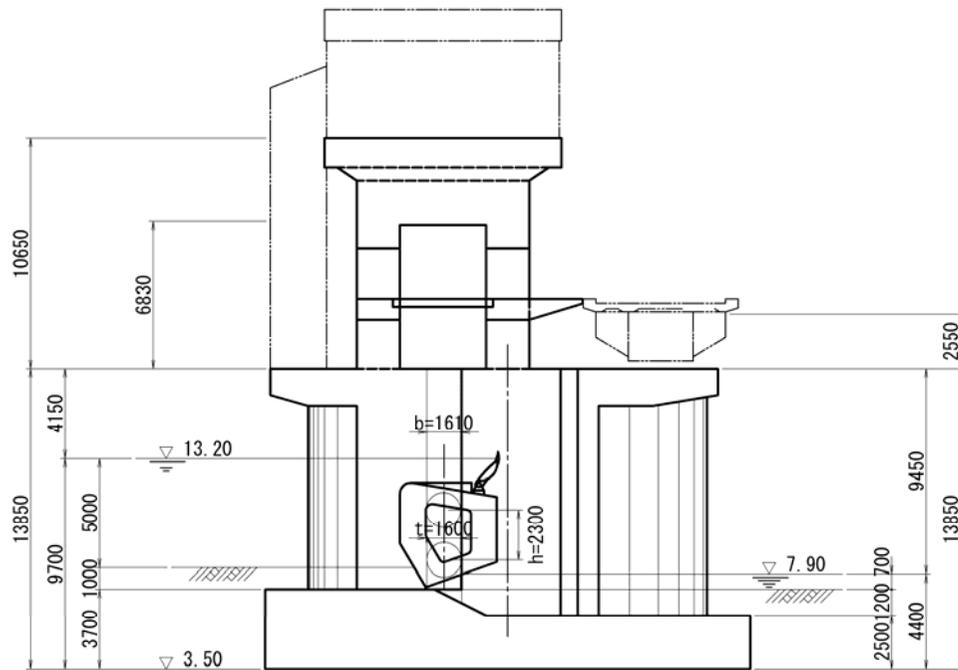


図-3.2.7 ゲート戸当り詳細図（水流方向）

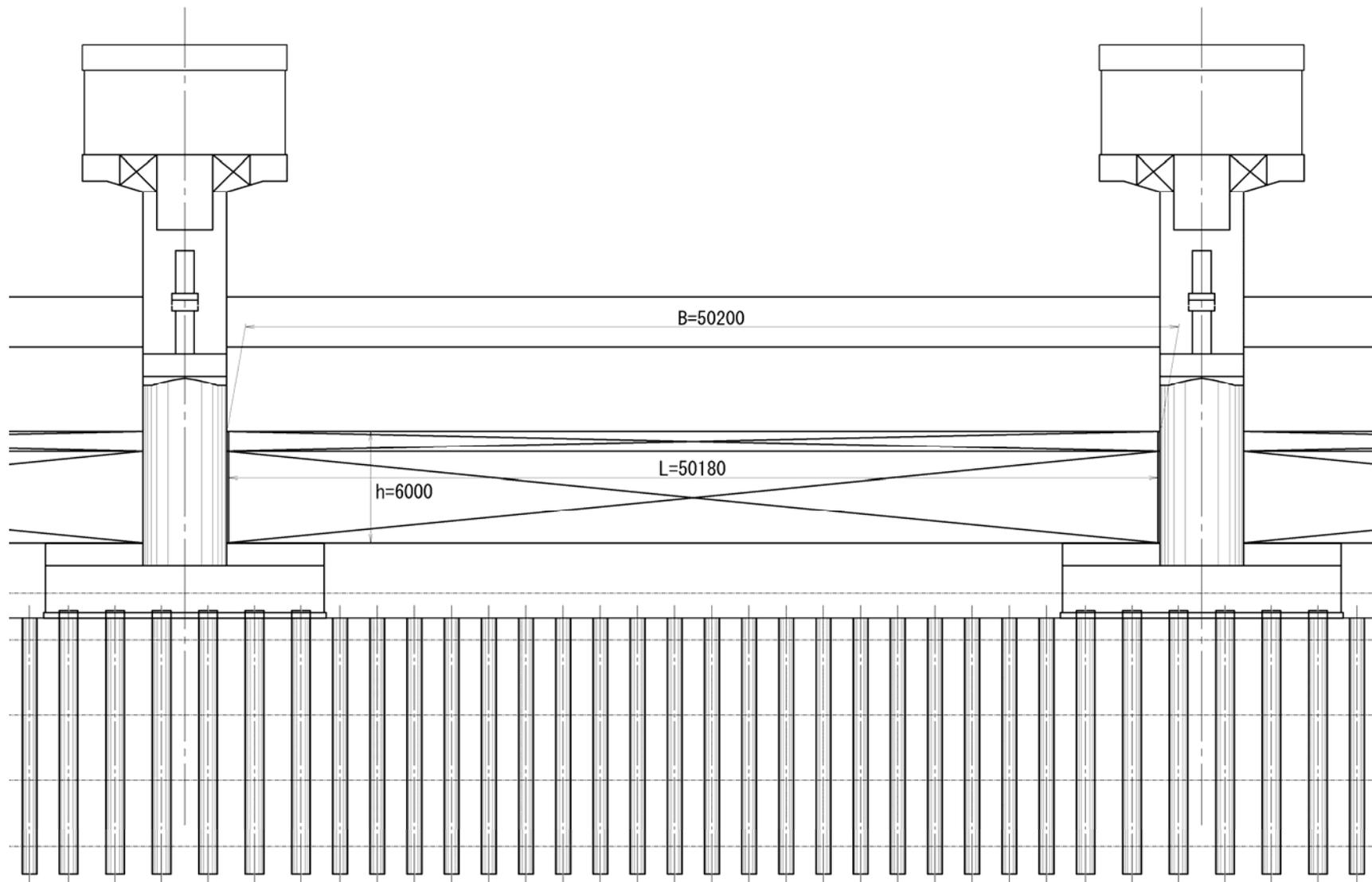


図-3.2.8 ゲート戸当り詳細図（水流直角方向）

(2) 基礎

杭基礎の諸元は以下に示すとおりである。

杭種	PHC 杭		
	ヤング係数	=	4.0×10^4 N/mm ²
	基準強度	=	80.0 N/mm ²
	杭本数	=	54 本
	杭径	=	1000 mm
	厚さ	=	130.0 mm
	杭長	=	13.9 m
中詰めコンクリート	充填範囲	=	2.50 m
単位長さ当り重量	W_0 (水上部)	=	9.06 kN/m
	W'' (水中部)	=	5.58 kN/m
PC 鋼材	降伏強度 p_y	=	1275.0 N/mm ²
	引張強度 p_u	=	1422.0 N/mm ²
	ヤング係数	=	2.0×10^5 N/mM ²
施工方法	中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)		
杭配置	下図のとおり		

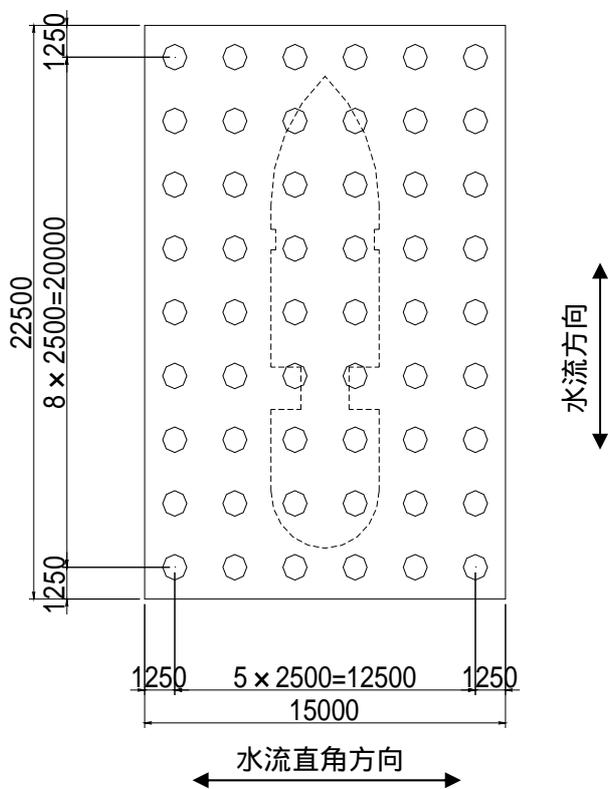


図-3.2.9 杭の平面配置

堰柱床版底面より下方 6.9m の位置で PHC 杭の杭種が変化している。各断面における PHC 杭の断面定数を図-3.2.10 に示す。上杭の範囲は地震時に塑性化する可能性があるため、道示 編 12.11.1 に準じてスパイラル鉄筋が中心間隔 100mm で配置されている。

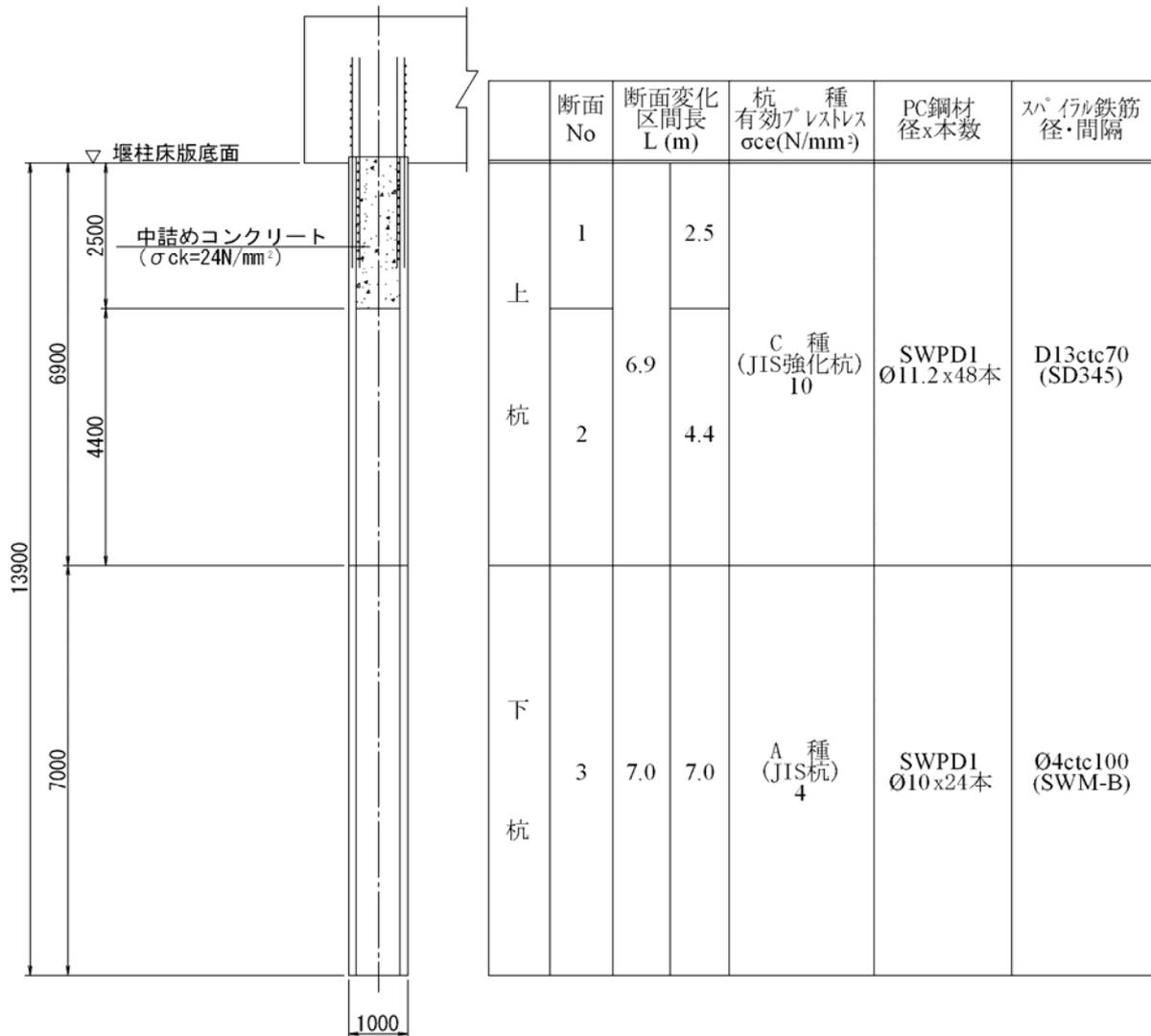


図-3.2.10 PHC 杭の各断面の定数

(3) 地盤条件

土質柱状図を図-3.2.11、標準貫入試験で得られた各深度における N 値を表-3.2.2 に示す。これらより、基本的な土質定数を表-3.2.3 のように設定した。

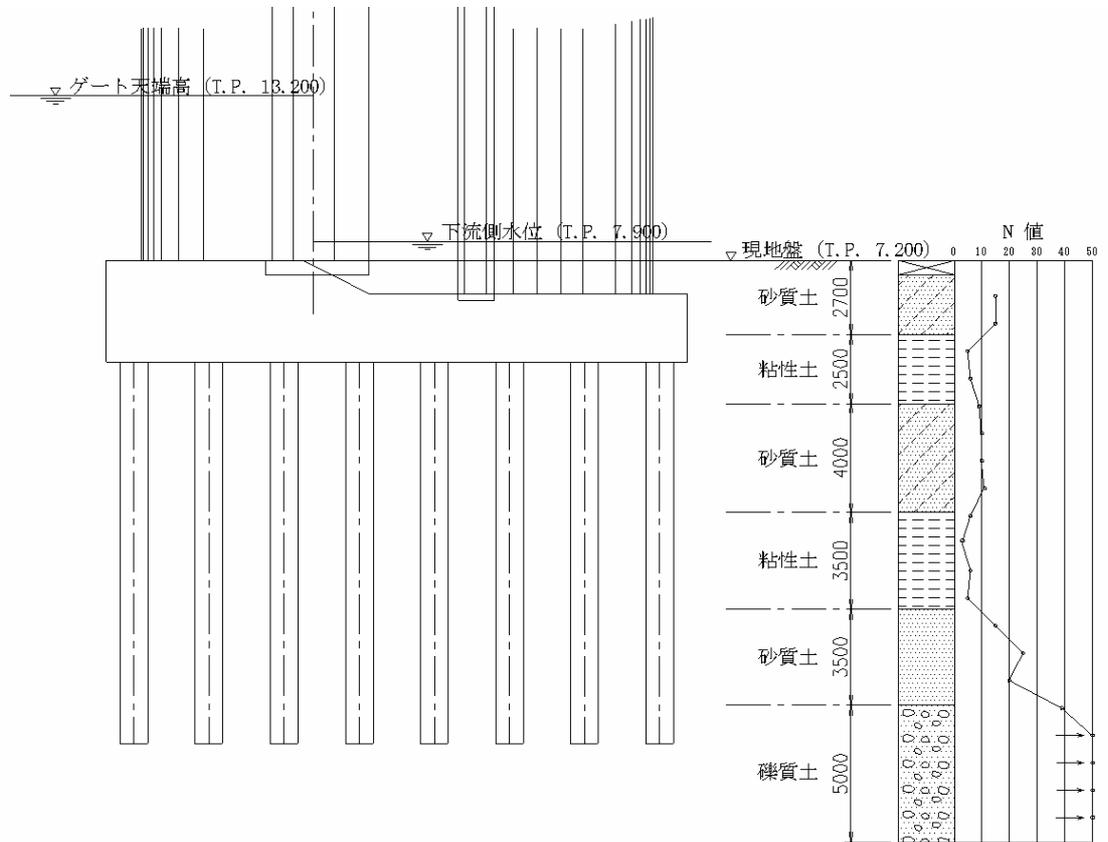


図-3.2.11 土質柱状図

表-3.2.2 標準貫入試験結果

地層番号	土質名	深さ (m)	N値
1	砂質土	1.3	15
		2.3	15
2	粘性土	3.3	5
		4.3	6
3	砂質土	5.3	9
		6.3	10
		7.3	10
		8.3	11
4	粘性土	9.3	6
		10.3	3
		11.3	6
		12.3	5
5	砂質土	13.3	15
		14.3	25
		15.3	20
6	礫質土	16.3	39
		17.3	50
		18.3	50
		19.3	50
		20.0	50

表-3.2.3 土質定数

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m ³)		αE_0 (kN/m ²)	
						γ_1	γ_2'	常時	地震時
1	砂質土	2.7	15		30	17.0	8.0	42000	84000
2	粘性土	2.5	5	30		17.0	8.0	14000	28000
3	砂質土	4.0	10		27	17.0	8.0	28000	56000
4	粘性土	3.5	5	30		17.0	8.0	14000	28000
5	砂質土	3.5	20		30	19.0	10.0	56000	112000
6	礫質土	5.0	50		40	19.0	10.0	140000	280000

指針(案) 編4.5に従って地盤種別を判定する。各土層のせん断弾性波速度 V_{S_i} は、次式により算出した。

$V_{S_i} = 100 \cdot N_i$ $V_{S_i} = 80 \cdot N_i$ 表-3.2.4 より、地盤の特性値 T_G は以下のように算定される。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{S_i}} = 0.420 \text{ (s)}$$

以上により、II種地盤であると判別される。

表-3.2.4 地盤種別の判定

地層番号	土質	層厚 H_i (m)	平均 N 値	V_{S_i} (m/s)	H_i / V_{S_i}
1	砂質土	2.7	15.0	197	0.014
2	粘性土	2.5	5.0	171	0.015
3	砂質土	4.0	10.0	172	0.023
4	粘性土	3.5	5.0	171	0.020
5	砂質土	3.5	20.0	217	0.016
6	砂質土	5.0	50.0	295	0.017
合計	—	21.2	—	—	0.105

指針（案） 共通編 6.2 の規定に基づき、砂質土層の液状化の判定を行う。液状化の判定を行う必要がある砂質土層は、以下の条件すべてに該当する場合である。

- ・ 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ、現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ・ 細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、又は、 FC が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- ・ 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

表-3.2.5 液状化の判定に用いる土質定数

地層番号	土質名	層厚 (m)	γ_{t1} (kN/m ³)	γ_{t2}' (kN/m ³)	塑性指数 I_p	細粒分含有率 FC (%)	平均粒径 D_{50} (mm)	10% 粒径 D_{10} (mm)
1	砂質土	2.7	17.0	8.0	0.0	0.0	0.35	0.002
2	粘性土	2.5	17.0	8.0	—	—	—	—
3	砂質土	4.0	17.0	8.0	0.0	25.0	0.35	0.075
4	粘性土	3.5	17.0	8.0	—	—	—	—
5	砂質土	3.5	19.0	10.0	0.0	35.0	0.35	0.3
6	礫質土	5.0	19.0	10.0	0.0	0.0	9.0	0.85

表-3.2.5 より、液状化の判定の対象となるのは第 3 層および第 5 層であり、これらの土層において液状化に対する抵抗率 F_L を算出する。 F_L が 1.0 以下の土層については、2.8 節に示したように、土質定数を低減する。以下、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動に対する液状化の判定結果をそれぞれ図-3.2.12 および図-3.2.13 に示す。

レベル 2 地震動に対する照査に用いる土質定数の低減係数 D_E は、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動に対して求められる値のうち、小さな値を用いる。本計算例では、レベル 2-1 地震動に対して算出された D_E を用いることとした。

レベル 1 地震動に対する照査に用いる土質定数の低減係数は、2.8 節に示した方法によると、図-3.2.14 のように設定される。

G.L.- (m)	土質名	動的せん断 強度比 R	液化化に対する 抵抗率 F_L	一軸圧縮 強度 q_y (kN/m^2)	土質定数の 低減係数 D_E
1.3	砂質土	1.044	1.368	0.0	1
2.3	砂質土	0.663	0.882	0.0	1
3.3	粘性土	—	—	60.0	1
4.3	粘性土	—	—	60.0	1
5.3	砂質土	0.293	0.408	0.0	1/3
6.3	砂質土	0.299	0.424	0.0	1/3
7.3	砂質土	0.288	0.416	0.0	1/3
8.3	砂質土	0.294	0.431	0.0	1/3
9.3	粘性土	—	—	60.0	1
10.3	粘性土	—	—	60.0	1
11.3	粘性土	—	—	60.0	1
12.3	粘性土	—	—	60.0	1
13.3	砂質土	0.354	0.572	0.0	2/3
14.3	砂質土	1.945	3.228	0.0	1
15.3	砂質土	0.529	0.902	0.0	1
16.3	礫質土	0.395	0.692	0.0	1
17.3	礫質土	0.775	1.391	0.0	1
18.3	礫質土	0.636	1.172	0.0	1
19.3	礫質土	0.540	1.021	0.0	1
20.0	礫質土	0.491	0.944	0.0	1

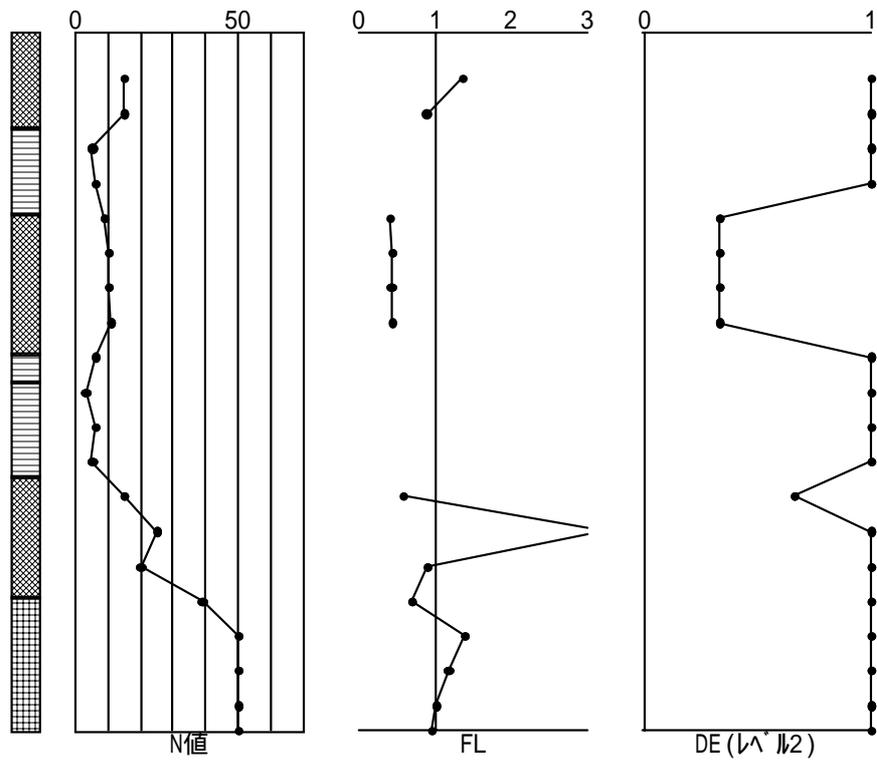


図-3.2.12 液化化の判定結果 (レベル 2-1 地震動)

G.L.- (m)	土質名	動的せん断 強度比 R	液状化に対する 抵抗率 F_L	一軸圧縮 強度 q_y (kN/m ²)	土質定数の 低減係数 D_E
1.3	砂質土	2.089	1.368	0.0	1
2.3	砂質土	1.326	0.882	0.0	1
3.3	粘性土	—	—	60.0	1
4.3	粘性土	—	—	60.0	1
5.3	砂質土	0.479	0.334	0.0	2/3
6.3	砂質土	0.495	0.351	0.0	2/3
7.3	砂質土	0.467	0.337	0.0	2/3
8.3	砂質土	0.482	0.353	0.0	2/3
9.3	粘性土	—	—	60.0	1
10.3	粘性土	—	—	60.0	1
11.3	粘性土	—	—	60.0	1
12.3	粘性土	—	—	60.0	1
13.3	砂質土	0.651	0.526	0.0	2/3
14.3	砂質土	3.890	3.228	0.0	1
15.3	砂質土	1.058	0.902	0.0	1
16.3	礫質土	0.781	0.683	0.0	1
17.3	礫質土	1.550	1.391	0.0	1
18.3	礫質土	1.273	1.172	0.0	1
19.3	礫質土	1.081	1.021	0.0	1
20.0	礫質土	0.982	0.944	0.0	1

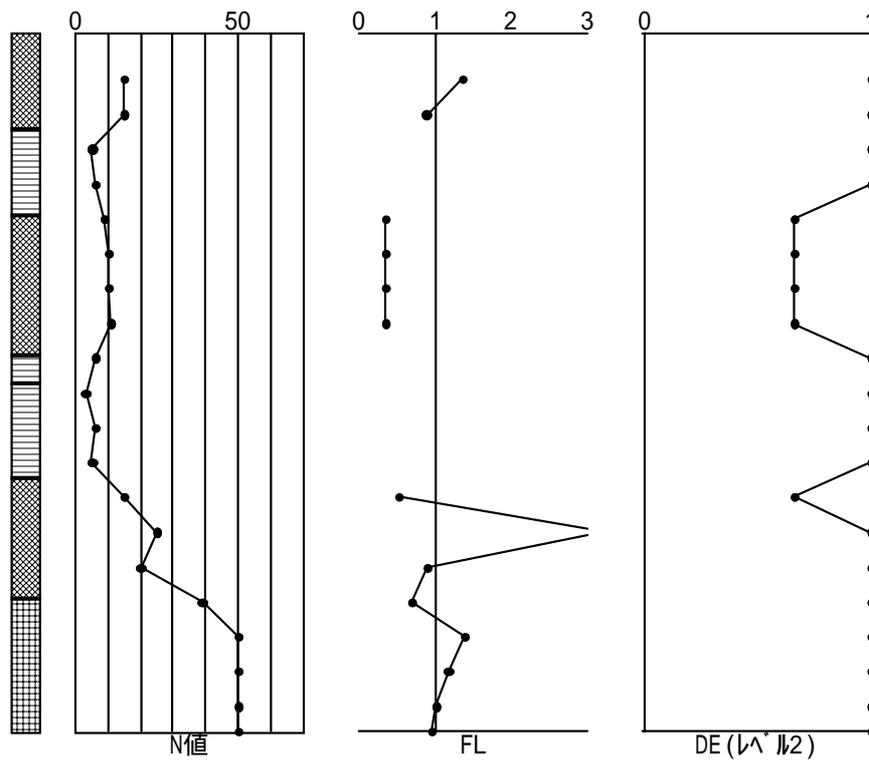


図-3.2.13 液状化の判定結果（レベル 2-2 地震動）

GL.- (m)	土質名	土質定数の 低減係数 D_E
1.3	砂質土	1
2.3	砂質土	1
3.3	粘性土	1
4.3	粘性土	1
5.3	砂質土	2/3
6.3	砂質土	2/3
7.3	砂質土	2/3
8.3	砂質土	2/3
9.3	粘性土	1
10.3	粘性土	1
11.3	粘性土	1
12.3	粘性土	1
13.3	砂質土	1
14.3	砂質土	1
15.3	砂質土	1
16.3	礫質土	1
17.3	礫質土	1
18.3	礫質土	1
19.3	礫質土	1
20.0	礫質土	1

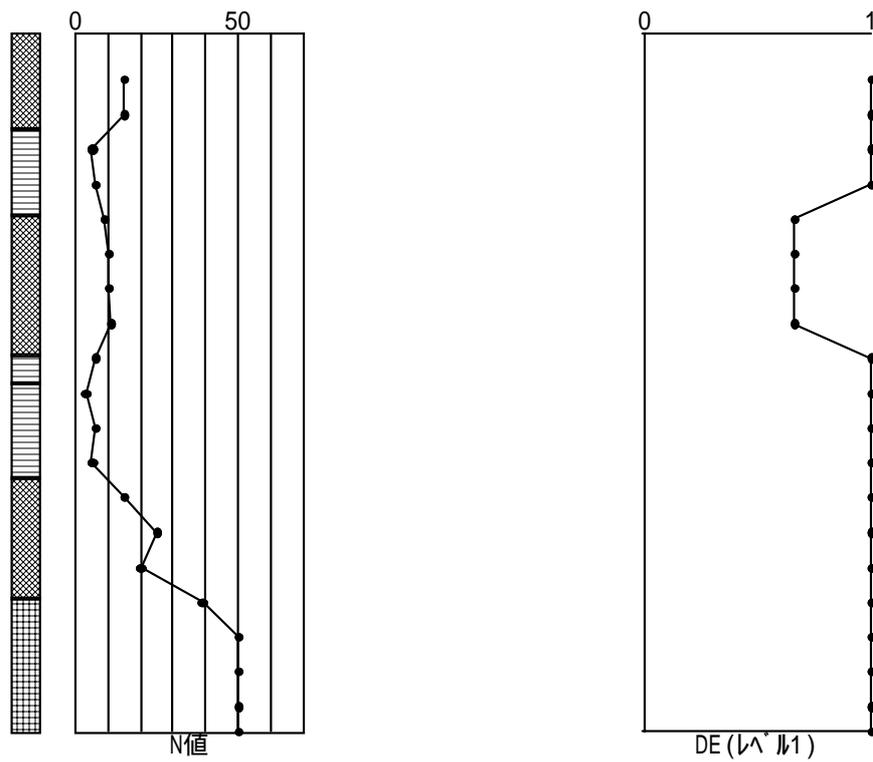


図-3.2.14 土質定数の低減係数（レベル1地震動）

3.2.2 荷重の算定

照査においては、地震の影響として以下のものを考慮した。

- ・ 構造物の自重に起因する慣性力
- ・ 地震時動水圧
- ・ 液状化の影響

また、地震の影響と同時に、以下に示す常時荷重を考慮した。

- ・ 自重
- ・ 静水圧
- ・ 泥圧
- ・ 揚圧力

照査において想定した荷重を図-3.2.15 に示す。以下、これらの算出にあたっての考え方を示す。

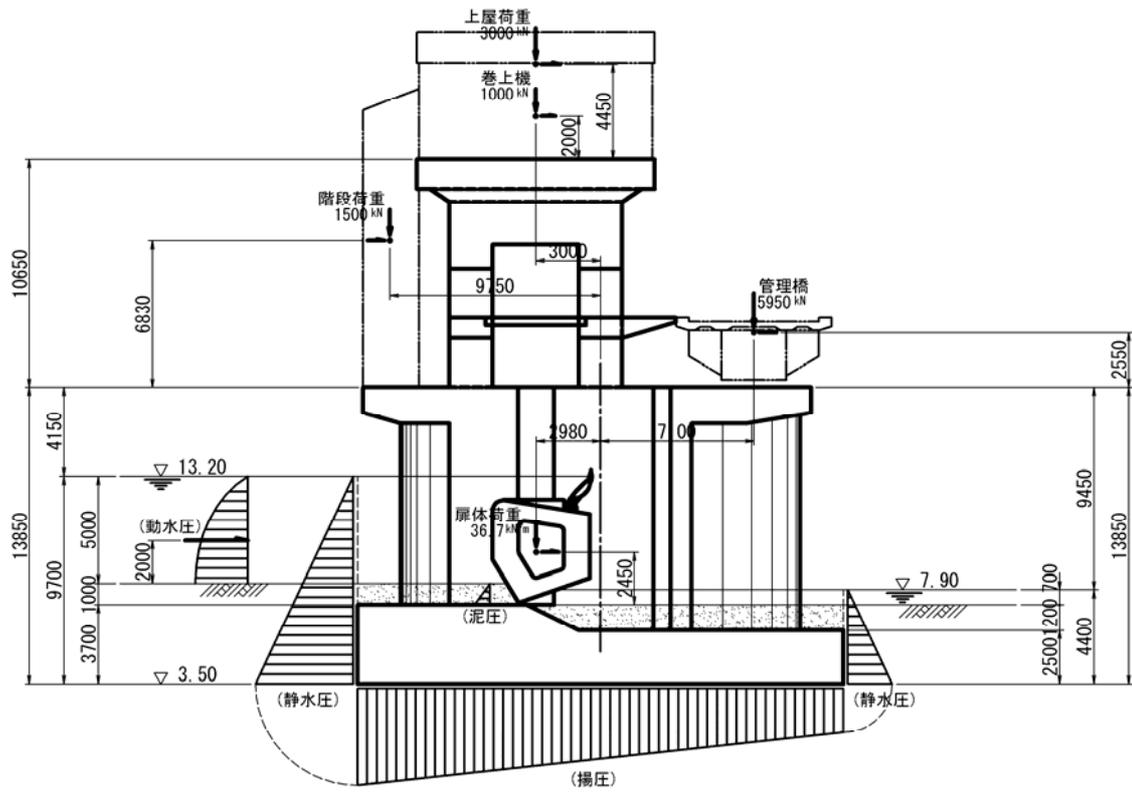


图-3.2.15 荷重条件 (中央堰柱)

(1) 自重

図-3.2.16 に示す各部分ごとの重量を算定した結果を表-3.2.6 に示す。

なお、本施設ではゲート操作台が門柱部のラーメン構造の上梁を構成していることから、以降、ゲート操作台を単に梁と呼ぶことがある。

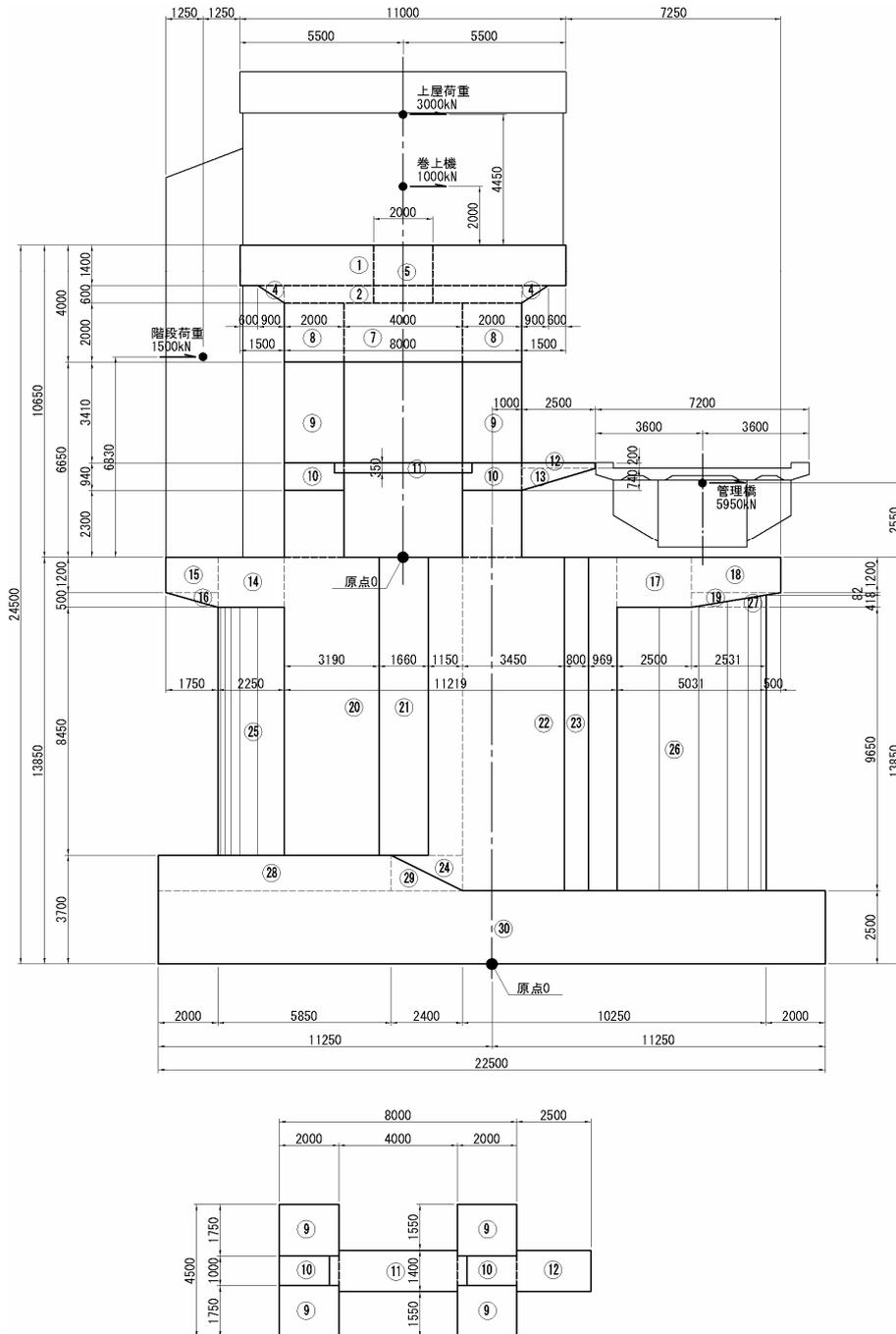


図-3.2.16 自重の算定図

表-3.2.6 各部分の重量

No.	名 称	重 量 (kN)	備 考
-	ゲート操作室	3000	
-	巻上げ機	1000	
1～8	梁(ゲート操作台)	6104	
9～13	門柱	617	柱1本あたり
-	階段	1500	
-	管理橋	5950	
14～27	堰柱	19451	
28～30	堰柱床版	24663	
-	ゲート	1840	1門あたり
-	堰柱床版が負担するゲートの重量	385	考え方は図-3.2.17のとおり
-	堰柱床版上の堆砂	1737	$\gamma_{sat}=19.6$ (kN/m ³)
-	堰柱床版上の水	1729	$\gamma_w=9.8$ (kN/m ³)

ゲートの自重 (1840kN) は、等分布荷重として中間床版および堰柱床版に作用するものと考えた。したがって、堰柱床版が負担する鉛直荷重は以下のように算出される。

$$1840 \text{ (kN)} / 50.20 \text{ (m)} \times 5.250 \text{ (m)} \times 2 = 384.86 \text{ (kN)}$$

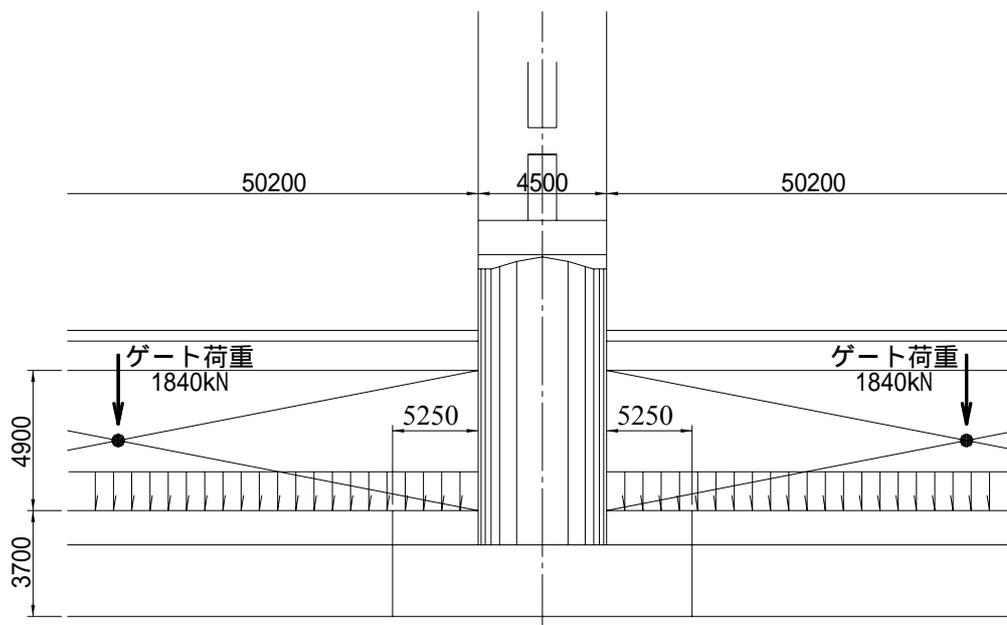


図-3.2.17 床版によるゲート重量の分担

(2) 静水圧

堰上流側については T.P+13.20 から床版下面高さ (T.P+3.50) 堰下流側については T.P+7.90 から床版下面高さ (T.P+3.50) にわたって静水圧が作用することを想定した。

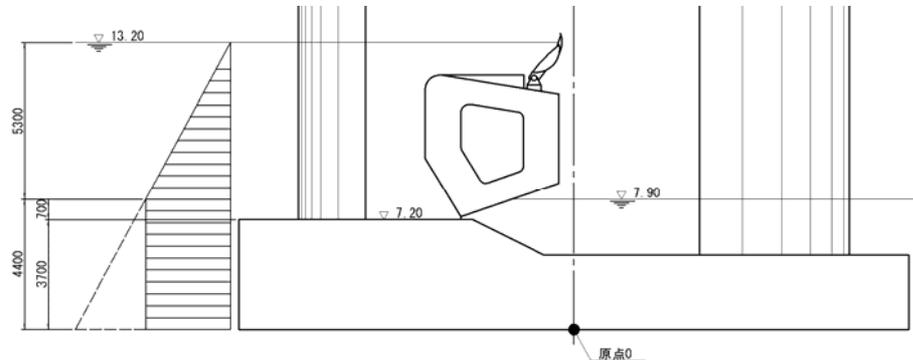


図-3.2.18 静水圧を算定する際の水位

(3) 泥圧

以下のように算出した。

堆砂の水中単位体積重量 $\gamma = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

土圧係数 $K_0 = 0.50$

堰柱基部 $0.50 \times 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 1.00 \text{ (m)} \times 4.5 \text{ (m)} = 22.5 \text{ (kN/m)}$

ゲート下端 $0.50 \times 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 1.00 \text{ (m)} \times 50.20 \text{ (m)} = 246.0 \text{ (kN/m)}$

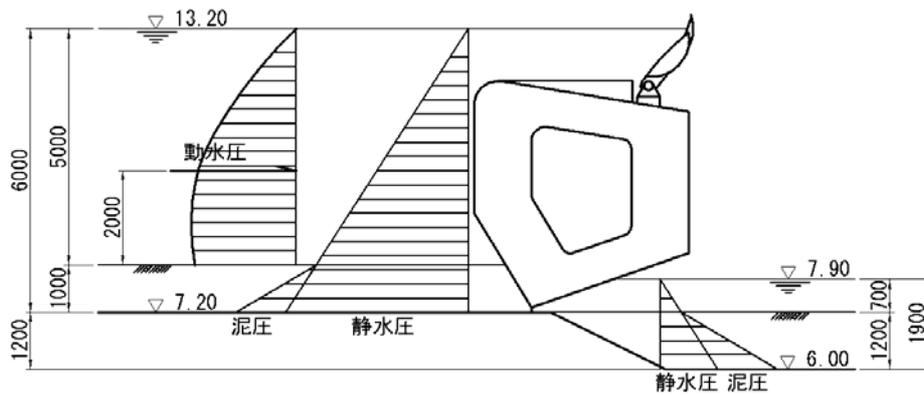


図-3.2.19 泥圧

(4) 揚圧力

以下のように算出した。

$$w_1 = 4.4 \text{ (m)} \times 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 15.0 \text{ (m)} = 646.8 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = (9.70 \text{ (m)} - 4.40 \text{ (m)}) \times 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 15.0 \text{ (m)} = 779.1 \text{ (kN/m)}$$

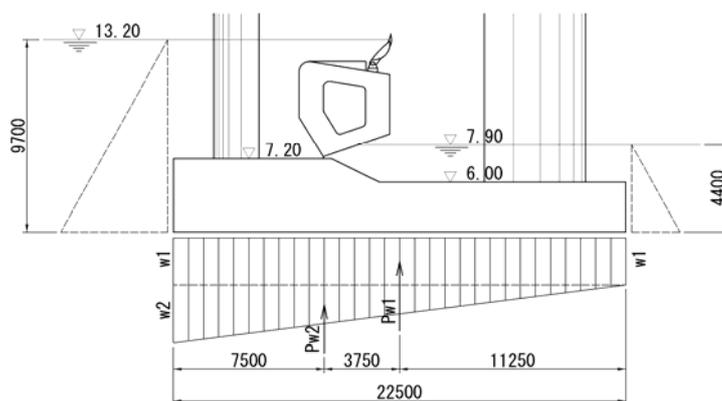


図-3.2.20 揚圧力

(5) 構造物の自重に起因する慣性力

構造物の自重に、後に示す水平震度を乗ずることによって算出した。

ゲートの慣性力は、全閉状態のゲート位置を想定し、ゲートの高さ方向の中心位置の躯体に集中質量を与えた上で、水平震度を作用させることによって与えた。

(6) 地震時動水圧

地震時動水圧は指針（案） 編式(解 5.5.1) の規定により、次式により算定した。

$$p_d = \frac{7}{8} \gamma_w k_{hs} \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、 p_d は地震時動水圧 (kN/m²)、 γ_w は水の単位体積重量 (kN/m³)、 k_{hs} は地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度、 H は水深 (m)、 h は水面から地震時動水圧が作用する点までの水深 (m) である。固有周期の算定やプッシュオーバー解析においては、各節点に付加質量を与えることにより、地震時動水圧を模擬した。ある節点が水深 $h_1 \sim h_2$ における地震時動水圧を負担する場合、その節点の付加質量 m_d は次式により算出される。

$$m_d = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} b \sqrt{H \cdot h} dh = \frac{7}{12} \frac{\gamma_w}{g} b \left(\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3} \right)$$

ここに、 g は重力加速度 (m/s²)、 b は地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m) である。

また、地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度 k_{hs} としては、堰柱およびゲートのいずれに作用する地震時動水圧についても、レベル 1 地震動に対しては堰柱の水平震度、レベル 2 地震動に対しては堰柱の終局水平震度 k_{huw} または堰柱の弾性応答時の水平震度 $c_2 \cdot k_{h0}$ のうちいずれか小さい方を用いた。

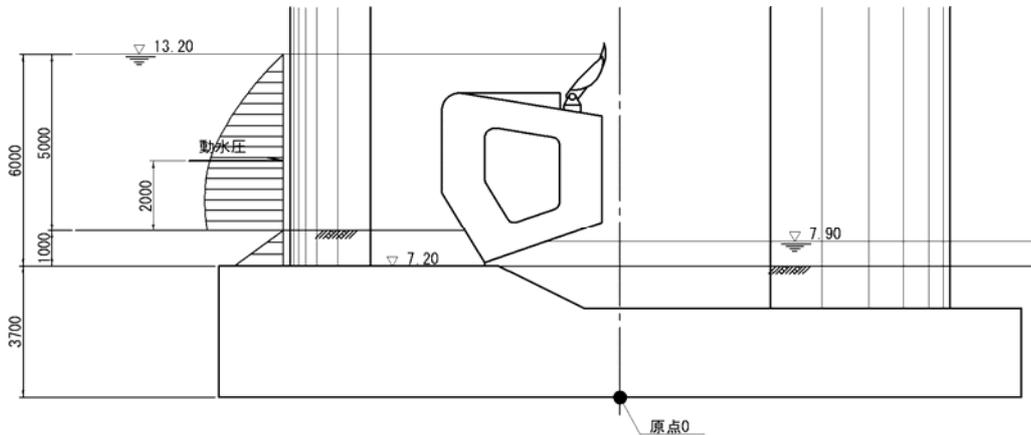


図-3.2.21 地震時動水圧

(7) 液状化の影響

3.2.1(3)に示した液状化の判定結果に基づき、土質定数、すなわち地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を低減させた。

3.2.3 レベル1地震動に対する照査

(1) 固有周期および水平震度の算定

固有周期は、図-3.2.22 に示す骨組解析に対する固有値解析を行うことによって算定した。骨組解析モデルにおける各節点の座標、重量および各部材の剛性を表-3.2.7 に示す。

各部材の剛性としては、全断面有効として算出したものを与えた。ただし、図-3.2.16 に示すは構造部材ではないため、モデル化の対象としていない。基礎は 3.2.3(2)1) に示す方法により算出した杭群全体のバネ定数を与えることでモデル化した。このときの水平方向地盤反力係数 k_H は、道示 編 6.2.3 に準じて算出されたものを用いた。また、この地盤では液状化が生じると判定されたが、道示 編 6.2.3 に準じ、固有周期の算定にあたっては液状化の影響を考慮していない。

ゲートの慣性力は、作用重心（節点 104）にその重量を与えることで模擬した。巻上機およびゲート操作室から梁に作用する力の大きさと作用位置は、これらの構造によって決定されるが、本計算例では単純化して重心位置（それぞれ節点 404、節点 405）にそれらの重量を与えるとともに、梁要素 401～404 に十分大きな剛性を与えることで模擬した。階段室は、重心位置（節点 702）にその重量を与えるとともに、梁要素 701 および 1001 に十分大きな剛性を与えることで模擬した。管理橋については、水流方向に対する支承条件が固定であることから、管理橋の死荷重反力に相当する重量を重心位置（節点 602）に与えるとともに、梁要素 601 および 1004 に十分大きな剛性を与えた。地震時動水圧の影響は、式(2.5.5) から算出される付加質量を躯体に与えることによって模擬した。

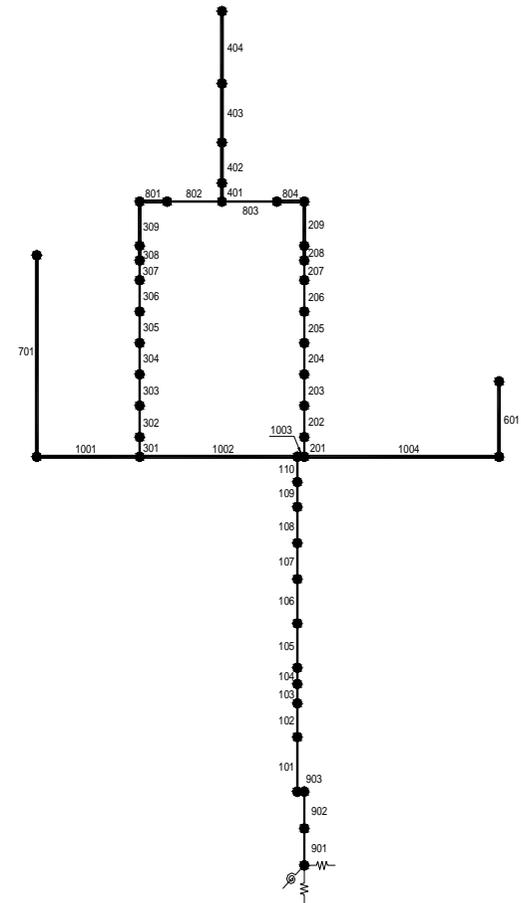
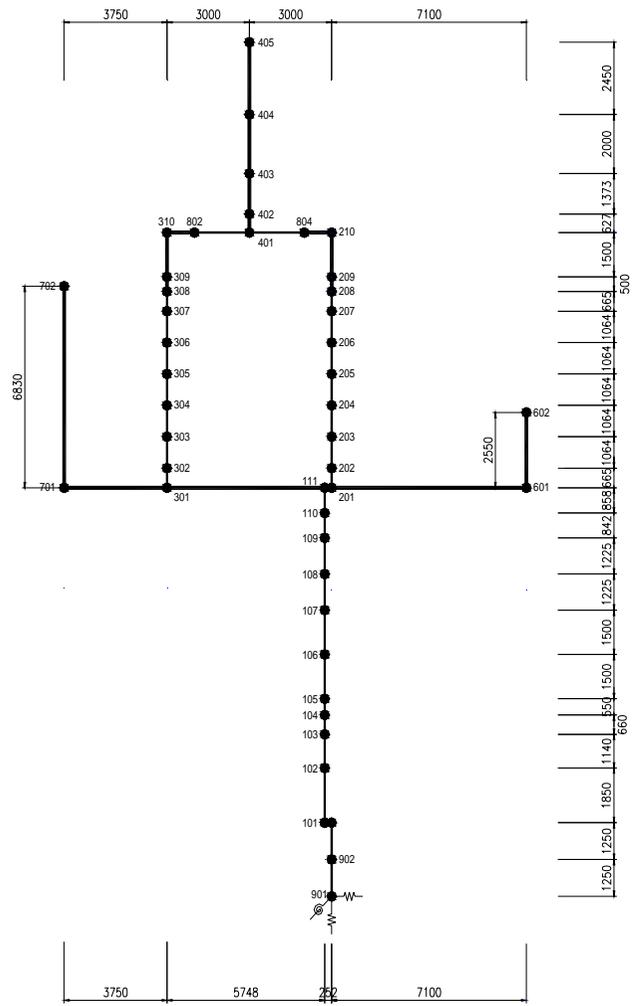


図-3.2.22 レベル1地震時の骨組解析モデル

表-3.2.7 各節点の座標、重量および各部材の剛性

節点番号	x座標 (m)	y座標 (m)	節点重量 (kN)	部材番号	節点番号		EI (kN・m ²)
					i端	j端	
101	0.000	0.000	1056.639	1101	101	1101	
102	0.000	1.850	2525.654	102	102	103	4.157E+10
103	0.000	3.224	1535.753	103	103	104	4.157E+10
104	0.000	3.650	2672.719	104	104	105	4.157E+10
105	0.000	4.200	9574.571	105	105	106	4.157E+10
106	0.000	5.700	2559.588	106	106	107	4.157E+10
107	0.000	7.200	2324.959	107	107	108	4.157E+10
108	0.000	8.425	2090.330	108	108	109	4.157E+10
109	0.000	9.650	1045.165	109	109	110	4.157E+10
110	0.000	10.492	3731.452	110	110	111	4.157E+10
111	0.000	11.350		1001	701	301	
201	0.252	11.350	57.024	1002	301	111	
202	0.252	12.015	148.262	1004	201	601	
203	0.252	13.079	182.476	201	201	202	5.833E+07
204	0.252	14.143	290.678	202	202	203	5.833E+07
205	0.252	15.207	193.221	203	203	204	5.833E+07
206	0.252	16.271	182.476	204	204	205	5.833E+07
207	0.252	17.335	148.262	205	205	206	5.833E+07
208	0.252	18.000	57.024	206	206	207	5.833E+07
209	0.252	18.500		207	207	208	5.833E+07
210	0.252	20.000		208	208	209	5.833E+07
301	-5.748	11.350	57.024	209	209	210	
302	-5.748	12.015	148.262	301	301	302	5.833E+07
303	-5.748	13.079	182.476	302	302	303	5.833E+07
304	-5.748	14.143	247.404	303	303	304	5.833E+07
305	-5.748	15.207	187.618	304	304	305	5.833E+07
306	-5.748	16.271	182.476	305	305	306	5.833E+07
307	-5.748	17.335	148.262	306	306	307	5.833E+07
308	-5.748	18.000	57.024	307	307	308	5.833E+07
309	-5.748	18.500		308	308	309	5.833E+07
310	-5.748	20.000		309	309	310	
401	-2.748	20.000		401	401	402	
402	-2.748	20.627	6104.311	402	402	403	
403	-2.748	22.000		403	403	404	
404	-2.748	24.000	1000.000	404	404	405	
405	-2.748	26.450	3000.000	601	601	602	
601	7.352	11.350		701	701	702	
602	7.352	13.900	5950.000	801	309	802	
701	-9.498	11.350		802	802	401	4.850E+08
702	-9.498	18.180	1500.000	803	401	804	4.850E+08
802	-4.748	20.000		804	804	209	
804	-0.748	20.000		901	901	902	
901	0.252	-2.500	5167.969	902	902	903	
902	0.252	-1.250	10335.938	903	101	903	
903	0.252	0.000	9159.019				

固有値解析結果を表-3.2.8 に示す。1 次モードの固有周期は 0.245(s) であった。地盤種別は 種地盤であるため、レベル 1 地震動の水平震度 k_h は次式により算定される。

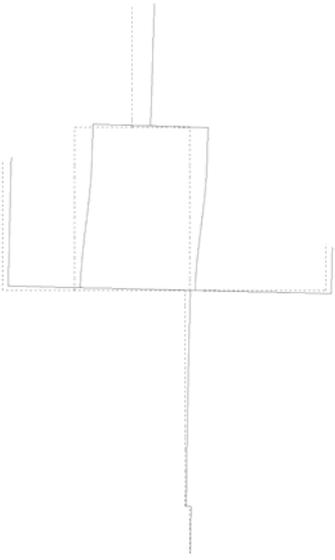
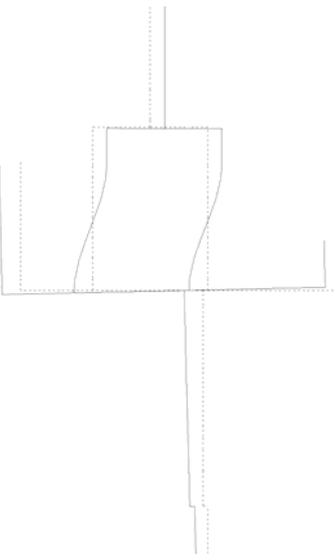
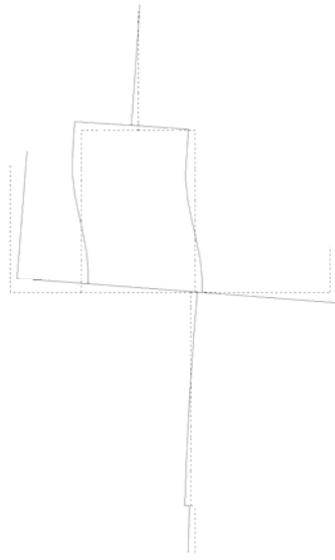
$$k_h = c_Z \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

ここに、 k_{h0} はレベル 1 地震動の水平震度の標準値であり、図-2.2.1 (指針 (案) 編 5.6) より算出される。また、レベル 1 地震動の地盤面における水平震度 k_{hg} は、次式により算定される。

$$k_{hg} = c_Z \cdot k_{hg0} = 1.0 \times 0.20 = 0.20$$

ここに、 k_{hg0} はレベル 1 地震動の地盤面における水平震度の標準値であり、同様に図-2.2.1 (指針 (案) 編 5.6) より算出される。

表-3.2.8 固有値解析結果

		
T=0.245 sec	T=0.104sec	T=0.060 sec
1 次モード	2 次モード	3 次モード

(2) 杭基礎の安定計算

堰柱床版底面中心に作用する荷重を集計し、杭基礎の安定計算を行う。

1) 杭の許容支持力およびバネ定数

杭の許容支持力は、道示 編 12.4 に準じて算出する。杭の軸方向許容押し込み支持力は、次式により算出した。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

ここに、 R_a は杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)、 n は安全率、 γ は極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数、 R_u は地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)、 W_s は杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)、 W は杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)である。極限支持力 R_u は、次式により算出した。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここに、 q_d は杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)、 A は杭先端面積 (m²)、 U は杭の周長 (m)、 L_i は周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)、 f_i は周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²) である。各層の最大周面摩擦力度は表-3.2.9 に示すとおりである。また、杭の軸方向許容引抜き力は次式により算出した。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W$$

ここに、 P_a は杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)、 n は安全率、 W は杭の有効重量 (kN) である。

杭の許容支持力の算出結果を表-3.2.10 に示す。

表-3.2.9 最大周面摩擦力度

地層 番号	土質名	L_i (m)	f_i (kN/m ²)	D_E	常時	地震時	
						液状化無し	液状化有り
					$L_i \cdot f_i$ (kN/m)	$L_i \cdot f_i$ (kN/m)	$L_i \cdot f_i \cdot D_E$ (kN/m)
2	粘性土	1.5	24.0	1	36.0	36.0	36.0
3	砂質土	4.0	20.0	2/3	80.0	80.0	53.4
4	粘性土	3.5	24.0	1	84.0	84.0	84.0
5	砂質土	3.5	40.0	1	140.0	140.0	140.0
6	礫質土	1.4	100.0	1	140.0	140.0	140.0
計		13.9			480.0	480.0	453.4

表-3.2.10 杭の許容支持力

			常 時	地震時	
				液状化無し	液状化有り
杭の断面諸元	D	mm	1000		
	t	mm	130		
	A	m ²	0.785		
	U	m	3.142		
地盤から決まる杭の極限支持力	q_d	kN/m ²	10000		
	$q_d A$	kN	7850		
	$U \sum l_i f_i$	kN	1508	1508	1425
	R_u	kN	9358	9358	9275
土の有効重量	W_s	kN	95		
杭の有効重量	W	kN	78		
杭の軸方向許容押込み支持力	γ	-	1.0		
	n	-	3	2	
	R_a	kN	3105	4649	4607
杭の軸方向許容引抜き力	n	-	-	3	
	P_a	kN	0	581	553

			常 時	地震時	
				液状化無し	液状化有り
杭の断面諸元	D	mm	1000		
	t	mm	130		
	A	m ²	0.785		
	U	m	3.142		
地盤から決まる杭の極限支持力	q_d	kN/m ²	10000		
	$q_d A$	kN	7854		
	$U \sum L_i f_i$	kN	1508	1508	1424
	R_u	kN	9362	9362	9278
土の有効重量	W_s	kN	95.0		
杭の有効重量	W	kN	77.5		
杭の軸方向許容押込み支持力	γ	-	1.0		
	n	-	3	2	
	R_a	kN	3106	4651	4609
杭の軸方向許容引抜き力	n	-	-	3	
	P_a	kN	0	580	552

次に、杭のバネ定数を算出する。杭の軸方向バネ定数 K_V は、道示 編 12.6.1 に準じ、次式により算出した。

$$K_V = a \frac{A_p E_p}{L} = 0.449 \times \frac{0.355 \times 4.00 \times 10^7}{13.9} = 5.102 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 A_p は杭の純断面積、 E_p は杭体のヤング係数 (kN/m²)、 L は杭長 (m) である。PHC 杭(中掘り工法)であるため、 a を次式により算出した。

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.010 \times (13.9/1.00) + 0.36 = 0.499$$

ここに、 D は杭径 (m) である。

杭の軸直角方向バネ定数 K_H の算出に先立ち、水平方向地盤反力係数を算出する。各層の水平方向地盤反力係数は、道示 編 9.5.2 に準じて次式により算出した。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、 k_H は水平方向地盤反力係数 (kN/m³)、 k_{H0} は直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)、 α は地盤反力係数の推定に用いる係数である。杭の換算載荷幅 B_H は、次式により算出される。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここに、 D は杭の外径 (m)、 β は杭の特性値 ($=\sqrt[4]{k_H D/4EI}$) (1/m) である。

以下、各層の水平方向地盤反力係数の算出結果を示す。

杭外径	D	= 1.000	(m)
杭体ヤング係数	E	= 4.00×10^7	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I	= 0.03436776	(m ⁴)
杭の換算載荷幅	B_H	= 2.0424	(m)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	β	= 0.239735	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	$1/\beta$	= 4.1713	(m)
$1/\beta$ の範囲の平均 $\alpha \cdot E_0$		= 22965.5	(kN/m ²)
k_{H0}		= 76551.7	(kN/m ³)

表-3.2.11 各層の水平方向地盤反力係数

地層 番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	αE_0 (kN/m ²)		D_E	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)		
				常時	地震時		常時	地震時(液無)	地震時(液有)
2	粘性土	1.500	5.0	14000	28000	1	11073	22145	22145
3	砂質土	4.000	10.0	28000	56000	2/3	22145	44290	29526
4	粘性土	3.500	5.0	14000	28000	1	11073	22145	22145
5	砂質土	3.500	20.0	56000	112000	1	44290	88581	88581
6	礫質土	1.400	50.0	140000	280000	1	110726	221452	221452

杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ は、道示 編 12.6.2 に準じて次式により算出した。

$$K_1 = 4EI\beta^3, K_2 = K_3 = 2EI\beta^2, K_4 = 2EI\beta \quad (\text{杭頭剛結合の場合})$$

$$K_1 = 2EI\beta^3, K_2 = K_3 = 0, K_4 = 0 \quad (\text{杭頭ヒンジ結合の場合})$$

ここに、 K_1 および K_3 は杭頭部に回転が生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) および曲げモーメント (kN・m/m)、 K_2 および K_4 は杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) および曲げモーメント (kN・m/rad) である。杭体の曲げモーメントの照査にあたっては、道示 編 12.9.1 に準じ、杭頭剛結合と考えた場合の杭頭曲げモーメントと、杭頭ヒンジ結合と考えた場合の地中部最大曲げモーメントに対する照査を行うため、それぞれの境界条件に対する杭の軸直角方向バネ定数を算出した。

杭頭剛結合および杭頭ヒンジ結合とした場合の杭 1 本あたりの軸直角方向バネ定数をそれぞれ表-3.2.12 および表-3.2.13 に示す。以降、液状化が生じない場合と液状化が生じる場合の 2 ケースについて照査を行うため、同表にはそれぞれの場合に対する杭の軸直角方向バネ定数を示している。

表-3.2.12 杭の軸直角方向バネ定数（杭頭剛結合の場合）

	単位	常時	地震時	
			液状化無し	液状化有り
K_1	kN/m	7.170×10^4	1.176×10^5	9.881×10^4
K_2	kN/rad	1.613×10^5	2.275×10^5	1.942×10^5
K_3	kN・m/m	1.613×10^5	2.275×10^5	1.942×10^5
K_4	kN・m/rad	6.691×10^5	7.994×10^5	7.351×10^5

表-3.2.13 杭の軸直角方向バネ定数（杭頭ヒンジ結合の場合）

	単位	常時	地震時	
			液状化無し	液状化有り
K_1	kN/m	3.585×10^4	5.880×10^4	4.940×10^4
K_2	kN/rad	0.000	0.000	0.000
K_3	kN・m/m	0.000	0.000	0.000
K_4	kN・m/rad	0.000	0.000	0.000

次に杭群全体（S-Rモデル）のバネ定数を求める。堰柱床版底面中心位置における荷重 H (kN)、 V (kN)、 M (kN・m)と変位 δ_x (m)、 δ_y (m)、 α (rad.)の関係は以下のマトリックスで表される。

$$\begin{Bmatrix} H \\ V \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{Bmatrix}$$

右辺のマトリックスの各係数は、次式により算出される。

$$\begin{aligned} A_{xx} &= \Sigma (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \Sigma (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} = A_{\alpha x} &= \Sigma \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \Sigma (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} = A_{\alpha y} &= \Sigma \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \} \\ A_{\alpha\alpha} &= \Sigma \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned}$$

ここに、 x_i は i 番目の杭の杭頭の x 座標、 q_i は i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度である。マトリックスの各係数の算出結果は以下のとおりである。

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.35 \times 10^6 & 0 & -1.23 \times 10^7 \\ 0 & 2.76 \times 10^7 & 0 \\ -1.23 \times 10^7 & 0 & 1.19 \times 10^9 \end{bmatrix} \quad (\text{杭頭剛結, 液状化が生じない場合})$$

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.34 \times 10^6 & 0 & -10.5 \times 10^7 \\ 0 & 2.76 \times 10^7 & 0 \\ -10.5 \times 10^7 & 0 & 1.19 \times 10^9 \end{bmatrix} \quad (\text{杭頭剛結, 液状化が生じる場合})$$

2) 荷重の集計

堰柱床版下面中心における荷重を表-3.2.14～表-3.2.19により集計する。ここで、 W_i は各部の自重または鉛直荷重、 H_i は水平荷重、 x_i は堰柱床版下面中心位置から鉛直荷重の作用重心までの水平方向の距離、 y_i は堰柱床版下面中心位置を原点とした場合の水平荷重の作用重心までの鉛直方向の距離を表す。

表-3.2.14 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ1：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
ゲート操作室・ ゲート操作台	3000	-3.000	28.950	-9000	86850
巻上げ機	1000	-3.000	26.500	-3000	26500
門柱	8574	-2.972	21.403	-25482	183509
計	12574	-	-	-37482	296859

$$y_1 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 296859 / 12574 = 23.609 \text{ (m)}$$

表-3.2.15 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ2：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
管理橋	5950	7.100	16.400	42245	97580
階段	1500	-9.750	20.680	-14625	31020
堰柱	19451	-0.130	8.576	-2529	166812
計	26901	-	-	25091	295412

$$y_2 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 295412 / 26901 = 10.981 \text{ (m)}$$

表-3.2.16 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ3：水平力（地震時）のみ）

	H_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
ゲート	1840	-	6.150	-	11316
地震時動水圧に 相当する付加質量 ×重力加速度	7826	-	6.700	-	52434
計	9666	-	-	-	63750

$$y_3 = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 63750 / 9666 = 6.595 \text{ (m)}$$

表-3.2.17 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ4：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
堰柱床版 (28)	3462	-7.325	3.100	-25359	10732
堰柱床版 (29)	529	-2.600	2.900	-1375	1534
堰柱床版 (30)	20672	0.000	1.250	0	25840
計	24663	-	-	-26734	38106

$$y_4 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 38106 / 24663 = 1.545 \text{ (m)}$$

表-3.2.18 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ5：鉛直力のみ）

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
堰柱床版が負担するゲート自重	385	-2.980	-	-1147	-
堰柱床版上の堆砂	5505	0.870	-	4789	-
堰柱床版上の水	5580	-5.246	-	-29273	-
揚圧力	-23342	-1.410	-	32912	-
計	-11872	-	-	7281	-

表-3.2.19 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ6：水平力（常時））

	H_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
静水圧	12413	-	4.824	-	59877
泥圧	137	-	4.033	-	553
計	12550	-	-	-	60429

$$y_6 = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 60429 / 12550 = 4.815 \text{ (m)}$$

死荷重による堰柱床版下面位置におけるモーメント M_d は、表-3.2.14～表-3.2.18 における鉛直荷重 W_i とアーム長 x_i の積 $W_i \cdot x_i$ 及び表-3.2.19 における水平荷重 H_i とアーム長 y_i の積 $H_i \cdot y_i$ を総和することにより、以下のように算出される。

$$M_d = -37482 + 25091 - 26734 + 7281 + 60429 = 28584 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

堰柱床版下面位置における鉛直力 V (kN)、水平力 H (kN)、モーメント M (kN・m) は、以下のよ
うに算出される。なお、添え字は表-3.2.14～表-3.2.19 におけるグループ番号に対応している。

$$V = W_1 + W_2 + W_4 + W_5 = 12574 + 26901 + 24663 - 11872 = 52266 \text{ (kN)}$$

$$H = k_h (W_1 + W_2 + H_3 + W_4) + H_6 = 0.25 \times (12574 + 26901 + 9666 + 24663) + 12550 = 31001 \text{ (kN)}$$

$$M = k_h (W_1 y_1 + W_2 y_2 + H_3 y_3 + W_4 y_4) + H_6 y_6 + M_d$$

$$\begin{aligned} &= 0.25 \times (12574 \times 23.609 + 26901 \times 10.981 + 9666 \times 6.595 + 24663 \times 1.545) + 28584 \\ &= 202117 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

3) 安定計算結果

杭基礎の安定計算結果を表-3.2.20 に示す。ここで、堰柱床版底面位置における許容水平変位は、河川砂防技術基準 7.2.4 の規定により 10mm とした。軸方向押し込み力、軸方向引抜き力および堰柱床版底面の水平変位はいずれも許容値を満足している。

表-3.2.20 杭基礎の安定計算結果

			地震時(震度法)	
			液状化無し	液状化有り
軸方向押し込み力	P_N	kN	2113	2118
軸方向許容押し込み支持力	R_a	kN	4649	4607
判定	-	-	$P_N \quad R_a$ OK	$P_N \quad R_a$ OK
軸方向引抜き力	P_N	kN	178	182
軸方向許容引抜き力	P_a	kN	581	553
判定	-	-	$P_N \quad R_a$ OK	$P_N \quad R_a$ OK
堰柱床版底面での水平変位	δ	mm	5.32	6.25
許容水平変位	δ_a	mm	10.00	10.00
判定	-	-	$\delta \quad \delta_a$ OK	$\delta \quad \delta_a$ OK

(3) 部材の断面照査

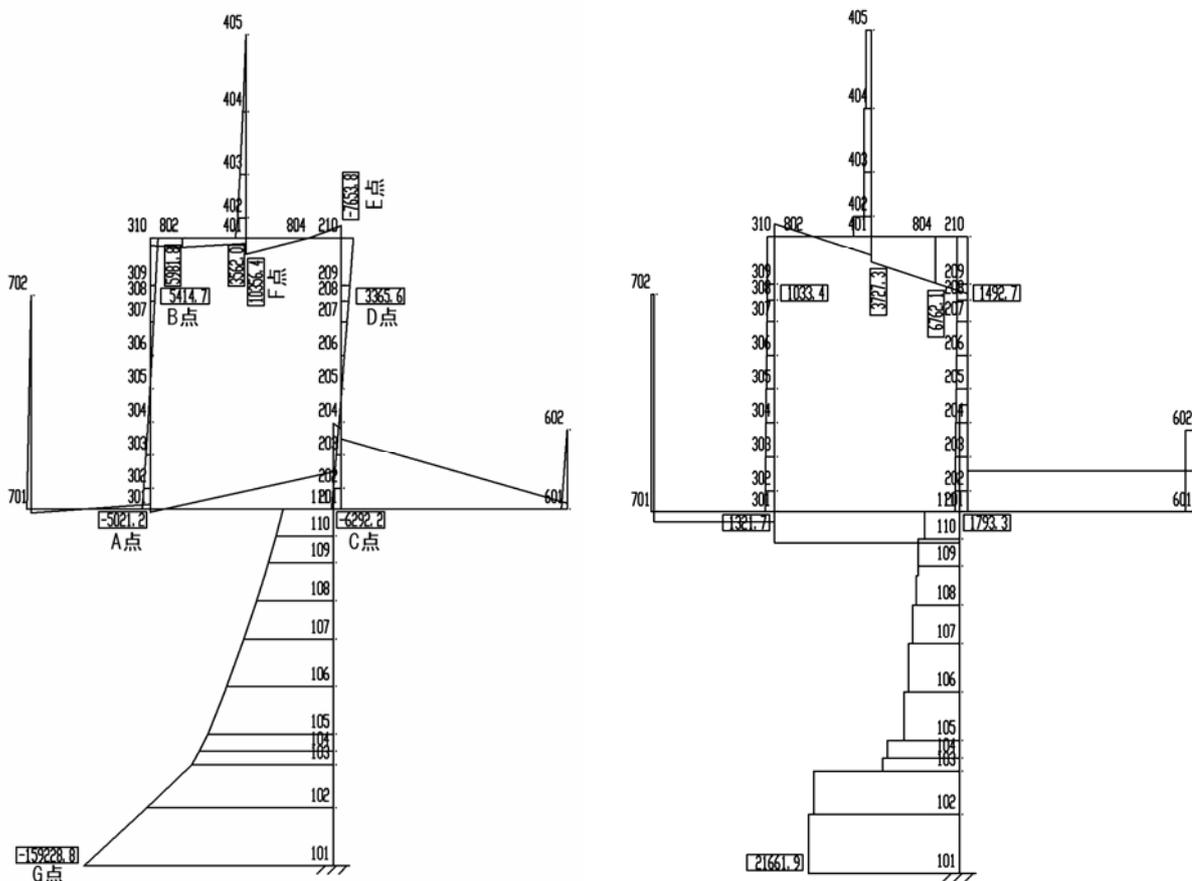
1) 門柱・堰柱の断面力の算出

3.2.2 に示す荷重を図-3.2.22 に示す骨組解析モデルに作用させ、各部材に生じる断面力を算定する。各節点に作用させる荷重を表-3.2.21 に示す。

表-3.2.21 各節点に与えた荷重

荷重	節点	常時		L1地震時	備考
		鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	慣性力算出 の際考慮す る重量(kN)	
躯体自重	101	1056.639		1056.639	堰柱基部
	102	2525.654		2525.654	
	103	1535.753		1535.753	
	104	832.719		832.719	
	105	1749.052		1749.052	
	106	2559.588		2559.588	
	107	2324.959		2324.959	
	108	2090.330		2090.330	
	109	1045.165		1045.165	
	110	3731.452		3731.452	
	201	57.024		57.024	門柱下端
	202	148.262		148.262	
	203	182.476		182.476	
	204	290.678		290.678	
	205	193.221		193.221	
	206	182.476		182.476	
	207	148.262		148.262	
	208	57.024		57.024	
	301	57.024		57.024	門柱下端
	302	148.262		148.262	
	303	182.476		182.476	
	304	247.404		247.404	
	305	187.618		187.618	
	306	182.476		182.476	
307	148.262		148.262		
308	57.024		57.024		
402	6104.311		6104.311		
付帯設備	上屋荷重	405	3000.000	3000.000	
	巻き上げ機	404	1000.000	1000.000	
	階段荷重	702	1500.000	1500.000	
	管理橋	602	5950.000	5950.000	
	静水圧	103		9527.457	
	地震時動水圧	105		7825.519	
	ゲート付加質量	104		1840.000	
泥圧	102		113.342		
	101		23.408		

骨組解析により算出された断面力を表-3.2.22 に示す。



(a) 曲げモーメント (単位 : kN・m)

(b) せん断力 (単位 : kN)

図-3.2.23 各部材に生じる断面力

表-3.2.22 各部材の最大断面力

	照 査 箇 所		解析結果データ			部材1本当たり			
			M (kNm)	S (kN)	N (kN)	M (kNm)	S (kN)	N (kN)	
水流方向	堰柱下端		G点	-159228.8	21661.9	38418.9	-159228.8	21661.9	38418.9
	上流門柱	下端外面	A点	-5021.2	1321.7	2978.4	-2510.6	660.9	1489.2
		上端内面	B点	5414.7	1033.4	1824.9	2707.3	516.7	912.4
	下流門柱	下端内面	C点	-6292.2	1793.3	9481.9	-3146.1	896.7	4740.9
		上端外面	D点	3365.6	1492.7	8279.5	1682.8	746.4	4139.7
	梁	上面引張	E点	-7653.8	6732.1	1492.7	-7653.8	6732.1	1492.7
		下面引張	F点	10356.4	3723.3	1492.7	10356.4	3723.3	1492.7

2) 門柱の断面照査

算出された門柱の曲げモーメントおよびせん断力に基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度およびせん断応力度の照査結果を表-3.2.23、最小鉄筋量の照査結果を表-3.2.24 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.2.23 応力度の照査結果

		単位	門柱下端 (外側引張)	門柱上端 (内側引張)	門柱下端 (内側引張)	門柱上端 (外側引張)
			A点	B点	C点	D点
曲げモーメント	M	kN・m	2510.6	2707.3	3146.1	1682.8
軸力	N	kN	1489.2	912.4	4740.9	4139.7
せん断力	S	kN	660.9	516.7	896.7	746.4
有効幅	b	mm	1750.0	1750.0	1750.0	1750.0
部材高	h	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
有効高	d	mm	1850.0	1850.0	1850.0	1850.0
鉄筋配置	1段目	mm	D29 ctc 250	D29 ctc 250	D29 ctc 250	D29 ctc 250
	2段目	mm	---	---	---	---
総本数		本	18	18	18	18
鉄筋量	A_s	mm ²	11563.2	11563.2	11563.2	11563.2
帯鉄筋の配置	A_w	mm ²	4-D19 ctc150	4-D19 ctc150	4-D19 ctc150	4-D19 ctc150
			1146.0	1146.0	1146.0	1146.0
中立軸	x	mm	571.6	1250.5	1232.0	548.0
応力度	σ_c	N/mm ²	4.02	3.67	4.27	2.71
	σ_s		134.95	26.37	32.12	96.63
	τ_m		0.20	0.16	0.28	0.23
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ_{sa}		300.00	300.00	300.00	300.00
	τ_{al}		0.58	0.58	0.58	0.58

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.2.24 最小鉄筋量の照査結果

		単位	門柱下端 (外側引張)	門柱上端 (内側引張)	門柱下端 (内側引張)	門柱上端 (外側引張)
			A点	B点	C点	D点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	4780.8	3366.1	0.0	0.0
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	5023.8	4522.9	7807.3	7300.1
	M_c	kN・m	2867.3	2669.3	3983.8	3777.4
	$1.7M_d$	kN・m	4268.0	4602.5	5348.3	2860.8
	A_{smin}	mm ²	3917.3	4985.4	4261.5	3721.1
	判定	---	OK	OK	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M_d$ M_c , 3) A_s 500(mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ3)を満足すればOK

3) 堰柱の断面照査

算出された堰柱の曲げモーメントおよびせん断力に基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度およびせん断応力度の照査結果を表-3.2.25 に、最小鉄筋量の照査結果を表-3.2.26 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.2.25 応力度の照査結果

		単位	堰柱下端 G点
曲げモーメント	M	kN・m	159228.8
軸力	N	kN	38418.9
せん断力	S	kN	21661.9
有効幅	b	mm	2000.0
部材高	h	mm	17906.0
有効高	d	mm	17470.0
鉄筋配置	1段目	mm	D32 ctc 150
	2段目	mm	---
鉄筋	総本数	本	266
鉄筋	鉄筋量	A_s	mm ² 211257.2
中立軸	x	mm	14841.0
応力度	σ_c	N/mm ²	1.49
	σ_s		22.05
	τ_m		0.62
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00
	σ_{sa}		300.00
	τ_{al}		0.58

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.2.26 最小鉄筋量の照査結果

		単位	堰柱下端 G点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	224435.2
	M_c	kN・m	94669.8
	$1.7M_d$	kN・m	270688.9
	A_{smin}	mm ²	
	判定	---	

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M$ M_c , 3) A_s 500 (mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ3)を満足すればOK

4) 梁の断面照査

算出された梁の曲げモーメントに基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度の照査結果を表-3.2.27 に、最小鉄筋量の照査結果を表-3.2.28 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.2.27 応力度の照査結果

		単位	梁端部 (上面引張) E点	梁中央部 (下面引張) F点
曲げモーメント	M	kN・m	7653.8	10356.4
軸力	N	kN	1492.7	1492.7
せん断力	S	kN	6762.1	3727.3
有効幅	b	mm	3000.0	3000.0
部材高	h	mm	4000.0	4000.0
有効高	d	mm	3850.0	3850.0
鉄筋	鉄筋配置	1段目	mm	D29 ctc 125
		2段目	mm	---
	総本数		本	19
	鉄筋量	A_s	mm ²	12205.6
帯鉄筋の配置	A_w	mm ²	6-D22 ctc150 2322.6	6-D22 ctc150 2322.6
中立軸	x	mm	863.0	793.8
応力度	σ_c	N/mm ²	2.26	3.07
	σ_s		117.25	177.46
	τ_m		0.59	0.32
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00
	σ_{sa}		300.00	300.00
	τ_{al}		0.58	0.58

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.2.28 最小鉄筋量の照査結果

		単位	梁端部 (上面引張) E点	梁中央部 (下面引張) F点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	4500.1	7028.8
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	18923.8	18923.8
	M_c	kN・m	16729.0	16729.0
	$1.7M_d$	kN・m	13011.4	17605.8
	A_{smin}	mm ²	1500.0	10166.9
	判定	---	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M_d$ M_c , 3) A_s 500 (mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ 3)を満足すれば OK

5) 堰柱床版の照査

まず、道示 編 8.7.2 に準じて、堰柱床版が剛体とみなすことができる厚さを有しているか判定する。堰柱床版を剛体と見なしうることの判定は、次式により行う。

$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、 λ : 堰柱底版の換算突出長 (= 5.250 (m)) である。 β は次式により算出される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{Eh^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

E は堰柱床版のヤング係数 (= 250107 (kN/m²)), h は堰柱床版の厚さ (= 2.5 (m)) である。杭基礎の場合、 k として次式の換算地盤反力係数 k_p (kN/m³) を用いる。

$$k_p = K_v \frac{nm}{DB}$$

K_v は 1 本の杭の軸方向バネ定数 (=510221 (kN/m)), n は杭の列数 (=9 本), m は杭の行数 (=6 本), D は堰柱床版の幅 (= 22.5 (m)), B は堰柱床版の奥行き (=15.0 (m)) である。次式による剛体判定の結果、堰柱床版を剛体と見なしうると判定された。

$$\beta \cdot \lambda = 0.831 \leq 1.0$$

堰柱床版の自重、上載土の重量および杭頭反力が作用した状態を想定して堰柱床版の断面力を算出した。照査は図-3.2.24 に示す断面位置において行った。うち、曲げ応力度に対する照査結果を表-3.2.29、最小鉄筋量の照査結果を表-3.2.30、せん断応力度に対する照査結果を表-3.2.31 に示す。

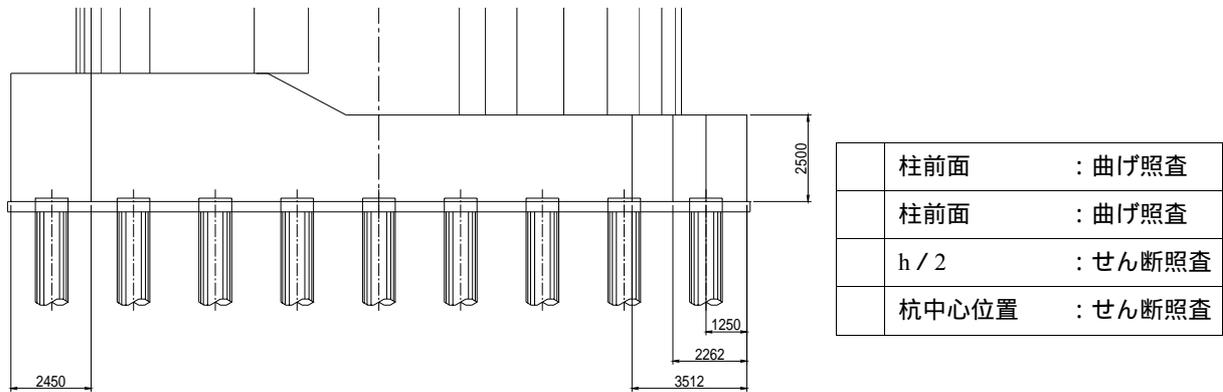


図-3.2.24 堰柱床版の照査断面

表-3.2.29 曲げ応力度の照査結果

項目		単位	柱左前面 (上側引張)	柱右前面 (下側引張)
照査断面		—		
曲げモーメント M		kN・m	-3758.71	25342.50
有効幅		mm	8078	9060
部材高		mm	3700	2500
鉄筋	鉄筋位置	mm	3578	2280
	鉄筋本数	mm 本	D25 × 250 32	D29 × 125 72
	鉄筋量	mm ²	16721.1	46895.2
中立軸		mm	441.3	522.5
応力度	σ_c	N/mm ²	0.61	5.09
	σ_s	N/mm ²	65.52	256.61
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00
	σ_{sa}	N/mm ²	300.00	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.2.30 最小鉄筋量の照査結果

項 目		単 位	柱左前面 (上側引張)	柱右前面 (下側引張)
必要鉄筋量		mm ²	3572	39887
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	20535.12	36161.12
	M_c	kN・m	13708.71	18060.33
	1.7M	kN・m	6389.81	43082.24
	A_s	mm ² /m	2070.0	5176.1
	判定	—	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c ，2)1.7M M_c ，3) A_s 500 (mm²)
1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

表-3.2.31 せん断応力度の照査結果

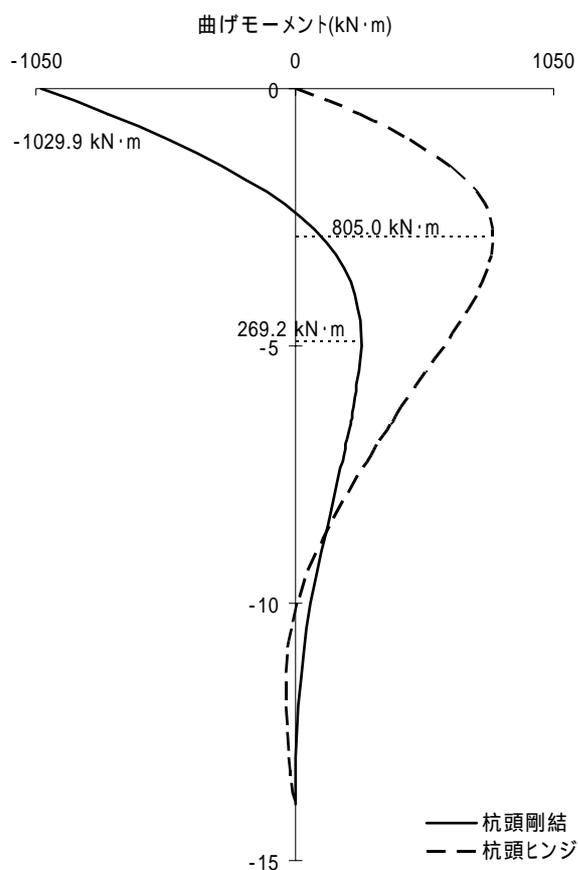
項 目		単 位	張り出し部 (下側引張)
照査断面		—	—
作用せん断力		S	kN
部材幅		b	mm
部材高		h	mm
有効高		d	mm
せん断スパン		a	mm
柱前面での有効高		d'	mm
有効高の変化を考慮したせん断力		S_h	kN
せん断応力度		τ_m	N/mm ²
許容せん断応力度		τ_{a1}	N/mm ²
		τ_a	N/mm ²
		τ_{a2}	N/mm ²
コンクリートが負担するせん断力		S_{ca}	kN
斜引張鉄筋	負担するせん断力	S_h'	kN
	部材軸方向間隔	S	mm
	許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²
	補正係数	c_{ds}	—
	$d / 1.15$	—	mm
	使用鉄筋量	A_w	mm ² /m
	必要鉄筋量	A_{wreq}	mm ² /m

版としてのせん断照査のせん断スパンは、
柱前面から最外縁の杭中心位置までの距離として算出

6) 杭体の断面照査

杭基礎の安定計算で算出した杭頭の反力を用いて杭体の断面照査を行った。杭体の照査は、液状化が生じる場合、生じない場合の2ケースについて行った。また、杭体の曲げモーメントの照査は、道示 編 12.9.1 に準じ、杭頭剛結合と考えた場合の杭頭曲げモーメントと、杭頭ヒンジ結合と考えた場合の地中部最大曲げモーメントについて行った。杭先端の境界条件はヒンジとした。杭体の曲げモーメント図を図-3.2.25、曲げに対する応力度の照査結果を表-3.2.32 に示す。杭体のせん断応力度に対する照査も行ったが、ここでは割愛する。

液状化無し



液状化有り

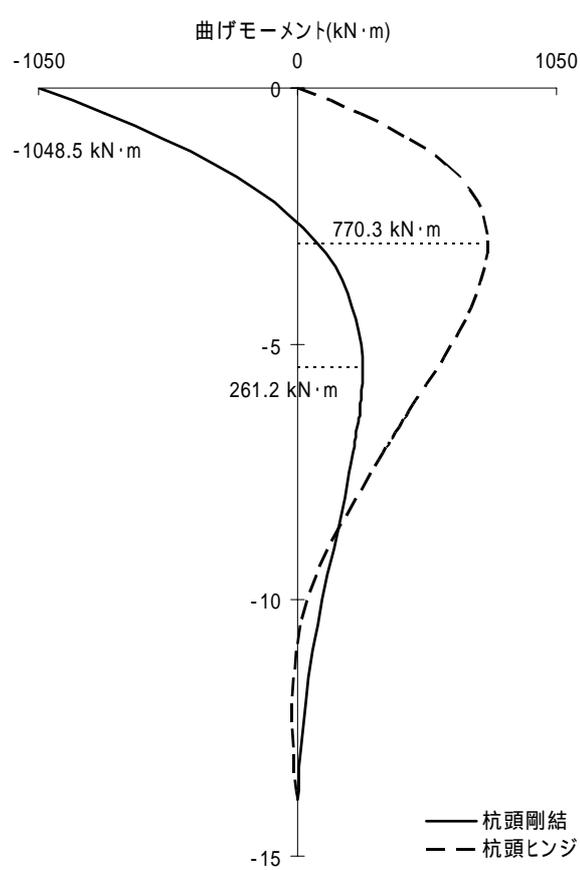


図-3.2.25 曲げモーメント図

表-3.2.32 杭体の照査結果

(a) 液状化が生じない場合

			最大曲げモーメント部		断面変化部	
			軸力最大	軸力最小	軸力最大	軸力最小
断面力	M	kN・m	1029.9	1029.9	333.1	333.1
	N	kN	2113.3	-177.51	2113.3	-177.51
部材寸法	D	mm	1000	1000	1000	1000
	t	mm	130	130	130	130
杭種	-	-	C種	C種	A種	A種
	σ_{ce}	N/mm ²	10.0	10.0	4.0	4.0
応力度	σ_c	N/mm ²	29.90	23.77	14.58	8.26
	σ_c'	N/mm ²	1.41	-4.72	5.08	-1.24
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	40.00	40.00	40.00	40.00
	σ_{ca}'	N/mm ²	-5.00	-5.00	-3.00	-3.00

(b) 液状化が生じる場合

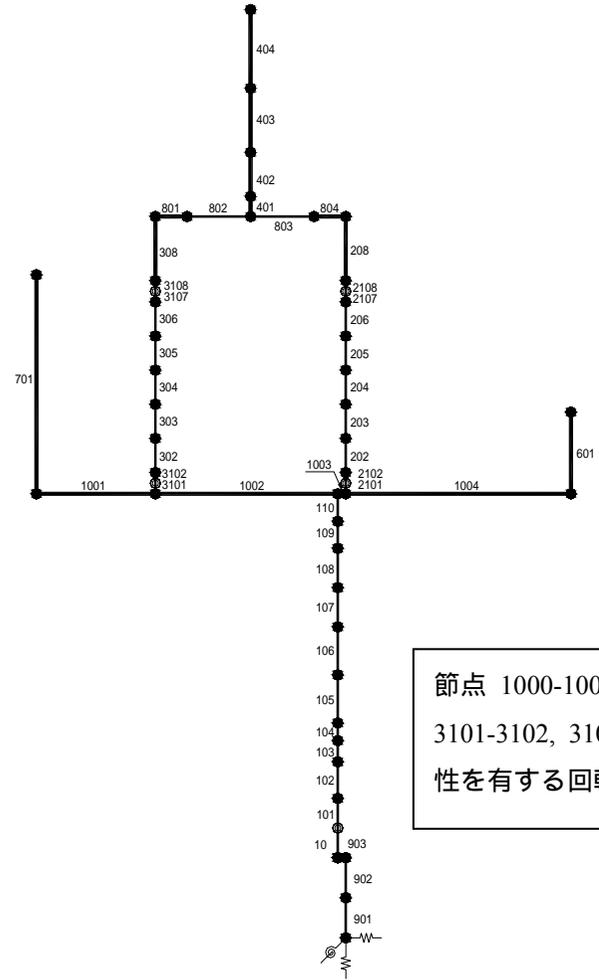
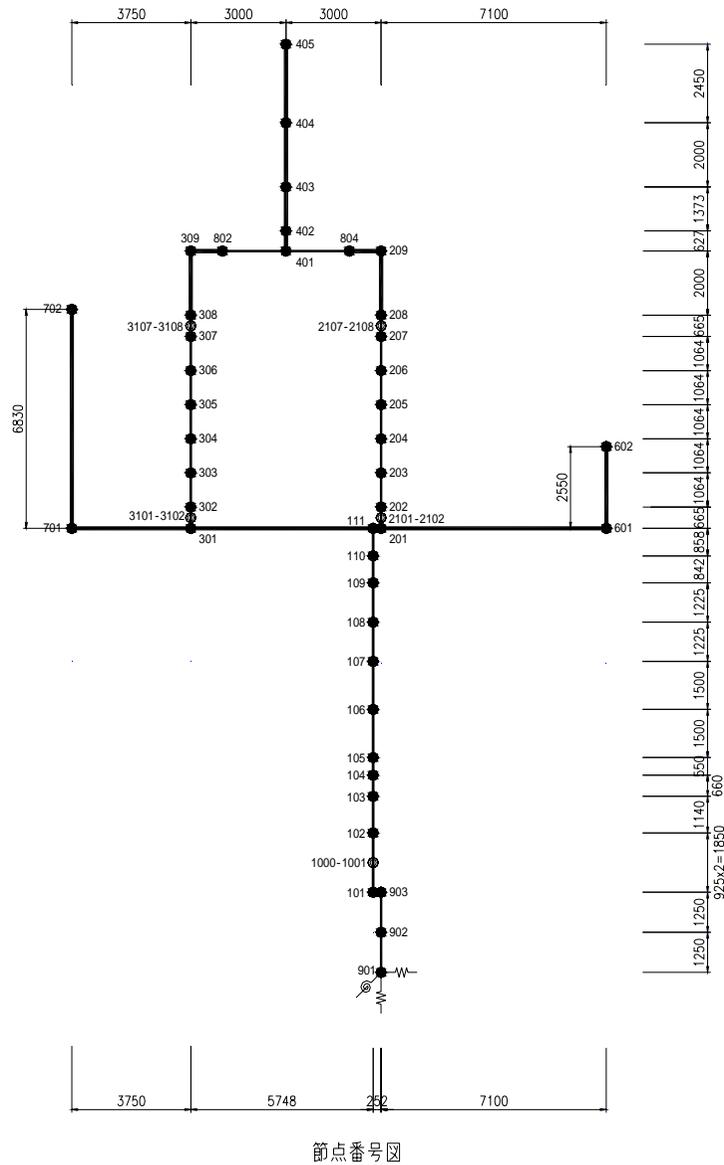
			最大曲げモーメント部		断面変化部	
			軸力最大	軸力最小	軸力最大	軸力最小
断面力	M	kN・m	1048.45	1048.45	372.14	372.14
	N	kN	2117.75	-181.96	2117.75	-181.96
部材寸法	D	mm	1000	1000	1000	1000
	t	mm	130	130	130	130
杭種	-	-	C種	C種	A種	A種
	σ_{ce}	N/mm ²	10.0	10.0	4.0	4.0
応力度	σ_c	N/mm ²	30.17	24.01	15.15	8.80
	σ_c'	N/mm ²	1.17	-4.99	4.54	-1.81
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	40.00	40.00	40.00	40.00
	σ_{ca}'	N/mm ²	-5.00	-5.00	-3.00	-3.00

3.2.4 レベル2地震動に対する照査

(1) 固有周期および水平震度の算定

固有周期は、図-3.2.26 に示す骨組解析に対する固有値解析を行うことによって算定した。固有値モデルにおける各節点の座標、各部材の剛性を表-3.2.33 に示す。

門柱・堰柱には、後に詳しく述べる塑性回転バネを与えてモデル化した。塑性ヒンジ以外の部位のうち柱には降伏剛性を、梁に全断面有効剛性を与えた。堰柱については、塑性ヒンジ以外の部位に全断面有効剛性を与えた。基礎についてはレベル1地震時と同様に取り扱った。ゲート、ゲート操作台およびゲート操作室、階段室、管理橋の重量や地震時動水圧の影響については、レベル1地震時と同様に取り扱った。



節点 1000-1001, 2101-2102, 2107-2108,
3101-3102, 3107-3108 間の に降伏剛
性を有する回転バネを設ける。

図-3.2.26 レベル2 地震時の固有値解析モデル

表-3.2.33 各節点の座標、重量および各部材の剛性

節点番号	x座標 (m)	y座標 (m)	節点重量 (kN)	部材番号	節点番号		EI (kN・m ²)
					i端	j端	
101	0.000	0.000	1056.639	1101	101	1101	
1101、1102	0.000	0.925		1102	1102	102	
102	0.000	1.850	2525.654	102	102	103	4.157E+10
103	0.000	3.224	1535.753	103	103	104	4.157E+10
104	0.000	3.650	2672.719	104	104	105	4.157E+10
105	0.000	4.200	9574.571	105	105	106	4.157E+10
106	0.000	5.700	2559.588	106	106	107	4.157E+10
107	0.000	7.200	2324.959	107	107	108	4.157E+10
108	0.000	8.425	2090.330	108	108	109	4.157E+10
109	0.000	9.650	1045.165	109	109	110	4.157E+10
110	0.000	10.492	3731.452	110	110	111	4.157E+10
111	0.000	11.350		1001	701	301	
201	0.252	11.350	57.024	1002	301	111	
2101、2102	0.252	11.683		1003	111	201	
202	0.252	12.015	148.262	1004	201	601	
203	0.252	13.079	182.476	2101	201	2101	
204	0.252	14.143	290.678	2102	2102	202	
205	0.252	15.207	193.221	202	202	203	1.200E+07
206	0.252	16.271	182.476	203	203	204	1.200E+07
207	0.252	17.335	148.262	204	204	205	1.200E+07
2107、2108	0.252	17.668		205	205	206	1.200E+07
208	0.252	18.000	57.024	206	206	207	1.200E+07
209	0.252	20.000		2107	207	2107	
301	-5.748	11.350	57.024	2108	2108	208	
3101、3102	-5.748	11.683		208	208	209	
302	-5.748	12.015	148.262	3101	301	3101	
303	-5.748	13.079	182.476	3102	3102	302	
304	-5.748	14.143	247.404	302	302	303	1.200E+07
305	-5.748	15.207	187.618	303	303	304	1.200E+07
306	-5.748	16.271	182.476	304	304	305	1.200E+07
307	-5.748	17.335	148.262	305	305	306	1.200E+07
3107、3108	-5.748	17.668		306	306	307	1.200E+07
308	-5.748	18.000	57.024	3107	307	3107	
309	-5.748	20.000		3108	3108	308	
401	-2.748	20.000		308	308	309	
402	-2.748	20.627	6104.311	401	401	402	
403	-2.748	22.000		402	402	403	
404	-2.748	24.000	1000.000	403	403	404	
405	-2.748	26.450	3000.000	404	404	405	
601	7.352	11.350		601	601	602	
602	7.352	13.900	5950.000	701	701	702	
701	-9.498	11.350		801	309	802	
702	-9.498	18.180	1500.000	802	802	401	4.850E+08
802	-4.748	20.000		803	401	804	4.850E+08
804	-0.748	20.000		804	804	209	
901	0.252	-2.500	5167.969	901	901	902	
902	0.252	-1.250	10335.938	902	902	903	
903	0.252	0.000	9159.019	903	101	903	

固有値解析結果を表-3.2.34 に示す。1 次モードの固有周期は 0.335 (s) である。

地盤種別は 種地盤であるため、図-2.5.1 および図-2.5.2 (指針(案) 編 5.7) より、レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値 k_{h10} およびレベル 2-2 地震動の水平震度の標準値 k_{h20} は以下のように求まる。

$$k_{h10} = 0.85$$

$$k_{h20} = 1.56$$

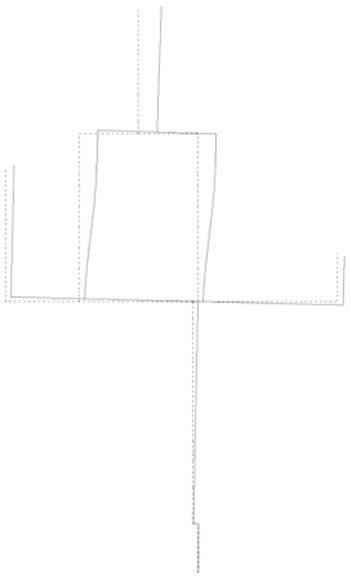
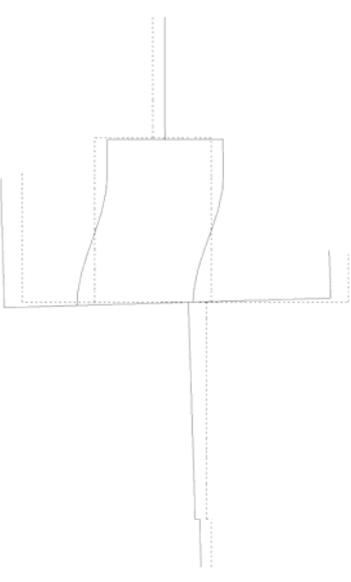
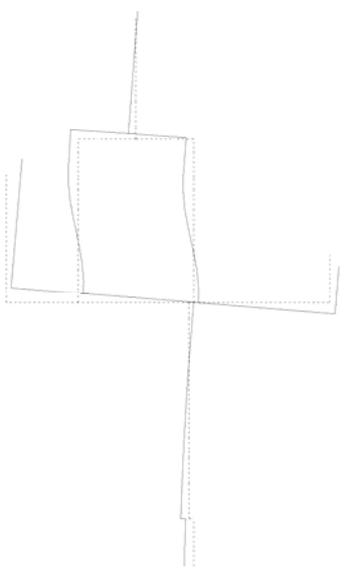
構造物特性補正係数 c_s については後述する。地域別補正係数 $c_z = 1.0$ である。また、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動の地盤面における水平震度 k_{h1g} 、 k_{h2g} は、次式により算出される。

$$k_{h1g} = c_z \cdot k_{h1g0} = 1.0 \times 0.35 = 0.35$$

$$k_{h2g} = c_z \cdot k_{h2g0} = 1.0 \times 0.70 = 0.70$$

ここに、 k_{h1g0} 、 k_{h2g0} はそれぞれレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動の地盤面における水平震度の標準値であり、同様に図-2.5.1 および図-2.5.2 (指針(案) 編 5.7) より算出される。

表-3.2.34 固有値解析結果

		
T=0.335sec	T=0.127sec	T=0.086 sec
1 次モード	2 次モード	3 次モード

(2) 門柱・堰柱の照査

1) 門柱の断面定数およびモデル化

レベル2地震時に用いる解析モデルを図-3.2.27に示す。部分には降伏時の割線剛性を有する非線形バネを設ける。

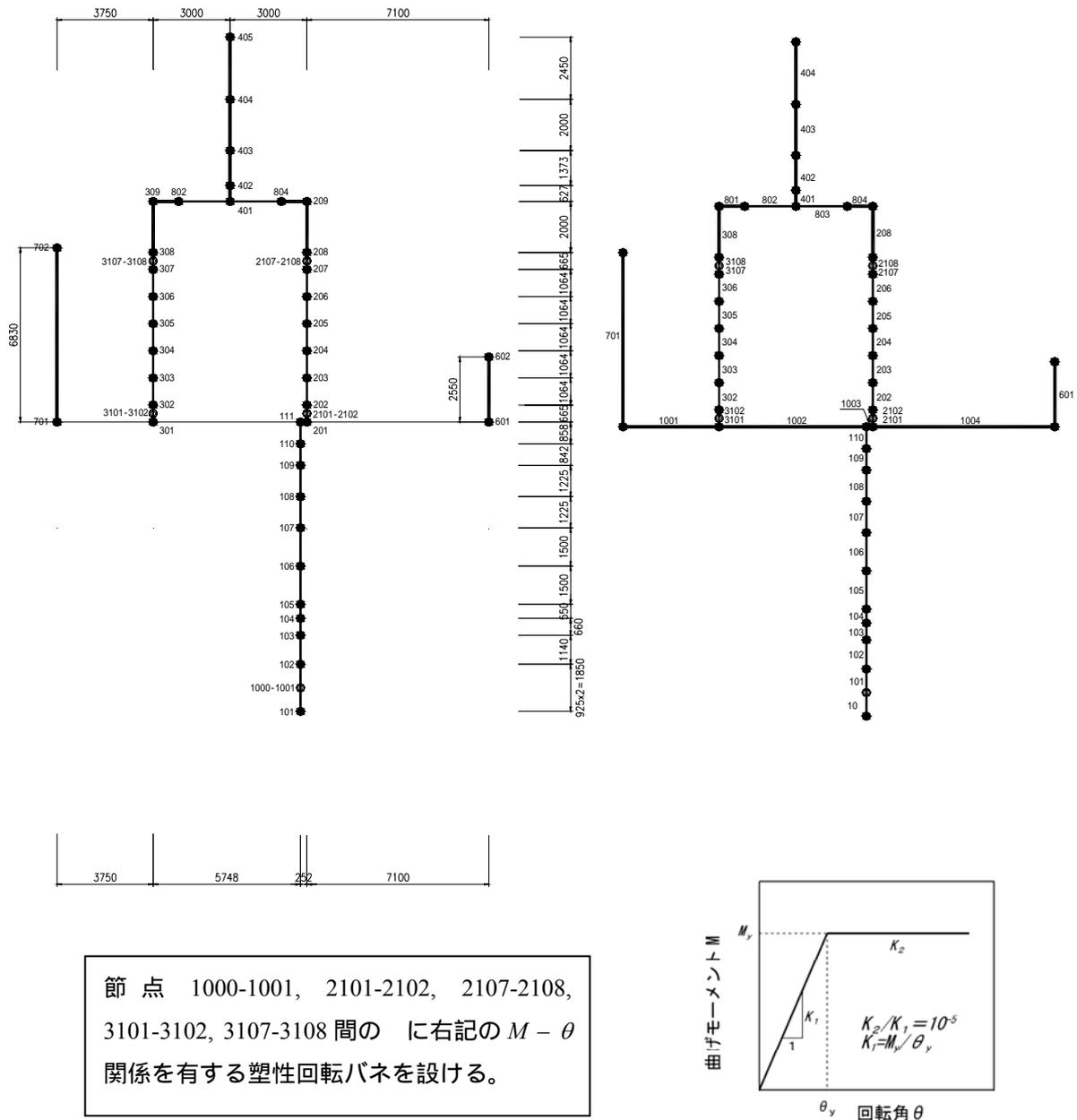


図-3.2.27 レベル2地震時の骨組解析モデル

門柱の軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

門柱がラーメン構造であるため、照査にあたっては軸力変動の影響を考慮する必要がある。2.4節および道示 編 10.3 の方法により、各塑性回転バネ位置の断面における軸力 N_u と終局曲げモーメント M_u の相関関係を求めた。図-3.2.28 に $N-M_u$ 相関関係を示す。なお、 M_u の算出にあたり、門柱の配筋が道示 編 10.6 で規定する構造細目を満たす場合は、レベル 2-2 地震動においてコンクリートの終局圧縮ひずみ ε_{cu} まで考慮できるが、本計算例では、本構造細目を適用していないため、文献 8) を参考に、レベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動いずれに対してもコンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ ε_{cc} をコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} と見なした。このため、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動に対して得られる $N-M_u$ 相関関係は同一である。

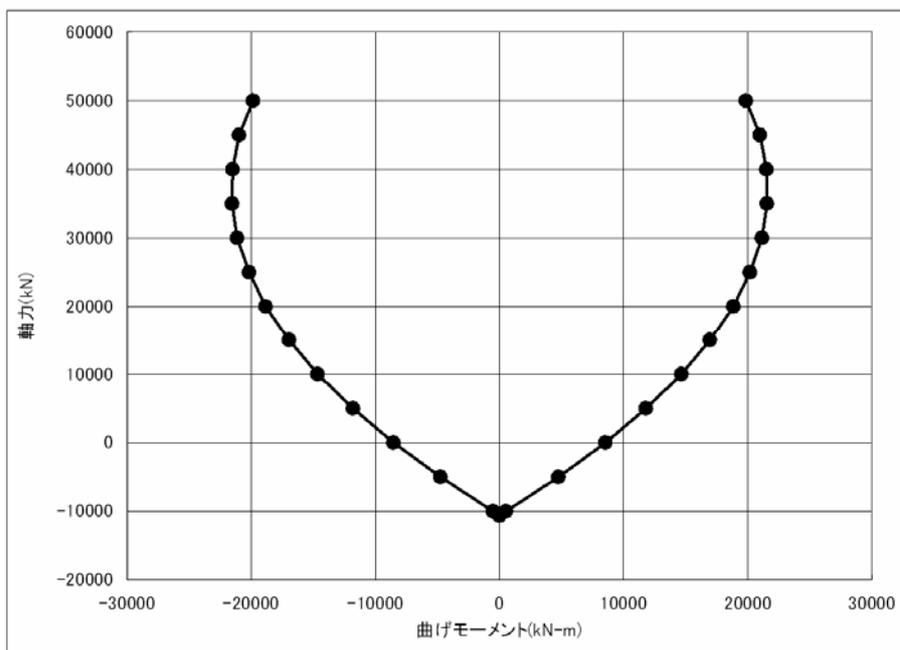


図-3.2.28 $N-M_u$ 相関関係 (レベル 2-1、2-2 地震動)

塑性ヒンジ長

塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部には、端部から塑性ヒンジ長 L_p の 1/2 の位置に塑性回転バネを設けた。塑性ヒンジ長は道示 編式(10.3.7) により求めた。

$$L_p = 0.2h - 0.1D = 0.665 \text{ (m)} \quad (0.5D = 1.00 \text{ (m)})$$

ここに、 D は断面高さ (=2.0m)、 h は門柱基部からはり軸線までの高さの 1/2 (=4.325m) である。なお、塑性ヒンジ (L_p の範囲) における降伏および終局の判定は、塑性回転バネの位置において行う。梁については、降伏に至らないことを照査することとし、塑性ヒンジを設けていない。

門柱のモデル化

門柱を図-3.2.29 のようにモデル化した。各部に与えた曲げ剛性 EI を以下に示す。これらは常時荷重作用時の軸力を見込んで算出されたものであり、添え字の y および u はそれぞれ降伏およ

び終局を表す。なお、前述と同様の理由により、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動の両者に対して得られた $M-\theta$ 関係は同一である。

門柱下端 (B、 D)

$$M_y = 10587(\text{kN}\cdot\text{m})、\theta_y = 1.157 \times 10^{-3} (\text{rad})$$

$$M_u = 10587(\text{kN}\cdot\text{m})、\theta_u = 1.346 \times 10^{-2} (\text{rad})$$

門柱上端 (A、 C)

$$M_y = 10223 (\text{kN}\cdot\text{m})、\theta_y = 1.150 \times 10^{-3} (\text{rad})$$

$$M_u = 10223 (\text{kN}\cdot\text{m})、\theta_u = 1.416 \times 10^{-2} (\text{rad})$$

塑性ヒンジ長の区間のうち、塑性回転バネ以外の区間には、剛な梁要素を設けた。

門柱のうち塑性ヒンジ部以外の柱部分には、門柱上下端の降伏剛性 EI_y の平均値を与えた。

$$\begin{aligned} EI_y &= n \times \{M_{yB} / (\theta_{yB} / L_p) + (M_{yA} / (\theta_{yA} / L_p))\} / 2 \\ &= 2 \times \{10587 / (1.157 \times 10^{-3} / 0.665) + 10223 / (1.150 \times 10^{-3} / 0.665)\} / 2 = 1.200 \times 10^7 (\text{kN}\cdot\text{m}^2) \end{aligned}$$

梁については、その上部には巻き上げ機が搭載されているため、地震時に損傷が発生すると被災後の復旧が困難になると考えられることから、梁に損傷を生じさせないことを想定し、以下に示す全断面有効剛性 EI を有する線形梁要素としてモデル化することとした。

$$EI = 2.500 \times 10^7 \times 19.400 = 4.850 \times 10^8 (\text{kN}\cdot\text{m}^2)$$

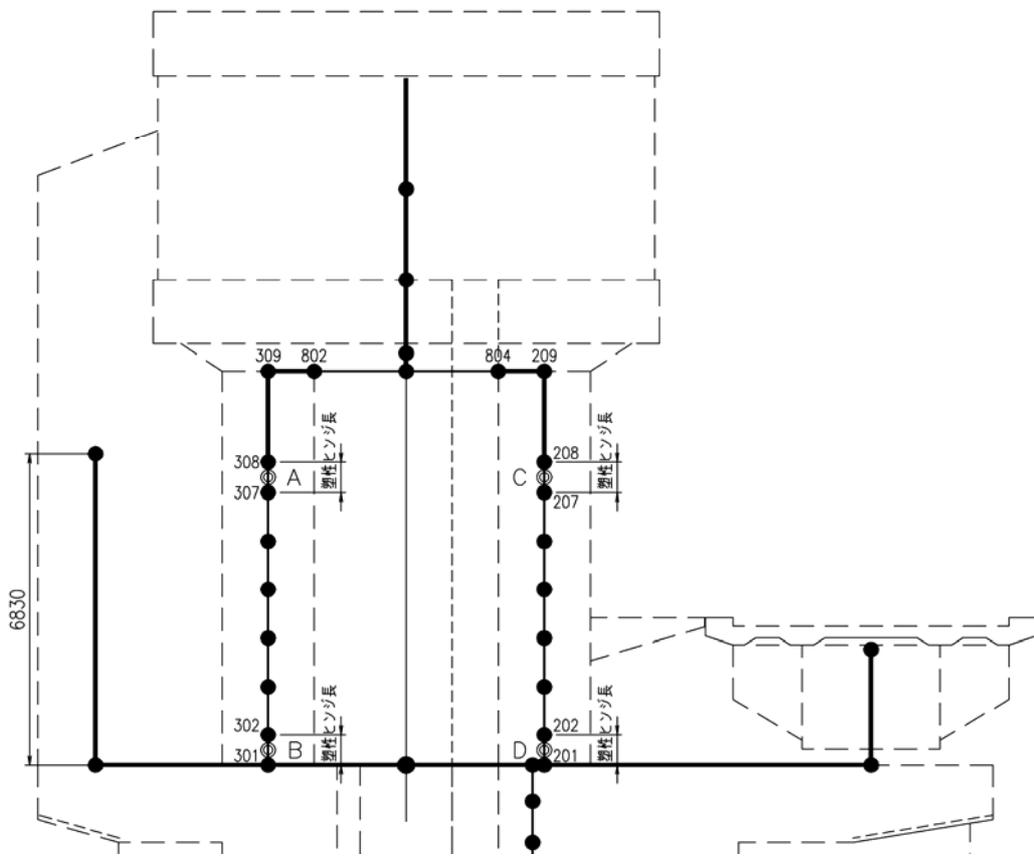


図-3.2.29 門柱のモデル化

2) 堰柱の断面定数およびモデル化

塑性ヒンジ長

堰柱の塑性ヒンジ長 L_p は、道示 編式(10.3.7) に準じ、次式により算出した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D = 0.2 \times 10.850 - 0.1 \times 18.500 = 0.320 \text{ (m)}$$

ただし、 $0.1D = 1.850 \text{ (m)}$ $L_p < 0.5D = 9.250 \text{ (m)}$ したがって、 $L_p = 1.850 \text{ (m)}$

ここに、 D は断面高さ (=18.5m)、 h は堰柱基部から上方の構造部分に作用する全水平力の作用中心までの距離 (= 10.850 (m)) とした。なお、塑性ヒンジ (L_p の範囲) における降伏および終局の判定は、塑性回転バネの位置において行う。

堰柱のモデル化

堰柱を図-3.2.30のようにモデル化した。塑性ヒンジに与える塑性回転バネの曲げモーメント M - 回転角 θ 関係を「付録 2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位および終局変位の算出方法」に示す方法により算出した結果を以下に示す。ここで、添え字の y は降伏を表す。

$$M_y = 8.378 \times 10^5 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\theta_y = 2.282 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

塑性ヒンジ長の区間のうち、塑性回転バネ以外の区間には、剛な梁要素を設けた。

堰柱のうち塑性ヒンジ部以外の部位には、以下に示す全断面有効剛性 EI を有する線形梁要素とした。

$$EI = 2.500 \times 10^7 \times 1662.800 = 4.157 \times 10^{10} \text{ (kN}\cdot\text{m}^2)$$

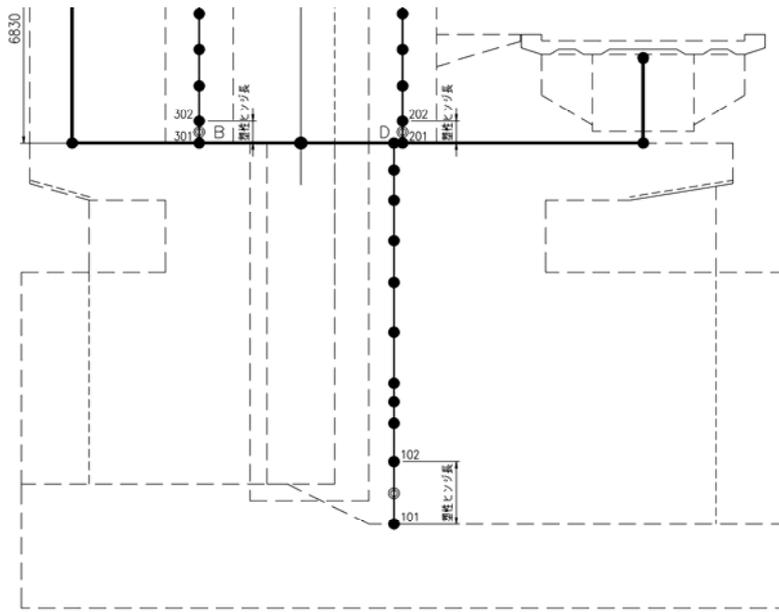


図-3.2.30 堰柱のモデル化

3) プッシュオーバー解析による主たる塑性化の生じる部材および破壊形態の判定

以上に示した門柱および堰柱のモデルを図-3.2.26のように統合した。ゲート操作台、階段室、管理橋および地震時動水圧については、3.2.3(1)と同様に取扱った。

プッシュオーバー解析により得られたレベル 2-1 地震動に対する水平震度 k_h - 水平変位 δ 関係を図-3.2.31 に示す。同図に示す水平変位は、門柱梁の軸線と堰柱基部との相対変位である。レベル 2-1 地震時には、水平震度の増加に伴って塑性ヒンジ部が B A D C 順に降伏している。ラーメン構造の門柱の場合、4 つの塑性ヒンジが降伏に達したとき、門柱が系として降伏に達したと見なされる。

破壊形態の判定に先立って塑性ヒンジが降伏に達したときのせん断耐力を道示 編 10.5 に準じ算出する。

まず、門柱のせん断耐力を算出する。コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN)は、次式により算出される。

$$S_c = n \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 2 \times 0.6 \times 0.873 \times 0.900 \times 0.35 \times 1750 \times 1850 / 1000 = 1068.4 \text{ (kN) (レベル 2-1 地震動)}$$

$$S_c = n \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 2 \times 0.8 \times 0.873 \times 0.900 \times 0.35 \times 1750 \times 1850 / 1000 = 1424.5 \text{ (kN) (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 n はせん断耐力を算定する方向に直角方向の柱の本数、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数、 c_e は部材断面の有効高 d に関する補正係数、 c_{pt} は軸方向引張鉄筋比に関する補正係数、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)、 b はせん断耐力を算定する方向に直角な方向の部材断面の幅 (mm)、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の部材断面の有効高 (mm) である。

せん断補強筋は 5-D19@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = n \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = 2 \times \frac{1433 \times 345 \times 1850 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000$$

$$= 10604.2 \text{ (kN)}$$

ここに、 A_w は間隔 a および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)、 σ_{sy} は帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)、 θ は帯鉄筋と鉛直軸のなす角度 ($^\circ$)、 a は帯鉄筋の間隔 (mm) である。

したがって、門柱のせん断耐力 P_s (kN) は以下のように算出される。

$$P_s = S_c + S_s = 11672.6 \text{ (kN) (レベル 2-1 地震動)}$$

$$P_s = S_c + S_s = 12028.7 \text{ (kN) (レベル 2-2 地震動)}$$

また、正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合の門柱のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように

算出される。

$$P_{s0} = 12384.9 \text{ (kN)}$$

次に、堰柱のせん断耐力を算出する。コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN)は、次式により算出される。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 \\ = 0.6 \times 0.5 \times 0.900 \times 0.35 \times 2000 \times 16100 / 1000 = 3042.9 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 \\ = 0.8 \times 0.5 \times 0.900 \times 0.35 \times 2000 \times 16100 / 1000 = 4057.2 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

せん断補強筋は 9-D19@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = \frac{2579 \times 345 \times 16100 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000 = 83043.8 \text{ (kN)}$$

したがって、堰柱のせん断耐力 P_s (kN) は以下のように算出される。

$$P_s = S_c + S_s = 86086.7 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$P_s = S_c + S_s = 87101.0 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

また、正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合の堰柱のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように算出される。

$$P_{s0} = 88115.3 \text{ (kN)}$$

4 個の塑性ヒンジが降伏に達したときの門柱の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力 S は以下のとおりである。

$$\text{(断面 A)} S = 1824.3 \text{ (kN)} < P_s = 11672.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{(断面 B)} S = 3738.5 \text{ (kN)} < P_s = 11672.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{(断面 C)} S = 6571.2 \text{ (kN)} < P_s = 11672.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{(断面 D)} S = 10311.7 \text{ (kN)} < P_s = 11672.6 \text{ (kN)}$$

いずれの塑性ヒンジ位置においてもせん断力はせん断耐力 P_s を下回っている。また、堰柱基部の塑性ヒンジ位置の曲げモーメントおよびせん断力は、終局モーメントおよび正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合のせん断耐力に達していない。したがって、図-2.6.3 に示したフローより、主たる塑性化が生じる部材は門柱であり、破壊形態は曲げ破壊型であると判定される。また、門柱が系として降伏に達したときの水平震度は 1.13 であるため、門柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haG} は 1.13 である。

レベル 2-2 地震時においても、門柱の水平震度 - 水平変位関係はレベル 2-1 地震時と同一のものであった。門柱が系として降伏に達したとき (4 個の塑性ヒンジが降伏に達したとき) の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力 S は以下のとおりである。

$$\text{(断面 A)} S = 1824.3 \text{ (kN)} < P_s = 12028.7 \text{ (kN)}$$

$$(\text{断面 B}) S = 3738.5 \text{ (kN)} < P_s = 12028.7 \text{ (kN)}$$

$$(\text{断面 C}) S = 6571.2 \text{ (kN)} < P_s = 12028.7 \text{ (kN)}$$

$$(\text{断面 D}) S = 10311.7 \text{ (kN)} < P_s = 12028.7 \text{ (kN)}$$

いずれの塑性ヒンジ位置においてもせん断力はせん断耐力 P_s を下回っている。また、堰柱基部の塑性ヒンジ位置の曲げモーメントおよびせん断力は、終局モーメントおよび正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合のせん断耐力に達していない。したがって、主たる塑性化が生じる部材は門柱であり、破壊形態は曲げ破壊型であると判定された。門柱が系として降伏に達したときの水平震度 k_{haG} は 1.13 であった。

4) 門柱の照査

降伏変位の算出

プッシュオーバー解析で得られた地震動に対する門柱の水平震度 k_h - 水平変位 δ 関係を図-3.2.31 に示す。同図の水平変位は、梁の軸線と門柱基部の相対変位である。塑性ヒンジのうち A 点が最初に降伏に達しているため、その点を門柱の系としての初降伏点と見なし、門柱の降伏変位 δ_y (m) を次式により算出した。

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{k_{huG}}{k_{hy0}} = 0.011 \times \frac{1.13}{0.78} = 0.016 \text{ (m)}$$

ここに、 δ_{y0} は 1 つ目の塑性ヒンジが降伏に達するときの門柱の水平変位 (m)、 k_{huG} は門柱が終局に達したときの水平震度、 k_{hy0} は 1 つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 震度である。

レベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動の場合で同一のプッシュオーバー解析結果が得られているため、両者で降伏変位は同じ値となる。

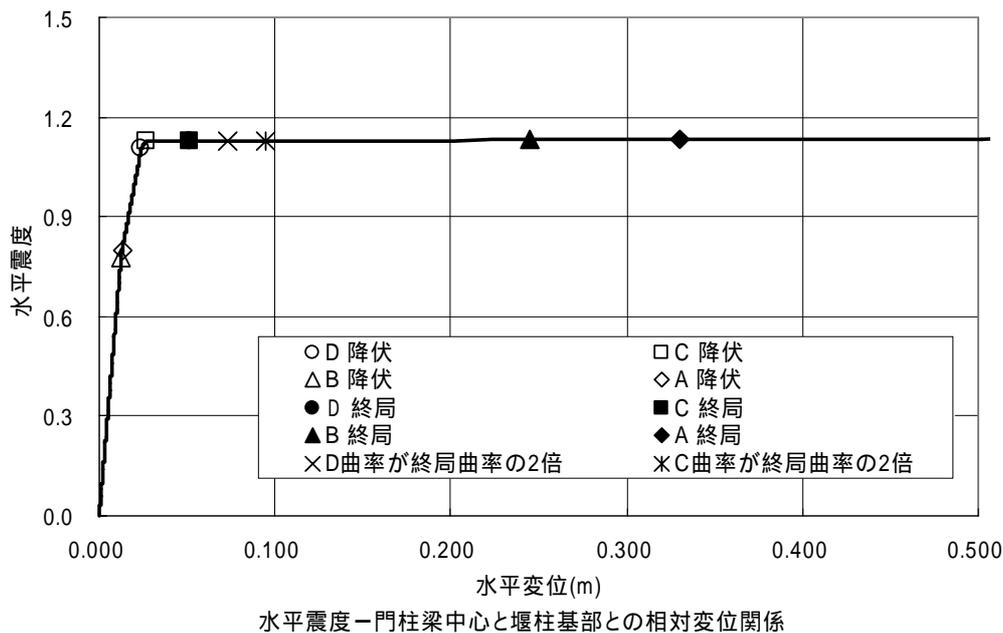


図-3.2.31 門柱の水平震度 k_h - 水平変位 δ 関係

終局変位の算出

プッシュオーバー解析によって得られた各塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p - 水平変位 δ 関係を図-3.2.32 に示す。ラーメン構造をなす門柱の終局変位は、道示 編 10.8 に準じ、塑性ヒンジが全て終局限界に達する状態、もしくは塑性ヒンジの断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のうち、いずれか早い状態における水平変位とした。ここでは、D の塑性ヒンジ部が

終局曲率の2倍に達した際の水平変位が0.071mと最も小さいため、これを終局変位とする。

レベル2-1地震動、レベル2-2地震動の場合で解析モデルが同一であり、また、同一のプッシュオーバー解析結果が得られているため、両者で終局変位は同じ値となる。

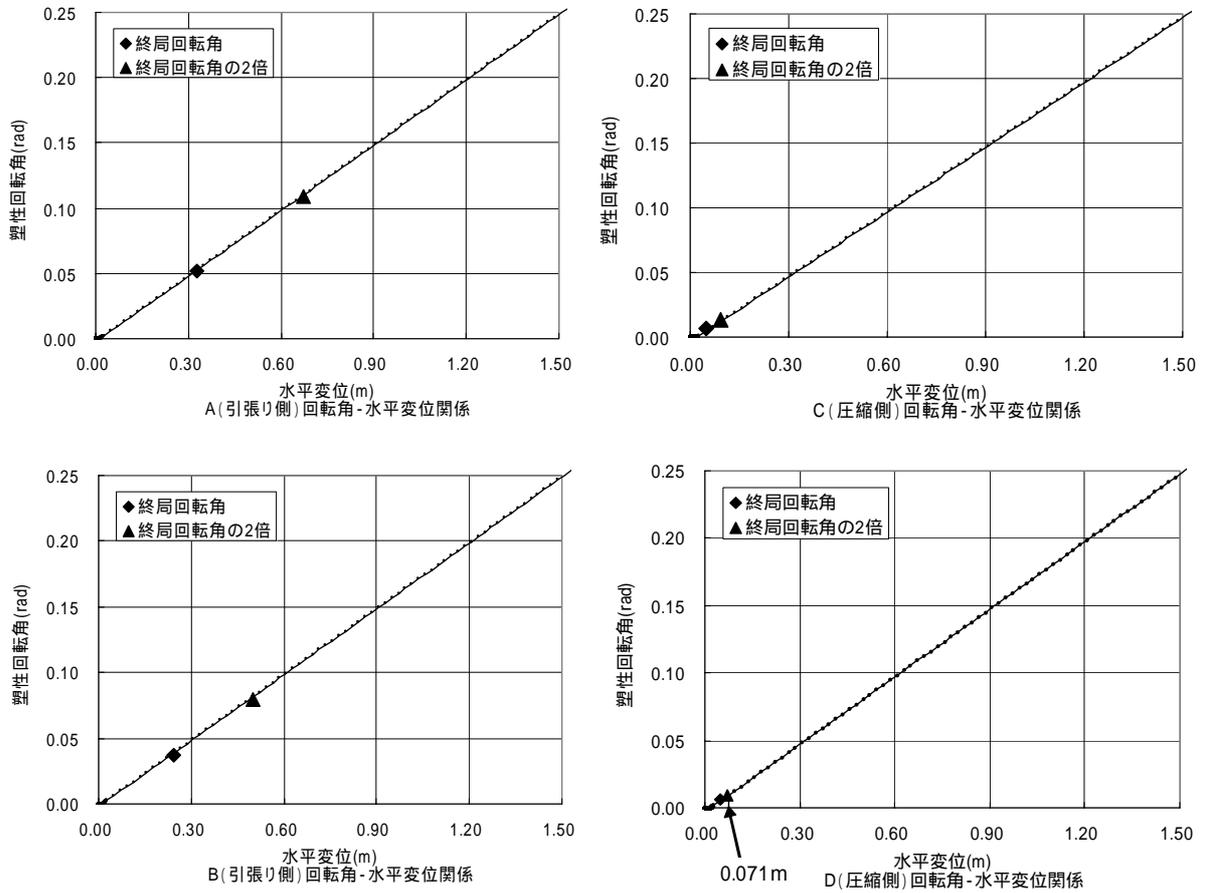


図-3.2.32 塑性ヒンジ部の塑性回転角 θ_p - 門柱の水平変位 δ 関係

地震時保有水平耐力の照査

算出された門柱の降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u に基づき、門柱の許容塑性率 μ_{aG} 、構造物特性補正係数 c_{SG} および水平震度 k_h は以下のように算出される。

$$\mu_{aG} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.071 - 0.016}{3.0 \times 0.016} = 2.146 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\mu_{aG} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.071 - 0.016}{1.5 \times 0.016} = 3.292 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 α は安全係数で、表-2.7.1 に示す値とした。

$$c_{SG} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{aG} - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 2.146 - 1}} = 0.551 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$c_{SG} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{aG} - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 3.292 - 1}} = 0.423 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

$$k_{h1} = c_{SG} \cdot c_z \cdot k_{h10} = 0.551 \times 1.0 \times 0.85 = 0.47 > 0.4c_z = 0.4 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$k_{h2} = c_{SG} \cdot c_z \cdot k_{h20} = 0.423 \times 1.0 \times 1.56 = 0.66 > 0.4c_z = 0.4 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

式(2.7.5) により、門柱の地震時保有水平耐力の照査を行う。

$$k_{h1} = 0.47 < k_{haG} = 1.13 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$k_{h2} = 0.66 < k_{haG} = 1.13 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

残留変位の照査

式(2.7.10) より、門柱の最大応答塑性率は以下のように算出される。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_z k_{h10}}{k_{haG}} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.0 \times 0.85}{1.13} \right)^2 + 1 \right\} = 0.783 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_z k_{h20}}{k_{haG}} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.0 \times 1.56}{1.13} \right)^2 + 1 \right\} = 1.453 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

したがって、式(2.7.9) より、門柱の残留変位 δ_R は以下のように算出される。

(レベル 2-1 地震動)

$\mu_r < 1.0$ であるため、残留変位は生じない。

(レベル 2-2 地震動)

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 0.6 \times (1.453 - 1) \times (1 - 0) \times 0.016 = 0.0043(\text{m})$$

ここに、 c_R は残留変位補正係数 (=0.6)、 r は門柱の降伏剛性に対する降伏後の 2 次剛性の比 (=0) である。

本施設は耐震性能 2 を満足することを目標としていることから、門柱の許容残留変位はゲートの開閉性の観点から設定する。式(2.7.15) より、ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角 θ_{Ra1} (rad) は以下のように算出される。

$$\theta_{Ra1} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right) = 0.017(\text{rad})$$

ここに、 h は扉体高またはローラ間隔 (mm)、 t はローラ径または扉体厚 (mm)、 b は戸当り幅 (mm) である。ただし、 $\theta_{Ra1} > \theta_{Ra2} = 1/100$ であるため、門柱の許容残留変位 δ_{Ra1} (m) は次式のとおりとなる。

$$\delta_{Ra1} = \delta_{Ra2} = \theta_{Ra2} \cdot h = 1/100 \times 8.65 = 0.0865 \text{ (m)}$$

ここに、 h は門柱基部から梁の軸線までの高さ (m) である。

以上に基づき、次式により門柱の残留変位の照査を行う。

$$\delta_R = 0 \text{ (m)} \quad \delta_{Ra1} = 0.0865 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\delta_R = 0.0043 \text{ (m)} \quad \delta_{Ra1} = 0.0865 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

5) 堰柱の照査

堰柱基部の断面力の照査を行う。断面力の算出にあたっては、門柱に主たる塑性化が生じることから、門柱基部から上方の部位に対しては門柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haG} に 1.1 を乗じたもの、門柱基部から下方の部位で堰柱と一体となって振動すると考えられる部位に対しては、弾性応答に相当する水平震度 $c_z \cdot k_{h0}$ を作用させた状態を想定する。ここで、本計算例で門柱基部から上方の部位に作用させる水平震度に 1.1 を乗じたのは、門柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度を割り増した上で堰柱の照査を行うことで、両者の耐力が近接することを避け、塑性化が生じる部材を明確化するためである。

堰柱基部中心における荷重を表-3.2.35～表-3.2.38 により集計する。ここで、 W_i は自重または鉛直荷重、 H_i は水平荷重、 x_i は堰柱床版下面中心位置から鉛直荷重の作用重心までの水平方向の距離、 y_i は堰柱床版下面中心位置を原点とした場合の水平荷重の作用重心までの鉛直方向の距離を表す。

表-3.2.35 堰柱基部における荷重の集計（グループ1：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
ゲート操作室・ゲート操作台	3000	-2.748	26.450	-8244	79350
巻上げ機	1000	-2.748	24.000	-2748	24000
門柱	8574	-2.748	18.903	-23562	162076
計	12574	-	-	-34554	265426

$$y_1 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 265426 / 12574 = 21.109 \text{ (m)}$$

表-3.2.36 堰柱基部における荷重の集計（グループ2：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
管理橋	5950	7.352	13.900	43744	82705
階段	1500	-9.498	18.180	-14247	27270
堰柱	19451	0.000	6.076	0.000	118184
計	26901	-	-	29497	228159

$$y_2 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 228159 / 26901 = 8.481 \text{ (m)}$$

表-3.2.37 堰柱基部における荷重の集計（グループ3：水平力（地震時）のみ）

	H_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
ゲート	1840	-	3.650	-	6716
地震時動水圧に 相当する付加質量 ×重力加速度	7826	-	4.200	-	32867
計	9666	-	-	-	39583

$$y_3 = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 39583 / 9666 = 4.095 \text{ (m)}$$

表-3.2.38 堰柱基部における荷重の集計（グループ6：水平力（常時））

	H_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
静水圧	9527	-	3.224	-	30720
泥圧	137	-	1.533	-	210
計	9664	-	-	-	30930

$$y_6 = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 30930 / 9664 = 3.200 \text{ (m)}$$

鉛直荷重による堰柱基部におけるモーメント M_d は、表-3.2.35～表-3.2.38 における鉛直荷重 W_i とアーム長 x_i の積 $W_i \cdot x_i$ を総和することにより、以下のように算出される。

$$M_d = -34554 + 29497 = -5057 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

レベル 2-1 地震時における堰柱基部の鉛直力 V (kN)、水平力 H (kN)、モーメント M (kN・m) は、以下のように算出される。なお、添え字は表-3.2.35～表-3.2.38 におけるグループ番号に対応している。

$$V = W_1 + W_2 = 12574 + 27770 = 40344 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} H &= 1.1k_h W_1 + c_z k_{h10} (W_2 + H_3) + H_6 \\ &= 1.1 \times 1.13 \times 12574 + 1.0 \times 0.85 \times (26901 + 9666) + 9664 \\ &= 56375 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1.1k_h W_1 y_1 + c_z k_{h10} (W_2 y_2 + H_3 y_3) + H_6 y_6 + M_d \\ &= 1.1 \times 1.13 \times 12574 \times 21.109 + 1.0 \times 0.85 \times (26901 \times 8.481 + 9666 \times 4.095) + 9664 \times 3.200 \\ &\quad - 5057 \\ &= 583360 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

同様に、レベル 2-2 地震動における堰柱基部の鉛直力 V (kN)、水平力 H (kN)、モーメント M (kN・m) は、以下のように算出される。

$$V = W_1 + W_2 = 12574 + 27770 = 39475 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} H &= 1.1k_{h2}W_1 + c_Z k_{h20} (W_2 + H_3) + H_6 \\ &= 1.1 \times 1.13 \times 12574 + 1.0 \times 1.57 \times (26901 + 9666) + 9664 \\ &= 82704 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1.1k_h W_1 y_1 + c_Z k_{h20} (W_2 y_2 + H_3 y_3) + H_6 y_6 + M_d \\ &= 1.1 \times 1.13 \times 12574 \times 21.109 + 1.0 \times 1.57 \times (26901 \times 8.481 + 9666 \times 4.095) + 9664 \times 3.200 \\ &\quad - 5057 \\ &= 776126 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

集計された水平力 H およびモーメント M は、それぞれ堰柱基部に作用するせん断力 S_W および曲げモーメント M_W と等しい。そこで、式(2.7.7)に基づいて堰柱の断面力の照査を行う。

$$S_W = 56375 \text{ (kN)} \quad P_{sW0} = 88115 \text{ (kN)} \quad (\text{レベル 2-1 地震動})$$

$$M_W = 583360 \text{ (kN・m)} \quad M_{uW} = 837800 \text{ (kN・m)} \quad (\text{レベル 2-1 地震動})$$

$$S_W = 82704 \text{ (kN)} \quad P_{sW0} = 88115 \text{ (kN)} \quad (\text{レベル 2-2 地震動})$$

$$M_W = 776126 \text{ (kN・m)} \quad M_{uW} = 837800 \text{ (kN・m)} \quad (\text{レベル 2-2 地震動})$$

6) 梁の照査

であることを照査する。

梁のひび割れ曲げモーメント M_c 、初降伏曲げモーメント M_{y0} 、終局曲げモーメント M_u の算出結果は表-3.2.39 のとおりである。

表-3.2.39 梁のひび割れ曲げモーメント、初降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメント

		ひび割れ時 M_c (kN・m)	初降伏時 M_{y0} (kN・m)	終局時 M_u (kN・m)	地震動
引張り軸力 (2420.0kN)	上端引張り	19628	19552	25054	レベル 2-1
	下端引張り	16130	20776	26077	
圧縮軸力 (-8960.0kN)	上端引張り	27926	39852	46418	
	下端引張り	22948	37362	43592	
引張り軸力 (2420.0kN)	上端引張り	19628	19552	25054	レベル 2-2
	下端引張り	16130	20776	26077	
圧縮軸力 (-8960.0kN)	上端引張り	27926	39852	46418	
	下端引張り	22948	37362	43592	

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN) としては、次式のように、正負交番繰返し载荷の影響を考慮しない場合の値を算出した。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 1.0 \times 0.658 \times 0.900 \times 0.35 \times 3000 \times 3850 / 1000 = 2394.0 \text{ (kN)}$$

せん断補強筋は 7-D22@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = \frac{2710 \times 345 \times 3850 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000$$

$$= 20867.0 \text{ (kN)}$$

梁のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように算出される。

$$P_{s0} = S_c + S_s = 23261.0 \text{ (kN)}$$

次式により、梁の断面力の照査を行う。

引張り軸力の梁に対する曲げ照査

$$M = 17845 \text{ (kN・m)} \quad M_{y0} = 19552 \text{ (kN・m)} \text{ (レベル 2-1 地震動、上端引張り)}$$

$$M = 3771 \text{ (kN・m)} \quad M_{y0} = 20776 \text{ (kN・m)} \text{ (レベル 2-1 地震動、下端引張り)}$$

圧縮軸力の梁に対する曲げ照査

$$M=29032 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 39852 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-1 地震動、上端引張り)}$$

$$M=12800 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 37362 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-1 地震動、下端引張り)}$$

せん断照査

$$S=20914 \text{ (kN)} \quad P_{s0} = 23261.0 \text{ (kN)} \quad \text{(レベル 2-1 地震動)}$$

引張り軸力の梁に対する曲げ照査

$$M=17845 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 19552 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-2 地震動、上端引張り)}$$

$$M=3771 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 20776 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-2 地震動、下端引張り)}$$

圧縮軸力の梁に対する曲げ照査

$$M=20932 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 39852 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-2 地震動、上端引張り)}$$

$$M=12800 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{y0}= 37362 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \text{ (レベル 2-2 地震動、下端引張り)}$$

せん断照査

$$S=20914 \text{ (kN)} \quad P_{s0} = 23261.0 \text{ (kN)} \quad \text{(レベル 2-2 地震動)}$$

ここで、梁に作用する曲げモーメントおよびせん断力は、プッシュオーバー解析において、門柱が系として終局に至った時点における値とした。

(3) 杭基礎の照査（液状化が生じない場合）

1) 解析モデル

杭基礎は、図-3.2.33 に示すように、堰柱床版を剛体とし杭頭が堰柱床版に固定されたラーメン構造としてモデル化する。

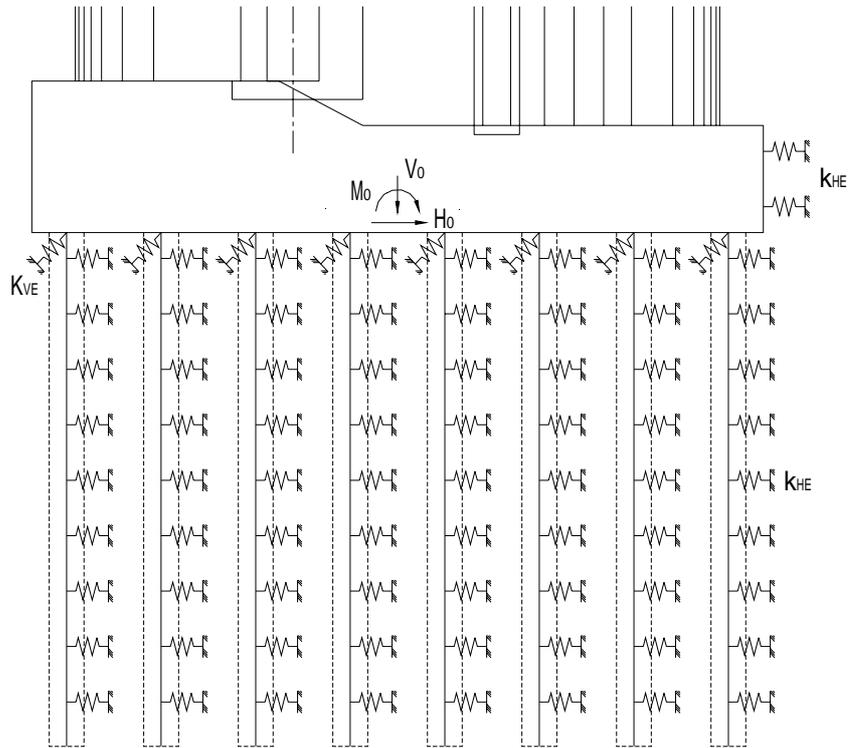


図-3.2.33 地震時保有水平耐力法における杭基礎の解析モデル

2) 杭基礎の抵抗特性

地震時保有水平耐力法における杭基礎の抵抗特性は、道示 編 12.10 に準じてモデル化する。

杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性は、杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値 P_{NU} および引き抜きの上限値 P_{TU} を上限値とするバイリニア型としてモデル化する。

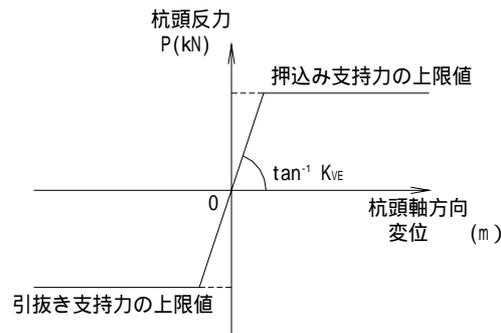


図-3.2.34 杭の軸方向の抵抗特性

押し込み支持力の上限値 P_{NU} は、以下のように算出される。

$$R_U = q_d A + U \sum (L_i f_i) = 10000 \times 0.785 + 3.142 \times 480 = 9358 \text{ (kN)}$$

$$R_{PU} = 0.85 \sigma_{ck} A_c + \sigma_y A_s \text{ (場所打ち杭、PHC 杭、SC 杭、RC 杭)}$$

$$= 0.85 \times 80.0 \times 10^3 \times 0.355 + 1275.0 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4} = 30026 \text{ (kN)}$$

$$P_{NU} = \min (R_U, R_{PU}) = 9358 \text{ (kN)}$$

ここに、 R_U は地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)、 R_{PU} は杭体から決まる押し込み支持力の上限値 (kN)、 q_d は杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)、 A は杭先端面積 (m²)、 U は杭の周長 (m)、 L_i は周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)、 f_i は周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 A_c はコンクリートの断面積 (m²)、 σ_y は鋼材の降伏点 (N/mm²)、 A_s は鋼材の断面積 (m²) である。

引き抜きの上限値 P_{TU} は、以下のように算出される。

$$P_U = U \sum (L_i f_i) = 3.142 \times 480 = 1508 \text{ (kN)}$$

$$W = 5.58 \times 13.9 = 78 \text{ (kN)}$$

$$R_{PU} = \sigma_y A_s = 1275 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4} = 5865 \text{ (kN)}$$

$$P_{TU} = \min (P_U + W, R_{PU}) = 1586 \text{ (kN)}$$

ここに、 P_U は地盤から決まる杭の極限引き抜き力 (kN)、 W は杭および杭内部の土の有効重量 (kN)、 R_{PU} は杭体から決まる引き抜き支持力の上限値 (kN) である。

杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、レベル 1 地震時と同様に、次式により算出される。

$$K_{VE} = K_v = a \frac{A_p E_p}{L} = 5.102 \times 10^5 \text{ (kN/m)}$$

杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、杭周辺地盤および堰柱床版前面地盤の水平抵抗を考慮し、地層毎の水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型としてモデル化する。

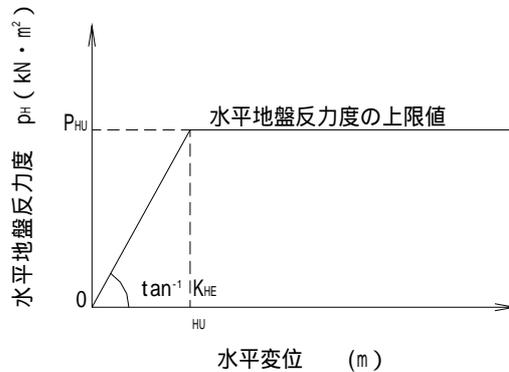


図-3.2.35 杭の軸直角方向抵抗特性

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m^3) は、次式により算出される。

$$k_{HE} = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot k_H$$

ここに、 η_k は群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 (=2/3)、 α_k は単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 (砂質地盤、粘性土地盤ともに 1.5)、 k_H はレベル 1 地震時の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) である。地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} の算出結果を表-3.2.40 に示す。

表-3.2.40 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N 値	k_H (kN/m^3)	$\eta_k \alpha_k$	k_{HE} (kN/m^3)
2	粘性土	1.5	5	22145	1.0	22145
3	砂質土	4.0	10	44290	1.0	44290
4	粘性土	3.5	5	22145	1.0	22145
5	砂質土	3.5	20	88581	1.0	88581
6	礫質土	1.4	50	221452	1.0	221452

水平地盤反力度の上限値 p_{HU} (kN/m^2) は、次式により算出される。

$$p_{HU} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_U$$

ここに、 η_p は群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数、 α_p は単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数、 p_U は地震時の受働土圧強度 (kN/m^2) である。 η_p は以下のように与える。

$$(\text{粘性土地盤}) \quad \alpha_p = 1.5, \eta_p = 1.0$$

(砂質地盤) $\eta_p \alpha_p = (\text{荷重載荷直角方向の杭の中心間隔}) / (\text{杭径}) \quad 1.5$

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は、上記により算出される値の 1/2 を用いる。

地震時の受働土圧強度 P_U は、次式により算出する。

$$P_U = K_{EP} \cdot (\Sigma \gamma h + q) + 2 \cdot c \cdot K_{EP}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに、 K_{EP} は受働土圧係数、 γ は土の単位重量 (kN/m^3)、 h は層厚 (m)、 q は上載荷重 (kN/m^2)、 c は土の粘着力 (kN/m^2)、 ϕ は土のせん断抵抗角 ($^\circ$)、 δ_E は壁面摩擦角 ($^\circ$) である。以上に基づいて算出された水平方向地盤反力度の上限値を表-3.2.41 に示す。

表-3.2.41 水平方向地盤反力度の上限値

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ ($^\circ$)	壁面摩擦角 δ_E ($^\circ$)	単位体積重量 γ'_{12} (kN/m^3)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 P_U (kN/m^2)	水平地盤反力度の上限値		
										$\eta_p \alpha_p$	P_{HU} (kN/m^2)	
											1列目	2列目以降
2	粘性土	1.5	5	30			8.0	1.000	80.0 92.0	1.5	120.0 138.0	120.0 138.0
3	砂質土	4.0	10		27	-4.5	8.0	3.035	97.1 194.3	2.5	242.8 485.7	121.4 242.8
4	粘性土	0.8	5	30			8.0	1.000	124.0 130.4	1.5	186.0 195.6	186.0 195.6
		2.7	5	30			8.0	1.000	130.4 152.0	1.5	195.6 228.0	195.6 228.0
5	砂質土	3.5	20		30	-5.00	10.0	3.505	322.5 445.2	2.5	806.2 1112.9	403.1 556.4
6	礫質土	5.0	50		40	-6.67	10.0	5.996	761.5 845.4	2.5	1903.8 2113.6	951.9 1056.8

堰柱床版前面地盤の水平抵抗特性

堰柱床版前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また良質である場合、堰柱床版前面地盤の水平抵抗を考慮することができる。堰柱床版前面の水平抵抗は、ケーソン基礎（道示 編 11 章）に準じて、水平方向地盤反力係数 k_H を初期勾配、水平方向地盤反力度の上限値 p_{Hu} を有するバイリニア型としてモデル化する。

地震時保有水平耐力法に用いる堰柱床版前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3) は、道示 編 11.5.1 に準じ次式により算出される。

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 α_k は k_H の推定に用いる補正係数（砂質地盤、粘性土地盤ともに 1.0）、 k_{H0} は直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 B_H は堰柱床版前面の換算載荷幅 (m) である。地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の算出結果を表-3.2.42 に示す。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_H = B_e \left(\sqrt{B_e L_e} \right)$$

ここに、

B_H : 堰柱床版前面の換算載荷幅 = 6.124 (m)

B_e : 堰柱床版の有効前面幅 = 15.0 (m)

L_e : 有効根入れ深さ = 2.5 (m)

表-3.2.42 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層 番号	層厚 (m)	αE_0 (kN/m^2)	k_{H0} (kN/m^3)	k_{HE} (kN/m^3)
1	1.5	84000	280000	29156.6
2	1.0	28000	93333	9718.9

地盤反力度の上限値水平地盤反力度の上限値 p_{HU} (kN/m²) は、道示 編 11.8.4 に準じ、次式により算出される。

$$p_{HU} = p \cdot p_{EP}$$

ここに、 α_p は水平地盤反力度の上限値の割増係数、 p_{EP} は設計上の地盤面からの深さ z (m)における地盤の受働土圧強度(kN/m²)である。 α_p は、堰柱床版の有効前面幅 B_e (m) に対して以下のよう
に与える。

$$p = 1.0 + 0.5 (z / B_e) \quad 3.0$$

また、地震時の受働土圧強度 p_{EP} は、道示 編 11.5.2 に示される地震時の受働土圧係数 K_{EP} を用いて、次式により算出する。

$$p_{EP} = K_{EP} \cdot (\Sigma \gamma h + q) + 2 \cdot c \cdot K_{EP}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに、 K_{EP} は受働土圧係数、 γ は土の単位重量 (kN/m³)、 h は層厚 (m)、 q は上載荷重 (kN/m²)、 c は土の粘着力 (kN/m²)、 ϕ は土のせん断抵抗角 (°)、 δ_E は壁面摩擦角 (°) である。以上に基
づいて算出された水平方向地盤反力度の上限値を表-3.2.43 に示す。

表-3.2.43 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力度の上限値

地層番号	土質名	深さ z (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面 摩擦角 δ_E (°)	単位 体積 重量 γ_2' (kN/m ³)	受働 土圧 係数 K_{EP}	受働 土圧 強度 p_{EP} (kN/m ²)	水平地盤反力度の 上限値	
										α_p	p_{Hu} (kN/m ²)
1	粘性土	0.0	5	0	23	-3.83	8.0	2.528	0.0	1.000	0.00
		1.5							30.3	1.050	31.8
2	砂質土	1.5	15	30	0	0	8.0	1.000	72.0	1.050	75.6
		2.5							80.0	1.083	86.6

杭体の曲げモーメント - 曲率関係

PHC 杭の杭体の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係は、下図に示すようなトリリニア型にモデル化する。

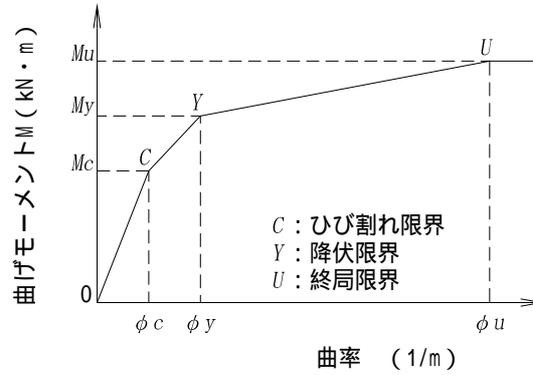


図-3.2.36 杭体の曲げモーメント - 曲率関係

杭体の曲げモーメント - 曲率関係は、門柱・堰柱と同様に、平面保持の仮定に基づいて算出する。ただし、PHC 杭の場合、横拘束筋の体積比は中実断面として求める。曲げモーメント - 曲率関係を求める際の軸力は、杭群図心位置から押込み側の杭では、死荷重が作用したときの杭頭反力、杭群図心位置から引張り側の杭では零と仮定する。

以上により算出した杭体の曲げモーメント - 曲率関係を表-3.2.44、表-3.2.45 および図-3.2.37～図-3.2.39 に示す。

表-3.2.44 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (押し込み側)

軸力=967.9kN

断面	区間長 (m)	ひび割れ時	降伏時	終局時
		M_c (kN・m)	M_y (kN・m)	M_u (kN・m)
		ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
No.1	2.500	1231.7 0.0008414	2282.6 0.0041332	2960.9 0.0171803
No.2	4.400	1231.7 0.0008414	2326.4 0.0038430	2719.5 0.0097327
No.3	7.000	770.1 0.0005464	1219.8 0.0033800	1485.7 0.0172565

表-3.2.45 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (引抜き側)

軸力=0.0kN

断面	区間長 (m)	ひび割れ時	降伏時	終局時
		M_c (kN・m)	M_y (kN・m)	M_u (kN・m)
		ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
No.1	2.500	1044.4 0.0007135	1967.6 0.0039240	2644.1 0.0196659
No.2	4.400	1044.4 0.0007135	2014.2 0.0036498	2453.9 0.0114006
No.3	7.000	582.9 0.0004135	857.5 0.0031763	1113.9 0.0217737

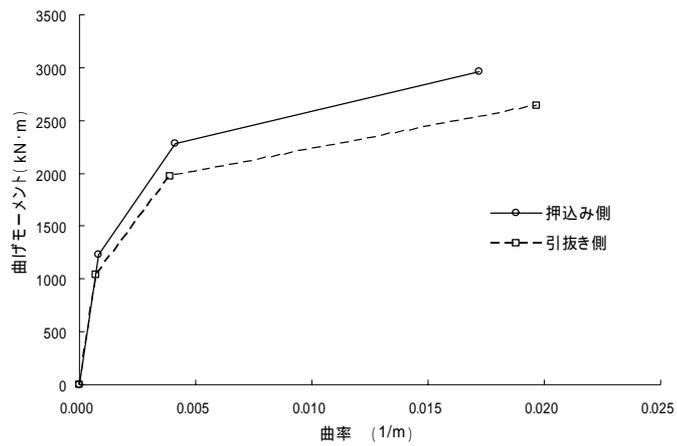


図-3.2.37 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.1)

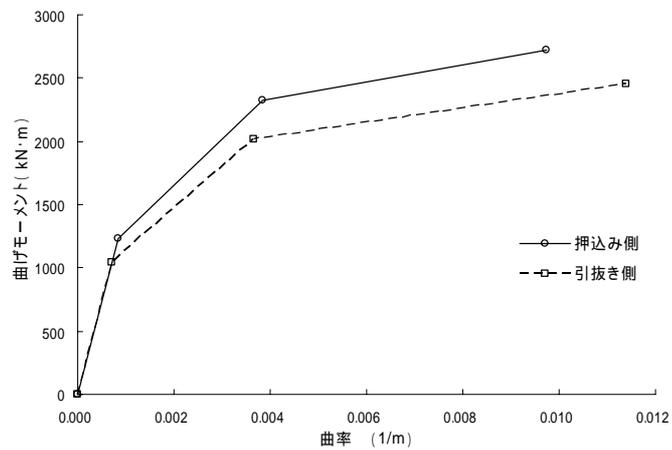


図-3.2.38 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.2)

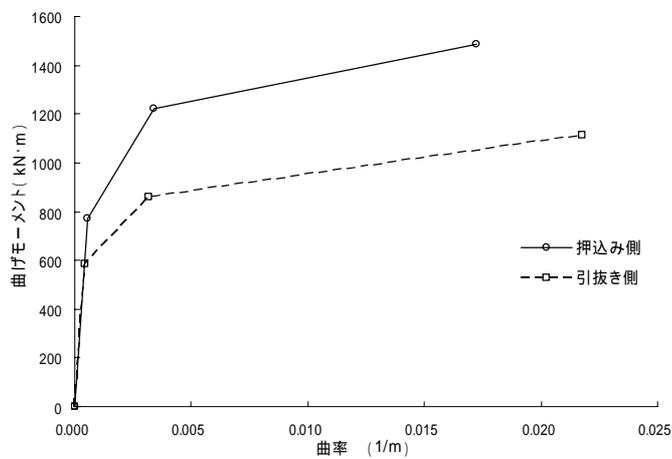


図-3.2.39 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.3)

3) プッシュオーバー解析

レベル2地震動に対する基礎の照査は、レベル2-1地震動、レベル2-2地震動のうち、慣性力の大きい方に対して行えば十分である。ここでは、レベル2-2地震動に対して照査を行うこととし、以下のように水平震度を設定した。

$$(\text{門柱}) k_{hG} = k_{hp} = c_{dF} k_{huG} = 1.1 \times 1.13 = 1.24$$

$$(\text{堰柱}) k_{hW} = c_Z k_{h20} = 1.0 \times 1.56 = 1.56$$

$$(\text{堰柱床版}) k_{h2g} = 0.70$$

基礎のプッシュオーバー解析では、門柱に主たる塑性化が生じることを考慮する必要がある。以下、レベル2-2地震動の場合を例に、水平震度の与え方を図-3.2.40に示す。重量等の値には、表-3.2.14～表-3.2.19で集計したものをを用いている。

領域 $(\alpha_i \cdot k_h < k_{hp})$

門柱および堰柱には水平震度 $\alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0}$ を、堰柱床版には水平震度 $\alpha_i \cdot k_{hg}$ を段階的に増加させながら作用させる。門柱に作用させる水平震度は、 $\alpha_i = k_{hp} / (c_Z \cdot k_{h0}) = 1.24 / 1.56 = 0.795$ のときに k_{hp} に達するように作用させる。堰柱床版下面における鉛直力 V_0 、水平力 H_0 、モーメント M_0 は以下のように算出される。ここに、添え字の1～6は、表-3.2.14～表-3.2.19のグループ番号に対応している。

$$\begin{aligned} V_0 &= W_1 + W_2 + W_4 + W_5 \\ &= 12574 + 26901 + 24663 - 11872 \\ &= 52266 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_0 &= \alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0} (W_1 + W_2 + H_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 + H_6 \\ &= \alpha_i \times 1.56 \times (12574 + 26901 + 9666) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 + 12550 \\ &= \alpha_i \times 93924.06 + 12550 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= \alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0} (W_1 y_1 + W_2 y_2 + H_3 y_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \cdot y_4 + H_6 \cdot y_6 + M_d \\ &= \alpha_i \times 1.56 \times (12574 \times 23.609 + 26901 \times 10.981 + 9666 \times 6.595) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 \times 1.545 \\ &\quad + 28584 \\ &= \alpha_i \times 1050042.63 + 28584.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

領域 $(k_{hp} < \alpha_i \cdot k_h)$

門柱には一定の水平震度 k_{hp} を作用させる。堰柱には水平震度 $\alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0}$ を、堰柱床版には水平震度 $\alpha_i \cdot k_{hg}$ を段階的に増加させながら作用させる。堰柱床版下面における鉛直力 V_0 、水平力 H_0 、モーメント M_0 は以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} V_0 &= W_1 + W_2 + W_4 + W_5 = 52266 \text{ (kN)} \\ H_0 &= k_{hp} \cdot W_1 + \alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0} (W_2 + H_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 + H_6 \\ &= 1.24 \times 12574 + \alpha_i \times 1.56 \times (26901 + 9666) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 + 12550 \\ &= \alpha_i \times 74308.62 + 28141.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_0 &= k_{hp} \cdot W_1 \cdot y_1 + \alpha_i \cdot c_z \cdot k_{h0} (W_2 \cdot y_2 + H_3 y_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \cdot y_4 + H_6 \cdot y_6 + M_d \\
&= 1.24 \times 12574 \times 23.609 + \alpha_i \times 1.56 \times (26901 \times 10.981 + 96666 \times 6.595) \\
&\quad + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 \times 1.545 + 28584 \\
&= \alpha_i \times 586942.59 + 396689.41 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
\end{aligned}$$

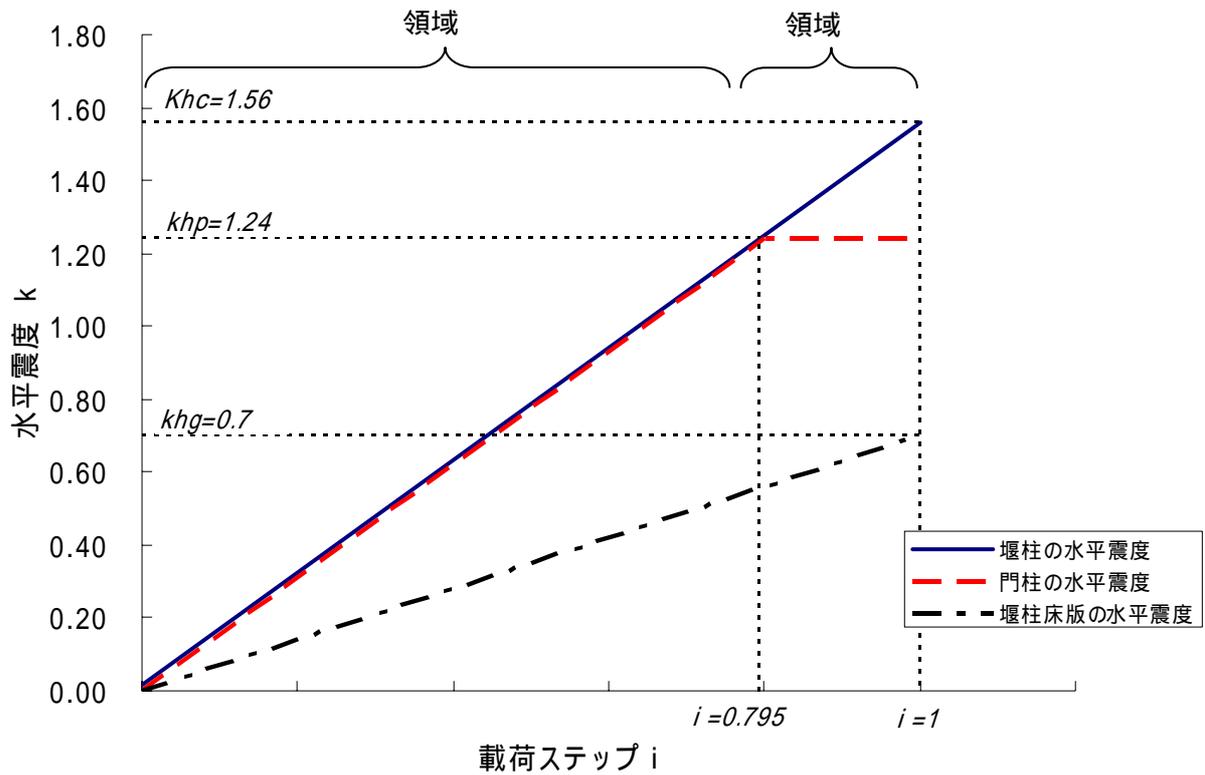


図-3.2.40 基礎のプッシュオーバー解析における水平震度の与え方

4) 杭基礎の照査

基礎が降伏に達しないことの照査

前述の荷重を作用させた場合における水平震度 - 水平変位の関係を図-3.2.41 に示す。ここで、水平変位とは、上部構造の慣性力の作用位置（梁の軸線位置とした）における変位である。

杭基礎の降伏は、道示 編 12.3 に準じ、a) 全ての杭において杭体が降伏する、あるいは b) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達するときであると見なすことができる。ここでは、水平震度が 0.72 に達したときに全杭が降伏し、基礎が降伏している。地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度 $k_{hp} = 1.24$ であることから、基礎が降伏に達しないことの照査は満足されていないことが分かる。

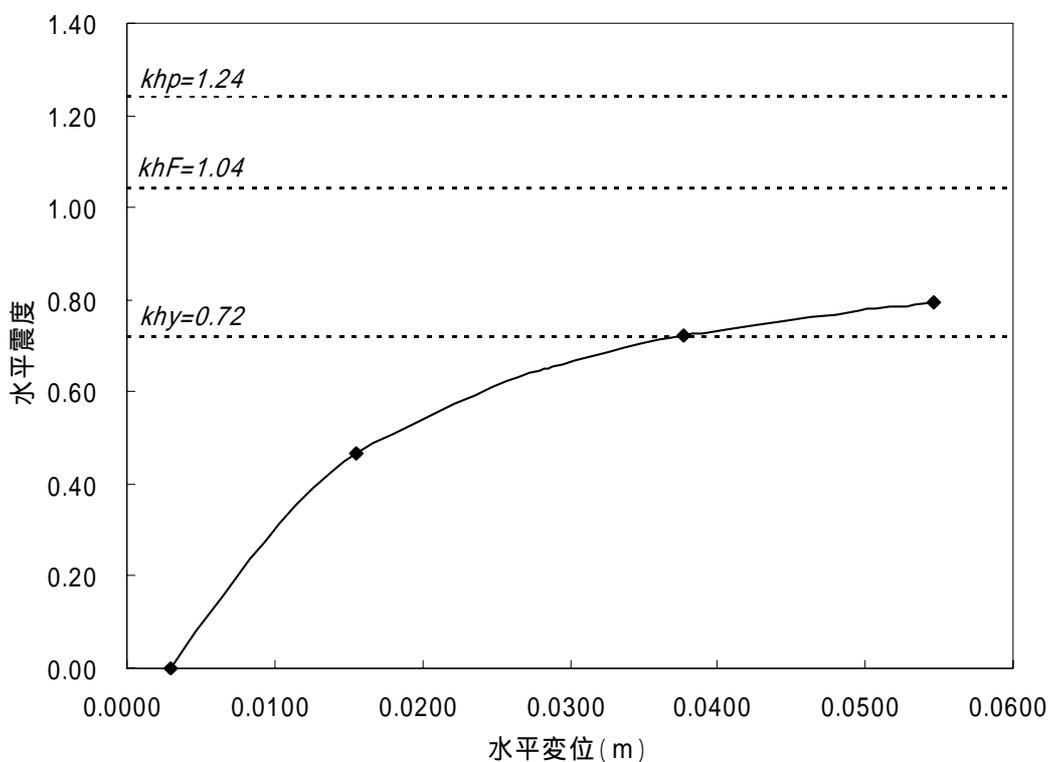


図-3.2.41 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度 - 水平変位関係

② 基礎の塑性化を考慮した照査

水流方向に対しては、堰柱が十分に大きな耐力を有していること、門柱についても $k_{hu} > 1.5k_h$ ($1.13 > 1.5 \times 0.66 = 0.99$) であり十分に大きな耐力を有することから、基礎の塑性化を考慮した照査を行う。基礎の照査にあたっては、門柱・堰柱躯体には k_{hF} 、堰柱床版には k_{hg} に相当する慣性力を作用させる。図-3.2.42 に示す水平震度－水平変位関係より、基礎が降伏に達するときの水平震度および水平変位は $k_{hyF} = 0.72$ 、 $\delta_{Fy} = 0.0377$ (m) である。ここで、静水圧等により初期変位 $\delta_0 = 0.0025$ (m) が生じることを考慮すると、基礎の応答塑性率および応答変位は、式(2.8.8)～(2.8.11) により算出することができる。すなわち、

$$k_{hF} = c_D \cdot c_Z \cdot k_{h0} = 2/3 \times 1.0 \times 1.56 = 1.04$$

$$\begin{aligned} \delta'_{Fr} &= \delta_{Fy} - \delta_0 \\ &= 0.0377 - 0.0025 = 0.0352 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu'_{Fr} &= 1/2 \{1 + (k_{hF} / k_{hyF})^2\} \\ &= 1/2 \{1 + (1.04 / 0.72)^2\} = 1.543 \end{aligned}$$

$$\delta_{Fr} = \mu'_{Fr} \cdot \delta'_{Fy} + \delta_0 = 1.543 \times 0.0352 + 0.0025 = 0.0568 \text{ (m)}$$

$$\mu_{Fr} = \delta_{Fr} / \delta_{Fy} = 0.0568 / 0.0377 = 1.507$$

ここに、 r は基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比（橋脚基礎に準じて 0 としてよい）、 k_{hF} は基礎の降伏に達するときの水平震度、 k_{hF} は基礎の主たる塑性化を考慮する場合に基礎の照査に用いる水平震度、 δ_{Fy} は基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m) である。

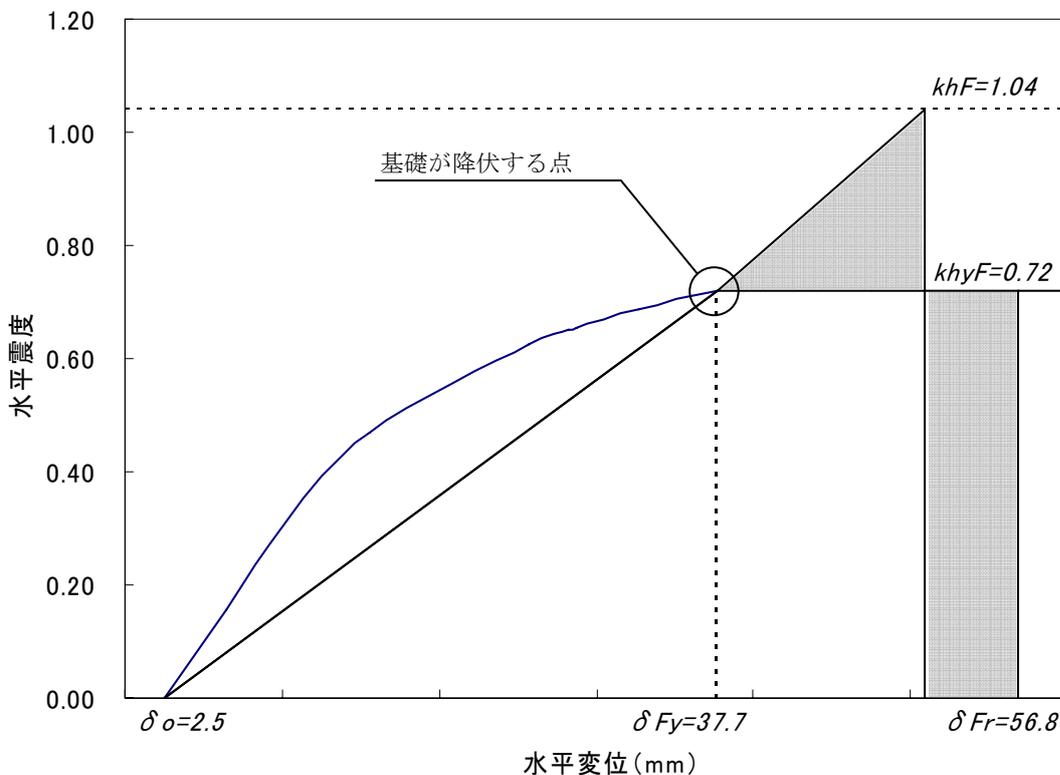


図-3.2.42 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度－水平変位関係

PHC 杭のせん断耐力の算定

PHC 杭のせん断耐力は、道示 編 5.2.3 に準じて算定した。部材の断面幅は、等積箱形の腹部の合計幅とし、部材の有効高さは引張り側 1/4 部分の鋼材の図心から等積箱形の圧縮縁までの距離とした。レベル 2 地震動に対する杭基礎のせん断耐力は、道示 編表-4.2.7 に示される PHC 杭のコンクリートの許容せん断応力度を 1.5 倍した値を用いて算出し、軸力による割り増しを考慮した。

表-3.2.46 PHC 杭のせん断耐力の算定

杭径	D	mm	1000
抗内径	D_o	mm	740
部材幅(等積箱形の腹部合計幅)	b	mm	230
部材高(等積箱形の高さ)	h	mm	886
有効高	d	mm	839
作用軸力(死荷重作用時)	N	kN	967.89
作用曲げモーメント(終局曲げモーメント)	M	k N.m	2960.90
断面積	A_c	mm ²	0.3553×10^4
断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	0.0344×10^{12}
図心より引張縁までの距離	y	mm	500
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	k N.m	187.24
軸方向圧縮力による補正係数	C_N	-	1.063
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c^*	N/mm ²	1.275
コンクリートが負担するせん断耐力	S_c	kN	262.15
斜引張鉄筋の断面積	A_w	mm ²	2.534×10^2
斜引張鉄筋の間隔	s	mm	70
斜引張鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
斜引張鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	kN	911.43
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	kN	1173.58
杭の総本数	n	本	54
杭基礎のせん断耐力	$n \cdot P_s$	kN	63373.32

・ (*) $\tau_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{Pt} \cdot \tau_c = 0.850 \times 1.5 = 1.275$ (N/mm²) を τ_c とした。

照査結果

杭基礎の照査結果一覧を以下に示す。

表-3.2.47 レベル2地震動に対する杭基礎の安全性の照査

				(1)杭	(2)杭	(3)杭
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M_{max}	kN・m	2579	2283	2100
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	2283	2283	1968
	判定		-	M_{max} M_y	M_{max} M_y	M_{max} M_y
	全ての杭が降伏する					
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN	3840		
	押込み支持力の上限値	P_{NU}	kN	9358		
判定		-	P_N P_{NU}			
押込み支持力の上限値に達しない						
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{Fr}		1.507		
	基礎の塑性率の制限値	μ_{FL}		4.000		
	判定			μ_{Fr} μ_{FL} O K		
基礎の変位の照査	基礎の応答変位	F_0	m	0.0548		
	フーチングの回転角	F_0	rad	0.0007		
	回転角の制限値の目安	F_{0a}	rad	0.02		
	判定		-	α_{F_0} $\alpha_{F_{0a}}$ O K		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	58709.91		
	杭反力分		kN	58709.91		
	杭基礎のせん断耐力	$n \cdot P_s$	kN	63373.32		
	コンクリート負担分	S_c	kN	14156.10		
	帯鉄筋負担分	S_s	kN	49217.22		
	判定		-	S $n \cdot P_s$ O K		

(4) 杭基礎の照査（液状化が生じる場合）

液状化が生じない場合と同様のモデルに対して、液状化による各層の地盤定数の低減を考慮した上で杭基礎の照査を行う。

1) 杭基礎の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性

液状化による最大周面摩擦力度の低減を考慮して、押し込み支持力の上限値 P_{NU} を以下のように算出した。

$$R_U = 200 \times 50 \times \pi / 4 \times 1.0^2 + 1341$$

$$= 9194 \text{ (kN)}$$

$$R_{PU} = 0.85 \times 80.0 \times 10^3 \times 0.355 + 1275.0 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4}$$

$$= 30026 \text{ (kN)}$$

$$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) = 9194 \text{ (kN)}$$

引抜き支持力の上限値 (kN) についても、最大周面摩擦力度の低減を考慮し、以下のように算出した。

$$P_U + W = 1341 + 77$$

$$= 1418 \text{ (kN)}$$

$$P_{PU} = 1275.0 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4}$$

$$= 5865 \text{ (kN)}$$

$$P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) = 1418 \text{ (kN)}$$

杭の軸方向バネ定数 K_{VE} には、液状化が生じない場合と同じものを用いた。

杭の軸直角方向の抵抗特性

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} の算出結果を表-3.2.48 に示す。

表-3.2.48 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	αE_0 (kN/m ²)		k_H (kN/m ³)	D_E	$\eta_k \alpha_k$	水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
				常時	地震時				
2	粘性土	1.5	5	14000	28000	22145	1	1.0	22145
3	砂質土	4.0	10	28000	56000	44290	1/3	1.0	14763
4	粘性土	3.5	5	14000	28000	22145	1	1.0	22145
5	砂質土	3.5	20	56000	112000	88581	1	1.0	88581
6	礫質土	1.4	50	140000	280000	221452	1	1.0	221452

水平方向地盤反力度の上限値を表-3.2.49 に示す。

表-3.2.49 水平方向地盤反力度の上限値

地層 番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 φ (度)	壁面摩 擦角 δ _E (度)	単位体 積重量 γ ₁₂ (kN/m ³)	受働土 圧係数 K _{EP}	受働土 圧強度 P _U (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限値			
										DE	p _p	P _{HU} (kN/m ²)	
												1列目	2列目 以降
2	粘性土	1.5	5	30			8.00	1.000	80.0 92.0	1	1.50	120.0 138.0	120.0 138.0
3	砂質土	4.0	10		27	-4.5	8.00	3.035	97.1 194.3	1/3	2.50	80.9 161.9	40.5 81.0
4	粘性土	0.8	5	30			8.00	1.000	124.0 130.4	1	1.50	186.0 195.6	186.0 195.6
		2.7	5	30			8.00	1.000	130.4 152.0	1	1.50	195.6 228.0	195.6 228.0
5	砂質土	3.5	20		30	-5.00	10.00	3.505	322.5 445.2	1	2.50	806.2 1112.9	403.1 556.4
6	礫質土	5.0	50		40	-6.67	10.00	5.996	761.5 845.4	1	2.50	1903.8 2113.6	951.9 1056.8

堰柱床版前面地盤の水平抵抗特性

堰柱床版前面の地盤は $D_E = 1.0$ であり、耐震性能照査上の地盤面は堰柱床版下面となるため、堰柱床版前面の地盤抵抗を考慮する。この場合、抵抗特性は液状化が生じない場合と同様である。

杭体の曲げモーメント - 曲率関係

液状化が生じない場合と同じものを用いた。

2) 杭基礎の照査

液状化しない場合と同様の荷重で基礎のプッシュオーバー解析を行い、基礎の照査を行った。

基礎が降伏に達しないことの照査

水平震度 - 水平変位の関係を図-3.2.43 に示す。水平変位とは、上部構造の慣性力の作用位置(梁の軸線位置とした)における変位である。

杭基礎の降伏は、液状化が生じない場合と同様に道示 編 12.3 に準じる。水平震度が 0.51 に達したときに全杭が降伏し、基礎が降伏していることが分かる。地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度 $k_{hp} = 1.24$ であることから、基礎が降伏に達しないことの照査は満足されていないことが分かる。

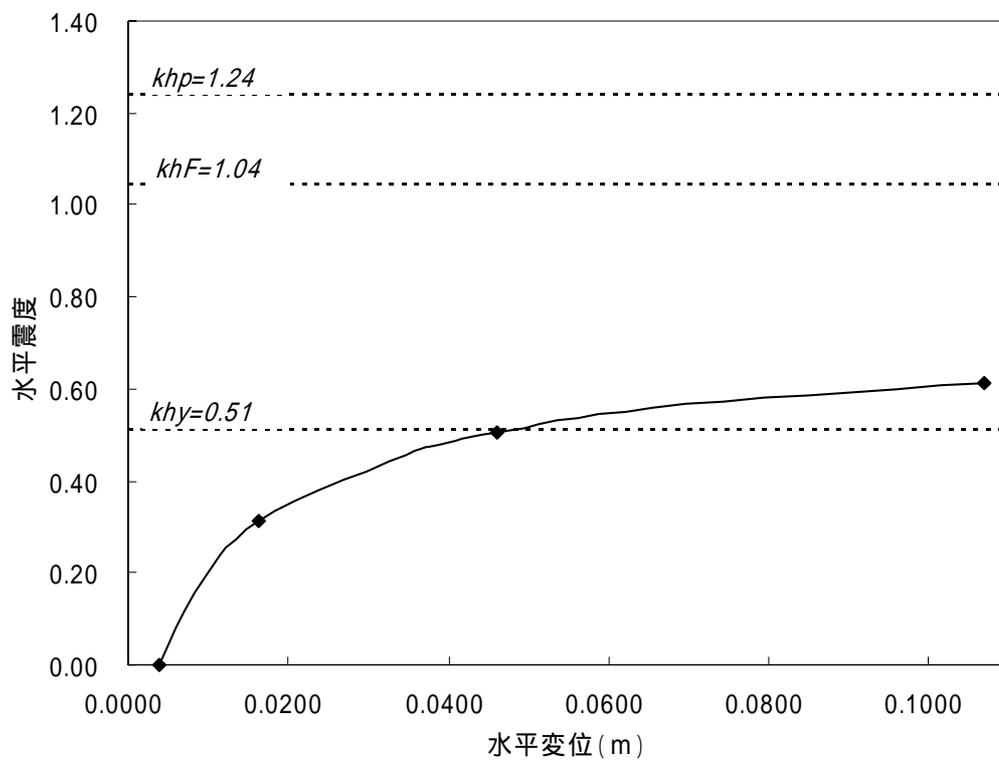


図-3.2.43 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度 - 水平変位関係

② 基礎の塑性化を考慮した照査

液状化が生じることから、基礎の塑性化を考慮した照査を行う。基礎の照査にあたっては、門柱・堰柱躯体には k_{hF} 、堰柱床版には k_{hg} に相当する慣性力を作用させる。図-3.2.44 に示す水平震度—水平変位関係より、基礎が降伏に達するときの水平震度および水平変位は $k_{hyF} = 0.51$ 、 $\delta_{Fy} = 0.0461\text{m}$ である。ここで、静水圧等により初期変位 $\delta_0 = 0.0035\text{ (m)}$ が生じることを考慮すると、基礎の応答塑性率および応答変位は、式(2.8.8)～(2.8.12) により算出することができる。すなわち、

$$k_{hF} = c_D \cdot c_Z \cdot k_{h0} = 2/3 \times 1.0 \times 1.56 = 1.04$$

$$\delta'_{Fr} = \delta_{Fy} - \delta_0$$

$$= 0.0461 - 0.0035 = 0.0426$$

$$\mu'_{Fr} = 1/2 \{1 + (k_{hF} / k_{hyF})^2\}$$

$$= 1/2 \{1 + (1.04 / 0.51)^2\} = 2.579$$

$$\delta_{Fr} = \mu'_{Fr} \cdot \delta'_{Fy} + \delta_0 = 2.579 \times 0.0426 + 0.0035 = 0.1133\text{ (m)}$$

$$\mu_{Fr} = \delta_{Fr} / \delta_{Fy} = 0.1133 / 0.0461 = 2.458$$

ここに、 r は基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比（橋脚基礎に準じて 0 としてよい）、 k_{hF} は基礎の降伏に達するときの水平震度、 k_{hyF} は基礎の主たる塑性化を考慮する場合に基礎の照査に用いる水平震度、 δ_{Fy} は基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m) である。

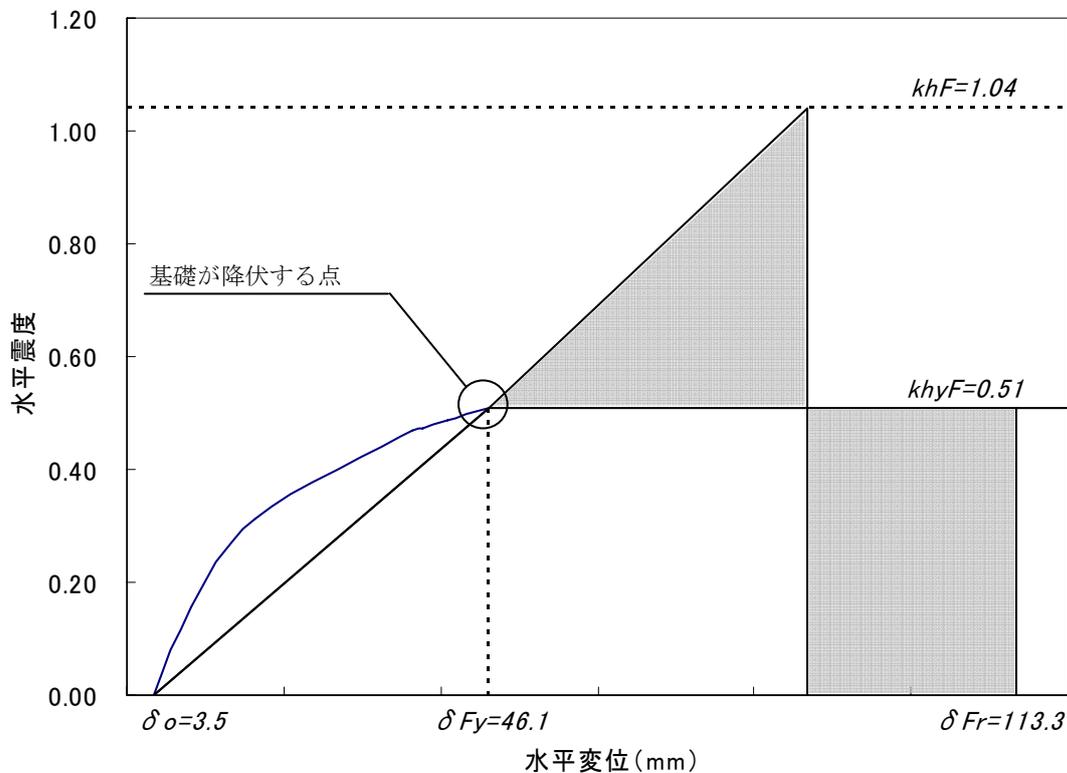


図-3.2.44 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度—水平変位関係

照査結果

杭基礎の照査結果一覧を表-3.2.50 に示す。ここで、PHC 杭のせん断耐力は液状化が生じない場合と同様である。

表-3.2.50 レベル 2 地震動に対する杭基礎の安全性の照査

				(1)杭	(2)杭	(3)杭
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M_{max}	kN・m	2457	2283	2080
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	2283	2283	1968
	判定		-	M_{max} M_y	M_{max} M_y	M_{max} M_y
	全ての杭が降伏する					
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN	3133		
	押込み支持力の上限值	P_{NU}	kN	9194		
	判定		-	P_N P_{NU}		
押込み支持力の上限值に達しない						
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{Fr}		2.458		
	基礎の塑性率の制限値	μ_{FL}		4.000		
	判定			μ_{Fr} μ_{FL} O K		
基礎の変位の照査	基礎の応答変位	F_0	m	0.1061		
	フーチングの回転角	F_0	rad	0.0005		
	回転角の制限値の目安	F_{0a}	rad	0.02		
	判定		-	α_{F0} α_{F0a} O K		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	47917.10		
	杭反力分		kN	47917.10		
	杭基礎のせん断耐力	$n \cdot P_s$	kN	63373.32		
	コンクリート負担分	S_c	kN	14156.10		
	帯鉄筋負担分	S_s	kN	49217.22		
	判定		-	S $n \cdot P_s$ O K		

(5) 堰柱床版の照査

堰柱床版の照査として、押込み側杭頭反力が最も大きく、床版に発生する曲げモーメント、せん断力が最大となるケース（レベル 2-2、液状化が生じない場合）の結果を以下に示す。

1) 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントの照査は図-3.2.45 に示とおり堰柱前面位置にておこなう。照査結果を表-3.2.51 に示す。

表-3.2.51 床版の曲げの照査

押込み側床版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m/m)	降伏曲げモーメント (kN.m/m)	判定
3.512	1546.52	3774.14	
20.050	657.50	5835.61	

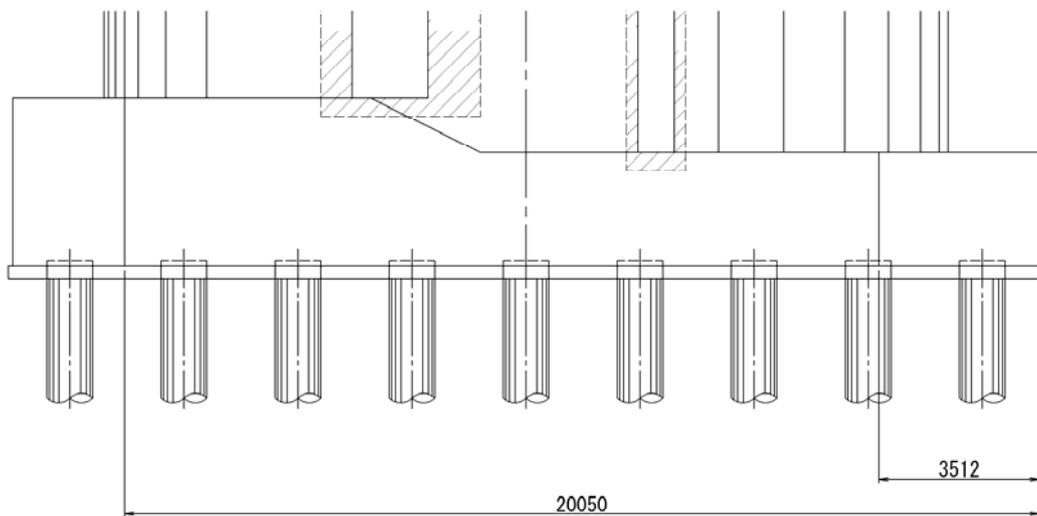


図-3.2.45 床版の曲げモーメントに対する照査位置

2) せん断力に対する照査

せん断力に対するはりとしての照査位置は図- 3.2.46 に示すとおり、杭中心位置および、床版厚さ ($h = 2.5\text{m}$) の $1/2$ の位置にて行う。照査結果を表-3.2.52 に示す。

表-3.2.52 床版のはりとしてのせん断照査

押込み側床版先端からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.250	1617.46	3031.49	
2.262	1555.48	3031.49	

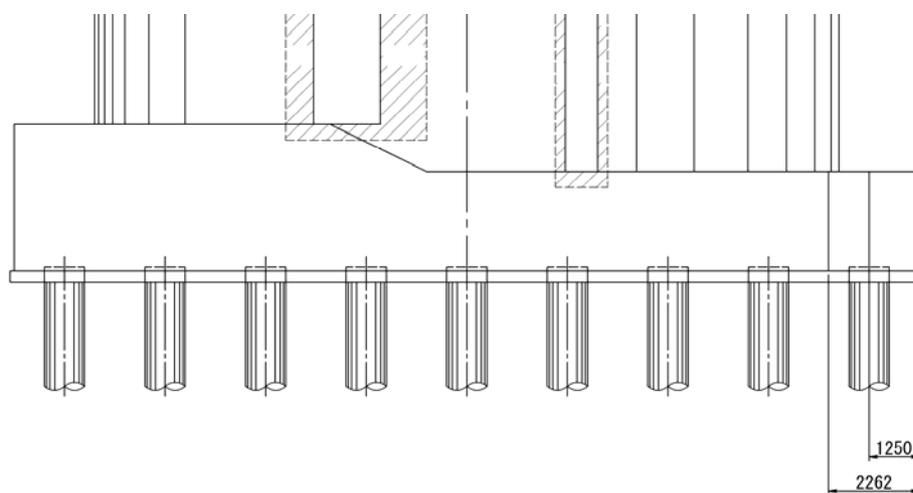


図- 3.2.46 床版のせん断に対する照査位置

3.3 水流直角方向に対する中央堰柱の照査例

3.3.1 中央堰柱の諸元

中央堰柱の諸元については3.2.1に示すとおりである。

3.3.2 荷重の算定

照査においては、地震の影響として以下のものを考慮した。

- ・ 構造物の自重に起因する慣性力
- ・ 地震時動水圧
- ・ 液状化の影響

また、地震の影響と同時に、以下に示す常時荷重を考慮した。

- ・ 自重
- ・ 揚圧力

照査において想定した荷重を図-3.3.1に示す。以下、これらの算出にあたっての考え方を示す。

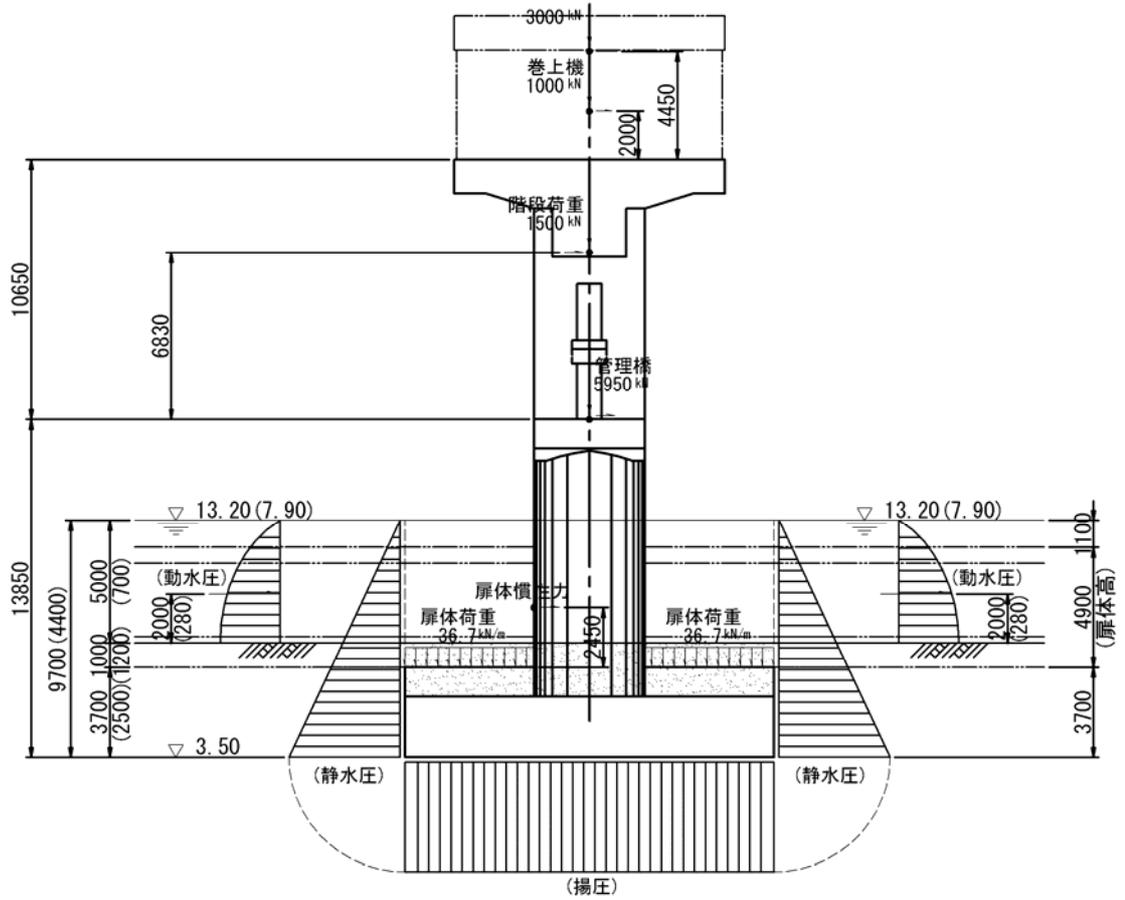


図-3.3.1 荷重条件（中央堰柱）

(1) 自重

3.2 節に示すとおりである。

(2) 揚圧力

3.2 節に示すとおりである。

(3) 構造物の自重に起因する慣性力

構造物の自重に、後に示す水平震度を乗ずることによって算出した。

ゲートの慣性力は、全閉状態のゲート位置を想定し、ゲートの高さ方向の中心位置の躯体に集中質量を与えた上で、水平震度を作用させることによって与えた。

(4) 地震時動水圧

考え方は3.2 節に示すとおりである。ただし、図-3.3.2 に示すように、上流側と下流側で水位が異なることに注意が必要となる。

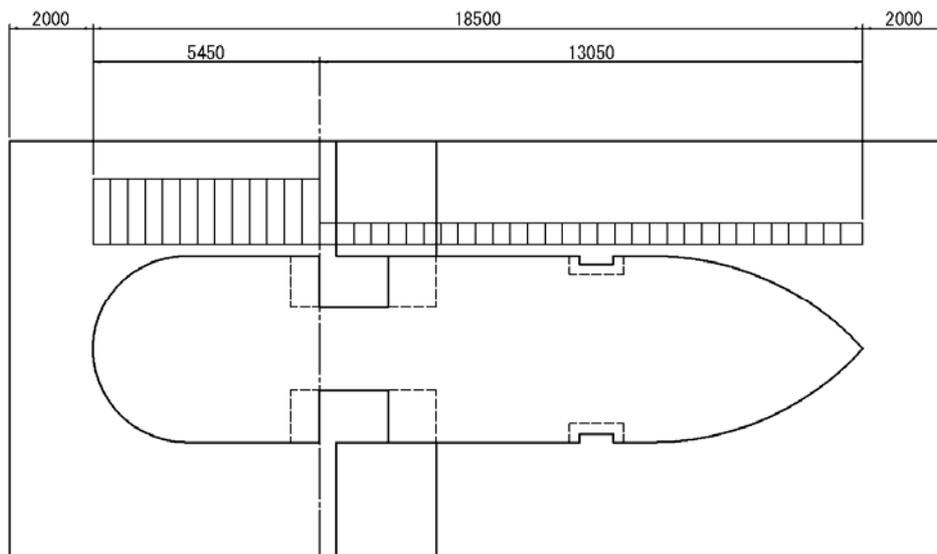


図-3.3.2 地震時動水圧

(5) 液状化の影響

3.2.1(3)に示した液状化の判定結果に基づき、土質定数、すなわち地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を低減させた。

3.3.3 レベル1地震動に対する照査

(1) 固有周期および水平震度の算定

固有周期は、図-3.3.3 に示す骨組解析に対する固有値解析を行うことによって算定した。骨組解析モデルにおける各節点の座標、重量および各部材の剛性を表-3.3.1 に示す。

各部材の剛性としては、全断面有効として算出したものを与えた。基礎は 3.3.3 (2) 1) に示す方法により算出した杭群全体のバネ定数を与えることでモデル化した。また、この地盤では液状化が生じると判定されたが、固有周期の算定にあたっては液状化の影響を考慮していない。

ゲートの慣性力は、作用重心（節点 104）にその重量を与えることで模擬した。巻上機およびゲート操作室は、重心位置（それぞれ節点 404 および節点 405）にその重量を与えるとともに、梁要素 401～404 に十分大きな剛性を与えることで模擬した。階段室は、重心位置（節点 702）にその重量を与えるとともに、梁要素 701 に十分大きな剛性を与えることで模擬した。管理橋については、水流直角方向に対する支承条件が固定であることから、管理橋の死荷重反力に相当する重量を重心位置（節点 110）に与えることとした。地震時動水圧の影響は、付加質量を躯体に与えることによって模擬した。

表-3.3.1 各節点の座標、重量および各部材の剛性

節点番号	x座標 (m)	y座標 (m)	節点重量 (kN)	部材番号	節点番号		EI (kN・m ²)
					i端	j端	
101	0.000	0.000	10208.349	1101	101	1101	
102	0.000	1.840	2887.893	102	102	103	3.124E+09
103	0.000	3.650	3749.453	103	103	104	3.124E+09
104	0.000	4.078	3296.299	104	104	105	3.124E+09
105	0.000	5.600	2493.039	105	105	106	3.124E+09
106	0.000	7.000	2324.959	106	106	107	3.124E+09
107	0.000	8.325	2260.970	107	107	108	3.124E+09
108	0.000	9.650	1130.485	108	108	109	3.124E+09
109	0.000	10.492	3731.452	109	109	110	3.124E+09
110	0.000	11.350	5950.000	1001	301	110	
201	1.375	11.350	57.024	1002	110	201	
202	1.375	12.040	148.262	201	201	202	4.466E+07
203	1.375	13.079	182.476	202	202	203	4.466E+07
204	1.375	14.143	269.041	203	203	204	4.466E+07
205	1.375	15.207	190.420	204	204	205	4.466E+07
206	1.375	16.271	182.476	205	205	206	4.466E+07
207	1.375	17.310	148.262	206	206	207	4.466E+07
208	1.375	18.000	57.024	207	207	208	4.466E+07
209	1.375	18.500		208	208	209	4.466E+07
210	1.375	20.000		209	209	210	
301	-1.375	11.350	57.024	301	301	302	4.466E+07
302	-1.375	12.040	148.262	302	302	303	4.466E+07
303	-1.375	13.079	182.476	303	303	304	4.466E+07
304	-1.375	14.143	269.041	304	304	305	4.466E+07
305	-1.375	15.207	190.420	305	305	306	4.466E+07
306	-1.375	16.271	182.476	306	306	307	4.466E+07
307	-1.375	17.310	148.262	307	307	308	4.466E+07
308	-1.375	18.000	57.024	308	308	309	4.466E+07
309	-1.375	18.500		309	309	310	
310	-1.375	20.000		401	401	402	
401	0.000	20.000		402	402	403	
402	0.000	20.627	6104.311	403	403	404	
403	0.000	22.000		404	404	405	
404	0.000	24.000	1000.000	701	110	702	
405	0.000	26.450	3000.000	801	309	802	
702	0.000	18.180	1500.000	802	802	401	5.333E+08
802	-0.500	20.000		803	401	804	5.333E+08
804	0.500	20.000		804	804	209	
901	0.000	-2.500	5167.969	901	901	902	
902	0.000	-1.250	10335.938	902	902	101	

固有値解析結果を表-3.3.2 に示す。1次モードの固有周期は0.433(s)であった。地盤種別は種地盤であるため、レベル1地震動の水平震度 k_h は次式により算定される。

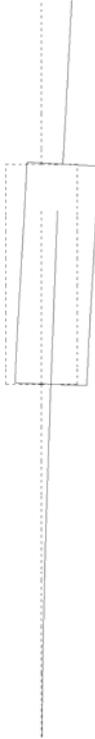
$$k_h = c_Z \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

ここに、 k_{h0} はレベル1地震動の水平震度の標準値である。また、レベル1地震動の地盤面における水平震度 k_{hg} は、次式により算定される。

$$k_{hg} = c_Z \cdot k_{hg0} = 1.0 \times 0.20 = 0.20$$

ここに、 k_{h0} はレベル1地震動の地盤面における水平震度の標準値である。

表-3.3.2 固有値解析結果

		
T=0.433 sec	T=0.129sec	T=0.075 sec
1次モード	2次モード	3次モード

(2) 杭基礎の安定計算

堰柱床版底面中心に作用する荷重を集計し、杭基礎の安定計算を行う。

1) 杭の許容支持力およびバネ定数

杭の許容支持力、軸方向バネ定数および水平方向地盤反力係数は水流方向の場合と同様である。杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ の算出は、表-3.3.3 および表-3.3.4 に示すとおりである。

表-3.3.3 杭の軸直角方向バネ定数（杭頭剛結合の場合）

	単位	常時	地震時	
			液状化無し	液状化有り
K_1	kN/m	7.170×10^4	1.176×10^5	9.881×10^4
K_2	kN/rad	1.613×10^5	2.275×10^5	1.942×10^5
K_3	kN・m/m	1.613×10^5	2.275×10^5	1.942×10^5
K_4	kN・m/rad	6.691×10^5	7.994×10^5	7.351×10^5

表-3.3.4 杭の軸直角方向バネ定数（杭頭ヒンジ結合の場合）

	単位	常時	地震時	
			液状化無し	液状化有り
K_1	kN/m	3.585×10^4	5.880×10^4	4.940×10^4
K_2	kN/rad	0.000	0.000	0.000
K_3	kN・m/m	0.000	0.000	0.000
K_4	kN・m/rad	0.000	0.000	0.000

次に杭群全体 (S-Rモデル) のバネ定数を求める。堰柱床版底面中心位置における荷重 H (kN)、 V (kN)、 M (kN・m) と変位 δ_x (m)、 δ_y (m)、 α (rad.) の関係は以下のマトリックスで表される。

$$\begin{Bmatrix} H \\ V \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{Bmatrix}$$

右辺のマトリックスの各係数の算出結果は以下のとおりである。

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.35 \times 10^6 & 0 & -1.23 \times 10^7 \\ 0 & 2.76 \times 10^7 & 0 \\ -1.23 \times 10^7 & 0 & 5.45 \times 10^8 \end{bmatrix} \quad (\text{液状化が生じない場合})$$

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.34 \times 10^6 & 0 & -1.05 \times 10^7 \\ 0 & 2.76 \times 10^7 & 0 \\ -1.05 \times 10^7 & 0 & 5.42 \times 10^8 \end{bmatrix} \quad (\text{液状化が生じる場合})$$

2) 荷重の集計

堰柱床版下面中心における荷重を表-3.3.5～表-3.3.9により集計する。ここで、 W_i は各部の自重または鉛直荷重、 H_i は水平荷重、 x_i は堰柱床版下面中心位置から鉛直荷重の作用重心までの水平方向の距離、 y_i は堰柱床版下面中心位置を原点とした場合の水平荷重の作用重心までの鉛直方向の距離を表す。

表-3.3.5 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ1：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
ゲート操作室・ ゲート操作台	3000	0.000	28.950	0	86850
巻上げ機	1000	0.000	26.500	0	26500
門柱	8574	0.000	21.403	0	183509
計	12574	-	-	0	296855

$$y_1 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 296855 / 12574 = 23.609 \text{ (m)}$$

表-3.3.6 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ2：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
管理橋	5950	0.000	13.850	0	82408
階段	1500	0.000	20.680	0	31020
堰柱	19451	0.000	8.576	0	166812
計	26901	-	-	0	280240

$$y_2 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 280240 / 26901 = 10.417 \text{ (m)}$$

表-3.3.7 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ3：水平力（地震時）のみ）

		H_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
			x_i (m)	y_i (m)		
ゲート		1840	-	6.150	-	11316
地震時動水圧に 相当する付加質量 ×重力加速度	上流側	1559	-	6.700	-	7765
	下流側	73		3.980	-	291
計		3472	-	-	-	19372

$$y_3 = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 19372 / 3472 = 5.579 \text{ (m)}$$

表-3.3.8 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ4：鉛直力+水平力（地震時））

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
堰柱床版 (28)	3462	0.000	3.100	0	10732
堰柱床版 (29)	529	0.000	2.900	0	1534
堰柱床版 (30)	20672	0.000	1.250	0	25840
計	24663	-	-	0	38106

$$y_4 = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 38106 / 24663 = 1.545 \text{ (m)}$$

表-3.3.9 堰柱床版底面位置における荷重の集計（グループ5：鉛直力のみ）

	W_i (kN)	重心位置		$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
		x_i (m)	y_i (m)		
堰柱床版が負担するゲート自重	385	0.000	-	0	-
堰柱床版上の堆砂	5505	0.000	-	0	-
堰柱床版上の水	5580	0.000	-	0	-
揚圧力	-23342	0.000	-	0	-
計	-11872	-	-	0	-

死荷重による堰柱床版下面位置におけるモーメント M_d は、表-3.3.5～表-3.3.9 における鉛直荷重 W_i とアーム長 x_i の積 $W_i \cdot x_i$ を総和することにより、以下のように算出される。

$$M_d = 0 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

堰柱床版下面位置における鉛直力 V (kN)、水平力 H (kN)、モーメント M (kN・m) は、以下のよう
に算出される。なお、添え字は表-3.3.5～表-3.3.9 におけるグループ番号に対応している。

$$V = W_1 + W_2 + W_4 + W_5 = 12574 + 26901 + 24663 - 11872 = 52266 \text{ (kN)}$$

$$H = k_h (W_1 + W_2 + H_3 + W_4) = 0.25 \times (12574 + 26901 + 3472 + 24663) = 16903 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} M &= k_h (W_1 y_1 + W_2 y_2 + H_3 y_3 + W_4 y_4) + M_d \\ &= 0.25 \times (12574 \times 23.609 + 26901 \times 10.417 + 3472 \times 5.579 + 24663 \times 1.545) + 0 \\ &= 158640 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

3) 安定計算結果

杭基礎の安定計算結果を表-3.3.10 に示す。ここで、堰柱床版底面位置における許容水平変位は、河川砂防技術基準 7.2.4 の規定により 10mm とした。軸方向押込み力、軸方向引抜き力および堰柱床版底面の水平変位はいずれも許容値を満足している。

表-3.3.10 杭基礎の安定計算結果

			地震時(震度法)	
			液状化無し	液状化有り
軸方向押込み力	P_N	kN	2142	2146
軸方向許容押込み支持力	Ra	kN	4651	4609
判定	-	-	P_N Ra OK	P_N Ra OK
軸方向引抜き力	P_N	kN	-206	-210
軸方向許容引抜き力	Pa	kN	-580	-552
判定	-	-	P_N Ra OK	P_N Ra OK
堰柱床版底面での水平変位		mm	3.37	3.89
許容水平変位	a	mm	10.00	10.00
判定	-	-	a OK	a OK

(3) 部材の断面照査

1) 門柱・堰柱の断面力の算出

図-3.3.1 に示す荷重を図-3.3.3 に示す骨組解析モデルに作用させ、各部材に生じる断面力を算定する。各節点に作用させる荷重を、表-3.3.11 に示す。

表-3.3.11 各節点に与えた荷重

荷重	節点	常時	L1地震時	備考
		鉛直荷重 (kN)	慣性力算出 の際考慮する 重量(kN)	
躯体自重	101	1049.330	1049.330	堰柱基部
	102	2887.893	2887.893	
	103	1909.453	1909.453	
	104	1663.732	1663.732	
	105	2493.039	2493.039	
	106	2324.959	2324.959	
	107	2260.970	2260.970	
	108	1130.485	1130.485	
	109	3731.452	3731.452	
	201	57.024	57.024	門柱下端
	202	148.262	148.262	
	203	182.476	182.476	
	204	269.041	269.041	
	205	190.420	190.420	
	206	182.476	182.476	
	207	148.262	148.262	
	208	57.024	57.024	
	301	57.024	57.024	門柱下端
	302	148.262	148.262	
	303	182.476	182.476	
304	269.041	269.041		
305	190.420	190.420		
306	182.476	182.476		
307	148.262	148.262		
308	57.024	57.024		
402	6104.311	6104.311		
付帯 他 設備	上屋荷重	405	3000.000	
	巻き上げ機	404	1000.000	
	階段荷重	702	1500.000	
	管理橋	110	5950.000	
動水圧による付加質量		104		1632.566
ゲート付加質量		103		1840.000

骨組解析により算出された断面力を表-3.3.12 に示す。

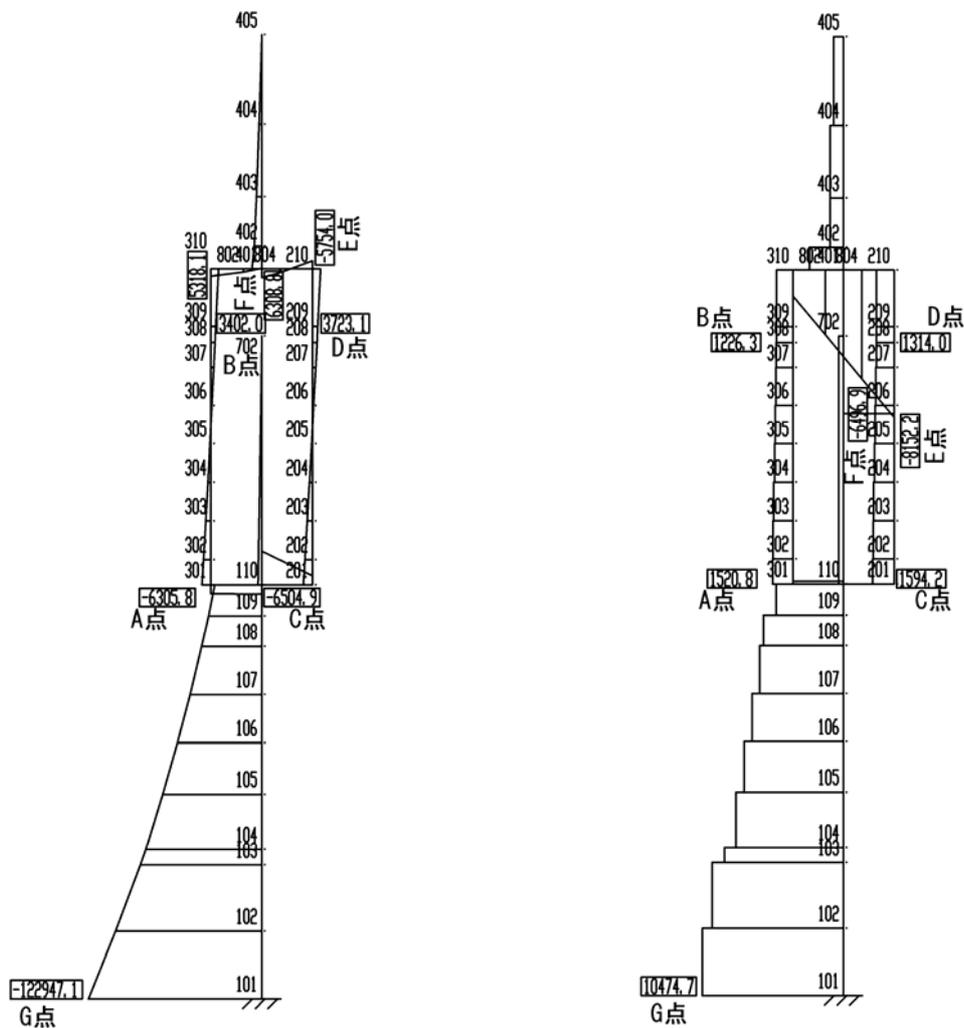


図-3.3.4 各部材に生じる断面力

表-3.3.12 各部材の最大断面力

照 査 箇 所	解析結果データ			部材1本当たり				
	M (kNm)	S (kN)	N (kN)	M (kNm)	S (kN)	N (kN)		
堰柱下端	G点	-122947.1	10474.7	38426.3	-122947.1	10474.7	38426.3	
左側門柱	下端外面	A点	-6305.8	1520.8	-266.8	-3152.9	760.4	-133.4
	上端内面	B点	3402.0	1226.3	-1444.7	1701.0	613.2	-722.4
右側門柱	下端内面	C点	-6504.9	1594.2	12727.0	-3252.5	797.1	6363.5
	上端外面	D点	3723.1	1314.0	11549.0	1861.6	657.0	5774.5
梁	上面引張	E点	-5754.0	8152.2	1299.7	-2877.0	4076.1	649.9
	下面引張	F点	6308.8	6496.8	1299.7	3154.4	3248.4	649.9

2) 門柱の断面照査

算出された門柱の曲げモーメントおよびせん断力に基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度およびせん断応力度の照査結果を表-3.3.13、最小鉄筋量の照査結果を表-3.3.14 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.3.13 応力度の照査結果

		単位	門柱下端 (外側引張)	門柱上端 (内側引張)	門柱下端 (内側引張)	門柱上端 (外側引張)
			A点	B点	C点	D点
曲げモーメント	M	kN・m	3152.9	1701.0	3252.5	1861.6
軸力	N	kN	-133.4	-722.4	6363.5	5774.5
せん断力	S	kN	760.4	613.2	797.1	657.0
有効幅	b	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	h	mm	1750.0	1750.0	1750.0	1750.0
有効高	d	mm	1565.2	1565.2	1565.2	1565.2
鉄筋配置	1段目	mm	D29 ctc 125	D29 ctc 125	D29 ctc 125	D29 ctc 125
	2段目	mm	D29 ctc 250	D29 ctc 250	D29 ctc 250	D29 ctc 250
総本数		本	46	46	46	46
鉄筋量	A_s	mm ²	29550.4	29550.4	29550.4	29550.4
中立軸	x	mm	428.2	338.5	1298.4	1744.5
応力度	σ_c	N/mm ²	3.90	1.98	4.41	2.94
	σ_s		159.95	110.90	15.36	-3.65
	τ_m		0.24	0.20	0.25	0.21
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ_{sa}		300.00	300.00	300.00	300.00
	τ_{al}		0.58	0.58	0.58	0.58

表-3.3.14 最小鉄筋量の照査結果

		単位	門柱下端 (外側引張)	門柱上端 (内側引張)	門柱下端 (内側引張)	門柱上端 (外側引張)
			A点	B点	C点	D点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	29550.4	29550.4	29550.4	29550.4
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	7724.9	7311.6	12179.7	11784.6
	M_c	kN・m	2155.7	1964.7	4155.6	3974.3
	$1.7M_d$	kN・m	5359.9	2891.7	5529.2	3164.7
	A_{smin}	mm ²	6929.4	8029.6	5720.0	5190.6
	判定	---	OK	OK	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M_d$ M_c , 3) A_s 500(mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ3)を満足すればOK

3) 堰柱の断面照査

算出された堰柱の曲げモーメントおよびせん断力に基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度およびせん断応力度の照査結果を表-3.3.15 に、最小鉄筋量の照査結果を表-3.3.16 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.3.15 応力度の照査結果

		単位	堰柱下端
			G点
曲げモーメント	M	kN・m	122947.1
軸力	N	kN	38426.3
せん断力	S	kN	10474.7
有効幅	b	mm	11671.0
部材高	h	mm	4500.0
有効高	d	mm	4264.0
鉄筋	鉄筋配置	1段目	mm D32 ctc 150
		2段目	mm ---
	総本数	本	266
	鉄筋量	A_s	mm ² 211257.2
中立軸	x	mm	1463.0
応力度	σ_c	N/mm ²	6.61
	σ_s		199.16
	τ_m		0.21
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00
	σ_{sa}		300.00
	τ_{al}		0.58

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.3.16 最小鉄筋量の照査結果

		単位	梁端部 (上面引張)
			E点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	140246.6
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	224448.4
	M_c	kN・m	94674.1
	$1.7M_d$	kN・m	209010.1
	A_{smin}	mm ²	44555.0
	判定	---	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M_d$ M_c , 3) $A_s \geq 500$ (mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ3)を満足すればOK

4) 梁の断面照査

算出された梁の曲げモーメントに基づき、許容応力度の照査を行った。ここで、許容応力度は河川砂防技術基準 7.3 に規定される値に地震時の割増率 1.5 を乗じた値とした。また、道示 編 7.3 に準じて最小鉄筋量の照査を行った。

曲げ応力度の照査結果を表-3.3.17に、最小鉄筋量の照査結果を表-3.3.18 に示す。応力度、鉄筋量はいずれも許容値を満足している。

表-3.3.17 応力度の照査結果

		単位	梁端部 (上面引張)	梁中央部 (下面引張)	
			E点	F点	
曲げモーメント	M	kN・m	2877.0	3154.4	
軸力	N	kN	649.9	649.9	
せん断力	S	kN	4076.1	3248.4	
有効幅	b	mm	2000.0	2000.0	
部材高	h	mm	4000.0	4000.0	
有効高	d	mm	3880.0	3880.0	
鉄筋	鉄筋配置	1段目	mm	D29 ctc 125	D29 ctc 250
		2段目	mm	---	---
	総本数		本	15	9
	鉄筋量	A_s	mm ²	9636.0	5781.6
帯鉄筋の配置	A_w	mm ²	4-D19 ctc150 1146.0	4-D19 ctc150 1146.0	
中立軸	x	mm	979.9	765.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	1.18	1.58	
	σ_s		52.26	96.40	
	τ_m		0.53	0.42	
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00	
	σ_{sa}		300.00	300.00	
	τ_{a1}		0.58	0.58	

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.3.18 最小鉄筋量の照査結果

		単位	梁端部 (上面引張)	梁中央部 (下面引張)
			E点	F点
必要鉄筋量	A_{sreq}	mm ²	1491.6	1744.0
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	13999.7	8951.9
	M_c	kN・m	10982.9	10837.8
	$1.7M_d$	kN・m	4890.9	5362.5
	A_{smin}	mm ²	1000.0	1000.0
	判定	---	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c , 2) $1.7M$ M_c , 3) A_s 500 (mm²)

1) , 2)のいずれかを満足し、かつ 3)を満足すれば OK

5) 堰柱床版の照査

堰柱床版の自重、上載土の重量および杭頭反力が作用した状態を想定して堰柱床版の断面力を算出した。照査は図-3.3.5 に示す断面位置において行った。うち、曲げ応力度に対する照査結果を表-3.3.19、最小鉄筋量の照査結果を表-3.3.20、せん断応力度に対する照査結果を表-3.3.21 に示す。

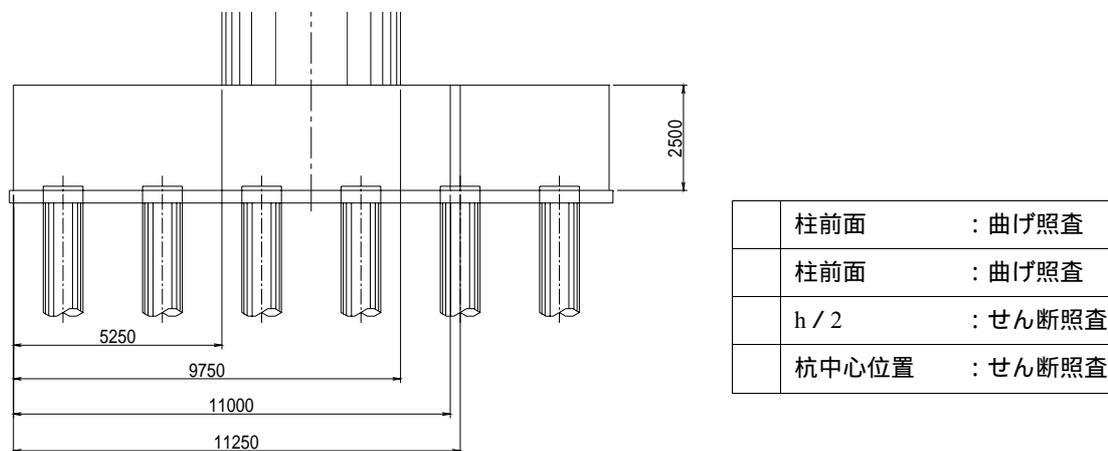


図-3.3.5 堰柱床版の照査断面

表-3.3.19 曲げ応力度の照査結果

項目		単位	柱左前面 (上側引張)	柱右前面 (下側引張)
照査断面		—		
曲げモーメント M		kN・m	-15419.43	88449.68
有効幅		mm	18888	21034
部材高		mm	2500	2500
鉄筋	鉄筋位置	mm	2350	2248
	鉄筋本数	mm 本	D32@250 75	D35@125 168
	鉄筋量	mm ²	59565.0	160708.8
中立軸		mm	426.6	612.2
応力度	σ_c	N/mm ²	1.73	6.72
	σ_s	N/mm ²	117.25	269.30
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00
	σ_{sa}	N/mm ²	300.00	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

表-3.3.20 最小鉄筋量の照査結果

項 目		単位	柱左前面 (上側引張)	柱右前面 (下側引張)
必要鉄筋量		mm ²	22756	143581
最小鉄筋量照査	M_u	kN・m	47725.83	120959.07
	M_c	kN・m	37651.60	41929.46
	1.7M	kN・m	26213.02	150364.46
	A_s	mm ² /m	3153.6	7640.4
	判定	—	OK	OK

最小鉄筋量照査：1) M_u M_c ，2)1.7M M_c ，3) A_s 500 (mm²)
1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

表-3.3.21 せん断応力度の照査結果

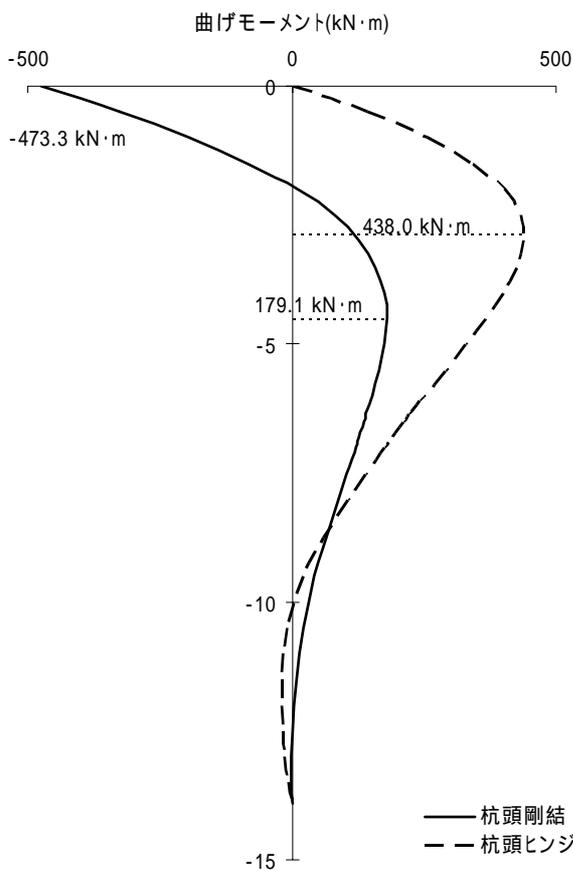
項 目		単位	杭中心 (下側引張)
照査断面		—	—
作用せん断力		S	kN
部材幅		b	mm
部材高		h	mm
有効高		d	mm
せん断スパン		a	mm
柱前面での有効高		d'	mm
有効高の変化を考慮したせん断力		S_h	kN
せん断応力度		τ_m	N/mm ²
許容せん断応力度		τ_{a1}	N/mm ²
		τ_a	N/mm ²
		τ_{a2}	N/mm ²
コンクリートが負担するせん断力		S_{ca}	kN
斜引張鉄筋	負担するせん断力	S_h'	kN
	部材軸方向間隔	S	mm
	許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²
	補正係数	c_{ds}	—
	$d / 1.15$	—	mm
	使用鉄筋量	A_w	mm ² /m
	必要鉄筋量	A_{wreq}	mm ² /m

版としてのせん断照査のせん断スパンは、
柱前面から最外縁の杭中心位置までの距離として算出

6) 杭体の断面照査

杭基礎の安定計算で算出した杭頭の反力を用いて杭体の断面照査を行った。杭体の照査は、液状化が生じる場合、生じない場合の2ケースについて行った。また、杭体の曲げモーメントの照査は、道示 編 12.9.1 に準じ、杭頭剛結合と考えた場合の杭頭曲げモーメントと、杭頭ヒンジ結合と考えた場合の地中部最大曲げモーメントについて行った。杭先端の境界条件はヒンジとした。杭体の曲げモーメント図を図-3.3.6、曲げに対する応力度の照査結果を表-3.3.22 に示す。杭体のせん断応力度に対する照査も行ったが、ここでは割愛する。

液状化無し



液状化有り

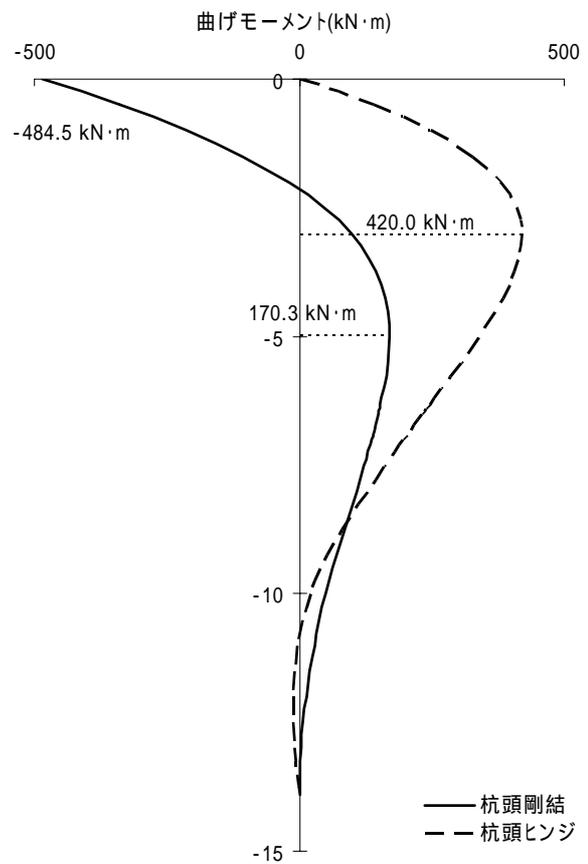


図-3.3.6 曲げモーメント図

表-3.3.22 杭体の照査結果

(a) 液状化が生じない場合

			最大曲げモーメント部		断面変化部	
			軸力最大	軸力最小	軸力最大	軸力最小
断面力	M	kN・m	473.27	473.27	181.62	181.62
	N	kN	2141.68	-205.91	2141.68	-205.91
部材寸法	D	mm	1000	1000	1000	1000
	t	mm	130	130	130	130
杭種	-	-	C種	C種	A種	A種
	σ_{ce}	N/mm ²	10.0	10.0	4.0	4.0
応力度	σ_c	N/mm ²	22.28	15.99	12.50	6.02
	σ'_c	N/mm ²	9.19	2.90	7.32	0.84
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	40.00	40.00	40.00	40.00
	σ'_{ca}	N/mm ²	-5.00	-5.00	-3.00	-3.00

(b) 液状化が生じる場合

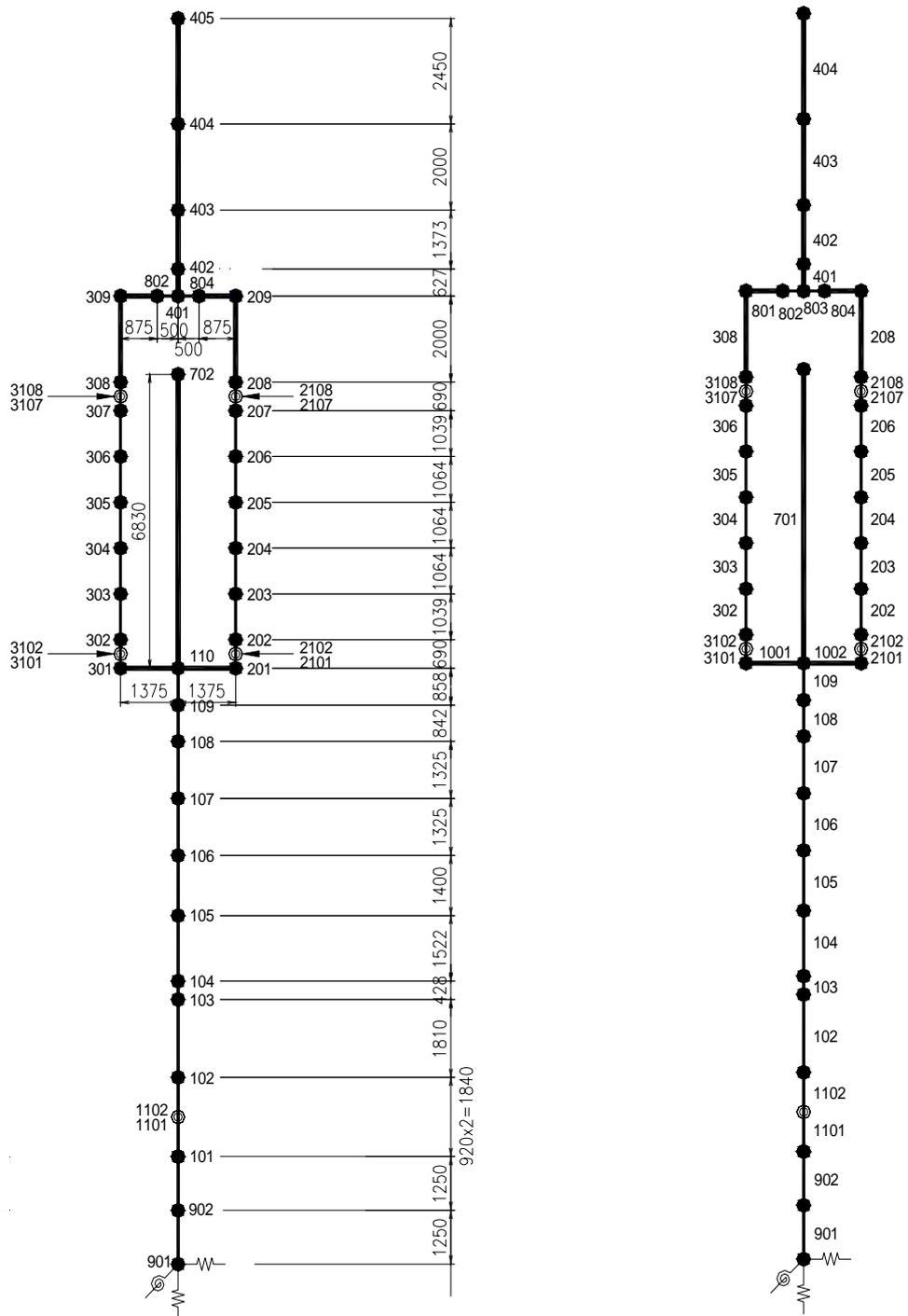
			最大曲げモーメント部		断面変化部	
			軸力最大	軸力最小	軸力最大	軸力最小
断面力	M	kN・m	484.53	484.53	202.91	202.91
	N	kN	2145.54	-209.77	2145.54	-209.77
部材寸法	D	mm	1000	1000	1000	1000
	t	mm	130	130	130	130
杭種	-	-	C種	C種	A種	A種
	σ_{ce}	N/mm ²	10.0	10.0	4.0	4.0
応力度	σ_c	N/mm ²	22.44	16.14	12.81	6.31
	σ'_c	N/mm ²	9.04	2.74	7.03	0.53
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	40.00	40.00	40.00	40.00
	σ'_{ca}	N/mm ²	-5.00	-5.00	-3.00	-3.00

3.3.4 レベル2地震動に対する照査

(1) 固有周期および水平震度の算定

固有周期は、図-3.3.7 に示す骨組解析に対する固有値解析を行うことによって算定した。固有値モデルにおける各節点の座標、各部材の剛性を表-3.3.23 に示す。

門柱・堰柱には、後に詳しく述べる塑性回転バネを与えてモデル化した。塑性ヒンジ以外の部位のうち柱には降伏剛性を、梁に全断面有効剛性を与えた。堰柱については、塑性ヒンジ以外の部位に全断面有効剛性を与えた。基礎バネについてはレベル1地震時と同様に取り扱った。なお、ゲート、ゲート操作台およびゲート操作室、階段室、管理橋の重量や地震時動水圧の影響については、レベル1地震時と同様に取り扱った。



節点 1101-1102, 2101-2102, 2107-2108, 3101-3102, 3107-3108 間の に降伏剛性を有する塑性回転パネを設ける。

図-3.3.7 レベル2地震時の固有値解析モデル

表-3.3.23 各節点の座標、重量および各部材の剛性

節点番号	x座標 (m)	y座標 (m)	節点重量 (kN)	部材番号	節点番号		EI (kN・m ²)
					i端	j端	
101	0.000	0.000	10208.349	1101	101	1101	
1101、1102	0.000	0.920		1102	1102	102	
102	0.000	1.840	2887.893	102	102	103	2.120E+09
103	0.000	3.650	3749.453	103	103	104	2.120E+09
104	0.000	4.078	3296.299	104	104	105	2.120E+09
105	0.000	5.600	2493.039	105	105	106	2.120E+09
106	0.000	7.000	2324.959	106	106	107	2.120E+09
107	0.000	8.325	2260.970	107	107	108	2.120E+09
108	0.000	9.650	1130.485	108	108	109	2.120E+09
109	0.000	10.492	3731.452	109	109	110	2.120E+09
110	0.000	11.350	5950.000	1001	301	110	
201	1.375	11.350	57.024	1002	110	201	
2101、2102	1.375	11.695		2101	201	2101	
202	1.375	12.040	148.262	2102	2102	202	
203	1.375	13.079	182.476	202	202	203	1.091E+07
204	1.375	14.143	269.041	203	203	204	1.091E+07
205	1.375	15.207	190.420	204	204	205	1.091E+07
206	1.375	16.271	182.476	205	205	206	1.091E+07
207	1.375	17.310	148.262	206	206	207	1.091E+07
2107、2108	1.375	17.655		2107	207	2107	
208	1.375	18.000	57.024	2108	2108	208	
209	1.375	20.000		208	208	209	
301	-1.375	11.350	57.024	3101	301	3101	
3101、3102	-1.375	11.695		3102	3102	302	
302	-1.375	12.040	148.262	302	302	303	1.091E+07
303	-1.375	13.079	182.476	303	303	304	1.091E+07
304	-1.375	14.143	269.041	304	304	305	1.091E+07
305	-1.375	15.207	190.420	305	305	306	1.091E+07
306	-1.375	16.271	182.476	306	306	307	1.091E+07
307	-1.375	17.310	148.262	3107	307	3107	
3107、3108	-1.375	17.655		3108	3108	308	
308	-1.375	18.000	57.024	308	308	309	
309	-1.375	20.000		401	401	402	
401	0.000	20.000		402	402	403	
402	0.000	20.627	6104.311	403	403	404	
403	0.000	22.000		404	404	405	
404	0.000	24.000	1000.000	701	110	702	
405	0.000	26.450	3000.000	801	309	802	
702	0.000	18.180	1500.000	802	802	401	5.333E+08
802	-0.500	20.000		803	401	804	5.333E+08
804	0.500	20.000		804	804	209	
901	0.000	-2.500	5167.969	901	901	902	
902	0.000	-1.250	10335.938	902	902	101	

固有値解析結果を表-3.3.24 に示す。1 次モードの固有周期は 0.712 (s) である。

地盤種別は 種地盤であるため、図-2.5.1 および図-2.5.2 (指針(案) 編 5.7) より、レベル 2-1 地震動の水平震度の標準値 k_{h10} およびレベル 2-2 地震動の水平震度の標準値 k_{h20} は以下のように求まる。

$$k_{h10} = 0.85$$

$$k_{h20} = 1.75$$

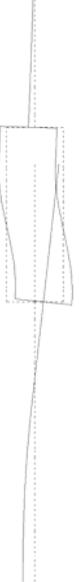
構造物特性補正係数 c_s については後述する。地域別補正係数 $c_z = 1.0$ である。また、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動の地盤面における水平震度 k_{h1g} 、 k_{h2g} は、次式により算出される。

$$k_{h1g} = c_z \cdot k_{h1g0} = 1.0 \times 0.35 = 0.35$$

$$k_{h2g} = c_z \cdot k_{h2g0} = 1.0 \times 0.70 = 0.70$$

ここに、 k_{h1g0} 、 k_{h2g0} はそれぞれレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動の地盤面における水平震度の標準値であり、同様に図-2.5.1 および図-2.5.2 (指針(案) 編 5.7) より算出される。

表-3.3.24 固有値解析結果

		
T=0.712 sec	T=0.156sec	T=0.090 sec
1 次モード	2 次モード	3 次モード

(2) 門柱・堰柱の照査

1) 門柱の断面定数およびモデル化

レベル2地震時に用いる解析モデルを図-3.3.8に示す。部分には、降伏時の割線剛性を有する非線形バネを設ける。

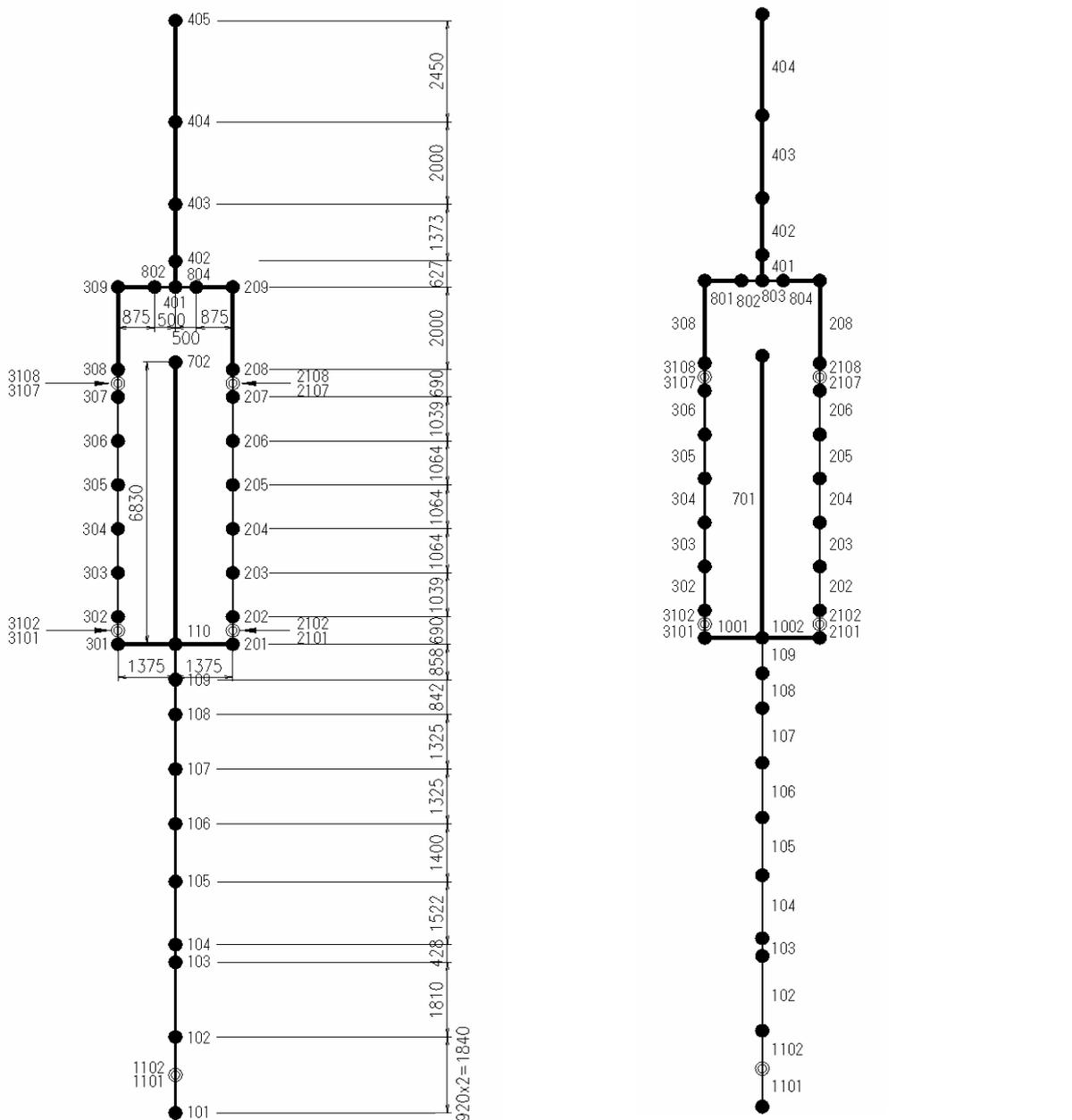


図-3.3.8 レベル2 地震時の骨組み解析モデル

門柱の軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

水流直角方向についても門柱がラーメン構造であるため、照査にあたって軸力変動の影響を考慮する必要がある。図-3.3.9 に $N-M_u$ 相関関係を示す。水流方向の場合と同様に、 M_u の算出にあたっては、文献 8)を参考に、レベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動いずれに対してもコンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ ε_{cc} をコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} と見なした。このため、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動に対して得られる $N-M_u$ 相関関係は同一である。

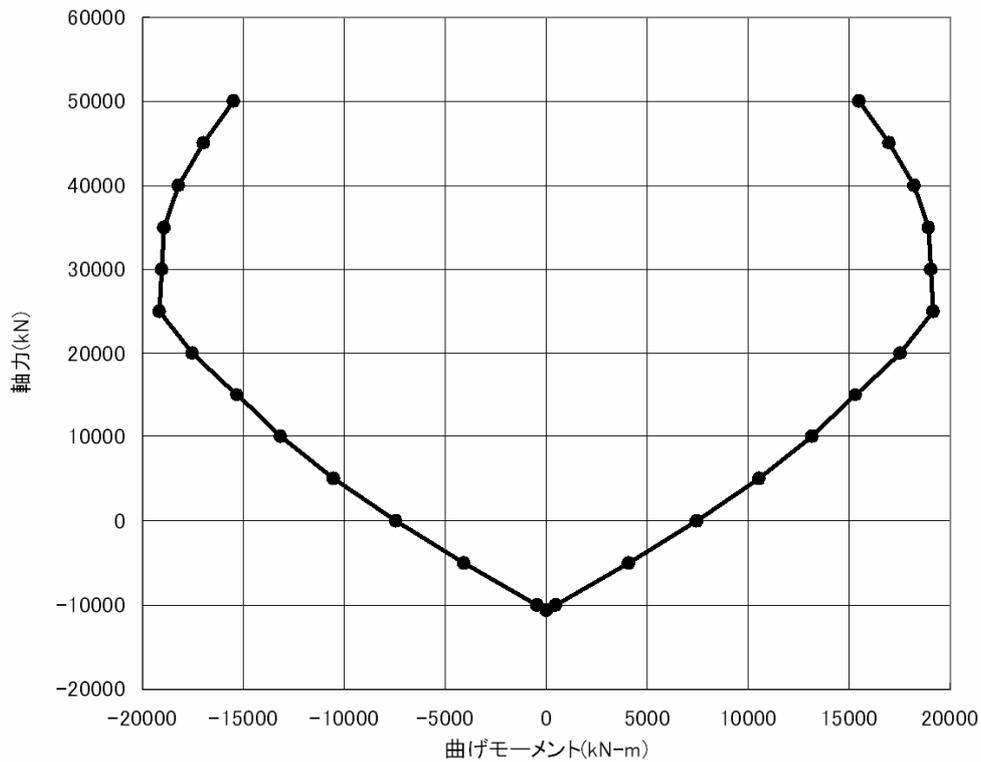


図-3.3.9 $N-M_u$ 相関関係 (レベル 2-1、2-2 地震動)

塑性ヒンジ長

塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部には、端部から塑性ヒンジ長 L_p の 1/2 の位置に塑性回転バネを設けた。塑性ヒンジ長は以下のとおりである。

$$L_p = 0.2h - 0.1D = 0.690(\text{m}) \quad (0.5D = 1.00(\text{m}))$$

ここに、 D は断面高さ (=1.75m)、 h は門柱基部からはり軸線までの高さの 1/2 (=4.325m) である。梁については、降伏に至らないことを照査することとし、塑性ヒンジを設けていない。

門柱のモデル化

道示 編 10.8 より、門柱を図-3.3.10 のようにモデル化した。

塑性ヒンジに与えた塑性回転バネの曲げモーメント M - 回転角 θ 関係を以下に示す。これらは常時荷重作用時の軸力を見込んで算出されたものであり、添え字の y および u はそれぞれ降伏および終局を表す。なお、前述と同様の理由により、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動の両者に対して得られた M - θ 関係は同一である。

門柱下端 (B、D)

$$M_y = 9407(\text{kN}\cdot\text{m}), \quad \theta_y = 1.175 \times 10^{-3} (\text{rad})$$

$$M_u = 9407(\text{kN}\cdot\text{m}), \quad \theta_u = 1.766 \times 10^{-2} (\text{rad})$$

門柱上端 (A、C)

$$M_y = 9060 (\text{kN}\cdot\text{m}), \quad \theta_y = 1.161 \times 10^{-3} (\text{rad})$$

$$M_u = 9060 (\text{kN}\cdot\text{m}), \quad \theta_u = 1.901 \times 10^{-2} (\text{rad})$$

門柱のうち塑性ヒンジ部以外の柱部分は、以下に示す降伏剛性 EI_y を有する線形梁要素とした。

$$\begin{aligned} EI_y &= n \times \{M_{yB} / (\theta_{yB} / L_p) + M_{yA} / (\theta_{yA} / L_p)\} / 2 \\ &= 2 \times \{9407 / (1.175 \times 10^{-3} / 0.690) + 9060 / (1.161 \times 10^{-3} / 0.690)\} / 2 = 1.091 \times 10^7 (\text{kN}\cdot\text{m}^2) \end{aligned}$$

梁については、以下に示す全断面有効剛性 EI を有する線形梁要素とした。

$$EI = 2.500 \times 10^7 \times 21.333 = 5.333 \times 10^8 (\text{kN}\cdot\text{m}^2)$$

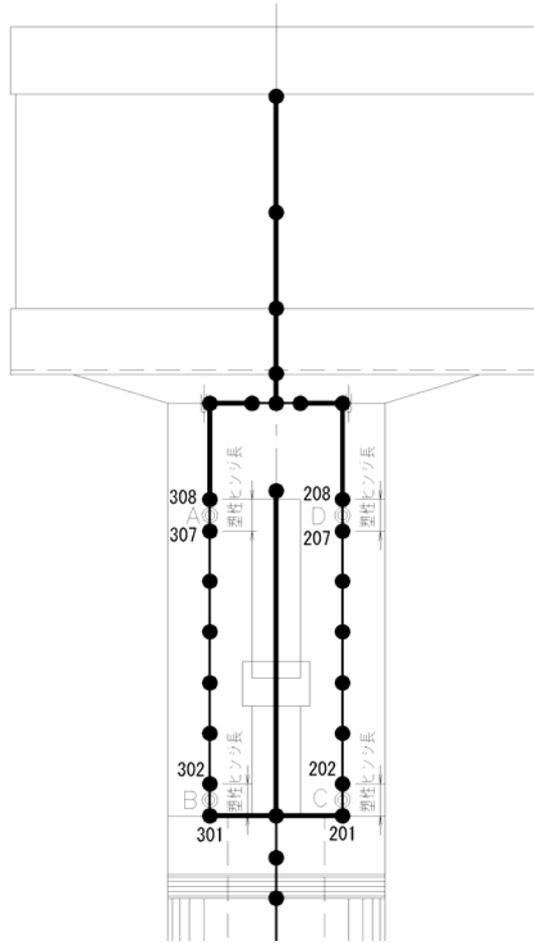


図-3.3.10 門柱のモデル化

2) 堰柱の断面定数およびモデル化

塑性ヒンジ長

堰柱の塑性ヒンジ長 L_p は、次式により算出した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D = 0.2 \times 11.451 - 0.1 \times 4.50 = 1.840 \text{ (m)}$$

$$0.1D = 0.450 \text{ (m)} \quad L_p \quad 0.5D = 2.250 \text{ (m)} \quad \text{したがって、} L_p = 1.840 \text{ (m)}$$

ここに、 D は断面高さ (=4.50m)、 h は堰柱基部から上方の構造部分に作用する全水平力の作用重心までの距離 (= 11.451 (m)) とした。

堰柱のモデル化

堰柱を図-3.3.11のようにモデル化した。塑性ヒンジに与える塑性回転バネの曲げモーメント M - 回転角 θ 関係を「付録 2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法」に示す方法により算出した結果を以下に示す。ここで、添え字の y は降伏を表す。

$$M_y = 2.009 \times 10^5 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\theta_y = 7.904 \text{ (rad)}$$

塑性ヒンジ長の区間には剛な梁要素を設け、区間中央に完全弾塑性型の $M - \theta$ による回転バネを設けた。

堰柱のうち塑性ヒンジ部以外の部位には、以下に示す全断面有効剛性 EI を有する線形梁要素とした。

$$EI = 2.500 \times 10^7 \times 84.792 = 2.120 \times 10^9 \text{ (kN}\cdot\text{m}^2)$$

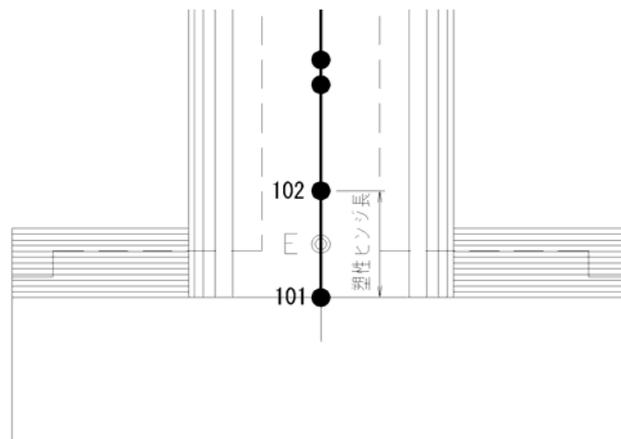


図-3.3.11 堰柱のモデル化

3) プッシュオーバー解析による主たる塑性化の生じる部材および破壊形態の判定

以上に示した門柱および堰柱のモデルを図-3.3.8のように統合した。ゲート操作台、階段室、管理橋および地震時動水圧については、3.3.3(1)と同様に取扱った。

プッシュオーバー解析により得られたレベル 2-1 地震動に対する水平震度 k_h - 水平変位 δ 関係を図-3.3.12 に示す。同図に示す水平変位は、梁の軸線と堰柱基部との相対変位である。レベル 2-1 地震時には、水平震度の増加に伴って塑性ヒンジ部 E が降伏し、他の塑性ヒンジ (A,B,C,D) は降伏しないまま、塑性ヒンジ E が終局に達している(図-3.3.13 参照)。

破壊形態の判定に先立って塑性ヒンジ E が降伏に達したときの門柱、堰柱の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力耐力を道示 編 10.5 に準じ算出する。

まず、門柱のせん断耐力を算出する。コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN)は、次式により算出される。

$$S_c = n \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 2 \times 0.6 \times 0.915 \times 1.172 \times 0.35 \times 2000 \times 1567 / 1000 = 1411.6 \text{ (kN) (レベル 2-1 地震動)}$$

$$S_c = n \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 2 \times 0.8 \times 0.915 \times 1.172 \times 0.35 \times 2000 \times 1567 / 1000 = 1882.1 \text{ (kN) (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 n はせん断耐力を算定する方向に直角方向の柱の本数、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数、 c_e は部材断面の有効高 d に関する補正係数、 c_{pt} は軸方向引張鉄筋比に関する補正係数、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)、 b はせん断耐力を算定する方向に直角な方向の部材断面の幅 (2000mm)、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の部材断面の有効高 (1567mm) である。

せん断補強筋は 4-D19@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = n \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = 2 \times \frac{1146 \times 345 \times 1567 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000$$

$$= 7183.1 \text{ (kN)}$$

ここに、 A_w は間隔 a および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)、 σ_{sy} は帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)、 θ は帯鉄筋と鉛直軸のなす角度 ($^\circ$)、 a は帯鉄筋の間隔 (mm) である。

したがって、門柱のせん断耐力 P_s (kN) は以下のように算出される。

$$P_s = S_c + S_s = 8594.7 \text{ (kN) (レベル 2-1 地震動)}$$

$$P_s = S_c + S_s = 9065.2 \text{ (kN) (レベル 2-2 地震動)}$$

また、正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合の門柱のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように算出される。

$$P_{s0} = 9535.7 \text{ (kN)}$$

次に、堰柱のせん断耐力を算出する。コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN)は、次式により算出される。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 0.6 \times 0.633 \times 0.900 \times 0.35 \times 11671 \times 4350 / 1000 = 6073.8(\text{kN}) \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 0.8 \times 0.633 \times 0.900 \times 0.35 \times 11671 \times 4350 / 1000 = 8098.4(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

せん断補強筋は 10-D19@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = \frac{2865 \times 345 \times 4350 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000 = 24925.5 \text{ (kN)}$$

したがって、堰柱のせん断耐力 P_s (kN) は以下のように算出される。

$$P_s = S_c + S_s = 30999.3(\text{kN}) \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$P_s = S_c + S_s = 33023.9(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

また、正負交番繰返し作用の影響を考慮しない場合の門柱のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように算出される。

$$P_{s0} = 35040.6 \text{ (kN)}$$

塑性ヒンジ E が降伏に達したときの門柱に発生するせん断力を上記せん断耐力により照査すると以下の通りとなる。

$$\text{(断面 A)} S = 2267.3(\text{kN}) < P_s = 8594.7 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\text{(断面 B)} S = 2767.4 \text{ (kN)} < P_s = 8594.7 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\text{(断面 C)} S = 2292.2(\text{kN}) < P_s = 8594.7 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\text{(断面 D)} S = 2792.3 \text{ (kN)} < P_s = 8594.7 \text{ (kN)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

いずれの塑性ヒンジ位置においてもせん断力 S はせん断耐力 P_s を下回っている。また、堰柱が終局水平耐力に至ったとき、せん断力 S はせん断耐力 P_s 以下であった。したがって、図-2.6.3 に示したフローより、主たる塑性化が生じる部材は堰柱基部であり、破壊形態は曲げ破壊型であると判定される。また、堰柱が降伏に達したときの水平震度は 0.44 であるため、堰柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haW} は 0.44 である。

レベル 2-2 地震時においても、門柱の水平震度 - 水平変位関係はレベル 2-1 地震時と同一のものであった。水平震度の増加に伴って塑性ヒンジ部 E が降伏し、他の塑性ヒンジ (A,B,C,D) は降伏していない。堰柱が系として降伏に達したときの各塑性ヒンジ位置におけるせん断力 S は以下のとおりである。

$$\text{(断面 A)} S = 2267.3(\text{kN}) < P_s = 9065.2(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

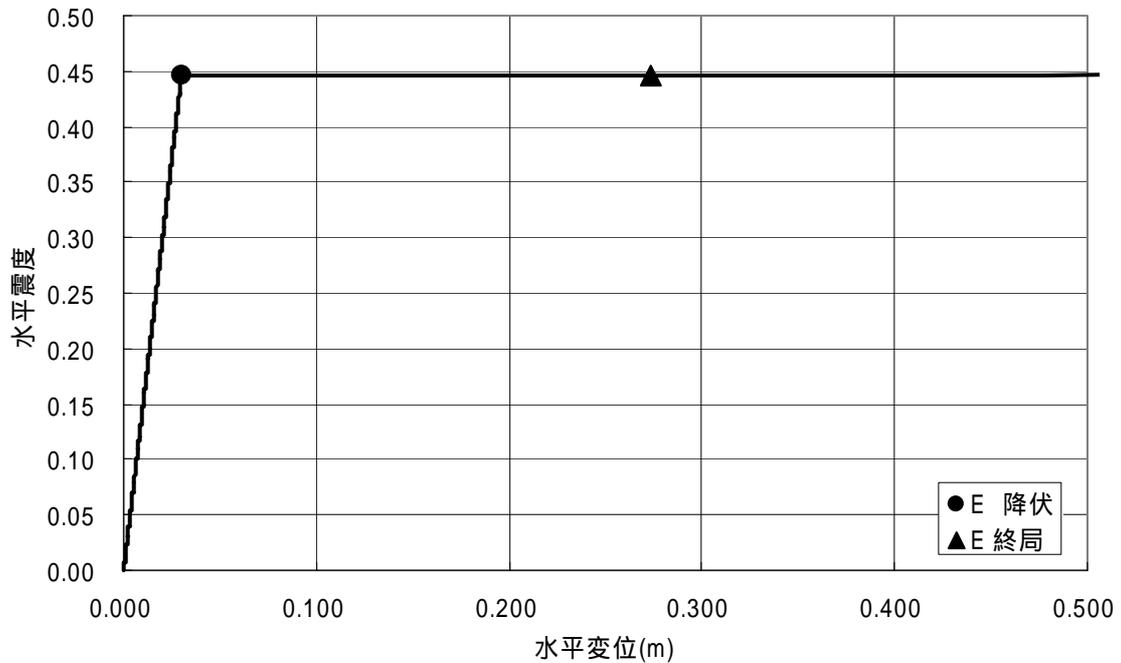
$$\text{(断面 B)} S = 2767.4 \text{ (kN)} < P_s = 9065.2(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

$$\text{(断面 C)} S = 2292.2(\text{kN}) < P_s = 9065.2(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

$$\text{(断面 D)} S = 2792.3 \text{ (kN)} < P_s = 9065.2(\text{kN}) \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

いずれの塑性ヒンジ位置においてもせん断力 S はせん断耐力 P_s を下回っている。また、堰柱

が終局水平耐力に至ったとき、せん断力 S はせん断耐力 P_s 以下である。したがって、図-2.6.3 に示したフローより、主たる塑性化が生じる部材は堰柱であり、破壊形態は曲げ破壊型であると判定される。堰柱の地震時保有水平耐力に相当する水平震度 k_{haW} は、レベル 2-1 地震動の場合と同様に 0.44 である。



水平震度－門柱梁中心と堰柱基部との相対変位関係

図-3.3.12 水平震度 k_h - 水平変位 δ 関係(レベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動)

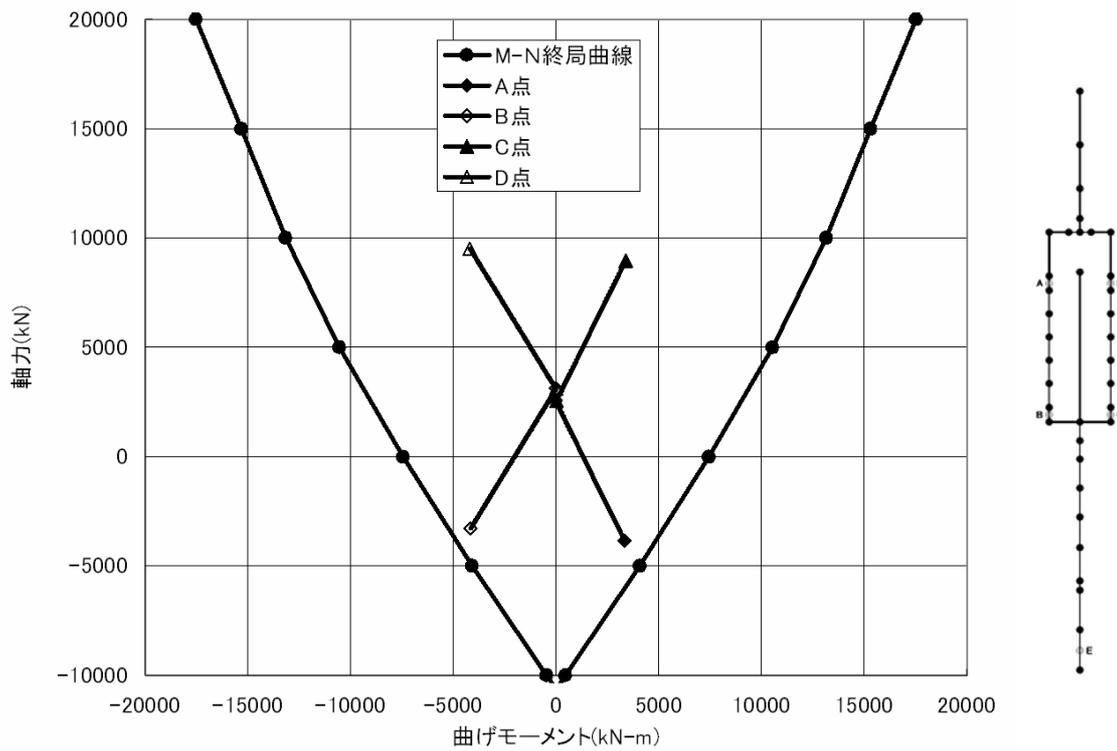


図-3.3.13 $N-M_u$ 相関関係と発生 $N-M$ (レベル 2-1 地震動)

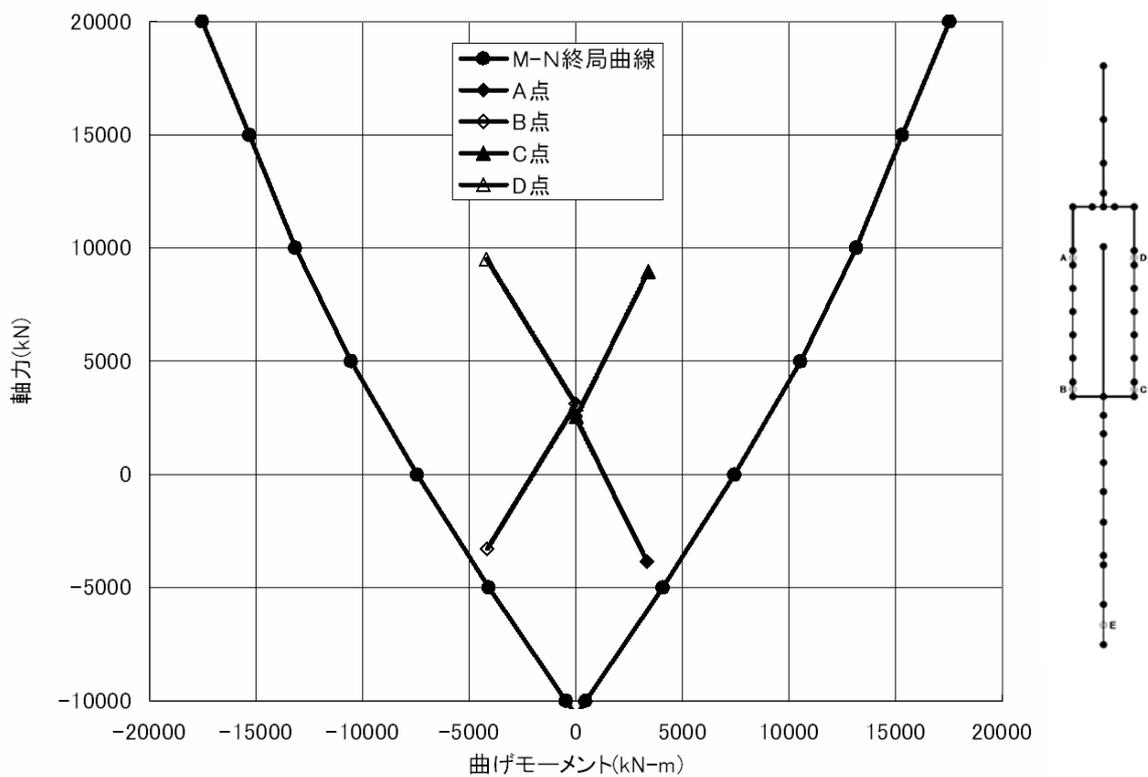


図-3.3.14 $N-M_u$ 相関関係と発生 $N-M$ (レベル 2-2 地震動)

4) 堰柱の照査

降伏変位、終局変位の算出

プッシュオーバー解析結果から、「付録2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法」に基づき、堰柱天端位置における降伏変位、終局変位を以下のとおり算出した。

$$\delta_y = 0.011(\text{m})$$

$$\delta_u = 0.145(\text{m})$$

地震時保有水平耐力の照査

算出された堰柱の降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u に基づき、堰柱の許容塑性率 μ_{aw} 、構造物特性補正係数 c_{sw} および水平震度 k_h は以下のように算出される。

$$\mu_{aw} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.145 - 0.011}{3.0 \times 0.011} = 5.061 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\mu_{aw} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.145 - 0.011}{1.5 \times 0.011} = 9.121 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 α は安全係数で、表-2.7.1 に示す値とした。

$$c_{sw} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{aw} - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 5.061 - 1}} = 0.331 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$c_{sw} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{aw} - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 9.121 - 1}} = 0.241 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

$$k_{h1} = c_{SG} \cdot c_Z \cdot k_{h10} = 0.331 \times 1.0 \times 0.85 = 0.29 < 0.4c_Z = 0.40 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$k_{h2} = c_{SG} \cdot c_Z \cdot k_{h20} = 0.241 \times 1.0 \times 1.75 = 0.42 > 0.4c_Z = 0.40 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

式(2.7.5) により、堰柱の地震時保有水平耐力の照査を行う。

$$k_{h1} = 0.40 < k_{haW} = 0.44 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$k_{h2} = 0.42 < k_{haW} = 0.44 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

残留変位の照査

式(2.7.10) より、堰柱の最大応答塑性率は以下のように算出される。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_z k_{h10}}{k_{haW}} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.0 \times 0.85}{0.44} \right)^2 + 1 \right\} = 2.366 \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_z k_{h20}}{k_{haW}} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.0 \times 1.75}{0.44} \right)^2 + 1 \right\} = 8.409 \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

したがって、堰柱天端位置における残留変位 δ_{RW} は以下のように算出される。

$$\delta_{RW} = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_y = 0.6 \times (2.366 - 1) \times (1 - 0) \times 0.011 = 0.009 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\delta_{RW} = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_y = 0.6 \times (8.409 - 1) \times (1 - 0) \times 0.011 = 0.049 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 c_R は残留変位補正係数 (=0.6)、 r は門柱の降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比 (=0)、 δ_y はプッシュオーバー解析で得られた堰柱天端における降伏変位である。これを用い、上部構造の慣性力作用位置 (梁の軸線) における残留変位 δ_R は次式により算出される。

$$\delta_R = \delta_{RW} (h_G + h_W) / h_W = 0.009 \times (8.650 + 11.350) / 11.350 = 0.016 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\delta_R = \delta_{RW} (h_G + h_W) / h_W = 0.049 \times (8.650 + 11.350) / 11.350 = 0.086 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

ここに、 h_G は堰柱天端から門柱の梁の軸線までの高さ、 h_W は堰柱基部から堰柱天端までの高さである。

次に、許容残留変位を求める。本施設は耐震性能 2 を満足することを目標とすることから、門柱の許容残留変位はゲートの開閉の観点から設定することとする。

水流直角方向については、図-3.3.15 に示すように、堰柱に残留傾斜が生じた後の戸当り幅 B' (mm) がサイドローラー間隔 L (mm)よりも大きければ、ゲートの開閉性が損なわれないものとする。このとき、堰柱の許容残留変形角 θ_{Ra} は次式により算出される。

$$\theta_{Ra1} = \cos^{-1} (L / B) = \cos^{-1} (50180 / 50200) = 0.028 \text{ (rad)}$$

ここに、 B は地震前の戸当り幅である。ただし、 $\theta_{Ra1} > \theta_{Ra2} = 1/100$ であるため、堰柱の許容残留変位 δ_{Ra1} は次式のとおりとなる。

$$\delta_{Ra1} = \delta_{Ra2} = \theta_{Ra2} \cdot h = 1/100 \times 20.000 = 0.20 \text{ (m)}$$

ここに、 h は堰柱基部から梁の軸線までの高さ (m) である。

以上に基づき、堰柱の残留変位の照査を行う。

$$\delta_R = 0.016 \text{ (m)} \quad \delta_{Ra1} = 0.20 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-1 地震動)}$$

$$\delta_R = 0.086 \text{ (m)} \quad \delta_{Ra1} = 0.20 \text{ (m)} \text{ (レベル 2-2 地震動)}$$

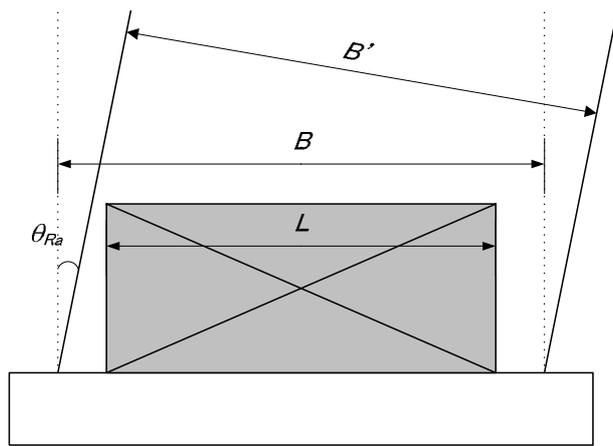


図-3.3.15 ゲートの開閉を妨げない堰柱の許容残留変形角の考え方

5) 梁の照査

梁の上部には巻き上げ機が搭載されているため、地震時に損傷が発生すると被災後の復旧が困難になると考えられることから、門柱が終局した際に梁に発生する曲げモーメント、せん断力が、それぞれ梁の降伏曲げモーメント、せん断耐力以下であることを照査する。

梁のひび割れ曲げモーメント M_c 、初降伏曲げモーメント M_{y0} 、終局曲げモーメント M_u の算出結果は表-3.3.25 のとおりである。

表-3.3.25 梁のひび割れ曲げモーメント、初降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント

		ひび割れ時 M_c (kN・m)	初降伏時 M_{y0} (kN・m)	終局時 M_u (kN・m)	地震動
引張り軸力 (2242.0kN)	上端引張り	18918	34907	45841	レベル 2-1
	下端引張り	18918	25772	36080	
圧縮軸力 (-2267.0kN)	上端引張り	21924	42001	53980	
	下端引張り	21924	33051	44339	
引張り軸力 (2242.0kN)	上端引張り	18918	34907	45841	レベル 2-2
	下端引張り	18918	25772	36080	
圧縮軸力 (-2267.0kN)	上端引張り	21924	42001	53980	
	下端引張り	21924	33051	44339	

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN) としては、次式のように、正負交番繰返し载荷の影響を考慮しない場合の値を算出した。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000$$

$$= 1.0 \times 0.658 \times 0.900 \times 0.35 \times 4000 \times 3850 / 1000 = 3192.0 \text{ (kN)}$$

せん断補強筋は 8-D19@150 であることから、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN) は、次式により算出した。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} / 1000 = \frac{2292 \times 345 \times 3850 \times (1.0 + 0.0)}{1.15 \times 150} / 1000$$

$$= 17648.4 \text{ (kN)}$$

梁のせん断耐力 P_{s0} (kN) は以下のように算出される。

$$P_{s0} = S_c + S_s = 20840.4 \text{ (kN)}$$

次式により、梁の断面力の照査を行う。

曲げ照査（引張側）

$M=5170$ (kN·m) $M_{y0}= 25772$ (kN·m) (レベル 2-1 地震動、下端引張り)
曲げ照査 (圧縮側)

$M=12445$ (kN·m) $M_{y0}= 33051$ (kN·m) (レベル 2-1 地震動、下端引張り)
せん断に対する照査

$S=17800$ (kN) $P_{s0} = 20840.4$ (kN) (レベル 2-1 地震動)

曲げ照査 (引張側)

$M=5170$ (kN·m) $M_{y0}= 25772$ (kN·m) (レベル 2-2 地震動、下端引張り)
曲げ照査 (圧縮側)

$M=12445$ (kN·m) $M_{y0}= 33051$ (kN·m) (レベル 2-2 地震動、下端引張り)
せん断に対する照査

$S=17800$ (kN) $P_{s0} = 20840.4$ (kN) (レベル 2-2 地震動)

ここで、梁に作用する曲げモーメントおよびせん断力は、プッシュオーバー解析において、門柱が系として終局に至った時点における値とした。

(3) 杭基礎の照査（液状化が生じない場合）

1) 解析モデル

杭基礎は、図-3.3.16 に示すように、堰柱床版を剛体とし杭頭が堰柱床版に固定されたラーメン構造としてモデル化する。

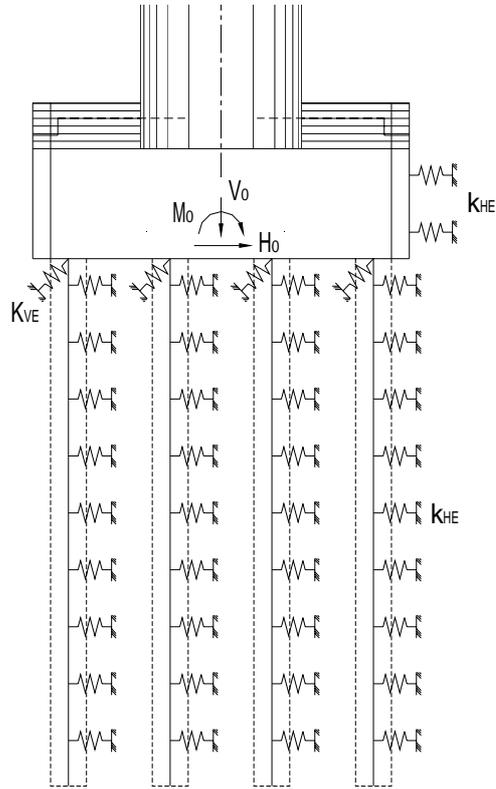


図-3.3.16 地震時保有水平耐力法における杭基礎の解析モデル

2) 杭基礎の抵抗特性

地震時保有水平耐力法における杭基礎の抵抗特性は、道示 編 12.10 に準じてモデル化する。

杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性は、杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押込み支持力の上限値 P_{NU} および引き抜きの上限值 P_{TU} を上限値とするバイリニア型としてモデル化する。

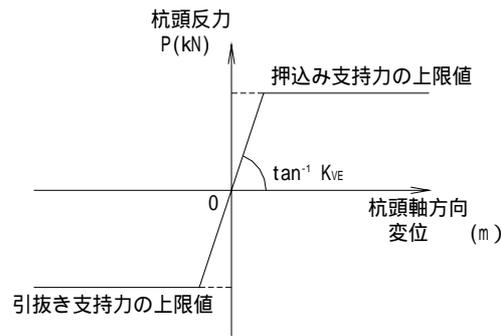


図-3.3.17 杭の軸方向の抵抗特性

押込み支持力の上限値 P_{NU} は、水流方向に対する照査と同様に、以下のとおりとなる。

$$P_{NU} = 9358 \text{ (kN)}$$

引き抜きの上限值 P_{TU} についても、水流方向に対する照査と同様に、以下のとおりとなる。

$$P_{TU} = \min (P_U + W, P_{PU}) = 1585 \text{ (kN)}$$

杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、以下のとおりとなる。

$$K_{VE} = K_V = a \frac{A_p E_p}{L} = 5.102 \times 10^5 \text{ (kN/m)}$$

杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、杭周辺地盤および堰柱床版前面地盤の水平抵抗を考慮し、地層毎の水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型としてモデル化する。

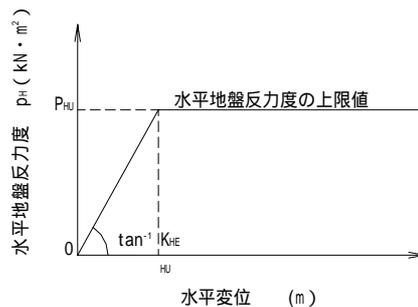


図-3.3.18 杭の軸直角方向抵抗特性

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³) の算出結果は、水流方向に対する照査と同様、表-3.3.26 のようになる。

表-3.3.26 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N 値	k_H (kN/m ³)	$\eta_k \alpha_k$	k_{HE} (kN/m ³)
2	粘性土	1.5	5	22145.2	1.0	22145.2
3	砂質土	4.0	10	44290.3	1.0	44290.3
4	粘性土	3.5	5	22145.2	1.0	22145.2
5	砂質土	3.5	20	88580.6	1.0	88580.6
6	礫質土	1.4	50	221451.6	1.0	221451.6

水平地盤反力度の上限値 p_{HU} (kN/m²) の算出結果についても、水流方向に対する照査と同様に、表-3.3.27 のようになる。

表-3.3.27 水平方向地盤反力度の上限値

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ'_{12} (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 P_U (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限値		
										$\eta_p \alpha_p$	P_{HU} (kN/m ²)	
											1列目	2列目以降
2	粘性土	1.5	5	30			8.0	1.000	80.0 92.0	1.5	120.0	120.0
											138.0	138.0
3	砂質土	4.0	10		27	-4.5	8.0	3.035	97.1 194.3	2.5	242.8 485.7	121.4 242.8
4	粘性土	0.8	5	30			8.0	1.000	124.0 130.4	1.5	186.0 195.6	186.0 195.6
		2.7	5	30			8.0	1.000	130.4 152.0	1.5	195.6 228.0	195.6 228.0
5	砂質土	3.5	20		30	-5.00	10.0	3.505	322.5 445.2	2.5	806.2 1112.9	403.1 556.4
6	礫質土	5.0	50		40	-6.67	10.0	5.996	761.5 845.4	2.5	1903.8 2113.6	951.9 1056.8

堰柱床版前面地盤の水平抵抗特性

堰柱床版前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また良質である場合、堰柱床版前面地盤の水平抵抗を考慮することができる。堰柱床版前面の水平抵抗は、ケーソン基礎（道示 編 11 章）に準じて、水平方向地盤反力係数 k_H を初期勾配、水平方向地盤反力度の上限値 p_{Hu} を有するバイリニア型としてモデル化する。

地震時保有水平耐力法に用いる堰柱床版前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3) は、次式により算出される。

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の算出結果を表-3.3.28 に示す。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_H = B_e \left(\sqrt{B_e L_e} \right)$$

ここに、

B_H : 堰柱床版前面の換算載荷幅 = 7.5 (m)

B_e : 堰柱床版の有効前面幅 = 22.5 (m)

L_e : 有効根入れ深さ = 2.5 (m)

表-3.3.28 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層 番号	層厚 (m)	$E_{0,2}$ (kN/m^2)	k_{H0} (kN/m^3)	k_{HE} (kN/m^3)
1	1.5	84000	280000	25044.0
2	1.0	28000	93333	8348.0

地盤反力度の上限値水平地盤反力度の上限値 p_{HU} (kN/m²) は、次式により算出される。

$$p_{HU} = p \cdot p_{EP}$$

α_p は、堰柱床版の有効前面幅 B_e (m)に対して以下のように与える。

$$p = 1.0 + 0.5 (z / B_e) \quad 3.0$$

また、地震時の受働土圧強度 p_{EP} は、地震時の受働土圧係数 K_{EP} を用いて、次式により算出する。

$$p_{EP} = K_{EP} \cdot (\Sigma \gamma h + q) + 2 \cdot c \cdot K_{EP}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

以上に基づいて算出された水平方向地盤反力度の上限値を表-3.3.29 に示す。

表-3.3.29 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力度の上限値

地層番号	土質名	深さ z (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ_2' (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_{EP} (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限値	
										α_p	p_{Hu} (kN/m ²)
1	粘性土	0.0	5	0	23	-3.83	8.0	2.528	0.0	1.000	0.00
		1.5							30.3	1.050	31.8
2	砂質土	1.5	15	30	0	0	8.0	1.000	72.0	1.050	75.6
		2.5							80.0	1.083	86.6

杭体の曲げモーメント - 曲率関係

PHC 杭の杭体の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係は、下図に示すようなトリリニア型にモデル化する。

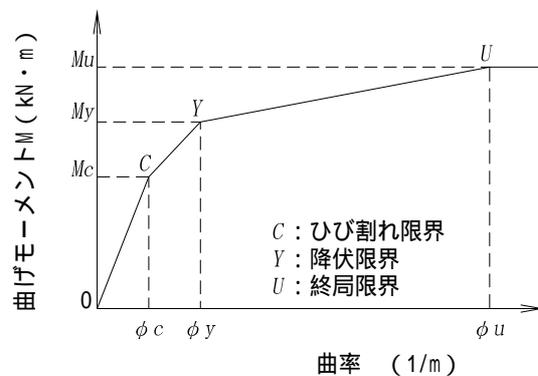


図-3.3.19 杭体の曲げモーメント - 曲率関係

算出した杭体の曲げモーメント - 曲率関係を表-3.3.30、表-3.3.31 および図-3.3.20 ~ 図-3.3.22 に示す。

表-3.3.30 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (押し込み側)

軸力=967.9kN

断面	区間長 (m)	ひび割れ時	降伏時	終局時
		M_c (kN・m)	M_y (kN・m)	M_u (kN・m)
		ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
No.1	2.500	1231.7 0.0008414	2282.6 0.0041332	2960.9 0.0171803
No.2	4.400	1231.7 0.0008414	2326.4 0.0038430	2719.5 0.0097327
No.3	7.000	770.1 0.0005464	1219.8 0.0033800	1485.7 0.0172565

表-3.3.31 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (引抜き側)

軸力=0.0kN

断面	区間長 (m)	ひび割れ時	降伏時	終局時
		M_c (kN・m)	M_y (kN・m)	M_u (kN・m)
		ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
No.1	2.500	1044.4 0.0007135	1967.6 0.0039240	2644.1 0.0196659
No.2	4.400	1044.4 0.0007135	2014.2 0.0036498	2453.9 0.0114006
No.3	7.000	582.9 0.0004135	857.5 0.0031763	1113.9 0.0217737

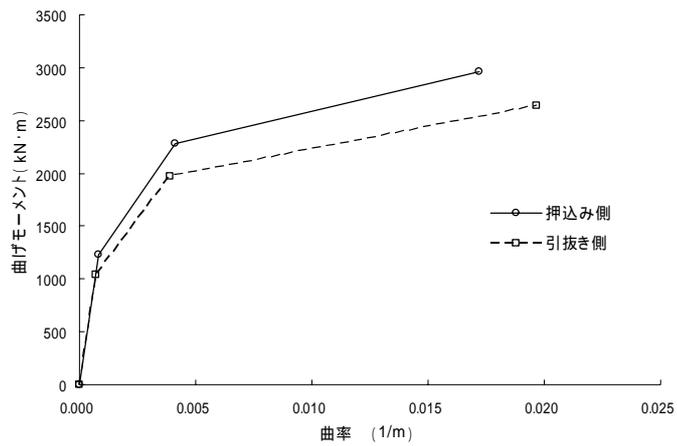


図-3.3.20 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.1)

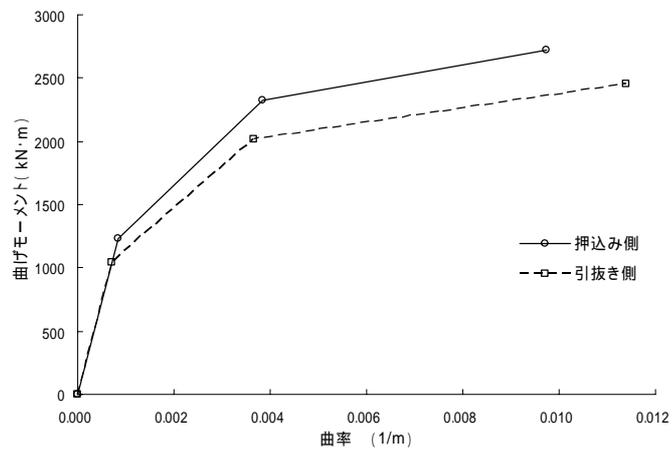


図-3.3.21 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.2)

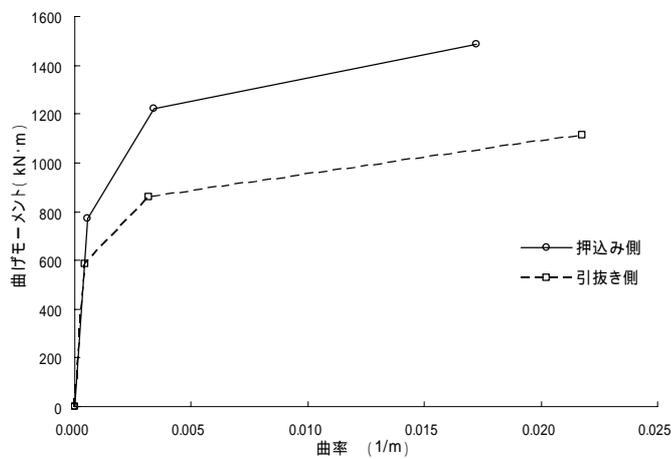


図-3.3.22 杭体の曲げモーメント - 曲率関係 (断面 No.3)

3) プッシュオーバー解析

レベル2地震動に対する基礎の照査は、レベル2-1地震動、レベル2-2地震動のうち、慣性力の大きい方に対して行えば十分である。ここでは、レベル2-2地震動に対して照査を行うこととし、以下のように水平震度を設定した。

$$(\text{門柱}) k_{hG} = k_{hp} = c_{dF} k_{huW} = 1.1 \times 0.44 = 0.48$$

$$(\text{堰柱}) k_{hW} = k_{hp} = c_{dF} k_{huW} = 1.1 \times 0.44 = 0.48$$

$$(\text{堰柱床版}) k_{h2g} = 0.70$$

基礎のプッシュオーバー解析では、堰柱に主たる塑性化が生じることを考慮する必要がある。以下、レベル2-2地震動の場合を例に、水平震度の与え方を図-3.3.23に示す。重量等の値には、表-3.3.5～表-3.3.9で集計したものをを用いている。

領域 $(\alpha_i \cdot k_h < k_{hp})$

門柱および堰柱には水平震度 $\alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0}$ を、堰柱床版には水平震度 $\alpha_i \cdot k_{hg}$ を段階的に増加させながら作用させる。門柱および堰柱に作用させる水平震度は、 $\alpha_i = k_{hp} / (c_Z \cdot k_{h0}) = 0.48 / 1.75 = 0.274$ のときに k_{hp} に達するように作用させる。堰柱床版下面における鉛直力 V_0 、水平力 H_0 、モーメント M_0 は以下のように算出される。ここに、添え字の1～5は、表-3.3.5～表-3.3.9のグループ番号に対応している。

$$\begin{aligned} V_0 &= W_1 + W_2 + W_4 + W_5 \\ &= 12574 + 26901 + 24663 - 11872 \\ &= 52266 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_0 &= \alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0} (W_1 + W_2 + H_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \\ &= \alpha_i \times 1.75 \times (12574 + 26901 + 3472) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 \\ &= \alpha_i \times 92421 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= \alpha_i \cdot c_Z \cdot k_{h0} (W_1 y_1 + W_2 y_2 + H_3 y_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \cdot y_4 + M_d \\ &= \alpha_i \times 1.75 \times (12574 \times 23.609 + 26901 \times 10.417 + 3472 \times 5.579) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 \times 1.545 + 0 \\ &= \alpha_i \times 1070474 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

領域 $(k_{hp} < \alpha_i \cdot k_h)$

門柱および堰柱には一定の水平震度 k_{hp} を作用させる。堰柱床版には水平震度 $\alpha_i \cdot k_{hg}$ を段階的に増加させながら作用させる。堰柱床版下面における鉛直力 V_0 、水平力 H_0 、モーメント M_0 は以下のとおり算出される。

$$V_0 = W_1 + W_2 + W_4 + W_5 = 52266 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} H_0 &= k_{hp} (W_1 + W_2 + H_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \\ &= 0.48 \times (12574 + 26901 + 3473) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 + 0 \\ &= \alpha_i \times 17264 + 20615 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= k_{hp} (W_1 \cdot y_1 + W_2 \cdot y_2 + H_3 y_3) + \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_4 \cdot y_4 + M_d \\ &= 0.48 \times (12574 \times 23.609 + 26901 \times 10.417 + 3472 \times 5.579) + \alpha_i \times 0.70 \times 24663 \times 1.545 + 0 \\ &= \alpha_i \times 26673 + 286300 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

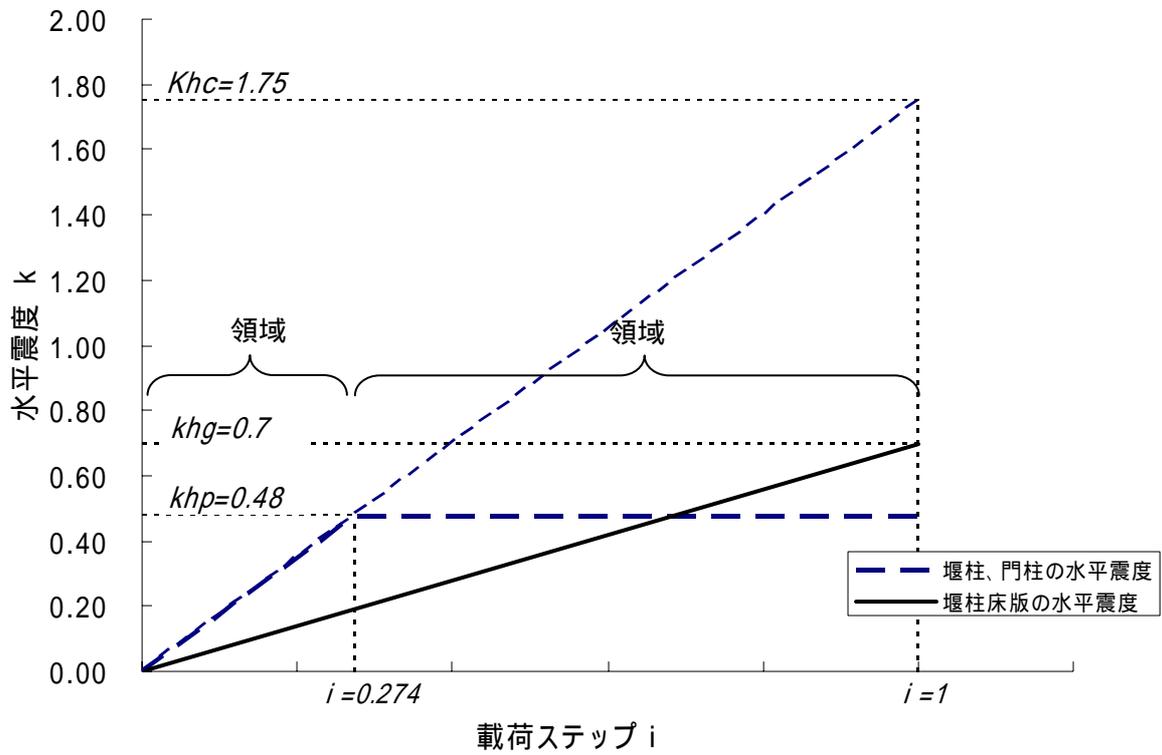


図-3.3.23 基礎のプッシュオーバー解析における水平震度の与え方

4) 杭基礎の照査

基礎が降伏に達しないことの照査

前述の荷重を作用させた場合における水平震度 - 水平変位の関係を図-3.3.24 に示す。ここで、水平変位とは、上部構造の慣性力の作用位置（梁の軸線位置とした）における変位である。

杭基礎の降伏は、道示 編 12.3 に準じ、a) 全ての杭において杭体が降伏する、あるいは b) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達するときであると見なすことができる。表-3.3.32 に地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度 $k_{hp} = 0.48$ ($\alpha_i = 1$) による荷重を作用させた場合の結果を示す。このとき杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭の鉛直反力は押し込み支持力の上限值に達していないことから、基礎が降伏に達しないことの照査は満足されていることが分かる。

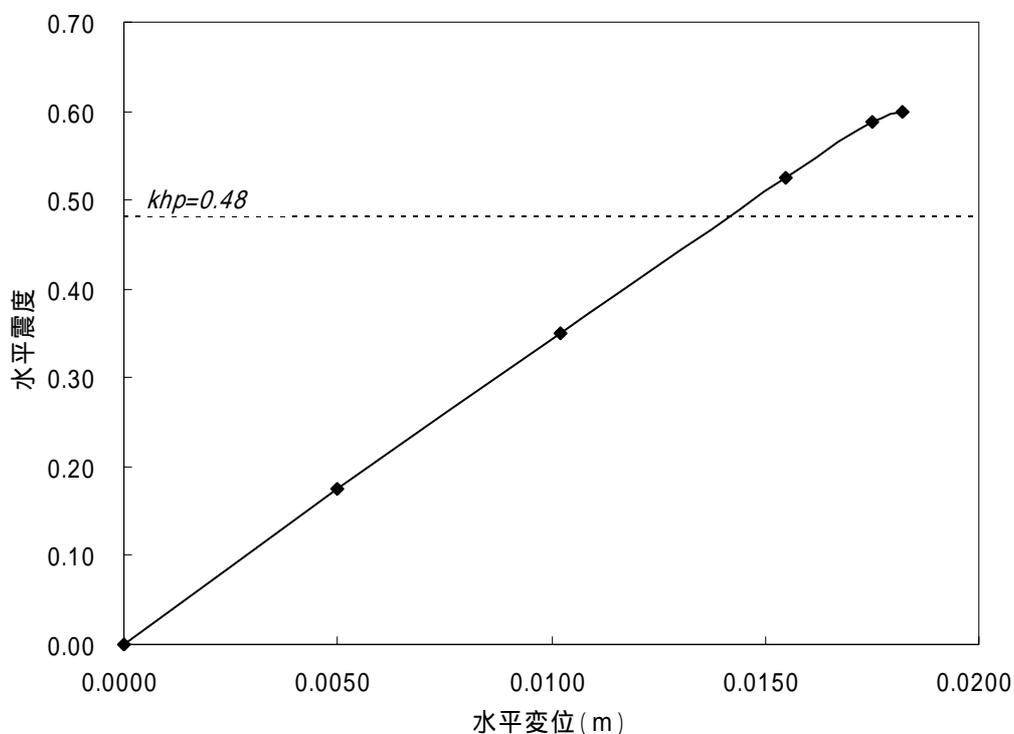


図-3.3.24 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度 - 水平変位関係

照査結果

杭基礎の照査結果一覧を以下に示す。

表-3.3.32 レベル2地震動に対する杭基礎の安全性の照査

				(1)杭	(2)杭	(3)杭
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M_{max}	kN・m	1246	1113	1113
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	2283	2283	1968
	判定		-	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$
	1列目の杭が降伏しない					
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN	3341		
	押込み支持力の上限值	P_{NU}	kN	9358		
	判定		-	$P_N < P_{NU}$ 押込み支持力の上限值に達しない		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	35682.93		
	杭反力分		kN	35682.93		
	杭基礎のせん断耐力	$n \cdot P_s$	kN	63374.94		
	コンクリート負担分	S_c	kN	14157.72		
	帯鉄筋負担分	S_s	kN	49217.22		
	判定		-	$S < n \cdot P_s$ OK		

(4) 杭基礎の照査（液状化が生じる場合）

液状化が生じない場合と同様のモデルに対して、液状化による各層の地盤定数の低減を考慮した上で杭基礎の照査を行う。

1) 杭基礎の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性

液状化による最大周面摩擦力度の低減を考慮して、押し込み支持力の上限值 P_{NU} を以下のように算出した。

$$R_U = 200 \times 50 \times \pi / 4 \times 1.0^2 + 1341$$

$$= 9194 \text{ (kN)}$$

$$R_{PU} = 0.85 \times 80.0 \times 10^3 \times 0.355 + 1275.0 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4}$$

$$= 30026 \text{ (kN)}$$

$$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) = 9194 \text{ (kN)}$$

引抜き支持力の上限值 (kN) についても、最大周面摩擦力度の低減を考慮し、以下のように算出した。

$$P_U + W = 1341 + 77$$

$$= 1418 \text{ (kN)}$$

$$P_{PU} = 1275.0 \times 10^3 \times 46.0 \times 10^{-4}$$

$$= 5865 \text{ (kN)}$$

$$P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) = 1418 \text{ (kN)}$$

杭の軸方向バネ定数 K_{VE} には、液状化が生じない場合と同じものを用いた。

杭の軸直角方向の抵抗特性

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} の算出結果を表-3.3.33 に示す。

表-3.3.33 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

地層番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	αE_0 (kN/m ²)		k_H (kN/m ³)	D_E	$\eta_k \alpha_k$	水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
				常時	地震時				
2	粘性土	1.5	5	14000	28000	22145	1	1.0	22145
3	砂質土	4.0	10	28000	56000	44290	1/3	1.0	14763
4	粘性土	3.5	5	14000	28000	22145	1	1.0	22145
5	砂質土	3.5	20	56000	112000	88581	1	1.0	88581
6	礫質土	1.4	50	140000	280000	221452	1	1.0	221452

水平方向地盤反力度の上限値を表-3.3.34 に示す。

表-3.3.34 水平方向地盤反力度の上限値

地層 番号	土質名	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面摩 擦角 δ_E (°)	単位体 積重量 γ_{12} (kN/m ³)	受働土 圧係数 K_{EP}	受働土 圧強度 P_U (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限値			
										D_E	$\eta_p \alpha_p$	P_{HU} (kN/m ²)	
												1列目	2列目 以降
2	粘性土	1.5	5	30			8.00	1.000	80.0 92.0	1	1.50	120.0 138.0	120.0 138.0
3	砂質土	4.0	10		27	-4.5	8.00	3.035	97.1 194.3	1/3	2.50	80.9 161.9	40.5 81.0
4	粘性土	0.8	5	30			8.00	1.000	124.0 130.4	1	1.50	186.0 195.6	186.0 195.6
		2.7	5	30			8.00	1.000	130.4 152.0	1	1.50	195.6 228.0	195.6 228.0
5	砂質土	3.5	20		30	-5.00	10.00	3.505	322.5 445.2	1	2.50	806.2 1112.9	403.1 556.4
6	礫質土	5.0	50		40	-6.67	10.00	5.996	761.5 845.4	1	2.50	1903.8 2113.6	951.9 1056.8

堰柱床版前面地盤の水平抵抗特性

堰柱床版前面の地盤は $D_E = 1.0$ であり、耐震性能照査上の地盤面は堰柱床版下面となるため、堰柱床版前面の地盤抵抗を考慮する。この場合、抵抗特性は液状化が生じない場合と同様である。

杭体の曲げモーメント - 曲率関係

液状化が生じない場合と同じものを用いた。

2) 杭基礎の照査

液状化しない場合と同様の荷重で基礎のプッシュオーバー解析を行い、基礎の照査を行った。

基礎が降伏に達しないことの照査

水平震度 - 水平変位の関係を図-3.3.25 に示す。水平変位とは、上部構造の慣性力の作用位置(梁の軸線位置とした)における変位である。

杭基礎の降伏は、液状化が生じない場合と同様に道示 編 12.3 に準じる。表-3.3.35 に地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる水平震度 $k_{hp} = 0.48$ ($\alpha_i = 1$) による荷重を作用させた場合の結果を示す。このとき杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭の鉛直反力は押込み支持力の上限値に達していないことから、基礎が降伏に達しないことの照査は満足されていることが分かる。

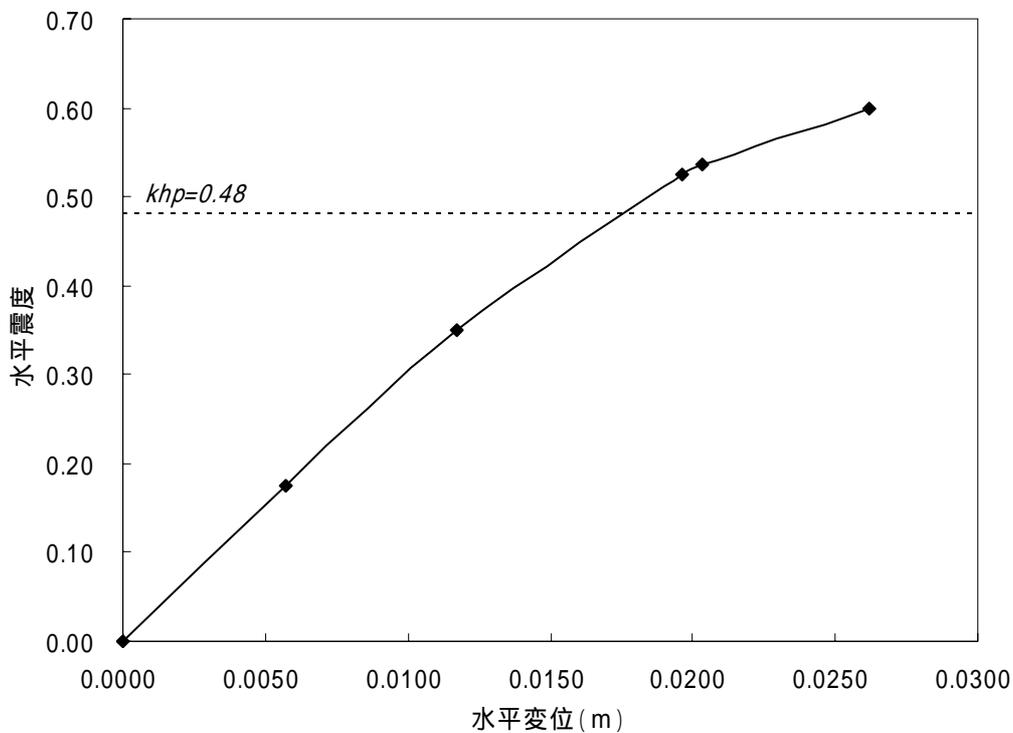


図-3.3.25 基礎のプッシュオーバー解析により得られた水平震度 - 水平変位関係

照査結果

杭基礎の照査結果一覧を表-3.3.35 に示す。ここで、PHC 杭のせん断耐力は液状化が生じない場合と同様である。

表-3.3.35 レベル 2 地震動に対する杭基礎の安全性の照査

				(1)杭	(2)杭	(3)杭
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M_{max}	kN・m	1817	1642	1521
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	2283	2283	1968
	判定		-	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$
	1 列目の杭が降伏しない					
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN	3564		
	押込み支持力の上限値	P_{NU}	kN	9194		
	判定		-	$P_N < P_{NU}$ 押込み支持力の上限値に達しない		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	35445.60		
	杭反力分		kN	35445.60		
	杭基礎のせん断耐力	$n \cdot P_s$	kN	63374.94		
	コンクリート負担分	S_c	kN	14157.72		
	帯鉄筋負担分	S_s	kN	49217.22		
	判定		-	$S < n \cdot P_s$ OK		

(5) 堰柱床版の照査

堰柱床版の照査は、押込み側杭頭反力が最も大きく、床版に発生する曲げモーメント、せん断力が最大となるケース（レベル 2-2 地震動、液状化が生じない場合）の結果を以下に示す。

1) 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントの照査は図-3.3.26 に示とおり堰柱前面位置にておこなう。照査結果を表-3.3.36 に示す。

表-3.3.36 床版の曲げの照査

押込み側床版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m/m)	降伏曲げモーメント (kN.m/m)	判定
5.250	4322.92	5455.79	
9.750	-2066.89	-2441.75	

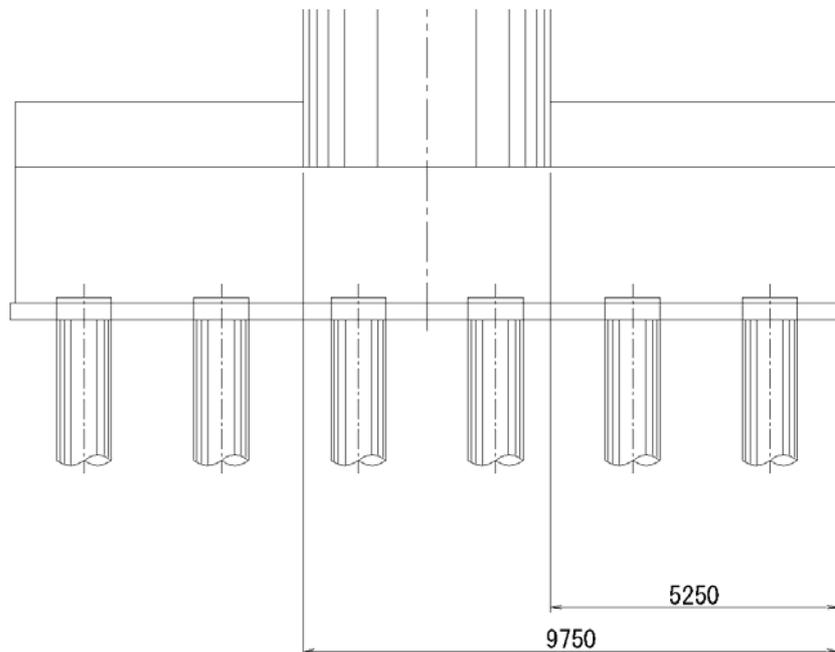


図-3.3.26 床版の曲げモーメントに対する照査位置

2) せん断力に対する照査

せん断力に対するはりとしての照査位置は図-3.3.27 に示すとおり、杭中心位置および、床版厚さ ($h = 2.5\text{m}$) の $1/2$ の位置にて行う。照査結果を表-3.3.37 に示す。

表-3.3.37 床版のはりとしてのせん断照査

押込み側床版先端からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.250	1259.99	2428.99	
3.750	2063.37	2845.21	
4.000	2048.35	2845.21	
11.00	-989.73	2117.14	
11.250	-971.42	2117.14	
13.750	-638.81	2121.18	

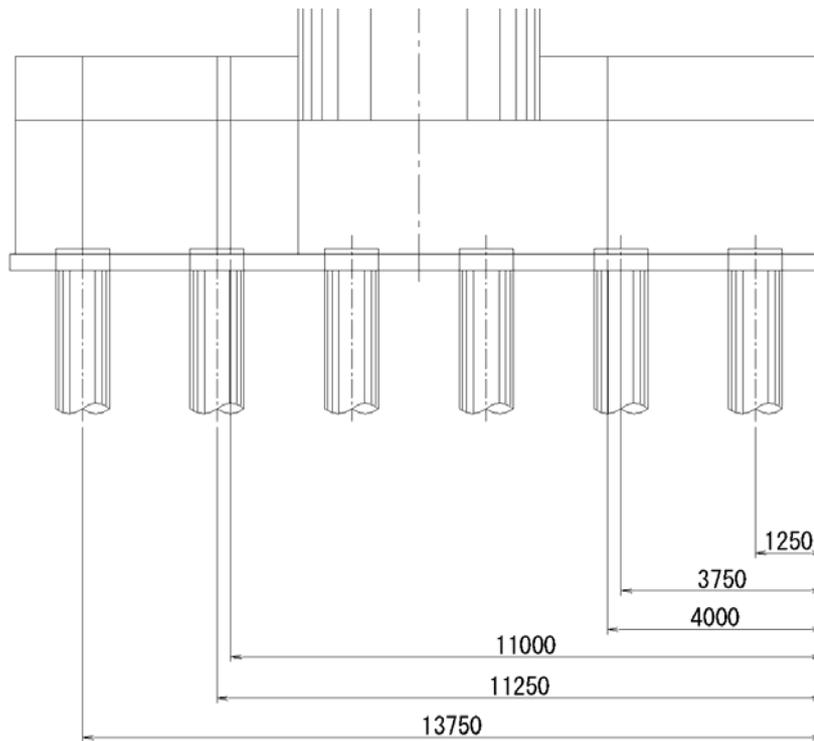


図-3.3.27 床版のせん断に対する照査位置

謝辞

国土交通省において平成 18 年度に実施された「大規模地震に対する河川構造物の耐震性能照査の試行」は、水門・堰の耐震性能照査の実務運用における問題点を提起し、指針（案）の策定ならびに本資料を作成するにあたっての多くの有用な情報を与えるものであった。試行を企画していただいた当時の国土交通省河川局治水課都市河川室（現河川保全企画室）試行の実施においてご尽力を賜った各地方整備局、北海道開発局ならびにコンサルタントの関係各位に深甚なる謝意を表す。また、仙台河川国道事務所、北上川下流河川事務所、浜松河川国道事務所、姫路河川国道事務所、福山河川国道事務所より、試行結果等に関する資料をご提供いただいた。関係各位に御礼申し上げる次第である。

また、本資料のとりまとめにあたっては、河川局治水課河川保全企画室各位、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター田村敬一地震災害研究官、土木研究所耐震研究グループ耐震チーム各位より貴重なご意見を賜った。ここに記して、謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説、http://www.mlit.go.jp/river/wf_environment/structure/、2007.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編、2002.3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、2002.3
- 4) 運上茂樹：耐震性能・評価技術入門（第 1 回～第 3 回）、土木技術資料、Vol.49, No.4～6、2007.4～6
- 5) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案）同解説、設計編、山海堂、1997
- 6) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強事例集、2005.4
- 7) 小林寛，運上茂樹，Mohammad Reza SALAMY：大型ディープビーム部材のせん断耐力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，第 27 巻，2005.7
- 8) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8

付録1 ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位の算出方法

門柱がラーメン形式の場合、各柱部材に作用する軸力の変化および複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮した解析が必要となる。ここでは、道示 編 10.8 を準用して、ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位を算出する方法を示す。

）ラーメン形式の門柱の塑性ヒンジは、柱部材の上下端、梁部材の両端に生じる可能性があるため、図-付 1.1 に示す位置に塑性ヒンジを配した骨組モデルを作成する。

塑性回転バネは、図-付 1.1 のように塑性ヒンジ長 L_p の中間点に設ける。塑性ヒンジ長を設定にする際に必要なせん断スパン h は、門柱では門柱基部から梁軸線までの高さの $1/2$ 、梁では一方の柱中心から他方の柱中心までの距離の $1/2$ とすることができる。隅角部にハンチがある場合の取扱いは、道示 編 10.8 を参照されたい。

なお、梁部材の剛性が高く、門柱の終局限界においても降伏しないことを照査する場合には、塑性回転バネを設けなくてもよい。

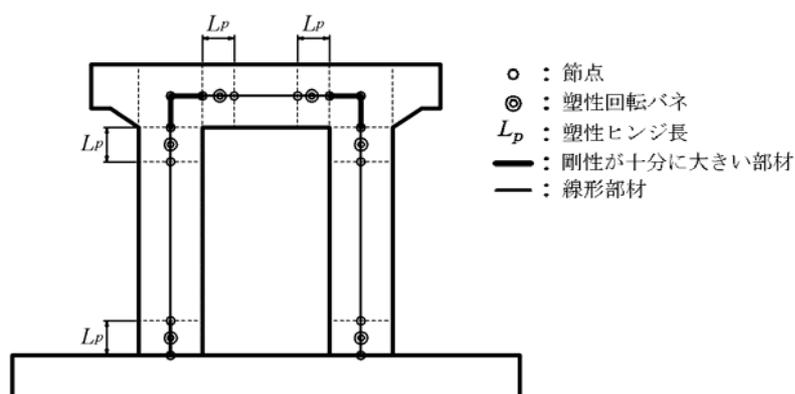


図-付 1.1 ラーメン形式の門柱のモデル化

）図-付 1.1 に示す剛性が十分に大きい部材以外の柱、梁を表す線形部材には、降伏限界の曲げ剛性 EI_y を与える。このときの軸力としては、常時荷重作用時に各部材に生じる軸力を用いればよい。

）塑性回転バネに、図-付 1.2 に示すような完全弾塑性型の曲げモーメント - 曲率関係を与える。塑性回転バネが塑性化する前の初期剛性は、上記) により与えればよい。塑性回転バネに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメント M_y (=終局曲げモーメント M_u) を上回ったとき、その塑性回転バネが塑性域に達したと判定する。ここで、終局曲げモーメント M_u に与える軸力の影響が大きいため、軸力の値を種々変化させた場合の終局曲げモーメントを計算し、図-付 1.3 に示す軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係をあらかじめ求めておく。

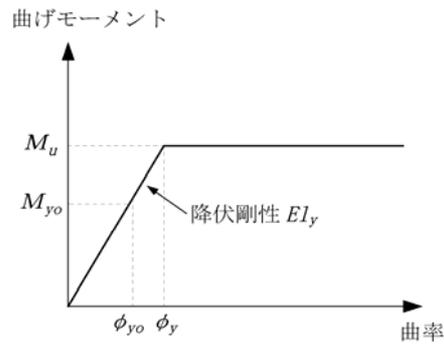


図-付 1.2 塑性回転バネの曲げモ - メント - 曲率関係

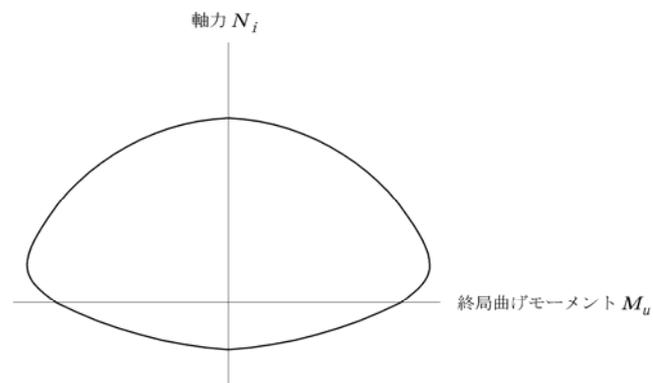


図-付 1.3 軸力 N - 終局曲げモ - メント M_u の相関関係

図-付 1.1 に示すラーメン形式の門柱のモデルと別途設定した堰柱のモデルを組合せ、プッシュオーバー解析を行う。このとき、塑性回転バネ位置に生じる軸力に応じて図-付 1.3 から終局曲げモーメント M_u を求め、塑性回転バネの曲げモーメントが M_u に達したとき、それ以後の塑性回転バネの接線剛性を図-付 1.2 のように初期剛性に比べて十分小さな値とする。なお、門柱・堰柱を一体として行うプッシュオーバー解析は水平震度を漸増させることによって行うこととなるが、門柱の終局変位を算出するためには、塑性化後の塑性回転バネの接線剛性を完全に 0 とするのではなく、初期剛性に比べて十分小さな値を与えた上で、水平震度の増分を十分に小さく設定する必要がある。

プッシュオーバー解析の結果より、図-付 1.4 に示すように水平震度と上部構造の慣性力作用位置（ゲート操作室の重心位置や梁の軸線など）と門柱基部の相対水平変位の関係を求める。同図において、6 個の塑性回転バネのうち 4 個が降伏に達した状態は、門柱が系として終局耐力に達した状態に相当すると見なされる。

門柱の塑性化が先行する場合、破壊形態を判定するため、この状態における各塑性ヒンジに生じるせん断力 S_i を求めておく。また、塑性ヒンジに生じる塑性回転角 - 水平変位の関係が図-付 1.5 のように求まる。

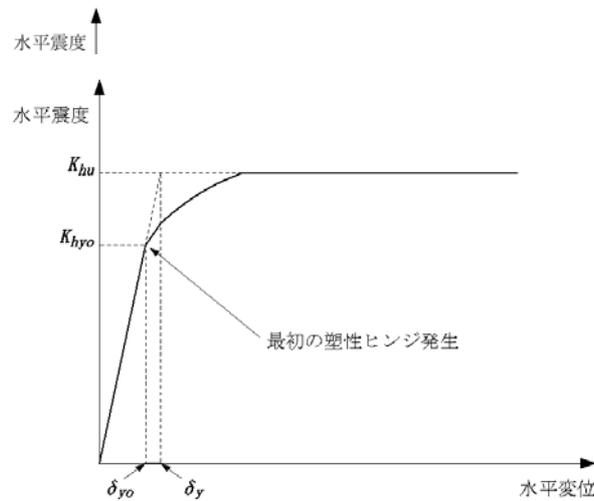


図-付 1.4 プッシュオーバー解析から得られる水平震度 - 水平変位関係

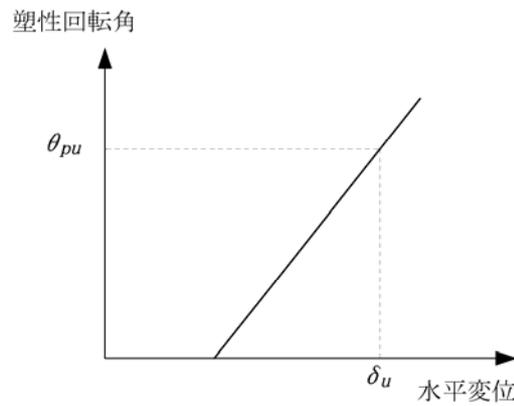


図-付 1.5 塑性ヒンジに生じる塑性回転角 - 水平変位関係

) 門柱が系としての終局耐力に達したときの水平震度を k_{hu} とし、1 番目の塑性ヒンジが降伏に達したときの水平変位を δ_{y0} 、水平震度を k_{y0} とすると、門柱の降伏変位 δ_y は式(付 1.1) より求まる。

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{k_{hu}}{k_{y0}} \quad (\text{付 1.1})$$

) 上記)におけるせん断力 S_i より、門柱の系としての破壊形態を以下のとおり判定する。

- ・ せん断力 S_i が全ての塑性ヒンジ位置においてせん断耐力 P_{si} を下回る場合、曲げ破壊型であると判定する。
- ・ 1 箇所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{si} を上回るが、正負交番作用の影響に関する補正係数 $c_c = 1.0$ として算出されたせん断耐力 P_{s0i} を下回る場合、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定する。
- ・ 1 箇所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i が正負交番作用の影響に関する補正係数 $c_c = 1.0$ として算出されるせん断耐力 P_{s0i} を上回る場合にはせん断破壊型と判定する。

なお、せん断破壊型であると判定された場合、いずれかの塑性ヒンジにおいて最初にせん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るときの水平震度を k_{hu} とする。

) 各塑性ヒンジの終局塑性回転角 θ_{pu} を式(付 1.2)により算出する。

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) L_p \phi_y \quad (\text{付 1.2})$$

ここに、 ϕ_y は降伏限界の曲率、 ϕ_u は終局限界の曲率である。ここでは、水平震度が k_{hu} に達したときに各塑性ヒンジ位置に生じる軸力を見込んで ϕ_y 、 ϕ_u を算出する。

) 4つの塑性ヒンジごとに終局塑性回転角 θ_{pu} と図-付 1.5 に示す塑性回転角 - 水平変位関係と比較し、以下のうちいずれかに達したときの水平変位がラーメン形式の門柱の終局変位 δ_u である。

- ・ 全ての塑性ヒンジが全て θ_{pu} に達したとき
- ・ 4つの塑性ヒンジのいずれかの断面に生じる曲率がそれぞれの断面の終局曲率の2倍に達したとき

付録2 上部に門柱を有する堰柱のモデル化および降伏変位、終局変位の算出方法

門柱・堰柱からなる系に対してプッシュオーバー解析を行うにあたっては、堰柱基部に生じる塑性ヒンジを適切にモデル化する必要がある。また、堰柱に生じる残留変位の算出にあたっては、堰柱の降伏変位、終局変位が正しく算出されるべきであることは言うまでもない。

ここでは、上部に門柱を有する堰柱を図-付 2.1 のようにモデル化する方法について述べるとともに、プッシュオーバー解析結果に基づき、堰柱基部に塑性化が生じる場合の降伏変位および終局変位の算定方法について述べる。以降に述べるように、算出内容に応じて水平変位の着目位置を適切に使い分ける必要がある点に注意を要する。なお、門柱については、単柱式の場合は道示編に準じ、ラーメン形式の場合は「付録 1 ラーメン形式の門柱の降伏変位および終局変位の算出方法」にしたがってモデル化する必要がある。

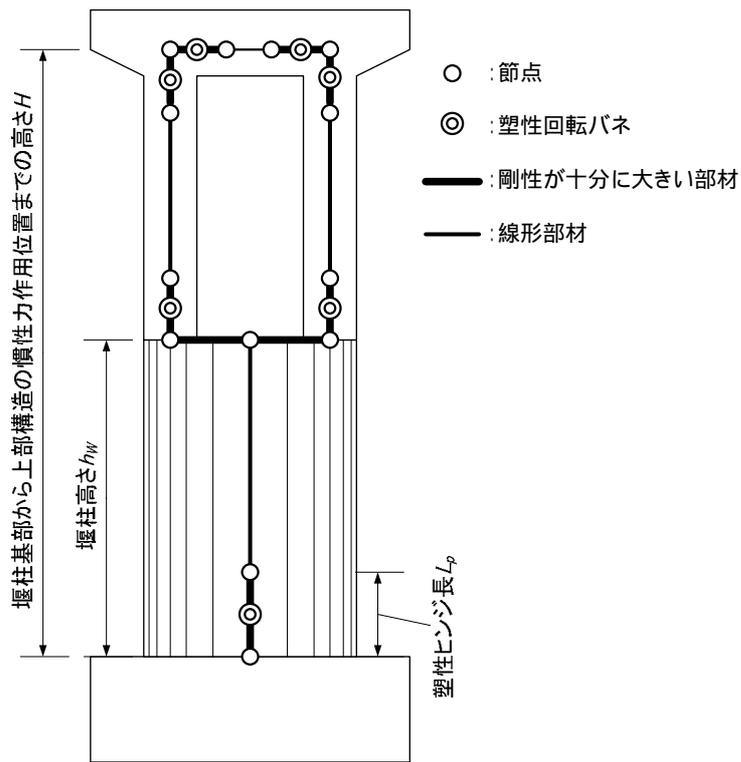
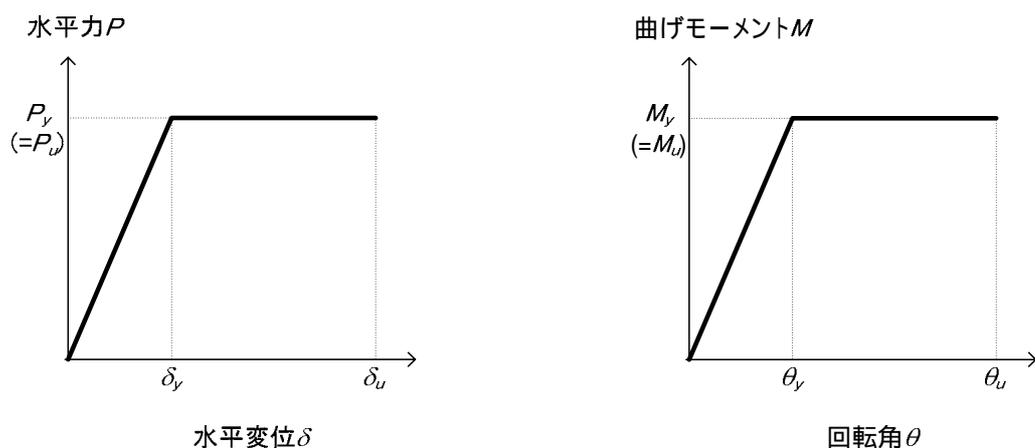


図-付 2.1 上部に門柱を有する堰柱のモデル化

(1) 堰柱基部の塑性回転バネのモデル化

図-付 2.2(a) は、道示 編 10.3 に基づいて求めたある着目点における水平力 - 水平変位関係である。堰柱基部の塑性回転バネの $M - \theta$ 関係は、道示 編 参考資料 5.1(2) に準じ、着目点における水平力 - 水平変位関係が、道示 編 10.3 より算出される水平力 - 水平変位関係と等価になるように与えればよい。以下、地震時の全水平荷重の作用重心を着目点とし、堰柱基部の塑性ヒンジ区間に与える $M - \theta$ 関係の具体的な算出手順を示す。ここに、地震時の全水平荷重の作用重心とは、地震時に堰柱基部より上方の構造部分に作用する全ての水平荷重（門柱・堰柱の慣性力、ゲートの慣性力、巻上げ機・ゲート操作台等の慣性力、管理橋の慣性力、地震時動水圧など）の作用重心を指し、門柱・堰柱の塑性化の影響を含めずに算出されるものである。



(a) 水平力 - 水平変位関係

(b) 塑性ヒンジ区間の曲げモーメント - 回転角関係

図-付 2.2 地震時の全水平荷重の作用重心における水平力 - 水平変位関係とそれに等価な塑性ヒンジ区間の曲げモーメント - 回転角関係

) 次式により、塑性ヒンジ長 L_p を算出する。

$$L_p = 0.2h_c - 0.1D \quad (\text{ただし、} 0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (\text{付 2.1})$$

ここに、 h_c は堰柱基部から地震時の全水平荷重の作用重心までの高さ、 D は断面高さである。

) 次式により、地震時の全水平荷重の作用重心における降伏水平耐力 P_y 、地震時の全水平荷重の作用重心における降伏変位 δ_y を算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h_c} \quad (\text{付 2.2})$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (\text{付 2.3})$$

ここに、 M_u は堰柱基部の終局曲げモーメント、 M_{y0} は堰柱基部の初降伏時の曲げモーメント、 δ_{y0} は地震時の全水平荷重の作用重心における初降伏変位である。ここで、初降伏変位 δ_{y0} の算出にあたり、地震時の全水平荷重の作用重心が堰柱天端より上方に位置する場合には、門柱を剛な柱と仮定して算出する必要がある。これは、門柱の弾性変形分が δ_{y0} に含まれることにより、降伏変位および終局変位が正しく算出されなくなるためである。

) 次式により、地震時の全水平荷重の作用重心における降伏変位 δ_y を、塑性ヒンジ区間の弾性変形分 δ_{Py} と塑性ヒンジ部以外の堰柱部の弾性変形分 δ_{ey} に分解する。

$$\delta_{Py} = \delta_y - \delta_{ey} \quad (\text{付 2.4})$$

地震時の全水平荷重の作用重心が堰柱天端より上方に位置する場合 ($h_c > h_w$)、 δ_{ey} は次式により算出される。

$$\delta_{ey} = \frac{\phi_1 + \phi_2}{2} \cdot (h_w - L_p) \cdot \left\{ (h_c - h_w) + \frac{\phi_1 + 2\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \cdot \frac{h_w - L_p}{3} \right\} \quad (\text{付 2.5})$$

$$\phi_1 = \frac{P_y(h_c - h_w)}{E_c I_c}, \quad \phi_2 = \frac{P_y(h_c - L_p)}{E_c I_c} \quad (\text{付 2.6})$$

ここに、 ϕ_1 、 ϕ_2 は地震時の全水平荷重の作用重心に降伏水平耐力 P_y が作用したときに堰柱天端の断面と、堰柱基部から高さ L_p に位置する塑性ヒンジ区間の直上の断面に生じる曲率 (図-付 2.3 参照)、 E_c はコンクリートの弾性係数、 I_c は塑性ヒンジ区間以外の堰柱のコンクリート総断面としての断面二次モーメントである。このときの δ_{ey} は、地震時の全水平荷重の作用重心における水平変位を、門柱を剛な柱と仮定して算出したものに相当する。これも前述と同様、門柱の弾性変形分が δ_{ey} に含まれることにより、降伏変位および終局変位が正しく算出されないことを避けるためである。

地震時の全水平荷重の作用重心が堰柱天端より下方に位置する場合 ($h_c < h_w$)、 δ_{ey} は次式により与えられる。

$$\delta_{ey} = \frac{P_y(h_c - L_p)^3}{3E_c I_c} \quad (\text{付 2.7})$$

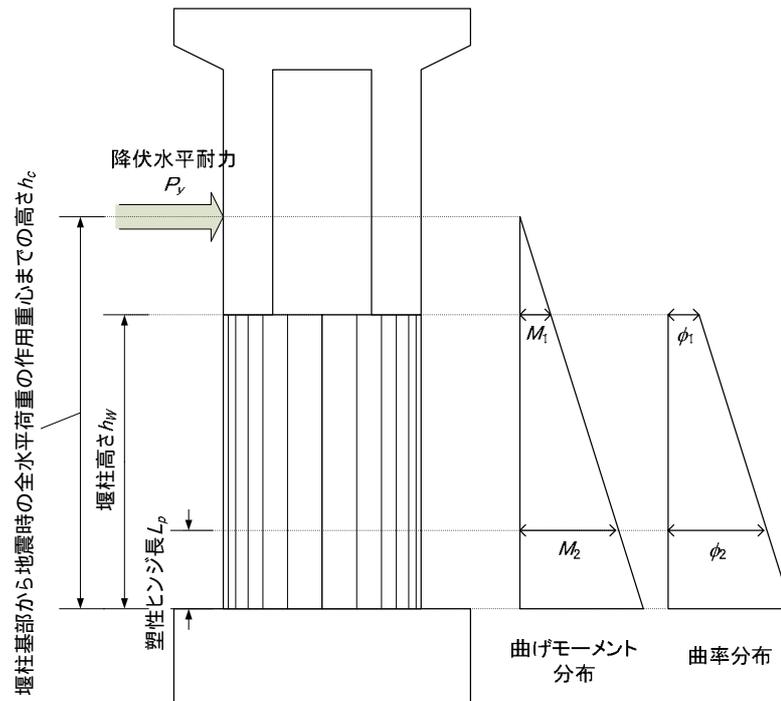


図-付 2.3 地震時の全水平荷重の作用重心に降伏水平耐力 P_y に相当する水平力が作用するときに堰柱に生じる曲げモーメントと曲率 ($h_c > h_w$ の場合)

) 図-付 2.3 に示す塑性ヒンジ中央における曲げモーメント回転角関係は、次式により得られる。

$$M_y = P_y (h_c - L_p/2) \quad (\text{付 2.8})$$

$$\theta_y = \frac{\delta_{Py}}{h_c - L_p/2} \quad (\text{付 2.9})$$

ここに、 M_y は塑性回転バネの降伏曲げモーメント、 θ_y は塑性回転バネの降伏回転角である。同様に、塑性回転バネの終局回転角 θ_u は次式によって与えられる。

$$\theta_u = \frac{\delta_u - \delta_{ey}}{h_c - L_p/2} \quad (\text{付 2.10})$$

ここに、 δ_u は地震時の全水平荷重の作用重心における終局変位であり、 h_c と h_w の大小関係によらず、次式により算出される。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h_c - L_p/2) \quad (\text{付 2.11})$$

ここに、 δ_y は式(付 2.3)より算出される地震時の全水平荷重の作用重心における降伏変位、 ϕ_u は堰柱基部の終局曲率、 ϕ_y は堰柱基部の降伏曲率である。

) 図-付 2.1 に示すように、塑性ヒンジ区間を剛性が十分に大きい部材と塑性回転バネによりモデル化する。塑性回転バネは塑性ヒンジ区間の中間点に設け、式(付 2.8)および式(付 2.9)により得られた M_y 、 θ_y を降伏点とする $M - \theta$ 関係を与える。塑性ヒンジ区間以外の堰柱は、コンクリート総断面としての曲げ剛性 $E_c I_c$ を有する線形部材としてモデル化すればよい。

(2) 堰柱の降伏変位および終局変位

プッシュオーバー解析により、堰柱基部の塑性化が先行し、かつ堰柱が曲げ破壊型であると判定された場合、堰柱の降伏変位および終局変位を算出する必要がある。

このときの堰柱の降伏変位および終局変位は、プッシュオーバー解析によって堰柱基部の塑性回転バネがそれぞれ降伏回転角 θ_y および終局回転角 θ_u に達したときの堰柱天端位置における水平変位とする。ここで水平変位の算出位置を堰柱天端とする理由も、前述同様、門柱の弾性変形が降伏変位、終局変位に含まれることを避けるためである。

(3) 堰柱の残留変位の算出

指針(案)に規定されるように、残留変位は上部構造の慣性力作用位置(ゲート操作室あるいはゲート操作台)において算出する必要がある。堰柱基部に塑性化が生じる場合の堰柱の残留変位は、次式により算出される。

$$\delta_R = \delta_{RW} \cdot H / h_w \quad (\text{付 2.12})$$

ここに、 δ_{RW} は式(付 2.3)から得られる降伏変位 δ_y を式(2.7.8) に代入して得られる堰柱天端位置の残留変位、 H は堰柱基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さである。式(付 2.12)により得られる残留変位 δ_R は、堰柱基部に生じた残留回転角によって上方の構造部分が剛体的に傾斜した場合の上部構造の慣性力作用位置における水平変位に相当する。

付録3 ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角について

指針(案) 編には、ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角の概念図として図-付 3.1、水流方向、水流直角方向の許容残留変形角の算定式としてそれぞれ式(付 3.1)、式(付 3.2) (以下、総称して指針式という) が示されている。

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right) \quad (\text{付 3.1})$$

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4B^2}{-4BL + h\sqrt{h^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right) \quad (\text{付 3.2})$$

ここに、 h は扉体高またはローラ間隔、 t はローラ径または扉体厚、 b は戸当り幅、 L は扉体幅またはサイドローラ間隔、 B は門柱間の戸当り幅である。

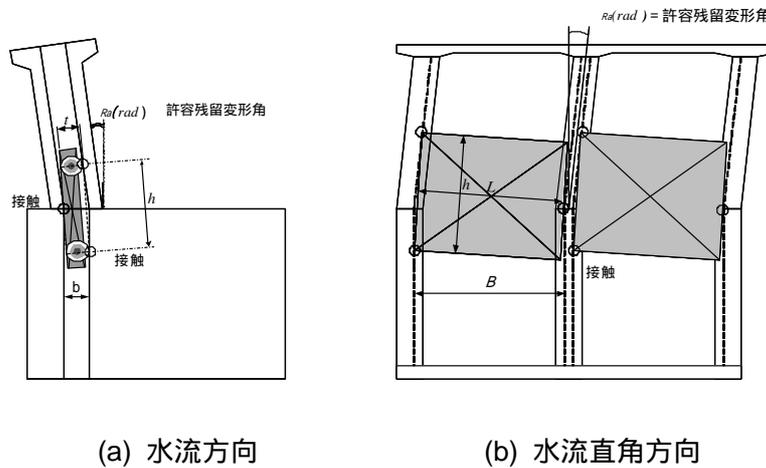


図-付 3.1 ゲートの開閉を妨げない門柱の許容残留変形角の算出方法の例
(指針(案) 編 図.解-4.5.1)

指針式は、ゲートやローラが戸当りに引っ掛かることなく開閉することができる門柱の最大残留変形角を求めるために導かれたものである。さらに言えば、ゲートやローラが戸当りと3点で接触したとき、それ以上ゲートを上下方向に動かすことができなくなるため、このような状態に至らないための門柱の最大残留変形角を算出するためのものである。

後述のように、指針式は、上記のような条件を厳密に満足するものではなく、ある適用範囲の中のみで成り立つものである。以降では、指針式の導出とその仮定、および厳密な仮定に基づく許容変形角の算出方法(以下、厳密解法という)を示すとともに、それらによる試算を行い、両手法の得失について考察した。

なお、指針に例示されているのはあくまでも門柱に残留変位が生じる場合の例であり、堰柱や基礎に残留変位が生じる場合は、このような考え方に準じてゲートの開閉を妨げない許容残留変位を個別に設定する必要がある。

(1) 指針式の導出とその仮定

水流方向を例に考える。水流直角方向の算出式も、水流方向と同一の考え方で導出されたものである。図-付 3.2 のように、ゲートが戸当りと点 O、B、C の 3 点で接触しているときの戸当りの変形角 θ_{Ra} を求める。ここで、扉体の高さ方向の midpoint が戸当りの折れ曲がり部と接触している状態を仮定する。その場合、 $\angle AOG = \angle AOF = \angle BGH = \theta_{Ra}/2$ 、 $\overline{AF} = \overline{AG}$ が成り立つ。

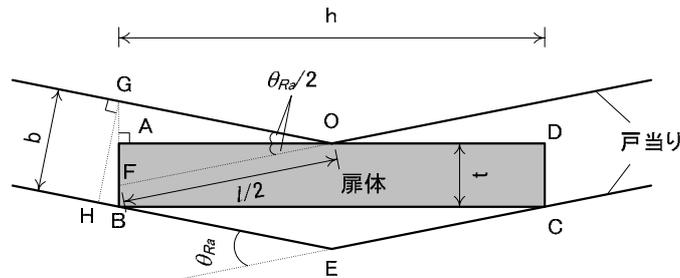


図-付 3.2 指針式の導出にあたっての考え方

まず、 $\angle OAF$ に着目すると、次式が成り立つ。

$$\cos \frac{\theta_{Ra}}{2} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OF}} = \frac{h}{l} \quad (\text{付 3.3})$$

同様に $\angle OAF$ に着目し、 $\overline{AF} = \overline{AG}$ であることから、次式が成り立つ。

$$\overline{OA}^2 + \overline{AF}^2 = \overline{OF}^2$$

$$\left(\frac{h}{2}\right)^2 + (\overline{BG} - t)^2 = \left(\frac{l}{2}\right)^2 \quad (\text{付 3.4})$$

$\angle OAF$ と $\angle GHB$ は相似であることを利用すると、線分 \overline{BG} の長さが求まる。

$$\overline{BG} = b \frac{l/2}{h/2} = \frac{lb}{h} \quad (\text{付 3.5})$$

式(付 3.4)、(付 3.5)を l について整理すると、次のような二次方程式が得られる。

$$\left\{4\left(\frac{b}{h}\right)^2 - 1\right\}l^2 - 8\frac{bt}{h}l + (h^2 + 4t^2) = 0$$

$l > 0$ であることを考えると、解は次式のようになる。

$$l = \frac{-4bht + h^2\sqrt{h^2 + 4t^2} - 4b^2}{h^2 - 4b^2} \quad (\text{付 3.6})$$

これを式(付 3.3)に代入して整理すると、変形角 θ_{Ra} が得られる。

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2} - 4b^2} \right) \quad (\text{付 3.7})$$

指針式は、このようにして導かれている。しかし、指針式を導出するための仮定はある程度単純化されたものであり、以下のような点において、幾何学的に厳密でないことを指摘することができる。

- ・ 地震前からゲートが図-付 3.2 の位置にある場合は、指針式は、ゲートが上下に動かなくなるための条件を正確に表す。しかし、ほとんどの場合、地震前はゲートが全開または全閉の状態にあり、地震によって門柱に残留変位が生じた場合、折れ曲がり部をゲートが通過できるかどうか、という状況を想定しなければならない。すなわち、指針式ではの状態地震が発生することが考慮されていない。上記～を想定してもゲートの開閉の上で問題の生じない変形角は、一般に指針式の仮定から導出されたものに比べて小さくなることが考えられる。つまり、指針式を用いると許容残留変形角の算出結果は危険側のものとなる可能性がある。
- ・ 式(1)右辺の分母にあるルート内がゼロとなる場合を考えると、 $b>0$ より、次式が成り立つ。

$$b = \sqrt{(h/2)^2 + t^2} \quad (\text{付 3.8})$$

式(付 3.8)の左辺は、図-付 3.2 の点 O-点 B 間の距離 (\overline{OB}) を表す。ゲートや戸当り等の寸法によっては $\overline{OB} < b$ となる場合があり、ゲートは折れ曲がり点で回転することができると仮定すると、門柱が変形してもゲートと戸当りが接触することはないことになる。一方で、門柱が大きく変形すれば、ゲートの開閉は必ず妨げられると考えられる。なお、 $\overline{OB} < b$ となる場合、指針式は実数解を与えなくなる。

- ・ 水流方向と水流直角方向では、戸当りの変形状態が異なる（後述の図-付 3.3、図-付 3.4 参照）ため、本来、水流方向の考え方を水流直角方向にそのまま当てはめることはできない。すなわち、水流直角方向では、折れ曲がり部の前後で戸当り幅が常に一定 ($=B$) とはならない。

(2) 厳密解法

次に、門柱の許容残留変位をより厳密に求める方法について述べる。なお、ここでいう厳密とは、単に幾何学的な意味合いであることを断っておく。厳密解法では、図-付 3.3 に示すように、接触点 O を原点とする xy 座標系を定義する。その上で、水流方向に対して以下の仮定を満たすような門柱の変形角を求めることを考える。

- ・ ゲートと戸当りは点 O、B、C の 3 点で接触する。
- ・ 折れ曲がり点を通過する際、ゲートは原点周りに回転することができる。
- ・ 門柱に変形角 θ が生じて、折れ曲がり点前後での戸当り幅は b である。

このとき、点 A ~ G の座標は以下のように表される。

$$\begin{aligned}
 A & (z \sin \alpha, z \cos \alpha) & B & (z \sin \alpha - t \cos \alpha, z \cos \alpha + t \sin \alpha) \\
 C & (-(h-z) \sin \alpha - t \cos \alpha, -(h-z) \cos \alpha + t \sin \alpha) & D & (-(h-z) \sin \alpha, -(h-z) \cos \alpha) \\
 E & (-b \cos \theta_{Ra}, b \sin \theta_{Ra}) & F & \left(-b, \frac{b(1 - \cos \theta_{Ra})}{\sin \theta_{Ra}} \right) & G & (-b, 0)
 \end{aligned}$$

点 B および点 C が接触する戸当りは、それぞれ以下の 2 つの直線で表される。

$$y = \frac{x \cos \theta_{Ra} + b}{\sin \theta_{Ra}} \quad (\text{付 3.9a})$$

$$x = -b \quad (\text{付 3.9b})$$

点 B の座標を式(付 3.9a)に代入すると、

$$z \cos \alpha + t \sin \alpha = \frac{(z \sin \alpha - t \cos \alpha) \cos \theta_{Ra} + b}{\sin \theta_{Ra}} \quad (\text{付 3.10})$$

点 C の座標を式(付 3.9b)に代入すると、

$$-(h-z) \sin \alpha - t \cos \alpha = -b \quad (\text{付 3.11})$$

が得られる。次に、点 B は点 E より上方に位置することから、

$$z \cos \alpha + t \sin \alpha \geq b \sin \theta_{Ra} \quad (\text{付 3.12})$$

点 C が点 G より下方に位置することから、

$$-(h-z) \cos \alpha + t \sin \alpha \leq 0 \quad (\text{付 3.13})$$

が得られる。また、以下の 2 式は前提条件であり、当然成り立つ必要がある。

$$0 \leq z \leq h \quad (\text{付 3.14})$$

$$\alpha \leq \theta_{Ra} \quad (\text{付 3.15})$$

ゲートが戸当りに接触しない条件を厳密に求めるためには、式(付 3.10) ~ (付 3.15) の 6 条件が同時に満足される必要がある。

式(付 3.11)を整理すると、次式が得られる。

$$z = \frac{t \cos \alpha + h \sin \alpha - b}{\sin \alpha} \quad (\text{付 3.16})$$

これを式(付 3.10)に代入すると、次式が得られる。

$$(t + h \sin \alpha \cos \alpha - b \cos \alpha) \sin \theta_{Ra} - \sin \alpha (h \sin \alpha - b) \cos \theta_{Ra} = b \sin \alpha \quad (\text{付 3.17})$$

ここで、

$$p = t + h \sin \alpha \cos \alpha - b \cos \alpha, \quad q = -\sin \alpha (h \sin \alpha - b)$$

とすると、式(付 3.17)は次式のように表される。

$$\sin(\theta_{Ra} + r) = \frac{b \sin \alpha}{\sqrt{p^2 + q^2}}, \quad r = \cos^{-1} \left(\frac{p}{\sqrt{p^2 + q^2}} \right) \quad (\text{付 3.18})$$

上式に適当なゲートの回転角 α を代入すると、そのときに接触しうる最小の変形角 θ が求まる。したがって、ゲートの回転角 α を徐々に変化させながらそれに対応する変形角 θ を求め、式(付 3.12)～(付 3.15)を全て満たし、かつ最小となるように選んだ変形角が門柱の許容残留変形角となる。このような許容残留変形角の解析解を得ることは困難であることから、数値的に解くことになる。このため、許容残留変形角を厳密に求めることができるものの、実用上の煩雑さを伴う。

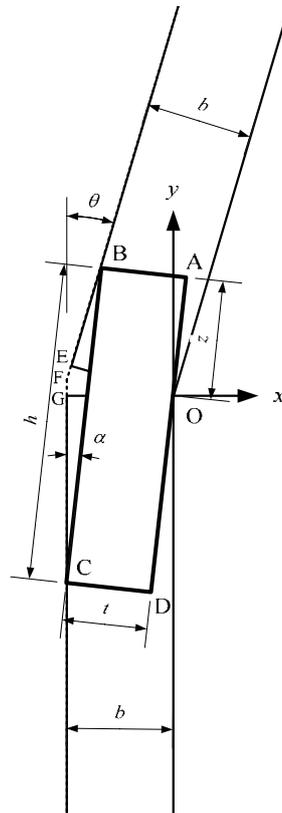


図-付 3.3 厳密解法の考え方 (水流方向)

次に、水流直角方向について考える。水流方向と同様に、図-付 3.4 に示すように、接触点 O を原点とする xy 座標系を定義する。その上で、以下の仮定を満たすような門柱の変形角を求めることを考える。

- ・ ゲートと戸当りは点 O、B、C の 3 点で接触する。
- ・ 折れ曲がり点を通過する際、ゲートは原点周りに回転することができる。
- ・ 門柱に変形角 θ が生じると、折れ曲がり点より上方で戸当り幅を水平方向にとると、常に B となる。(純粋な戸当り幅は $B\cos\theta_{Ra}$ となる。)

このとき、点 A ~ G の座標は以下のように表される。

$$A (z \sin \alpha, z \cos \alpha) \quad B (z \sin \alpha - L \cos \alpha, z \cos \alpha + L \sin \alpha)$$

$$C (-(h-z) \sin \alpha - t \cos \alpha, -(h-z) \cos \alpha + t \sin \alpha) \quad D (-(h-z) \sin \alpha, -(h-z) \cos \alpha) \quad E (-B, 0)$$

点 B および点 C が接触する戸当りは、それぞれ以下の 2 つの直線で表される。

$$y = \frac{(x+B)\cos\theta_{Ra}}{\sin\theta_{Ra}} \quad (\text{付 3.19a})$$

$$x = -B \quad (\text{付 3.19b})$$

点 B の座標を式(付 3.19a)に代入すると、

$$z \cos \alpha + L \sin \alpha = \frac{(z \sin \alpha - L \cos \alpha + B) \cos \theta_{Ra}}{\sin \theta_{Ra}} \quad (\text{付 3.20})$$

点 C の座標を式(付 3.19b)に代入すると、

$$-(h-z) \sin \alpha - L \cos \alpha = -b \quad (\text{付 3.21})$$

が得られる。次に、点 B は点 E より上方に位置することから、

$$z \cos \alpha + t \sin \alpha \geq b \sin \theta_{Ra} \quad (\text{付 3.22})$$

点 C が点 G より下方に位置することから、

$$-(h-z) \cos \alpha + t \sin \alpha \leq 0 \quad (\text{付 3.23})$$

が得られる。また、以下の 2 式は前提条件であり、当然成り立つ必要がある。

$$0 \leq z \leq h \quad (\text{付 3.24})$$

$$\alpha \leq \theta_{Ra} \quad (\text{付 3.25})$$

さらに、水流直角方向の場合、折れ曲がり位置より上方では戸当り幅が狭くなるため、ゲートの開閉のためには、次式も満たされなければならない。

$$B \cos \theta_{Ra} \leq L \quad (\text{付 3.26})$$

ゲートが戸当りに接触しない条件を厳密に求めるためには、式(付 3.20) ~ (付 3.26) の 7 条件が同時に満足される必要がある。

式(付 3.21)を整理すると、次式が得られる。

$$z = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha - B}{\sin \alpha} \quad (\text{付 3.27})$$

これを式(付 3.20)に代入すると、次式が得られる。

$$\tan \theta_{Ra} = \frac{h \sin^2 \alpha}{L + h \sin \alpha \cos \alpha - B \cos \alpha} \quad (\text{付 3.28})$$

このように、水流直角方向についても、門柱の変形角 θ_{Ra} はゲートの回転角 α の関数として与え

られる。式(付 3.22) ~ (付 3.26)を全て満たし、かつ最小となるような変形角は、数値的に求まることになる。

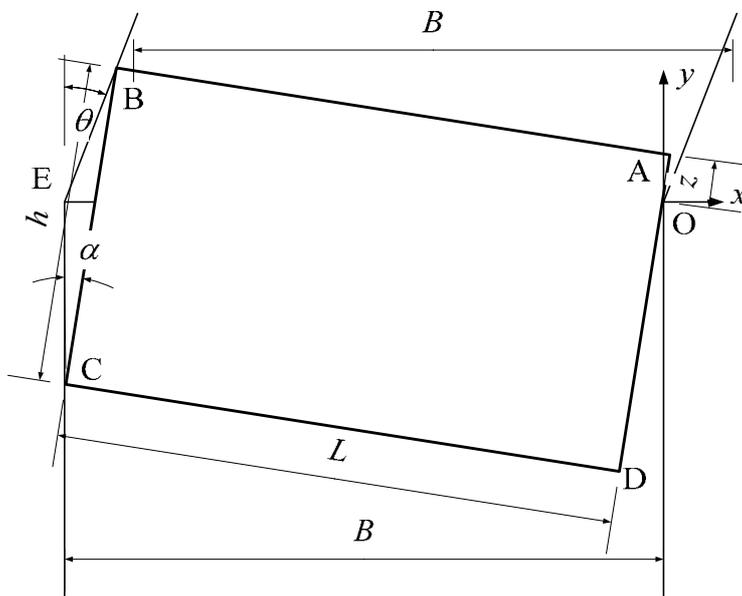


図-付 3.4 厳密解法の考え方 (水流直角方向)

(3) 指針式と厳密解法による許容残留変形角の算出結果の比較

最後に、指針式および厳密解法による許容残留変形角の試算を行い、その結果の比較から、両手法の得失について考察する。試算にあたっては、表-付 3.1 および表-付 3.2 に示すような、実在する 8 門の水門・堰の諸元を用いた。なお、H 水門については、戸当り幅、ローラ径などの諸元を入手できなかったため、水流直角方向のみについて検討した。同表には、指針式と厳密解法によって得られた許容残留変形角の値もあわせて示している。B 堰と H 水門の水流直角方向については、指針式を適用すると実数解が得られなかったため、「算出不可能」と示している。

指針式と厳密解法による算出結果を図-付 3.5 に整理した。0.05(rad.)程度の範囲までは、両方法による算出結果がほぼ一致しており、特に、水流方向に対する算出精度は良好である。図-付 3.6 のように、指針式による算出精度をゲートの縦横比で整理すると、縦横比が大きい場合（横幅に対して高さが高い場合）ほど、厳密解法による算出結果と一致する。このように、指針式は、ある限られた条件の範囲であれば、十分な算出精度を有している。

ここで、指針（案）の考え方に立ち戻る。指針（案）では、耐震性能 2 を満たすための門柱の許容残留変位として、ゲートの開閉性の観点から設定する δ_{Ra1} を用いることを規定した上で、その値は、修復性の観点から設定する許容残留変位 δ_{Ra2} （=堰柱又は門柱の下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100）以下とすることとしている。そのため、ゲートの開閉を妨げない許容残留変形角は、実用上、1/100 以下の範囲において十分な精度が確保されていればよい。このことを考えると、指針式は多少ラフな仮定に基づくものではあるが、実務に供するには十分であると言える。また、指針式によって実数解が得られない場合もあるが、表-付 3.2 によれば、そのような場合の許容残留変形角は 1/100 を超えているため、実際には許容残留変形角として 1/100 が用いられることになる。

以上をまとめると、耐震性能 2 を満たすための門柱の許容残留変位 δ_{Ra1} は、以下のように設定することができる。

- (a) 指針式による許容残留変形角が 1/100 以上となる場合、または実数解が得られない場合、門柱の許容残留変位はゲートの開閉性よりも門柱の修復性から決まると考え、 $\delta_{Ra1} = \delta_{Ra2}$ とする。
- (b) それ以外の場合、指針式に基づいて算出する。

表-付 3.1 試算に用いた水門・堰の諸元と試算結果（水流方向）

水門・堰 の名称	戸当たり幅 (m)	ローラ間隔 (m)	ローラ径 (m)	指針式 による θ (rad.)	厳密解法 による θ (rad.)
A 堰	1.310	2.300	1.300	0.0175	0.0175
B 堰	1.210	2.350	1.200	0.0171	0.0171
C 水門	1.210	8.200	1.100	0.0539	0.0539
D 水門	1.800	3.970	1.790	0.0101	0.0101
E 水門	1.005	1.950	1.000	0.0103	0.0103
F 水門	1.105	2.600	1.100	0.0077	0.0078
G 水門	1.400	10.300	1.380	0.0078	0.0079

表-付 3.2 試算に用いた水門・堰の諸元と試算結果（水流直角方向）

水門・堰 の名称	戸当たり幅 (m)	ゲート高 (m)	ゲート幅 (m)	指針式 による θ (rad.)	厳密解法 による θ (rad.)
A 堰	39.000	5.170	38.980	0.0165	0.0146
B 堰	41.400	5.650	41.300	(算出不可能)	0.0562
C 水門	21.900	8.200	21.880	0.0099	0.0097
D 水門	21.400	10.200	21.380	0.0079	0.0079
E 水門	21.250	5.100	21.100	0.2041	0.0945
F 水門	21.400	6.100	21.200	0.2032	0.1066
G 水門	19.700	13.790	19.680	0.0058	0.0058
H 水門	7.900	4.260	7.600	(算出不可能)	0.2229

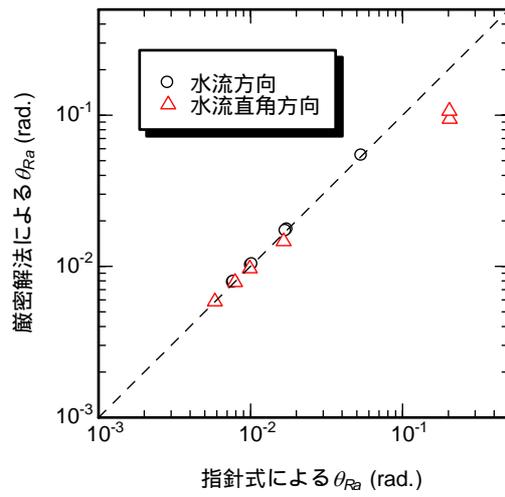


図-付 3.5 門柱の許容残留変形角に関する指針式と厳密解の比較

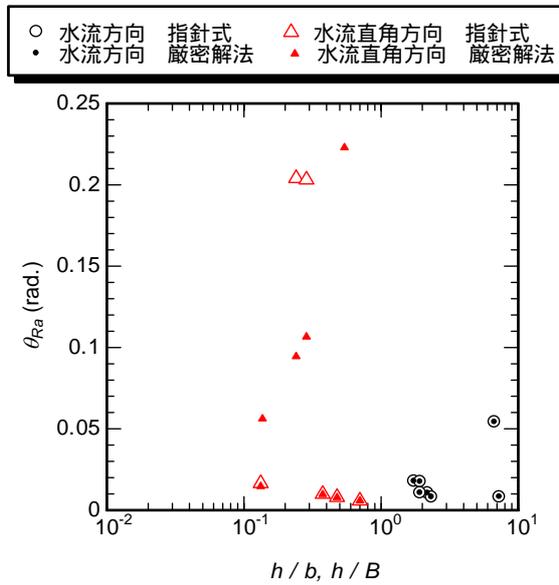


図-付 3.6 ゲートの縦横比 (h/b or h/B) と指針式による門柱の許容残留変形角の関係

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4103 March 2008

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305 - 8516 茨城県つくば市南原1 - 6 電話029 - 879 - 6754