

栈橋の弾塑性解析プログラム

N-Pier

Version-3.64

解説書

2012 年 12 月

独 立 行 政 法 人 港湾空港技術研究所
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
株 式 会 社 海 洋 河 川 技 術 研 究 所

目 次

まえがき

1. N-Pier の開発経緯	1
2. 新基準における変更点の整理	2
3. 部分係数法による照査	8
4. L2 地震動に対する照査(その 1 プッシュオーバー解析)	13
5. L2 地震動に対する照査(その 2 質点系動的解析)	18

まえがき

「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」の改正と「港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示」が、本年4月1日に施行されました。これを受けて、その考え方や思想を設計実務に的確に反映させるための解説書として、また、技術者が具体的な事例に対処できるようにするための資料として(社)日本港湾協会から「港湾の施設の技術上の基準・同解説」が刊行される予定となっています。新しい基準では、構造物の設計法やその形状・材質などを細かく規定する仕様規定型の設計体系から、構造物に求められる性能のみを規定し、設計結果に至るプロセスを規定しない性能規定型の設計体系に移行します。

これに伴い栈橋の耐震設計法も大幅に変更されることになりました。「栈橋の弾塑性解析プログラム(N-Pier Ver.3.00)」は、新しい基準に対応するために Ver.2.00 からバージョンアップを図ったものです。主な改良項目は次の3点です。

- 1) 従来の N-Pier は、L 2 地震時の弾塑性解析を行うために開発されたプログラムでしたが、今回はこれに加え、L 1 地震時や接岸時などの変動状態および永続状態に対して部分係数法(線形フレーム解析)によって性能照査を行える機能を追加しました。
- 2) L 2 地震時の非線形地盤バネの計算法は、従来の「道示」ベースの計算法から、今回、「港湾」ベースの計算法へ変更となりました。Ver.3.00 では、この新しい地盤バネの計算法を採用しました。
- 3) 従来は、L 1・L 2 地震に対しては応答スペクトルから求めた照査用震度と骨格曲線を用いて、応答変位を求めることを標準としていました。新基準では、L2 地震に対しては非線形動的解析を行い直接応答変位を求めることになりました。非線形動的解析には、FLIP 等を用いた有限要素法解析と質点系の動的解析があります。Ver.3.00 では、後者の方法に対応して1質点及び2質点の動的解析用プログラムを用意しました。なお、L 1 地震に対しては 1)で述べたように部分係数法によって照査を行います。

これら N-Pier Ver.3.00 の改良にあわせ、マニュアルの整備も行いました。新マニュアルは次の4つです。

- 1) N-Pier 解説書(本文書です)
- 2) N-Pier 操作マニュアル
- 3) N-Pier 例題集
- 4) N-Pier 計算理論マニュアル

1)では、N-Pier を用いて栈橋の設計を行う場合の基本事項について説明しています。新基準における変更点の整理、部分係数法による性能照査の具体的方法、L2 地震時の非線形構造モデルの説明、L2 地震時の質点系解析モデルの説明を主な内容としています。

2)は、実際に PC でデータを作成し、計算するユーザーのためのものであり、PC の操作方法について説明しています。

3)は、2)を補完するものであり、N-Pier で用意されている 16 のサンプルデータの内の 3 例について、具体的な計算条件を与え、それに対する入力データの作成方法を画面操作とあわせて説明しています。3 例の内の 2 例は、(財)沿岸技術研究センター発行の「港湾構造物設計事例集 平成 19 年 改訂版」を参考にしています。また、複雑なモデル、特殊な条件の場合のデータ作成方法についても説明しています。さらに、質点系動的解析の適用例もあわせて説明しています。

4)では、N-Pier の中心プログラムである構造解析プログラム NPILAN-SN の解析理論、インプットデータとアウトプットデータの説明を行っています。通常はこのマニュアルを見ることは少ないですが、計算の内容を深く理解する場合、N-Pier の計算結果に疑問が出た場合などには参照してください。

なお、1)と 4)では、N-Pier 開発の経緯についても紹介しています。これらのマニュアルが栈橋の適切な設計と N-Pier の正しい使用に役立つことを望みます。

2007 年 10 月

その後、バグ修正およびいくつかの制限個数緩和などのメンテナンスを経て (Version.3.08) きましたが、一方でパソコン OS が Windows Vista、7、8 と順次リリースされてきており、32 ビット版だけでなく、64 ビット版も多くなっているため、Version3.64 としました。

2013 年 12 月

1. N-Pierの開発経緯

1990 年、鋼管杭協会と海洋河川技術研究所(以下、MRT)は、杭基礎設計用プログラム NPILAN(Non Linear Pile Analysis Program for Pile Foundation)を開発した。これは、橋脚の杭基礎を対象としたプログラムであり、地盤の非線形性が考慮されている。なお、ここではフーチングは剛体として扱われている。その後、杭体の非線形性の考慮など、新しい機能が追加された。

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震は、橋梁や岸壁など多くの土木構造物に甚大な被害を与えた。それを契機に耐震設計法の大幅な見直しが行われ、巨大地震を対象とした構造物の保有耐力の検討が必要とされるようになった。NPILAN はそのために使われ、また、道路橋示方書の改訂に際しては、実験の検証計算や、試設計によるパラメータスタディなどに用いられた。

1997 年、鋼管杭協会と MRT は、NPILAN をベースに栈橋の地震時保有水平耐力を検討するプログラム NPILAN-SN を開発した。これは NPILAN では剛体としたフーチング部分を、床版としてモデル化するために梁要素で置き換えたものである。

その後 NPILAN-SN は栈橋の保有耐力の検討に用いられ、また、梁部材の非線形性の考慮などの機能強化が行われた。1999 年、「港湾の施設の技術上の基準」が改正され、直杭式栈橋を対象にした地震時保有水平耐力設計法が導入された。それにあわせて運輸省港湾技術研究所(現在の独立行政法人港湾空港技術研究所)は、鋼管杭協会と共同で、杭式栈橋の弾塑性解析プログラム N-Pier Ver.1.00 を開発し、公開した。このプログラムは、NPILAN-SN をベースにプレ・ポストプログラムを追加したものである。

2004 年、港湾空港技術研究所(以下、港空研)と鋼管杭協会と MRT は共同で N-Pier Ver.2.00 を開発し、MRT を窓口として販売を開始した。これは、Ver.1.00 のプレ・ポストプログラムを大幅に改良したものであり、直杭式だけでなく斜杭式栈橋も解析できるようにしたものである。

2007 年 4 月には、「港湾の施設の技術上の基準」が改正・施行され、それにあわせて N-Pier Ver.3.00 を開発した。Ver.3.00 では、同基準の改正に対応するため、部分係数法に基づく照査法、地盤バネの新しい計算法、1 質点及び 2 質点非線形動的解析機能が追加された。

2013 年 12 月には、Windows の 64 ビット版対応と、手引き改定・マニュアル更新をした。

以上の開発経緯を表 1.1 に示す。

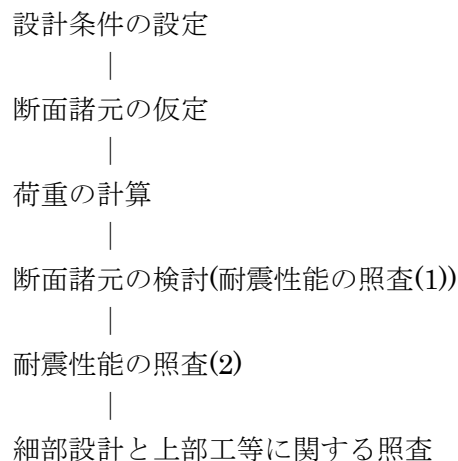
表 1.1 N-Pier の開発経緯

1990 年～	NPILAN 開発(鋼管杭協会、MRT)
1997 年～	NPILAN-SN 開発(鋼管杭協会、MRT)
1999 年 10 月	N-Pier Ver.1.00 開発、公開(港研、鋼管杭協会)
2004 年 6 月	N-Pier Ver.2.00 開発、販売(港空研、鋼管杭協会、MRT)
2007 年 10 月	N-Pier Ver.3.00 開発、販売(港空研、鋼管杭協会、MRT)
2012 年 12 月	N-Pier Ver.3.64 開発、販売(港空研、J A S P P、MRT)

2. 新基準における変更点の整理

新しい基準は、構造物の設計法やその形状・材質などを細かく規定する仕様規定型の設計体系から、構造物に求められる性能のみを規定し、設計結果に至るプロセスを規定しない性能規定型の設計体系に移行した。これに伴い栈橋の耐震設計法も大幅に変更されることになった。以下ではその変更点について整理する。

図－2.1、図－2.2 に、新旧基準による栈橋の設計フローを示す。全体の流れは両者とも以下のようにになっており、基本的に同じである。なお、ここでは土留部と斜面の安定の照査は除外している。



全体のフローは同じであるが、個々の内容は異なる。以下では N・Pier の計算にかかわる部分を中心に、新旧基準の違いについて整理する。

(1) 断面諸元の検討方法

種々の荷重に対して、床版や杭に発生する断面力を計算し、応力や支持力を照査する。この時の荷重としては、クレーン荷重、船舶接岸力、風荷重などがあり、また、地震力も含まれる(このためこの照査を耐震性能の照査(1)として、後述の照査(2)とは区別した)。この時の設計法は、従来の安全率法や許容応力度設計法から、部分係数法へと変更された。ただし、クレーン荷重等の計算方法には基本的に変更はない。大きく変わったのは地震力の計算方法であり、以下ではそれを中心に述べる。

(2) 耐震性能照査の位置付けとその方法

- ・旧基準では、震度法による地震力(耐震性能の照査(1))及び地震力以外の荷重に対して設定された断面に対して、耐震性能の照査(2)を行う。この時地震動としては、通常岸壁に対しては L1 を、耐震強化施設に対しては L1 と L2 の双方を考える。照査の方法は、簡便法、弾塑性解析あるいは動的応答解析から適宜選択する(図－2.1 参照)。
- ・新基準では、L1 も含めた変動状態および永続状態に対して部分係数法(線形フレーム解析)により性能照査(耐震性能の照査(1))を行った後、耐震強化施設については、L2 地震動に対する耐震性能の照査(2)を、非線形動的解析により行う(図－2.2 参照)。なお、非線形動的解析法には、弾塑性解析による骨格曲線を用いた 1 質点系(あるいは 2 質点系)の非線形動的解析と、FLIP 等を用いた有限要素法解析等がある。杭と地盤の動的相互作用を考慮する時は後者による必要がある。

- ・実務的には、比較的簡単な質点系の動的解析によって照査用断面を設定し、杭と地盤の動的相互作用を考慮した有限要素法解析等を実施する。地盤が良好であり地盤の変状が栈橋の損傷につながないと判断される場合など、杭と地盤の動的相互作用を考慮しなくてよいと判断される時は、質点系の動的解析のみで栈橋の照査を行ってもよい(図－2.3 参照)。

(3) 照査用震度の設定方法

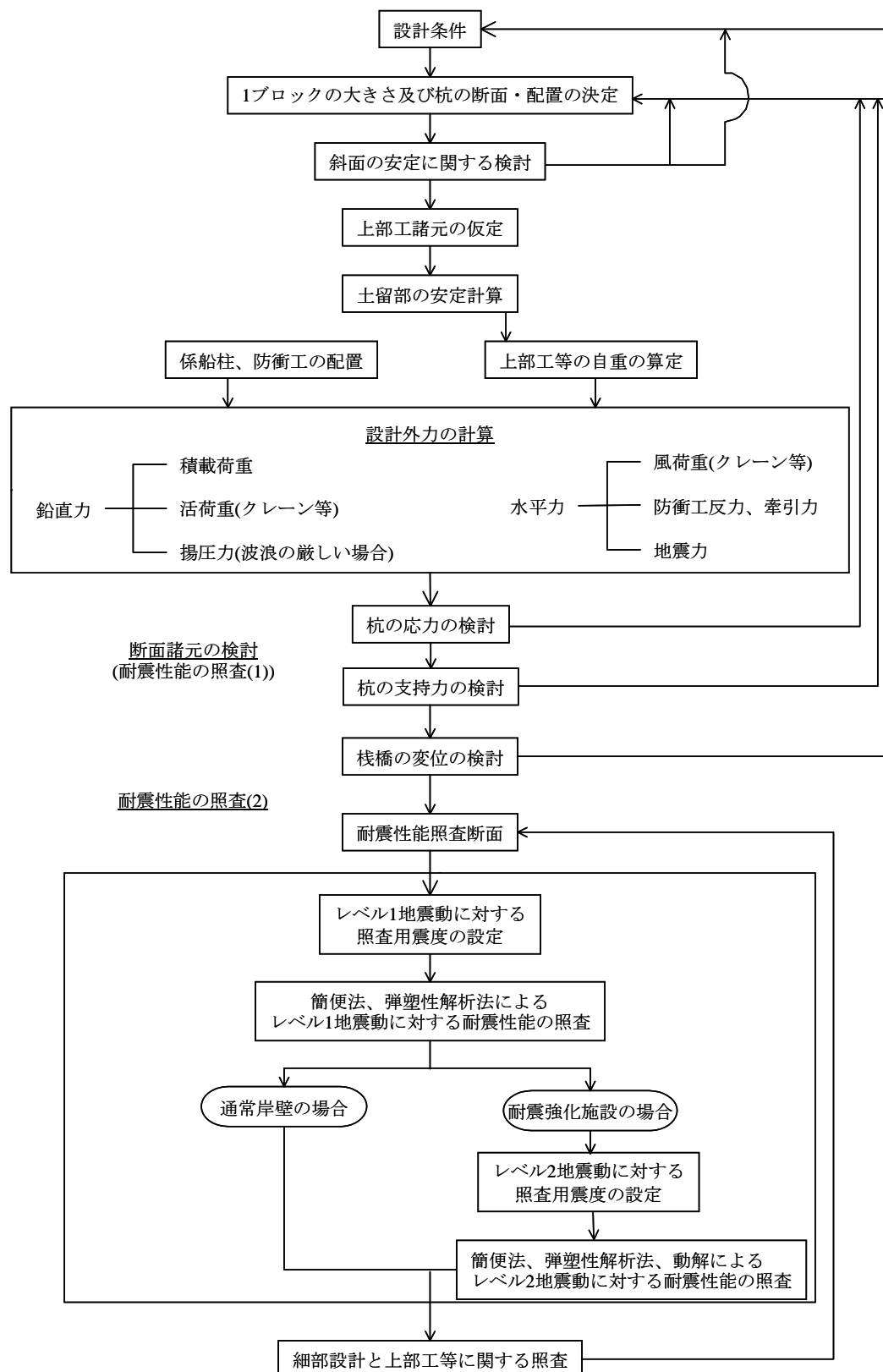
- ・旧基準では、耐震性能の照査(1)では、設計用震度が直接与えられる^{注)}。また、耐震性能の照査(2)では、L1 地震動に対して、標準加速度応答スペクトルが与えられ、また L1、L2 地震動については 1 次元地震応答解析を行って加速度応答スペクトルを求めることとなっている。栈橋の固有周期は、栈橋をラーメン構造とみなして、各杭の横方向ばね定数の総和から求め、応答スペクトルと固有周期から照査用震度を求める(図－2.4 参照)。

注) 設計用震度＝地域別震度×地盤種別係数×重要度係数

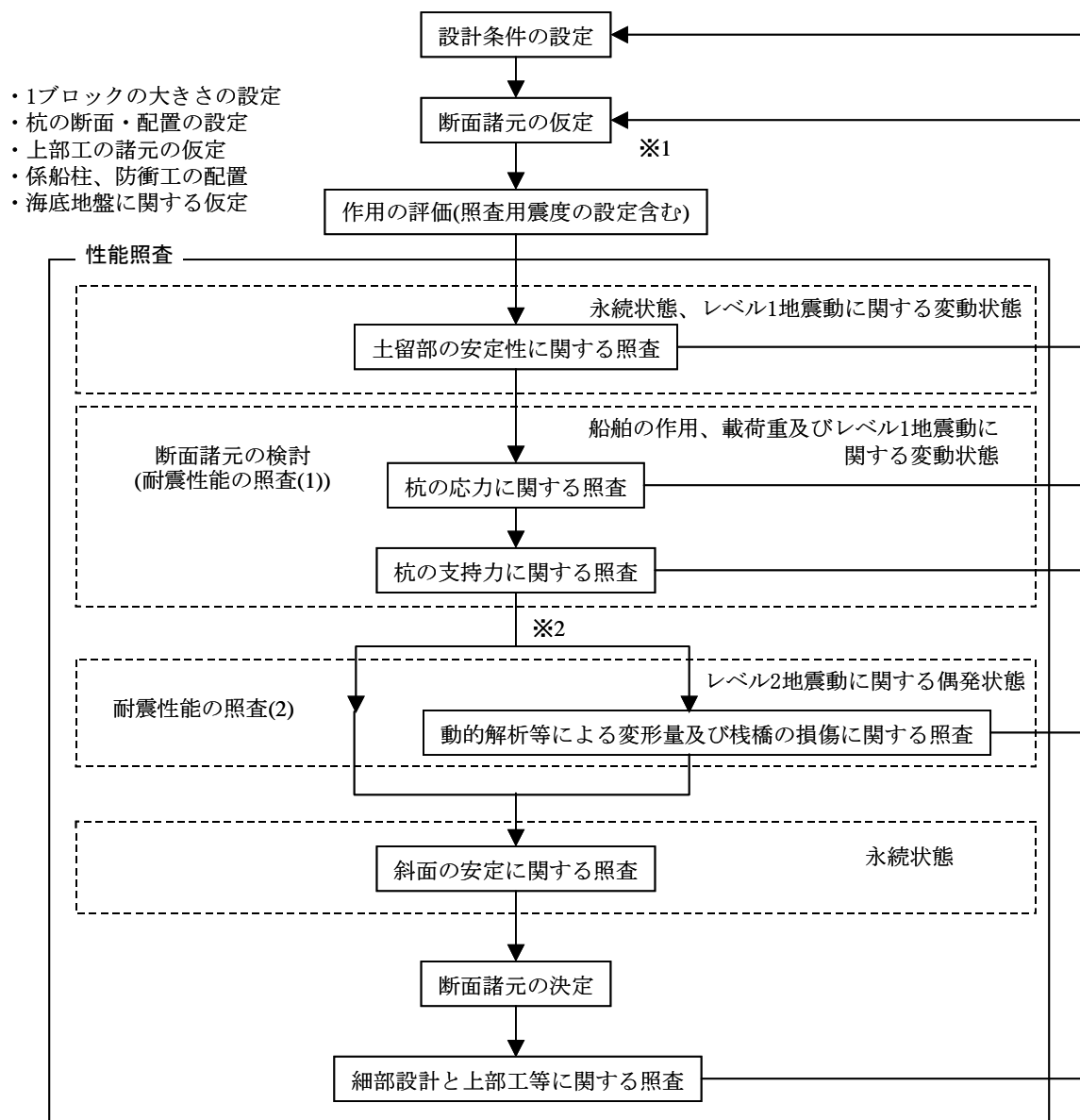
- ・新基準では、耐震性能の照査(1)として L1 地震動に対して 1 次元地震応答解析を行って、加速度応答スペクトルを算出する。栈橋の固有周期は、斜め組杭式栈橋を含めて、適切な方法により得られた栈橋のばね定数から求め、応答スペクトルと固有周期から照査用震度を求める(図－2.5 参照)。なお、L2 地震動に対する耐震性能の照査(2)では、震度を求める必要はない。

(4) 耐震性能の限界値

- ・旧基準では、耐震性能の照査(1)では、安全率法や許容応力度法によって杭の支持力や応力の照査を行う。耐震性能の照査(2)では、L1 地震動および L2 地震動ともに、保有耐力や残留変位等について照査を行う。
- ・新基準では、耐震性能の照査(1)として、L1 地震動に対して、使用限界(杭が降伏しないなど)を照査する。また、耐震性能の照査(2)として、L2 地震動に対して、終局限界および修復限界を照査する。

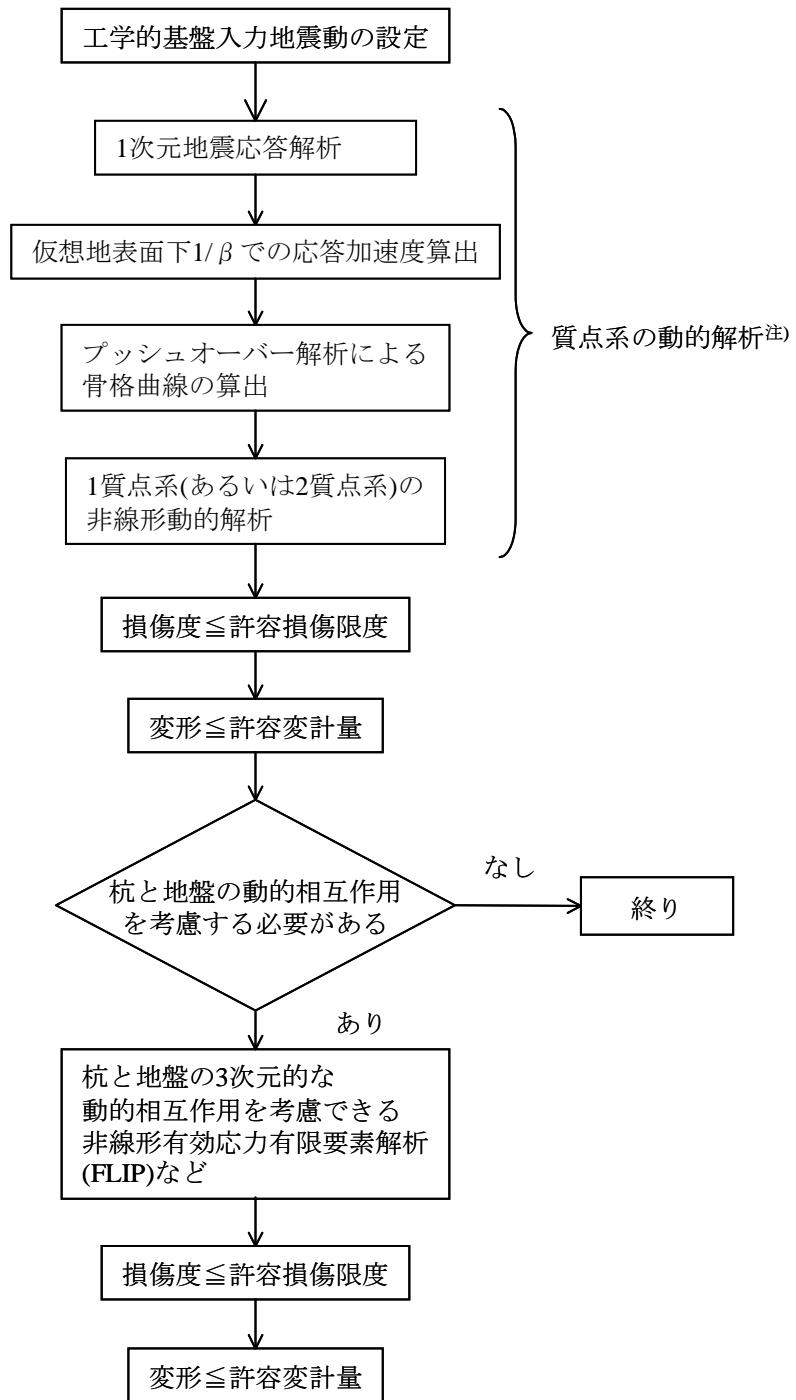


図－2.1 旧基準における設計フロー



※1： 液状化及び沈下等の影響の評価については表示していないため、別途考慮する必要がある。
 ※2： 耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。

図－2.2 新基準における設計フロー



注) 質点系の動的解析を行わず、すべて有限要素法解析によって照査を行ってもよい。

図－2.3 新基準における L2 地震時の非線形動的解析

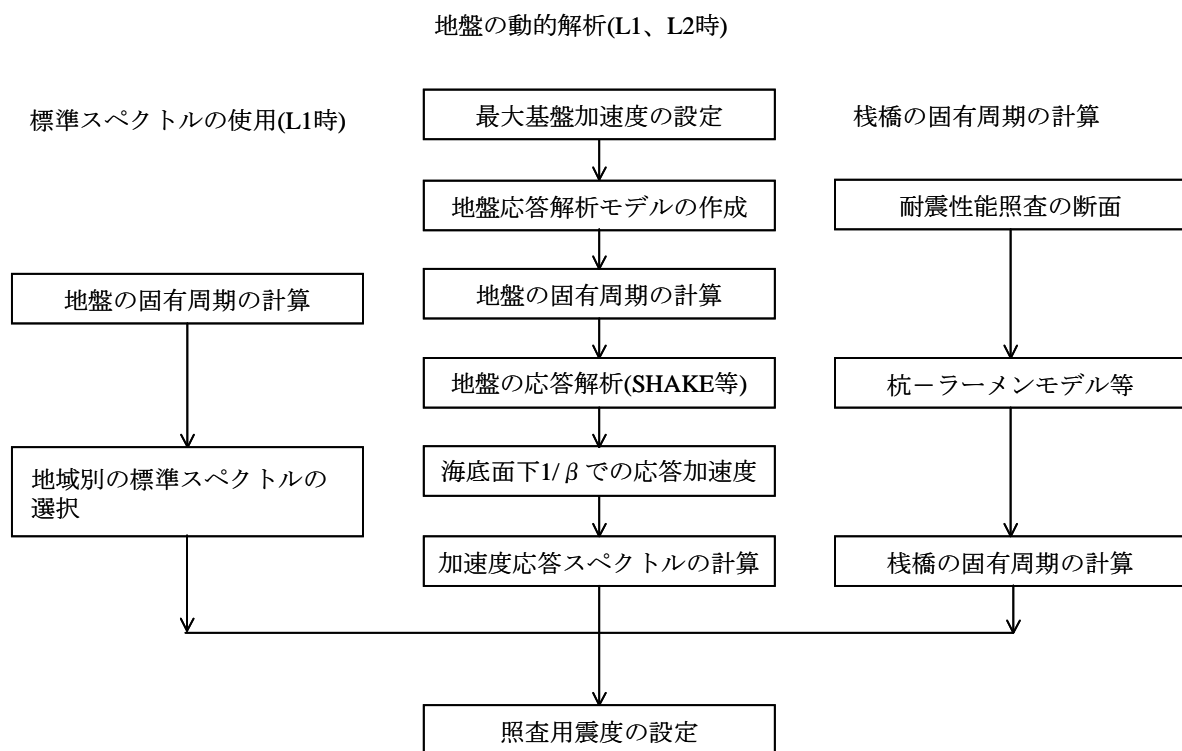


図-2.4 旧基準における照査用震度の設定フロー(L1、L2時)

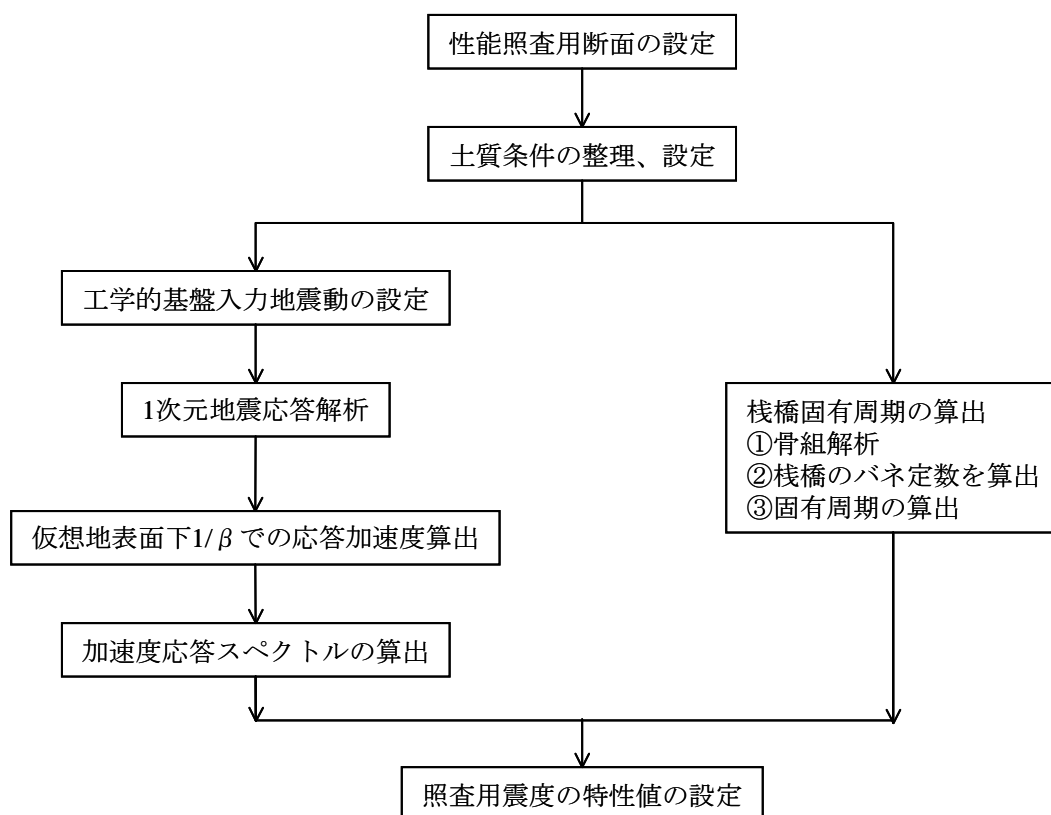


図-2.5 新基準における照査用震度の設定フロー(L1時)

3. 部分係数法による照査

(1) 性能照査法の概要

栈橋は、性能照査式と破壊メカニズムの乖離の問題はあまりないと考えられるため、確率論に基づいたレベル 1 信頼性設計法により照査を行う。

L1 地震動の作用に対して、杭は弾性領域内にあること(使用性)が求められることから、L1 地震動に関する変動状態では、杭頭の縁部降伏が生じないことを照査する。

なお、杭の支持力については杭基礎等を参照し、照査については従来の設計法を踏襲し、従来の設計法における設定を考慮した部分係数を用いる。

(2) 部分係数の決定

照査に用いる部分係数は、施設のタイプ(重要度)と照査対象の荷重条件を指定することによって決められる。

施設のタイプは以下の 3 つの内から 1 つを選ぶ。

- ・耐震強化施設(特定)
- ・耐震強化施設(標準)
- ・耐震強化施設以外

また、荷重条件としては以下の 4 つの内から 1 つを選ぶ。

- ・接岸時、牽引時、クレーン作業時等(永続状態含む)
- ・暴風時
- ・L1 地震時(杭混在なし)
- ・L1 地震時(杭混在あり)

これらの組み合わせの結果として、以下の 9 タイプの荷重条件を考慮する。

表-3.1 照査対象の荷重条件

No.	内 容
1	耐震強化施設(特定、標準)、接岸時、牽引時、クレーン作業時
2	耐震強化施設以外、接岸時、牽引時、クレーン作業時
3	暴風時(あるいは固有周期計算時)
4	耐震強化施設(特定)、L1 地震時、杭混在なし
5	耐震強化施設(標準)、L1 地震時、杭混在なし
6	耐震強化施設以外、L1 地震時、杭混在なし
7	耐震強化施設(特定)、L1 地震時、杭混在あり
8	耐震強化施設(標準)、L1 地震時、杭混在あり
9	耐震強化施設以外、L1 地震時、杭混在あり

これら9タイプの荷重条件ごとの部分係数と適用式の番号を表－3.2に示す。なお、現在のN・Pierでは荷重に関する部分係数は扱っていない。ユーザーは、部分係数を考慮した荷重をN・Pierへ直接入力する必要がある。

表－3.2 照査に用いる部分係数

タイプ No.	γ_{kCH}	$\gamma_{\sigma y}$		γ_{as}	γ_{ap}		γ_{sec}	
		(SKK400)	(SKK490)		(引抜き)	(押込み)	(SKK400)	(SKK490)
1	0.60	1.00	0.95	1.00	0.33	0.40	1.00	1.00
2	0.60	1.00	0.95	1.00	0.33	0.40	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.12	0.40	0.66	1.00	1.00
4	0.66	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.00	1.00
5	0.72	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.00	1.00
6	0.80	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.00	1.00
7	0.66	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.10	1.05
8	0.72	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.14	1.08
9	0.80	1.00	1.00	1.00	0.40	0.66	1.16	1.10
適用式	(式 3.1)	(式 3.2)		(式 3.2)	(式 3.3)		(式 3.2)、(式 3.3)	

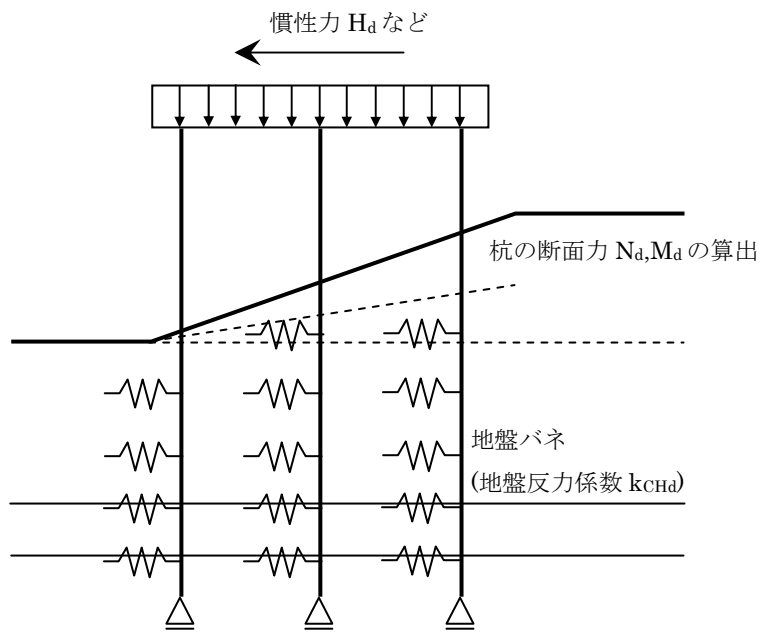
- 注) γ_{kCH} 地盤反力係数に関する部分係数
 $\gamma_{\sigma y}$ 鋼材降伏強度に関する部分係数
 γ_{as} 構造解析係数(応力照査時)
 γ_{ap} 構造解析係数(支持力照査時)
 γ_{sec} 杭種混在時の断面力に関する部分係数(タイプ7、8、9、L1 地震時のみ)

(3) 構造解析用モデル

照査に用いる構造解析用モデルを図－3.1に示す。床版および杭は梁でモデル化し、仮想地表面下の杭には地盤バネをつける。

このモデルは基本的に L2 地震時検討用モデルと同じである。しかし、地盤バネの特性が異なる。L2 地震時は、非線形の地盤バネを用いるが(詳細は 4.で述べる)、部分係数法においては、地盤バネは線形とし、次式で地盤反力係数を計算する。

$$\left. \begin{aligned} k_{CHd} &= \gamma_{kCH} \cdot k_{CHk} \\ k_{CHk} &= 1500N \end{aligned} \right\} \quad (式 3.1)$$



図－3.1 構造解析用モデル

ここで

- k_{CHd} : 設計用地盤反力係数(kN/m³)
 γ_{kCH} : 地盤反力係数に関する部分係数(表－3.2 参照)
 k_{CHk} : 地盤反力係数の特性値(kN/m³)
 N : N 値

その他構造モデルの詳細は、4.で述べる。

(4) 杭体の曲げ降伏に関する照査式

照査式は以下に示す式(3.2)による。

①軸方向が引張の場合

$$\gamma_{as} \left(\frac{\sigma_{td} + \sigma_{bt_d}}{\sigma_{ty_d}} \right) \leq 1.0$$

②軸方向が圧縮の場合

$$\gamma_{as} \left(\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cy_d}} + \frac{\sigma_{bc_d}}{\sigma_{by_d}} \right) \leq 1.0$$

$$\sigma_{td} = \frac{N_d}{A}, \sigma_{cd} = \frac{N_d}{A}, \sigma_{bt_d} = \frac{M_d}{Z}, \sigma_{bc_d} = \frac{M_d}{Z}, N_d = \frac{N_k}{\gamma_{sec}}, M_d = \frac{M_k}{\gamma_{sec}}$$

$$\sigma_{ty_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{ty_k}, \sigma_{cy_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{cy_k}, \sigma_{by_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{by_k}$$

(式 3.2)

ここに、

- σ_{td}, σ_{cd} : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度及び軸方向圧縮力による圧縮応力度(N/mm²)
 $\sigma_{bt_d}, \sigma_{bc_d}$: 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度及び最大圧縮応力度(N/mm²)
 σ_{ty}, σ_{cy} : 引張降伏応力度及び弱軸に関する軸方向圧縮降伏応力度(N/mm²)
 σ_{by} : 曲げ圧縮降伏応力度(N/mm²)
 γ_{as} : 構造解析係数(表－3.2 参照)
 γ_{σ_y} : 鋼材降伏強度に関する部分係数(表－3.2 参照)
 N_d : 設計用軸力
 M_d : 設計用モーメント
 N_k : 構造解析によって得られた軸力
 M_k : 構造解析によって得られたモーメント
 γ_{sec} : 杭種混在時の断面力に関する部分係数(表－3.2 参照)
 A : 断面積
 Z : 断面係数

なお、添字 k および d はそれぞれ特性値および設計用値示す。

降伏応力度のうち、軸方向圧縮降伏応力度 σ_{cyk} は、表－3.3 により算定する。

表－3.3 軸方向圧縮降伏応力度(N/mm²)

SKK400 SHK400 SHK400M SKY400	SKK490 SHK490M SKY490
a) $\frac{\ell}{r} \leq 18$ のとき、 235	a) $\frac{\ell}{r} \leq 16$ のとき、 315
b) $18 < \frac{\ell}{r} \leq 92$ のとき、 $235 - 1.38 \left(\frac{\ell}{r} - 18 \right)$	b) $16 < \frac{\ell}{r} \leq 79$ のとき、 $315 - 2.04 \left(\frac{\ell}{r} - 16 \right)$
c) $92 < \frac{\ell}{r}$ のとき、 $\frac{2.01 \times 10^6}{6.7 \times 10^3 + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2}$	c) $79 < \frac{\ell}{r}$ のとき、 $\frac{2.04 \times 10^6}{5.0 \times 10^3 + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2}$

ℓ : 部材の有効長(cm)

r : 部材総断面の断面二次半径(cm)

(5) 支持力の照査

杭の支持力は、次式で照査する。

$$R_{ud} = \gamma_{ap} \cdot R_{uk} > P_d = P_k / \gamma_{sec} \quad (\text{式 3.3})$$

ここで、

R_{ud}	: 設計用軸方向抵抗
γ_{ap}	: 構造解析係数(表－3.2 参照)
R_{uk}	: 軸方向抵抗の特性値
P_d	: 設計用軸力
P_k	: 構造解析によって得られた軸力
γ_{sec}	: 杭種混在時の断面力に関する部分係数(表－3.2 参照)

γ_{sec} は各杭の杭頭断面の鋼種(SKK400、SKK490)に応じて、表－3.2 に示すように決める。

なお、 $R_{uk} = R_{pk} + R_{fk}$ (押込み時)
 $= R_{fk}$ (引抜き時)

であり、 R_{pk} : 杭先端抵抗力、 R_{fk} : 杭周面抵抗力は、次式で計算する。

①先端抵抗力 R_{pk}

- ・砂質土地盤を支持層とする場合

$$R_{pk} = 300NA_p$$

ここに、

R_{pk} : 静力学的抵抗算定式による杭の先端抵抗力の特性値(kN)

A_p : 杭先端の有効面積(m²)、開端杭の有効面積の設定に当たっては杭先端の閉塞率を考慮する。閉塞率はユーザーが入力する。

N : 杭先端地盤の N 値で、次式により算定する。

$$N = \frac{N_1 + \overline{N}_2}{2}$$

ここに、

N_1 : 杭先端地盤の N 値($N_1 \leq 50$)

\overline{N}_2 : 杭先端より上方 $4B$ なる範囲内の平均の N 値($\overline{N}_2 \leq 50$)

B : 杭の直径又は幅(m)

- ・粘性土地盤に杭の先端が根入れされている場合

$$R_{pk} = 6c_p A_p$$

ここに、

c_p : 杭先端位置での粘着力(kN/m²)

②杭の周面抵抗力 R_{fk}

$$R_{fk} = \sum \overline{\gamma_{fki}} A_{si}$$

ここに、

R_{fk} : 杭周面抵抗力の特性値(kN)

A_{si} : i 層の接触面積(m²)

$\overline{\gamma_{fki}}$: i 層の単位面積当たりの平均周面抵抗力(kN/m²)

砂質土地盤に対しては $\overline{\gamma_{fki}} = 2\overline{N}$

\overline{N} : i 層の平均 N 値

粘性土地盤に対しては $\overline{\gamma_{fki}} = \overline{c_a}$

$\overline{c_a}$: i 層の平均粘着力(kN/m²)

ここで、平均粘着力の値は、次のように求めてよい。

$c \leq 100 \text{ kN/m}^2$ の場合 $c_a = c$

$c > 100 \text{ kN/m}^2$ の場合 $c_a = 100 \text{ kN/m}^2$

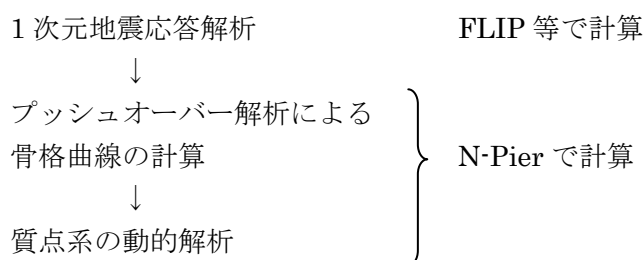
ここに、 c : 粘着力 (kN/m²) である。

4. L2 地震動に対する照査(その 1、プッシュオーバー解析)

(1) 照査の概要

新基準では、L2 地震動に関する偶発状態における性能照査の方法としては、2.の図-2.3 に示したように非線形動的解析を行うことを標準としている。非線形動的解析には、質点系の動的解析と FLIP 等を用いた有限要素法による動的解析等があるが、ここでは N-Pier で行う質点系の動的解析について述べる。

図-2.3 に示すように、質点系の動的解析は次のステップで行うが、N-Pier ではその内のプッシュオーバー解析と動的解析を行うことができる。



(2) プッシュオーバー用解析モデル

プッシュオーバー用の構造解析モデルは、3.の図-3.1 に示す部分係数法に基づく照査で用いた構造解析用モデルと基本的に同じである。異なるのは、地盤バネと部材(鋼管杭と床版)の非線形性の考慮の有無である。以下ではそれを説明する。

①水平方向の地盤バネ特性

水平方向の地盤の荷重変位関係は、横方向地盤反力係数 k_{CH} から求まるバネ定数を初期勾配とし、水平地盤反力の上限值を有するバイリニアモデルとする。旧基準では「道示」標準であったが、新基準では「港湾」標準となった。表-4.1 には両基準の比較を示す。

また、斜杭に対しては、斜杭傾斜角度 θ を用いて、横方向地盤反力係数 k_{CH} を補正する(表-4.2 参照)。なお、 θ の正負は荷重の向きによって異なるので、ユーザーは荷重の向きを指定する必要がある。

表-4.2 斜杭の横方向地盤反力係数の算定式

斜杭傾斜角度 (°)	算定式
$-30 < \theta \leq -20$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.051 \theta + 0.71)$
$-20 < \theta \leq -10$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.039 \theta + 0.95)$
$-10 < \theta \leq 0$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.034 \theta + 1.00)$
$0 < \theta \leq +10$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.026 \theta + 1.00)$
$+10 < \theta \leq +20$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.024 \theta + 0.98)$
$+20 < \theta \leq +30$	$k_{CH} = k_{CH0} \times (-0.017 \theta + 0.84)$

出典：久保浩一「杭の横抵抗に関する実験的な研究(その 3)」:

運輸技術研究所報告 Vol.12, No.3

表－4.1 新旧基準による水平方向の地盤バネ特性の比較

項 目	新法	旧法（道路橋示方書に準拠）
水平方向の 地盤反力係数 k_{CH}	$k_{CH} = \alpha_k \times k_H$ <p>ここに、</p> <p>k_{CH} ; 計算に用いる水平地盤反力係数 (kN/m³)</p> <p>α_k ; 補正係数 (=1.0)</p> <p>k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m³) (=2×1,500×N)</p> <p>N ; 地盤の N 値</p>	$k_{CH} = \alpha_k \times k_H$ $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ $B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ <p>ここに、</p> <p>k_{CH} ; 計算に用いる水平地盤反力係数 (kN/m³)</p> <p>α_k ; 単杭における補正係数 (=1.5)</p> <p>k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)</p> <p>k_{H0} ; 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)</p> <p>α ; 地盤反力推定に用いる係数 (地震時 $\alpha = 2$)</p> <p>E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m²) (=2800・N)</p> <p>B_H ; 換算載荷幅 (m)</p> <p>D ; 杭径 (m)</p> <p>β ; 杭の特性値 (m⁻¹)</p> <p>EI ; 杭の曲げ剛性 (kN・m²)</p>
地盤反力度の 上限値 p_{max}	$P_{max} = \alpha_p \{ K_p (\Sigma \gamma h + q) + 2 \cdot C \}$ $K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right]^2}$ $\theta = \tan^{-1} k \text{ (空中)} \quad \theta = \tan^{-1} k' \text{ (水中)}$ <p>ここに、</p> <p>p_{max} ; 地盤反力最大値 (kN/m²)</p> <p>α_p ; 受働土圧の割増係数 (=1.0)</p> <p>K_p ; 受働土圧係数</p> <p>γ ; 土の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>h ; 層厚 (m)</p> <p>q ; 上載荷重 (kN/m²)</p> <p>C ; 粘着力 (kN/m²)</p> <p>ϕ ; 内部摩擦角 (°)</p> <p>δ ; 壁面摩擦角 (°) (= -15°)</p> <p>θ ; 地震合成角 (°)</p> <p>k ; 設計震度(レベル 1 地震時の照査用震度の特性値を用いる)</p> <p>k' ; 見かけの震度</p>	$P_{max} = \alpha_p \{ K_p (\Sigma \gamma h + q) + 2 \cdot C \sqrt{K_p} \}$ $K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2}$ <p>ここに、</p> <p>p_{max} ; 地盤反力最大値 (kN/m²)</p> <p>α_p ; 受働土圧の割増係数 砂質地盤 ; $\alpha_p = 3.0$ 粘性土地盤 ; $\alpha_p = 1.5$ (N>2)、 =1.0 (N≤2)</p> <p>N ; 地盤の N 値</p> <p>K_p ; 受働土圧係数</p> <p>γ ; 土の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>h ; 層厚 (m)</p> <p>q ; 上載荷重 (kN/m²)</p> <p>C ; 粘着力 (kN/m²)</p> <p>ϕ ; 内部摩擦角 (°)</p> <p>δ ; 壁面摩擦角 (°) (= -$\phi/6$)</p>

②杭軸方向の地盤バネ特性

杭軸方向の地盤の荷重変位関係は、杭の軸方向バネ定数 K_v を初期勾配とし、軸方向抵抗力の上限値 P_{NU} と引抜き抵抗力の上限値 P_{TU} をそれぞれ上限値とするようなバイリニアモデルとする。杭軸方向のバネ定数 $K_v(kN/m)$ は(式 4.1)による。

$$\frac{1}{K_v} = \frac{L_1}{aE_p A_p} + \frac{L_2}{E_p A_p} \quad (\text{式 4.1})$$

ここに、

- A_p : 杭の純断面積(m^2)
- E_p : 杭の弾性係数($=2.0 \times 10^8 kN/m^2$)
- L_1 : 地中部の杭長(m)
- L_2 : 突出部の杭長(m)
- a : 補正係数で既往の載荷試験あるいは土質試験の結果より推定できる。例えば、打込み杭の場合、 $0.014(L_1/D)+0.72$ で得られる(D : 杭径(m))。

軸方向抵抗力、引抜き抵抗力の上限値 P_{NU} 、 P_{TU} は、(式 4.2)により算定する。

$$\left. \begin{aligned} P_{NU} &= \min(R_U, R_{PU}) \\ P_{TU} &= \min(P_U + W, P_{PU}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{式 4.2})$$

ここに

- P_{NU} : 軸方向抵抗力の上限値(kN)
- P_{TU} : 引抜き抵抗力の上限値(kN)
- R_U : 地盤から決まる杭の軸方向抵抗力(kN)
- P_U : 地盤から決まる杭の引抜き抵抗力(kN)
- W : 杭及び杭内部の土の有効重量(kN)
- R_{PU} : 杭体から決まる圧縮降伏軸力(kN) $= \sigma_{cyk} \cdot A_p$
- P_{PU} : 杭体から決まる引張降伏軸力(kN) $= \sigma_{tyk} \cdot A_p$
- σ_{cyk} : 軸方向圧縮降伏応力度(表-3.3 参照)
- σ_{tyk} : 引張降伏応力度
- A_p : 杭の断面積

なお、N・Pier では、杭頭から順に下向きに複数の断面に対して材質、板厚を設定することができるが、上記の A_p 、 σ_{cyk} 、 σ_{tyk} は、上から 2 番目の断面の値を用いて計算する。

③ 鋼管杭のモデル化

鋼管杭の材料モデルとしては、杭に生じる軸力及び曲げモーメントに応じて、杭の曲げ剛性を低下させる。 M ・ ϕ の関係は図-4.1のような全塑性モーメントを上限値とするトリリニアモデルを用いるが、より簡便な計算が可能なバイリニアモデルを用いても計算結果に差があまりみられないので、バイリニアモデルを用いてもよい。

図中、 M は鋼管杭に発生する曲げモーメント、 ϕ は鋼管杭の曲率、 M_y は鋼管杭の縁部降伏曲げモーメント、 M_p は鋼管杭の全塑性モーメント、 ϕ_y は鋼管杭の降伏時曲率、 ϕ_p は鋼管杭の全塑性時曲率である。鋼管杭の降伏曲げモーメント $M_y(kN \cdot m)$ は(式 4.3)により求められる。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) Z_e \quad (\text{式 4.3})$$

ここに、

- N : 鋼管杭に作用する軸力(kN)
- σ_y : 鋼管杭の降伏強度(kN/m²)
- A : 鋼管杭の断面積(m²)
- Z_e : 鋼管杭の断面係数(m³)

鋼管杭の全塑性曲げモーメント $M_p(kN \cdot m)$ は(式 4.4)により求める。

$$\left. \begin{aligned} M_p &= M_{po} \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) \\ \alpha &= \frac{N}{N_{yo}} \\ M_{po} &= Z_p \sigma_y \\ Z_p &= \frac{4}{3} \{R^3 - (R-t)^3\} \\ N_{yo} &= \sigma_y A \end{aligned} \right\} \quad (\text{式 4.4})$$

ここに、

- M_{po} : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性曲げモーメント(kN・m)
- N_{yo} : 鋼管杭の降伏軸力(kN)
- Z_p : 鋼管杭の塑性断面係数(m³)
- t : 鋼管杭の板厚(m)
- R : 鋼管杭の半径(m)

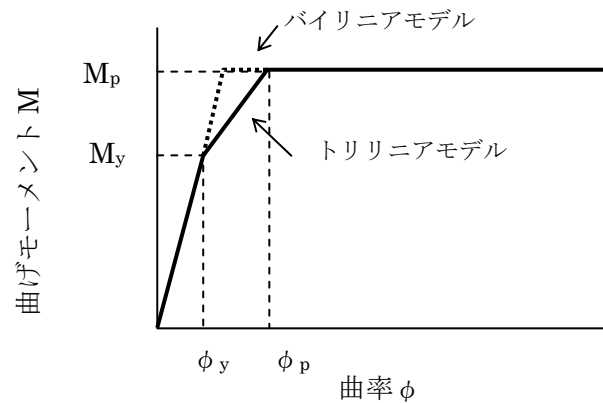


図-4.1 鋼管杭の $M-\phi$ 関係

④ 上部工の(非線形部の)モデル化

鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリート上部工の部材特性は、図-4.2 に示す曲げモーメント-曲率関係から定まる弾塑性モデルとするのが理想的である。

図中、 M_c はひび割れ発生モーメント、 M_y は鉄筋降伏モーメント、 M_u は終局曲げモーメントである。これらは限界状態設計法により求める(コンクリート標準示方書などを参照)。

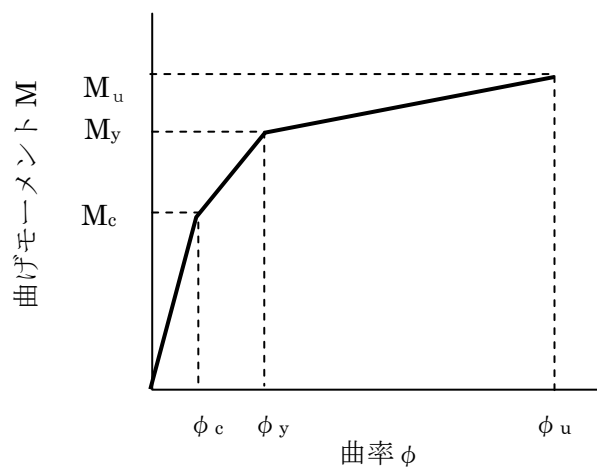


図-4.2 コンクリート上部工の $M-\phi$ 関係

(3) プッシュオーバー解析

プッシュオーバー解析によって栈橋の水平荷重 P_H と水平変位 δ の関係(骨格曲線)を求める。これにより得られた骨格曲線を用いて 1 質点系あるいは 2 質点系の動的解析を実施して、栈橋の変形量を把握する。この詳細については 5. で述べる。

5. L2 地震動に対する照査（その2 質点系動的解析）

(1) 1 質点動的解析

これまでの栈橋の水平保有耐力の検討は、以下の手順で行われてきた。

- ・ プッシュオーバー解析によって栈橋の水平荷重 P_H と水平変位 δ の関係（骨格曲線）を求める。この時、イベントから栈橋の許容変位を求める（図-5.1 参照）。
- ・ 栈橋の重量を W とし、骨格曲線の初期勾配からバネ定数 K_0 を求め、次式によって栈橋の固有周期 T を求める。

$$T = 2\pi\sqrt{W/gK_0} = 2.01\sqrt{W/K_0} \quad (\text{秒})$$

- ・ 応答スペクトルを用いて上で求めた固有周期から応答加速度を求める。なお、応答スペクトルは地盤の動的解析を行い、仮想地表面下 $1/\beta$ での応答加速度から求めるのを標準とするが、L1 地震動に対しては、所与の標準応答スペクトルを用いてもよい。
- ・ この応答加速度に対する水平荷重から応答変位を骨格曲線上で求める（図-5.1 参照）。この応答変位と許容変位を比較して耐震性の照査を行う。

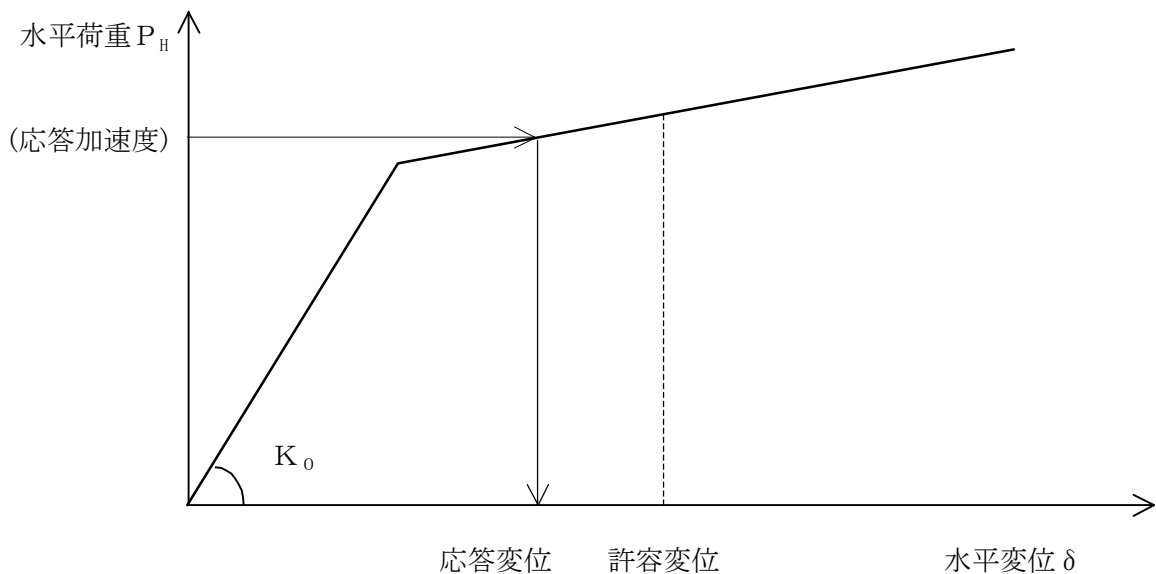


図-5.1 プッシュオーバー解析による骨格曲線

しかし、応答スペクトルは元々線形の系に対して決められたものであり、骨格曲線の非線形性を十分考慮したものではない。そこで新基準では、骨格曲線の非線形性を考慮した1質点動的解析を行うことを標準とした。

図-5.2 に解析モデルを示す。質点の重量、非線形バネの特性はそれぞれプッシュオーバー解析で用いた栈橋の重量、骨格曲線を用いる。また、減衰は質量比例減衰を用いる。なお、入力加速度は仮想地表面下 $1/\beta$ での地震応答加速度を用いる。

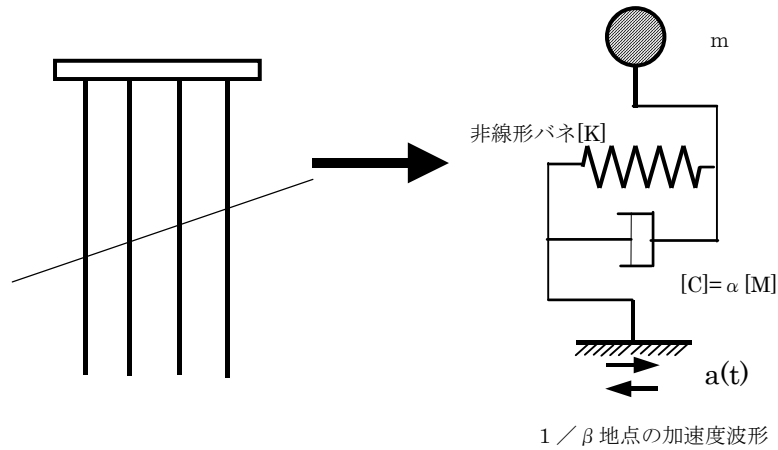


図-5.2 1 質点非線形モデル

栈橋の構造によっては、载荷方向（海→陸、陸→海）によって骨格曲線が大きく異なる場合がある。その場合には両方向のプッシュオーバー解析を行ってそれを取り込む必要がある。N・Pier では、海→陸を＋方向、陸→海を－方向とし、それぞれに対して降伏変位 δ_y 、2 次勾配 K_2 を指定できるようになっている(図-5.3 参照)。なお、1 次勾配 K_1 は＋方向、－方向とも同じとする。2 次勾配 K_{2+} 、 K_{2-} は、 K_1 に対する比で与える。

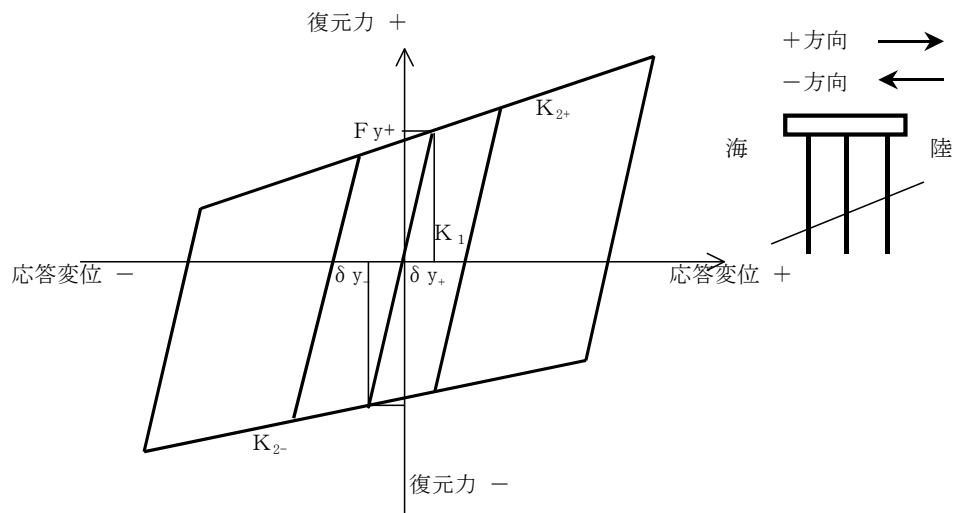


図-5.3 非線形バネ特性

(2) 2 質点動的解析

これまでは栈橋だけを対象としてきたが、ここでは栈橋上にクレーンが載った場合を対象とする。この場合、栈橋とクレーンの質量比や固有周期比によって栈橋の応答特性が変化する可能性がある。これに対しては、栈橋とクレーンをそれぞれ質点 m_1 、 m_2 とした 2 質点動的解析を行うものとする。

図-5.4 に解析用モデルを示す。栈橋のバネ特性 K_1 は、1 質点動的解析のモデルと同じ非線形バイリニア型とする。クレーンのバネ特性 K_2 は線形とする。

減衰定数 h_1 、 h_2 は栈橋とクレーンの固有振動それぞれに対応して与える。通常、栈橋の固有振動に対応する減衰定数 h_1 は 5 %～10 %程度、クレーンの固有振動に対応する減衰定数 h_2 は 1 %～2 %程度とする。なお、実測値がある場合はその値を用いる。

計算は質量比例減衰（レーレー減衰： $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ において、 $\beta=0.0$ とした場合）を用いて行う。この時のレーレー減衰の係数 α は、栈橋とクレーンそれぞれについて減衰定数 h_1 、 h_2 と固有振動周期 T_1 、 T_2 を用いて計算する（具体例は例題集の 5. を参照）。

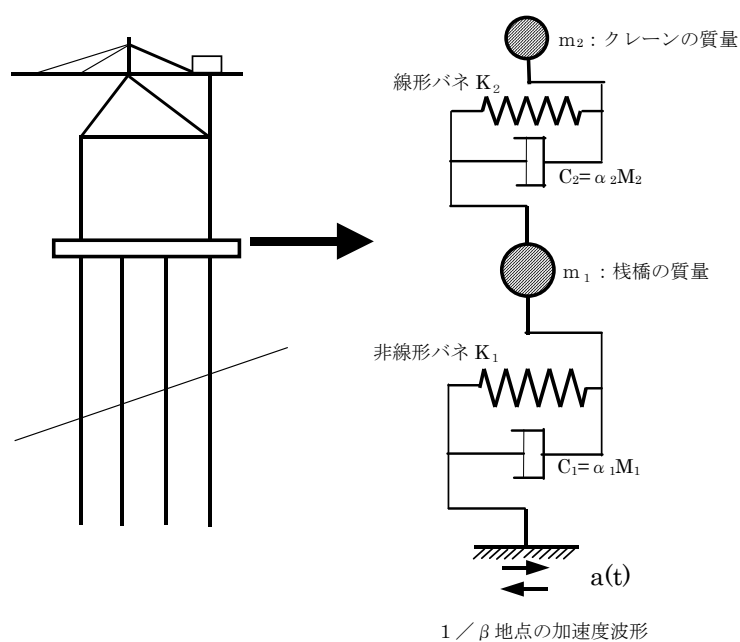


図-5.4 2 質点非線形モデル