

ロッキング基礎の開発 Development of the Rocking Foundation

田中浩一 Koichi Tanaka
伊藤浩二 Koji Ito
松田隆 Takasi Mastuda

1. はじめに

橋梁の大規模地震に対する耐震設計は、柱基部の塑性化を許容する設計が一般的である。従って、地震後には橋脚ひび割れ補修だけでなく、損傷の点検や修復作業など供用までの時間が必要となる。一方、基礎に作用する断面力は橋脚基部曲げ降伏荷重により決定され、橋脚基部先行降伏となるよう大規模地震（L2地震）においても基礎を弾性範囲とする設計が一般的である。

建築分野においては、基礎の転倒防止のためのコストアップを回避するため、基礎の浮上りを許容して免震効果を図り、かつ建物の応答や損傷を抑制する技術が実用化段階にある¹⁾。また土木分野ではSouth Rangitikei橋も同様の設計思想である²⁾。

直接基礎においてフーチングの浮上りが伴うロッキング（以下、ロッキング）が生じると免震効果だけでなく地盤への逸散減衰が期待できる²⁾。また橋脚が塑性化する前にフーチングが浮上ること、橋脚基部の損傷も低減できる^{3), 4)}。しかしながら、直接基礎の場合、浮上った反対側の支持地盤の塑性化や、フーチングと支持地盤が離れることによる基礎水平耐力の急激な低下により基礎に残留変位や横ずれなどが生じる問題がある。

そこで著者らは、前述したロッキングに伴う問題点を解決し、かつロッキングの利点である免震効果を生かした基礎構造を提案した。それは各杭頭に水平力を伝達し、かつフーチングの浮上り、ロッキングを可能とする減衰機能の付いた伸縮装置（ISTダンパー）を設けた杭基礎構造である。

2. ISTダンパーを用いたロッキング基礎

このロッキング基礎の概念図をFig. 1に示す。

ISTダンパー（Inflatable Steel Tubular-Damper）は、引抜き時には鋼管が圧縮応力状態となり、フックの法則により鋼管が膨れ上がるので鋼管とコンクリートとの摩擦が増加する。逆に押し込み時には鋼管 - コンクリート間の摩擦力が減少する。このISTダンパーの径や長さを変化させることでロッキング開始点の調節が可能である。橋脚基部の曲げ降伏前にロッキングさせて、L2地震時に曲げ剛性の低下による免震効果を図るだけでなく、ISTダンパーの履歴減衰も期待できる。押し込み時に摩擦力を減少させたのは、自重により変位が元に戻ることを阻害しない事と、フーチングが杭頭に着地する際の地盤への逸散減衰²⁾を期待するためである。

ISTダンパー上部はCFT構造とし、フーチングが浮き上っても各杭にせん断力を均等に伝達するロングスト

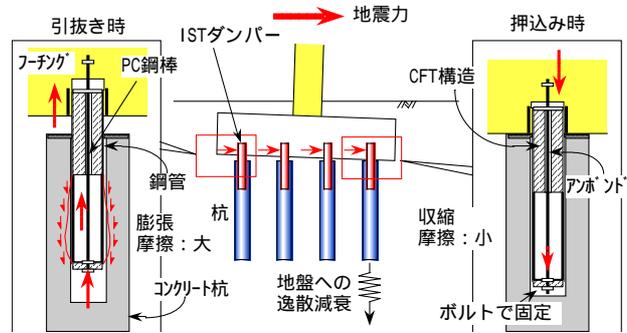


Fig. 1 ISTダンパーを用いたロッキング基礎
Rocking Foundation with IST-Damper

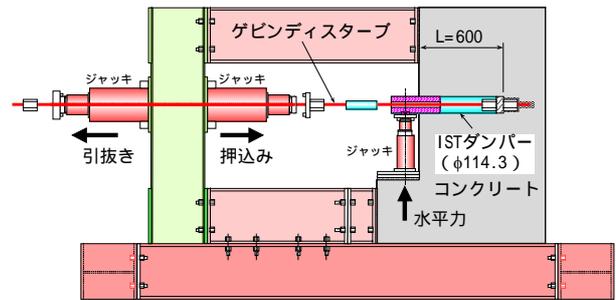


Fig. 2 ISTダンパーの試験装置
Testing set up for IST-Damper

ロークシェアキーとして機能する。これはロッキング時に引抜き側の杭が水平力負担をしないと、押し込み側の杭に水平力が集中して杭がコストアップするのを回避するためと、直接基礎でのロッキングのような横ずれを防止し、ロッキング終了後でも所定の位置に戻るよう配慮したためである。

3. ISTダンパーの性能試験

3.1 試験概要

ISTダンパーの摩擦力を評価するため、押し引きの繰返し加力試験を行った。試験装置をFig. 2に示す。

加力方法は、CFT部の作用せん断応力度が5.0N/mm²相当の水平力（50kN）を作用させて引抜きを行う。所定の変位に達した段階で引抜き荷重を除荷した後、水平力を半分（25kN）として押し込みを行う。引抜き時の作用せん断応力度は、高さ約14mの道路橋の橋脚基部曲げ降伏時の基礎下面せん断力をISTダンパーのCFT部面積で除した値である。押し込み時のせん断応力度を引抜き時の半分としたのは、事前の動的解析結果から、押し込み時のせん断応力度は引抜き時の約30～40%であったためである。所

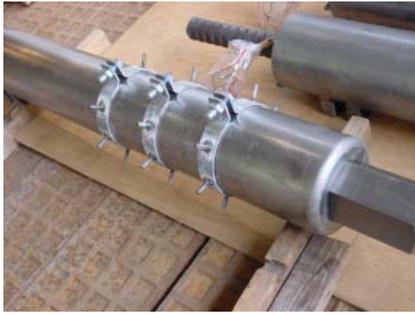


Photo 1 摩擦増加バンド
Friction Build-up Band

Table 1 試験パラメータ
Test Parameters

試験体名	水平力 (kN)		摩擦増加 バンドの有無	鋼管 埋込み長さ (mm)
	引抜き時	押込み時		
L600-T6	0	0	-	114.3 t=6mm
L600-T6-H	50	25	-	600
L600-T6-H+B	50	25	-	

定の変位量とは、すべり量がd=1mm, 2mm, 4mm, 8mm, 16mm, 32mm, 64mmであり、繰返し回数は32mmまでは2サイクル、その後、d=64mmでは1サイクルとした。

鋼管 - コンクリート間の引抜き力は摩擦力と付着力から成り、付着成分は付着が切れた後は残存しない⁵⁾。本試験では鋼管表面には全て撥水処理を施し、鋼管 - コンクリート間の付着力を取り除いた。ロッキング開始点が付着強度のバラツキにより変動する事は、橋脚の作断面力を制限する点と、安定した免震効果や減衰効果を得る点、そして設計が煩雑になるなど好ましくないと考え、一定の押込み・引抜き力を与える摩擦力のみとした。

試験ケースをTable 1に示す。表中の摩擦増加バンドとはphoto 1に示すように鋼 - コンクリート接触面だけでなく鋼と鋼の接触面を付加し、鋼管が接触しているコンクリート面が繰返しにより劣化しても安定した押込み・引抜き力を発揮するため、摩擦力を増加させてダンパーの小型化を図るためのものである。

使用したコンクリートの配合表と材料試験結果をそれぞれTable 2, Table 3に示す。配合は場所打ち杭コンクリートの仕様規定より定めている⁶⁾。ISTダンパーに用いた鋼管の材料試験結果をTable 4に示す。

3.2 試験結果

摩擦応力と拔出し量との関係を、Fig. 3, Fig. 4に、また拔出し、押込み時それぞれの最大摩擦応力をTable 5に示す。摩擦応力とは作用荷重をコンクリート中の鋼管表面積で除した値である。なお、表面積を計算する際の鋼管長さは、拔出した長さを減じている。鋼管の膨張・収縮により引抜き時の方が押込み時より摩擦応力が大きく、水平力や摩擦増加バンドの有無に関わらず、ほぼ10:6の関係がある。鋼管表面の付着力が減じたため、水平力が作用しない場合、拔出し量が小さい段階で摩擦応力は小さい。一方、水平力が作用した場合には、拔出し量に関わらずほぼ一定の値となる。

Table 2 コンクリートの配合
Concrete Mix Proportions

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	粗骨材 最大寸法 (mm)	単位量 (kg/m ³)			
			水	セメント	細骨材	粗骨材
50.6	44.1	20	117	350	773	1000

Table 3 コンクリートの材料試験結果
Mechanical Properties of Concrete

試験体名	L600-T6	L600-T6-H	L600-T6-H+B
材令(日)	45	68	72
圧縮強度 (N/mm ²)	43.1	42.7	43.9

Table 4 鋼材の材料試験結果
Mechanical Properties for Steel Tube

鋼管	弾性係数 × 10 ⁵ (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
φ114.3 t=6.0mm	1.90	428	676	36.4

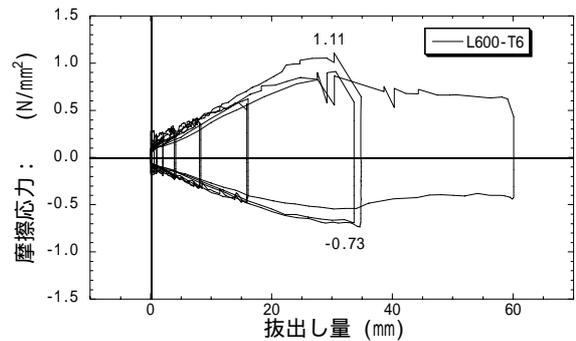


Fig. 3 摩擦応力 - 拔出し量の関係 (水平荷重なし)
Friction-slip Relationship in Case of Non Horizontal Loading

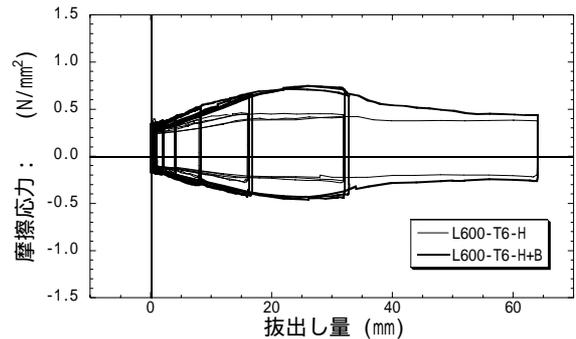


Fig. 4 摩擦応力 - 拔出し量の関係 (水平荷重あり)
Friction-slip Relationship in Case of Horizontal Loading

Table 5 試験結果
Summary of Test Result

試験体名	最大摩擦応力 (N/mm ²)		最大摩擦応力の比	
	引抜き時	押込み時	引抜き時	押込み時
L600-T6	1.11	0.73	1	0.66
L600-T6-H	0.46	0.28	1	0.61
L600-T6-H+B	0.75	0.46	1	0.61

4. 動的解析による性能評価

4.1 解析の概要

本基礎形式の免震効果を確認するため、高さ14mの橋脚⁷⁾の橋軸方向を対象に動的解析を行った。解析モデルをFig. 5に、また解析ケースをTable 6に示す。

橋脚、フーチングははり要素でモデル化し、そのM - φ関係は武田モデル⁸⁾とした。なお、上部工質量と橋脚剛性から求めた固有周期は0.86秒である。

解析に用いた地盤定数をTable 7に示す。ロッキングによる免震効果や逸散減衰効果に着目するため、地盤は弾性とした。この地盤の特性値(T_G)は0.557秒である。したがって2種地盤に相当する⁹⁾。

基盤に入力した地震波は、それぞれ直下型と海洋型のL2地震波¹⁰⁾である。2種地盤における固有周期0.86秒での標準加速度応答スペクトル値はそれぞれ1750Gal、850galである⁹⁾。そこで応答倍率を2.5と考え、この地震波を地表面最大加速度がそれぞれ700Gal、340Galとなるよう加速度を調節して用いた。なお、地震後の残留変位を確認するため、自由振動終了までの時間として各々の地震波に10秒間の加速度を0とした区間を設けた。

ロッキング開始点は橋脚基部曲げ降伏モーメントの85%、75%、65%となるようにISTダンパーの引抜き開始点をモデル化した。なお、押込み開始点はISTダンパーの性能試験結果より、抜出し開始点の60%としている。

4.2 応答変位

応答変位時刻歴の代表例をFig. 6に、また最大変位をTable 8に示す。通常基礎に比べてロッキング基礎では降伏震度が低いため、直下型地震で最大45%、海洋型で最大16%応答変位が大きくなる。直下型地震波は振動と言うよりも第一波がインパルスに近いので、ロッキング振動のメリットが生かされない。これに対して、海洋型の地震波の場合、ロッキングによる免震効果や減衰効果、ISTダンパーの履歴減衰の効果により、変位が抑制されている。またいずれの地震波においても残留変位は発生しない。通常基礎では橋脚基部の曲率が降伏曲率以上となる。一方、本ロッキング基礎の橋脚基部はいずれの場合も弾性範囲にあった。したがって、橋脚変位はロッキングによる回転成分が大部分を占めたこととなる。

4.3 応答加速度

応答変位時刻歴の代表例をFig. 7に、また最大加速度をTable 8に示した。ロッキング開始点が橋脚基部曲げ降伏モーメント以下になっていることと、ロッキング時の免震効果により、いずれの地震波においても加速度が低減できている。ロッキング中は加速度が一定になる傾向がある。Fig. 8、Fig. 9には各地震波での応答加速度スペクトルを示す。これは橋脚天端の加速度時刻歴の計算値から算出したものである。直下型地震波では全体に長周期化し、応答加速度が抑制されているが、橋脚の固有周期(0.86秒)近傍では低減効果が低い。これはフーチン

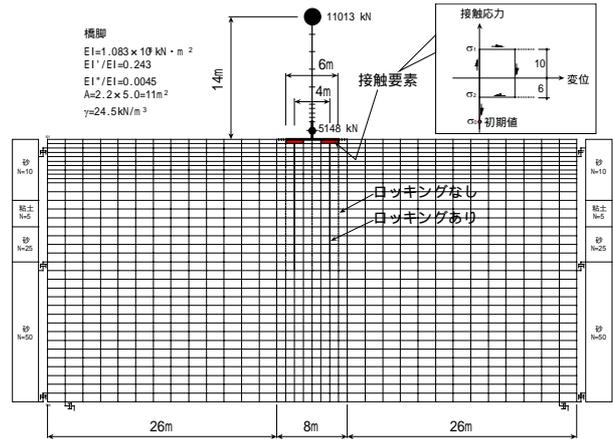


Fig. 5 動的解析モデル
Dynamic 2D-FE Analytical Model

Table 6 解析ケース
Parameter of Dynamic Analysis

解析ケース	ロッキング開始モーメント 橋脚の降伏モーメント	杭列数	L2地震波 の種類
T1-N	ロッキングなし	3	海洋型
T1-85-ROCK	0.85	2	
T1-75-ROCK	0.75		
T1-65-ROCK	0.65		
T2-N	ロッキングなし	3	直下型
T2-85-ROCK	0.85	2	
T2-75-ROCK	0.75		
T2-65-ROCK	0.65		

Table 7 解析に用いた地盤定数
Soil Properties of Dynamic Analysis

地盤種類	N値	層厚	単位重量 (kN/m ³)	せん断弾性 波速度 Vs (m/s)	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比
砂質土	10	7	17	140	98,300	0.45
粘性土	5	3	17	170	145,000	0.45
砂質土	25	4	19	230	297,600	0.45
砂質土	50	16	19	295	472,600	0.45
基盤	-	-	19	350	665,400	0.40

Table 8 解析結果
Summary of Analytical Results

解析ケース	応答変位 max (cm)	応答加速度 A _{max} (gal)	浮上り量 L _{max} (cm)	浮上り回数 ¹⁾ N _{max} (回)
T1-N	15.0	519	-	-
T1-85-ROCK	14.4	323	2.9	5 (9)
T1-75-ROCK	15.1	290	3.4	6 (12)
T1-65-ROCK	17.5	255	4.6	8 (15)
T2-N	20.4	581	-	-
T2-85-ROCK	26.0	351	6.6	5 (8)
T2-75-ROCK	26.8	313	7.3	5 (7)
T2-65-ROCK	29.6	255	8.4	6 (9)

1: 浮上り回数は、左右の杭の内、多い方の値。カッコ内は左右の合計。

グが着地している時の構造は、通常基礎に近く、かつ損傷が無いので弾性応答をしているためである。一方、海洋型地震波の場合、応答変位が小さかったため、長周期側の加速度低減効果が少ない。

4.4 浮上り量

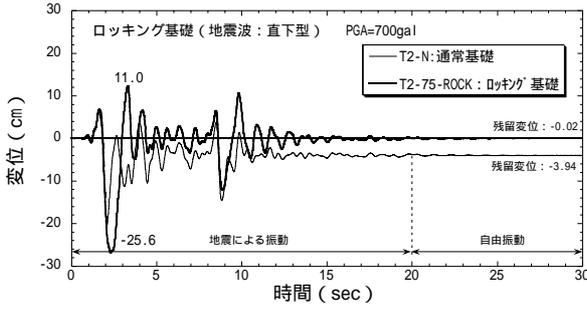


Fig. 6 応答変位 (直下型地震時)
Displacement Response at the Top of Pier
in Case of Inland Type Earthquake

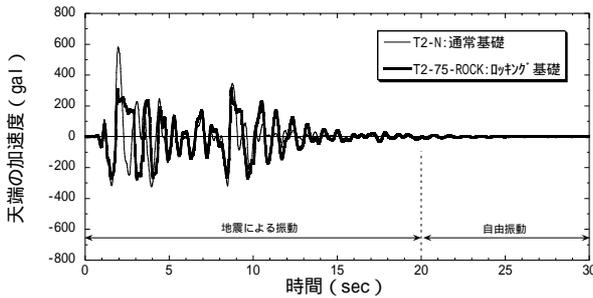


Fig. 7 応答加速度 (直下型地震時)
Acceleration Response at the Top of Pier
in Case of Inland Type Earthquake

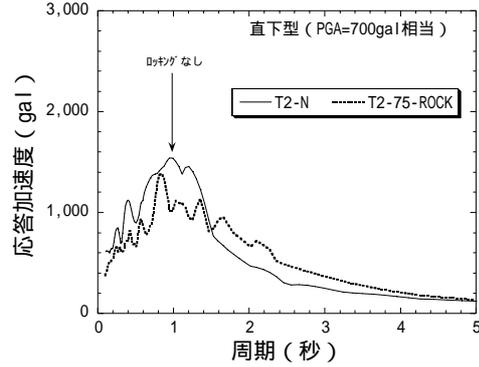


Fig. 8 応答加速度スペクトル (直下型地震時)
Acceleration Response Spectra
in Case of Inland Type Earthquake

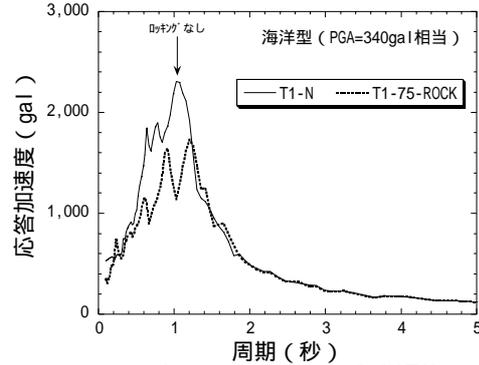


Fig. 9 応答加速度スペクトル (海洋型地震時)
Acceleration Response Spectra
in Case of Plate Boundary Type Earthquake

フーチングの最大浮上り量、浮上り回数をTable 8中に示す。浮上り量は数センチ程度であり、ISTダンパー直径をφ400と考えると、直径の20%程度である。また杭一本当たりの浮上り回数は最大で8回とISTダンパー性能試験での押し・引き繰返し回数(13回)よりも少ない。したがってL2地震時のみ作動するダンパーとしては、ISTダンパーのような簡易なもので十分と言える。

5. まとめ

ISTダンパーを用いたロッキング基礎の成立性確認のためISTダンパーの性能試験と、そこから得られた履歴特性を反映した動的解析によるパラメトリックスタディを行った。その結果、以下の結論を得た。

- 1) ISTダンパーはせん断力作用下においても、引き：押しで10:6の異なる摩擦力を発揮する。
- 2) 大規模地震においても橋脚は弾性範囲に留まり、かつ残留変位が生じない。従って、この基礎は震後のメンテナンスを省力化できる基礎構造となり得る。
- 3) この基礎における応答変位の抑制効果は、ロッキング回数が多い海洋型地震時の方が大きい。
- 4) この基礎では応答加速度を減らすことができ、フーチングのスリム化や杭本数を減らすなどのコストダウンが可能となる。

参考文献

- 1) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 石黒三男: 地震時浮

上り許容構造物における杭頭接合, 基礎工 Vol.29, No.12, pp.81-84, 2001

- 2) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, pp.516-533, 1996
- 3) 細入圭介, 川島一彦: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会第56回年次講演概要集第 部門, pp.86-87 (I-B043), 2001
- 4) 林康裕: 直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集 第485号, pp.53-62, 1996
- 5) 田中浩一, 大内一, 長沼一洋, 緒方辰男: 水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.89-108, 2000
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 - 下部構造編 -, p.149, 2002
- 7) 石井浩子: パソコンプログラムによる設計計算例 - 杭基礎 -, 基礎工 Vol.25, No.7, pp.93-97, 1997
- 8) Toshikazu Takeda, Mete A.Sizen, N.Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 9) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 - V耐震設計編 -, 2002
- 10) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 - 耐震設計 -, p.38, 1999