

PC 鋼より線を用いたインターロッキング式橋脚の耐震性について

Experimental Investigation on Earthquake Resistance of Interlocking Pier with Prestressing-steel Strand

奈良 正
NARA Tadashi

(財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

Interlocking pier has lateral ties with a circular hoop reinforcing bars or circular spiral bars that are partially overlaid. This type of ties has high concrete restraint effect and has excellent deformation performance without arranging intermediate hoop reinforcing bars. It is generally desirable to use circular hoop reinforcing bars in modernize the equipment for economization. But it is difficult to process the reinforcing bar with a diameter of over 22mm to be circular for large scale pier because of the restriction due to reinforcing bar preparation. Therefore, it is conceivable that using the prestressing-steel strand is effective to an interlocking pier with large section. The present describes the earthquake resistance of newly developed interlocking pier with prestressing-steel strands.

Key Words : prestressing-steel strand, interlocking pier

1. はじめに

インターロッキング式橋脚とは、図-1 に示すように、橋脚の横拘束筋として、円形帯鉄筋あるいは円形スパイラル筋を部分的に重ね合わせたものである。図-2 に示す従来の配筋橋脚のように中間帯鉄筋を配さずして高いコンクリート拘束効果が期待できることから、従来配筋タイプと比べて大幅に帯鉄筋量を低減することができる。

一般的に、施工の省力化を図るため、横拘束筋に円形スパイラル筋を採用することが望ましい。しかし、国内においては、円形スパイラル筋の加工は、径22mm以上の鉄筋を直径3.0m以上の円形に加工することが出来ないのが現状である。今後、大断面橋脚においてもインターロッキング式橋脚の構造メリットを生かしつつ、施工性の向上を図るためには、円形スパイラル筋の代替として、高強度かつ柔軟で長さにもほぼ制約の無いPC鋼より線を適用することが有効であると考えられる。

本稿は、PC鋼より線を用いたインターロッキング式橋脚の耐震性能について報告するものである。

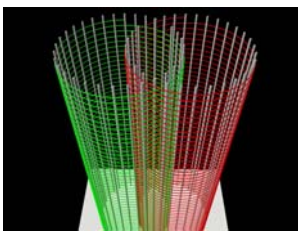


図-1 インターロッキング式橋脚

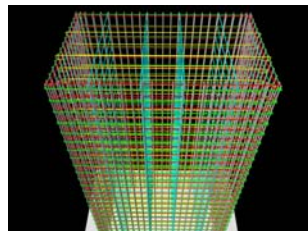


図-2 在来式配筋橋脚

2. 耐震性能実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、東京国際空港東側ターミナル地区上層道路南側取付橋梁の橋脚の一部でインターロッキング式橋脚が採用されていることを受け、その橋脚を対象に試験体を設定した。試験体の諸元および形状・配筋図をそれぞれ表-1 および図-3 に示す。

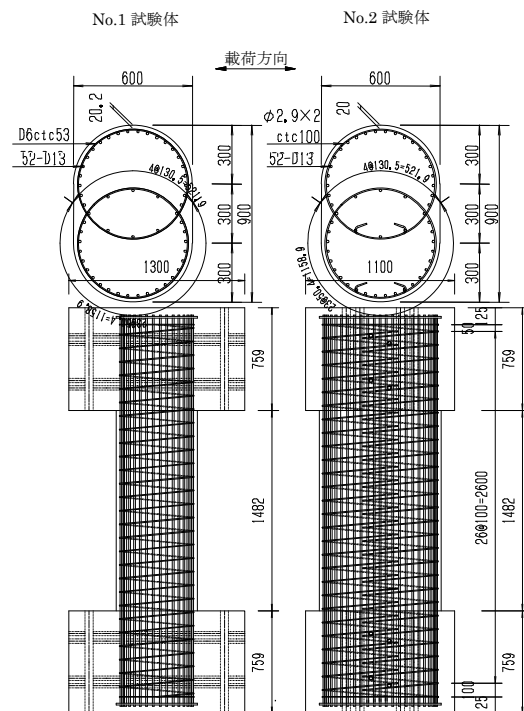


図-3 試験体の形状および配筋

表-1 試験体の諸元

試験体名	断面幅 B(mm)	断面高さ D(mm)	柱高 H(mm)	軸方向鉄筋 径-本数	軸方向鉄筋比 (%)	帯鉄筋 径-ピッチ(mm)	帯鉄筋体積比 (%)
No.1	900	600	1482	D13-52	1.42	D6@53	0.43
No.2						φ2.9@100	0.43※

※は等価帯鉄筋体積比

試験体は、試験機能力の制約から、実物大の1/5縮尺とし、東京国際空港で採用された円形帯鉄筋を用いたタイプNo.1とPC鋼より線を用いたタイプNo.2とした。両試験体とも主鉄筋は、コンクリートの充填性を考慮し、鉄筋径を13mmとして、公称鋼材強度を用いた曲げ水平耐力が実大橋脚の1/25程度となるように配筋した。また、帯鉄筋に関しては、No.1試験体については、公称鋼材強度を用いた曲げせん断耐力比が実大橋脚と同程度になるよう調整し、D6(SD345)を53mmピッチとした。No.2試験体では、せん断耐力をNo.1試験体と同程度にするため、式(1)に示すようにPC鋼より線の強度を考慮した等価帯鉄筋体積比とNo.1試験体の帯鉄筋体積比が等しくなるようにφ2.9-2本より($f_{wy}=1710\text{N/mm}^2$)を100mm間隔で配筋した。

$$\rho_s^{eq} = \frac{f_{wy}^{PC}}{f_{wy}^S} \times \rho_s^{PC} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 ρ_s^{eq} : 等価帯鉄筋体積比

ρ_s^{PC} : PC鋼より線の帯鉄筋体積比

f_{wy}^{PC} : PC鋼より線の降伏強度

f_{wy}^S : 円形帯鉄筋の降伏強度

2.2 荷重装置および荷重方法

荷重装置は、図-4に示すように、試験体に逆対称曲げモーメントを発生させるように、試験体上下端を固定し、試験体中心高さに水平力が加わるようにした。また、本実験対象橋脚の橋脚自重および上部工重量を考慮し、一定軸力を作用させた。

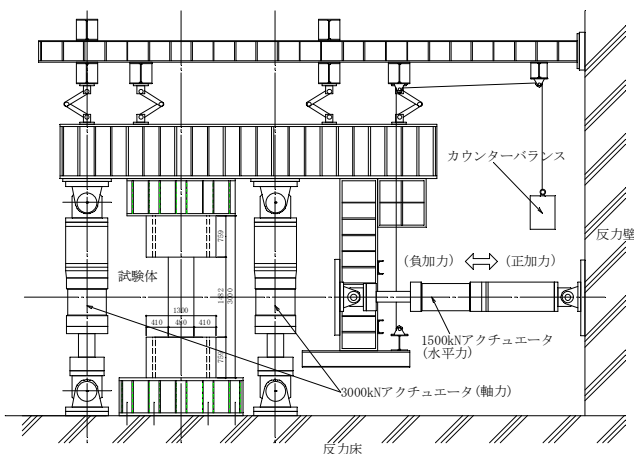


図-4 荷重装置

荷重方法は、定変位正負交番荷重とし、道路橋示方書に基づき初降伏水平耐力まで荷重制御で荷重した後、変位制御で変位靱性率 $\mu=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 8.0\dots$ の各変位において3回繰り返す荷重方法とした。

なお、実験は1サイクル目における耐力が、最大耐力の80%程度以下となるまで荷重した。

測定項目は、軸力、水平荷重、水平変位、曲率、せん断変形、主鉄筋および帯鉄筋ひずみ等であり、ひび割れ状況等の損傷・破壊進捗状況も目視確認を行った。

3. 実験結果および考察

表-2に実験結果を、表-3に材料試験結果を用いた計算耐力を示す。

表-2 実験結果

試験体名		初降伏荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	最大荷重 (kN)	終局変位※ (mm)	靱性率 μ
No.1	正側	+657.1	+739.1	6.5	+872.8	68.2	10.5
	負側	-658.0	-784.2		-886.2		
No.2	正側	+656.4	+719.9	6.6	+831.4	58.6	8.9
	負側	-657.3	-778.5		-857.0		

表-3 計算耐力

試験体名	初降伏水平耐力 P_{yo} (kN)	曲げ水平耐力 P_u (kN)	せん断耐力 P_{so} (kN)
No.1	656.1	888.4	688.3
No.2	655.7	888.1	688.2

実験耐力と計算耐力との関係は、以下ようになった。

- ① 試験体の初降伏荷重は、初降伏水平耐力とほぼ同等となった。
- ② No.1試験体の最大荷重は、曲げ水平耐力とほぼ同等であった。
- ③ No.2試験体の最大荷重は、曲げ水平耐力を若干下回った。
- ④ 各試験体の最大荷重は、せん断耐力を上回った。

損傷・破壊については、曲げ降伏前までは各試験体とも、曲げひび割れの発生、曲げせん断ひび割れの発生について同様な進展状況であったが、曲げ降伏後は、No.1試験体では写真-1~3に示すように、 $4\delta_y$ で柱上下端部コンクリートの圧縮破壊、 $8\delta_y$ でせん断ひび割れ幅が増大後、 $10\delta_y$ でかぶりコンクリートの剥離が見られた。一方、No.2試験体では、写真-4~6に示すように、 $3\delta_y$ でせん断ひび割れ幅が増大後、 $6\delta_y$ で柱上下端部コンクリートの圧縮破壊、 $8\delta_y$ でコンクリートの剥離が見られた。設計上必要とされるせん断耐力までの範囲では、各試験体とも損傷状況には顕著な違いは見られなかった。

水平荷重と層間変位の関係は、図-5に示す水平荷重と層間変位(包絡線)を見ると、No.1試験体では、 $8\delta_y \sim 10\delta_y$ から耐力の低下が見られ、No.2試験体では、 $4\delta_y \sim 6\delta_y$ から耐力の低下が見られた。これは、せん断ひび



写真-1 No.1 試験体 (4 δ_y 終了時)



写真-2 No.1 試験体 (8 δ_y 終了時)



写真-3 No.1 試験体 (10 δ_y 終了時)



写真-4 No.2 試験体 (3 δ_y 終了時)



写真-5 No.2 試験体 (6 δ_y 終了時)



写真-6 No.2 試験体 (8 δ_y 終了時)

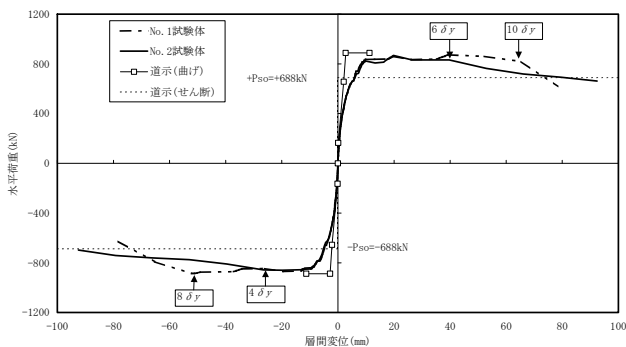


図-5 水平荷重と層間変位の関係 (包絡線)

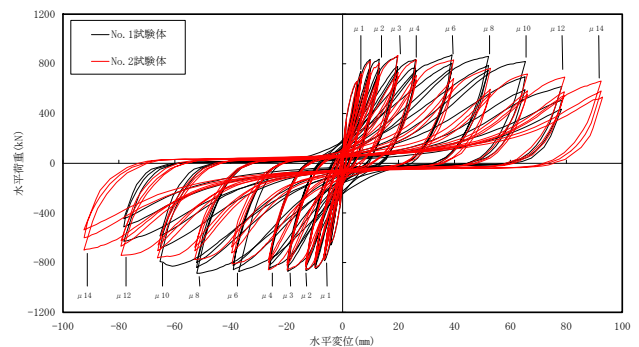


図-6 水平荷重と層間変位の関係 (履歴曲線)

割れの増大に起因するものと考えられる。ただし、主鉄筋降伏後の耐力低下については、No. 1 試験体に比べ、No. 2 試験体の方が緩やかであった。また、図-6 に示す水平荷重と層間変位 (履歴曲線) を見ると、No. 2 試験体の水平荷重および層間変形の 0 点付近の履歴面積は、No. 1 試験体に比べ小さく、エネルギー吸収能がやや小さい結果となった。これは、No. 2 試験体が、過大なせん断ひび割れにより耐力低下が大きかったこと、PC 鋼より線が弾性挙動によりループ形状が細くなり、履歴面積が小さくなったことが考えられる。

軸方向鉄筋 (主鉄筋) のひずみ分布を図-7 に示す。曲げ降伏前までは、両試験体とも柱高さ方向、断面高さ方向とも同様な分布形状を示しているが、2 δ_y 以降 No. 2 試験体は No. 1 試験体と異なり、ひずみが増大する領域が柱高さ方向に拡大する傾向となった。これは、せん断ひび割れの増大やかぶりコンクリートの剥落等による軸方向鉄筋 (主鉄筋) および帯鉄筋の付着の低下によるものと考えられる。

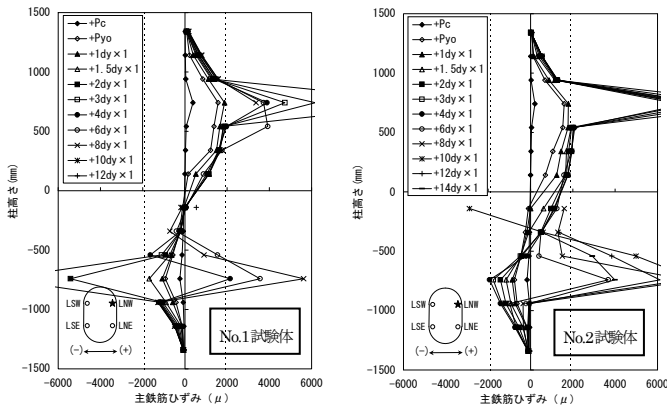


図-7 主鉄筋ひずみ分布

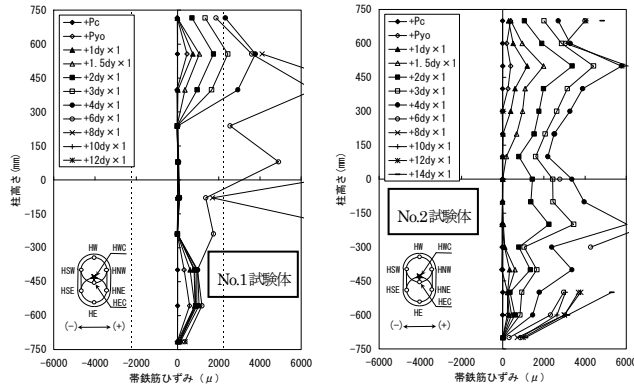


図-8 せん断面におけるひずみ分布

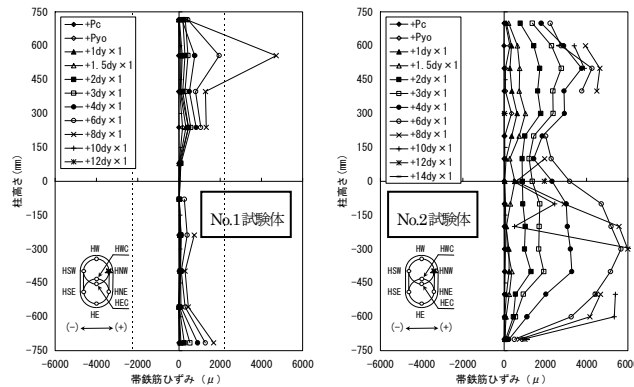


図-9 曲げ面におけるひずみ分布

帯鉄筋のせん断面および曲げ面の帯鉄筋ひずみ分布を図-8,9に示す。せん断面の帯鉄筋ひずみは、 $1.5\delta_y$ までは柱上下端のひずみがやや大きく、各試験体とも同様な分布形状を示した。No.1試験体は、 $2\delta_y$ 以降柱上下端部のひずみが増大し、 $6\delta_y$ 以降は柱全体で急激なひずみの増大が見られた。一方、No.2試験体は、 $2\delta_y$ 以降柱全体にわたってひずみが徐々に増加する傾向が見られた。これは、せん断ひび割れが柱全体におよんでいること、PC鋼より線が連続鋼材（スパイラル）であることに起因しているものと考えられる。曲げ面での帯鉄筋ひずみは、No.1試験体では、柱上下端部においてやや大きな分布を示すものの、 $4\delta_y$ まで降伏には至らなかった。No.2試験

体では、 $2\delta_y$ 以降柱全体にわたってひずみが増大した。これは、PC鋼より線が連続鋼材であることに起因するものと考えられる。

4. おわりに

本実験で得られたPC鋼より線を用いたインターロッキング式橋脚の耐震性に関する知見を以下にまとめる。

- ① 変形性能は在来インターロッキング式橋脚と同等以上である。
- ② 水平耐力は、大変形時に緩やかに低下し始める。
- ③ エネルギー吸収能は、在来インターロッキング式橋脚よりやや劣る。
- ④ 所要の曲げ耐力、せん断耐力を有する。
- ⑤ せん断ひび割れ幅は、在来インターロッキング式橋脚より大きい。

今後、PC鋼より線をインターロッキング式橋脚の横拘束筋に適用する場合には、PC鋼より線のピッチ、径、強度等の差異が曲げおよびせん断性能、エネルギー吸収能、帯鉄筋間のせん断伝達性能に与える影響を確認する必要があるものと考えられる。

最後に、本報告は、国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所発注による「平成15年度 東京国際空港インターロッキング橋脚耐震性検討調査」において実施された耐震性能実験成果の一部を取りまとめたものである。検討に際し技術検討会（座長：福手勤 東洋大学工学部環境建設学科教授）において様々なご意見、ご指導を頂きました関係者に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 大滝健・黒岩俊之・細木康夫：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，土木学会第53回年次学術講演会概要集V，pp.1122-2236，1970.
- 2) 水口和之・中須誠・田中浩一ほか：ストランドフープ工法による木曾川橋下部工の設計と施工，橋梁と基礎，pp.29-38，2000.