

(96) 偏心モーメントが作用するRC橋脚のPCケーブルを用いた耐震補強設計

○住友建設(株) 静岡支店 土木部 正会員 ○加藤 大典
首都高速道路公団 湾岸建設局 設計課 正会員 七條 哲彰
住友建設(株) 技術・設計部 正会員 玉置 一清
同 上 技術・設計部 正会員 村田 宣幸

1. はじめに

首都高速道路1号線羽田ランプ付近において、鋼板巻立て工法を基本とした橋脚柱の耐震補強を行った¹⁾。このうち、羽田ランプが分離している区間は2層式の門型ラーメン橋脚となっている。一部の門型ラーメン橋脚の上段柱において、鋼板巻立てによるじん性補強だけでは十分ではなく、多量のアンカーを要する曲げ耐力制御式の補強が必要となったが、横梁上にアンカーを打設することはできず、曲げ耐力の増加が困難な構造であった。そこで、柱側面に増厚を行い、そこに少数数の高張力鋼材(PCケーブル)を配置して曲げ耐力を確保する補強方法を採用した。また、上段柱には、常時に偏心モーメントが作用している状態であったことから、地震後の安定性が懸念された。これに対して、PCケーブルにプレストレスを導入することにより、常時に働く偏心モーメントを打消し、地震後の残留変位を小さくすることも意図している。

本報告は、このPCケーブルを併用した鋼板巻立て補強工法において、プレストレスが耐震性能に及ぼす影響について検討を行ったものである。

2. 工事概要

工事名：橋脚耐震性向上工事(W-9)東京
工事場所：東京都大田区羽田二丁目他(工事延長 約1.3km)
発注者：首都高速道路公団 湾岸建設局 湾岸海底トンネル工事事務所
施工者：住友・イスミック特定建設工事共同企業体
地盤：Ⅱ種地盤

P1954~P1959 : 鋼板巻立て
+ PCケーブルによる
曲げ耐力制御式補強



写真-1

3. 解析モデル

ここでは、P Cケーブルを併用して補強を行ったP1959橋脚に着目して検討を行う。P1959橋脚の一般図及び補強後のP C鋼材配置図を図-1に示す。P Cケーブルは、橋脚側面に増厚された部分に、常時に作用する上部工重量および橋脚張出し部の偏載荷重を打ち消すよう偏心配置され、横梁下の下段増厚コンクリート部で定着される。P Cケーブルは、 $\phi 28.6\text{mm}$ シングルストランドを用い、有効緊張力は1本当たり50tf (0.52Pu)である。

図-2に、上段柱のみをモデル化した骨組モデルを示す。非線形解析は、断面をコンクリート要素、鉄筋要素およびP Cケーブル要素に分割し、それぞれの応力ひずみ関係から逐次断面剛性を更新するファイバモデル法²⁾により行う。基部の部材長さは、塑性ヒンジ長($L_p=0.5D$)から決定され、解析上、曲率一定となる区間である。

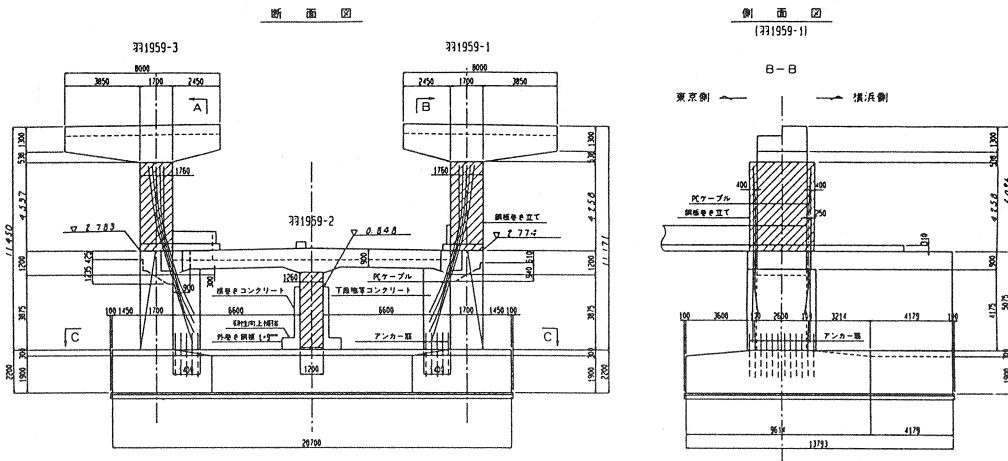


図-1 P1959一般図及び補強後のP C鋼材配置図

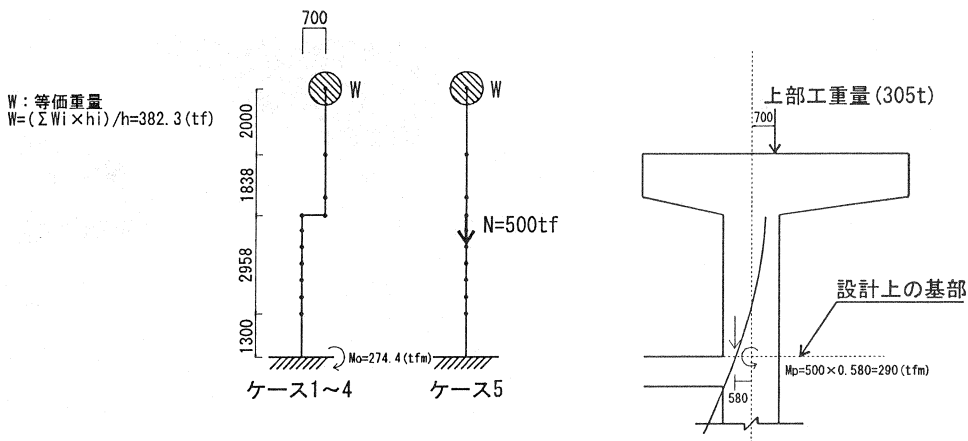


図-2 骨組モデル

表-1 解析ケース

解析ケース	鋼板巻立て	コンクリート増厚	ϵ_{cu}	PC補強	
				プレストレス	付着
ケース1	—	—	2000 μ	—	—
ケース2	t=12mm	80cm	6113 μ	—	—
ケース3	t=12mm	80cm	6113 μ	500tf(内力)	有
ケース4	t=12mm	80cm	6113 μ	無	有
ケース5	t=12mm	80cm	6113 μ	500tf(外力)	無

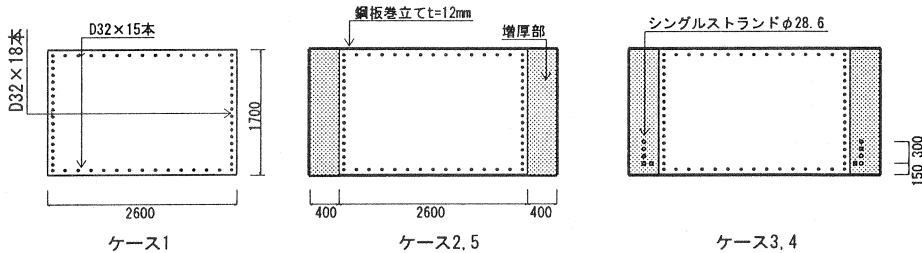


図-3 基部の断面図

解析ケースを表-1に、基部の断面図を図-3に示す。

ケース1は、補強前の既設橋脚である。ケース2は、コンクリート増厚後、t=12mmの鋼板巻立て補強を施したものである。ケース3は、増厚部にPCケーブルを配置し、それにプレストレス(P=50tf×10本=500tf)を内力として与えたもの、ケース4は、プレストレスを与えないでPCケーブルを同様に配置したものである。増厚部外周には、t=12mmの鋼板巻立てを行い、じん性補強も同時に施している。ケース5は、PCケーブルに付着がない場合を想定して、プレストレスを偏心させた軸力(外力)として与えたものである。(解析モデルは、ケース5のみ、クランク部を設けない直線モデルとし、軸力のみを与えている。図-2参照) ケース1では、既設橋脚に配置されている帯筋(φ13ctc250)は無視し、ケース2～5においては、鋼板巻立てによる横拘束効果を考慮してコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を算出した。

4. 地震時保有水平耐力法による検討

明瞭な降伏を有さないPCケーブルを用いて曲げ補強した場合、柱部材の荷重-変位関係はバイリニア型に置換することは難しく、道示Vに規定される等価水平震度の適用が明確ではない。そこで、ここでは地震慣性力(kh・W)を静的に載荷していった非線形解析時のkh(水平震度)- δ (上部構造慣性力の作用位置での変位)関係を基に、Newmarkのエネルギー一定則に基づいた弾塑性応答変位を算出して、終局変位と比較することにより安全性の照査を行うこととした

図-4に、各ケースのkh- δ 関係を示す。

鋼板巻立て補強を行ったケース2では、補強前のケース1と比較して、曲げ耐力の向上はないが、じん性能は大幅に向上する。PCケーブル追加補強により約2倍程度の曲げ耐力向上を図ったケース3、4では、終局変位がケース2の半分以下となる。これは、側方鋼材のみで補強するという制約上、主鋼材量が過大になって

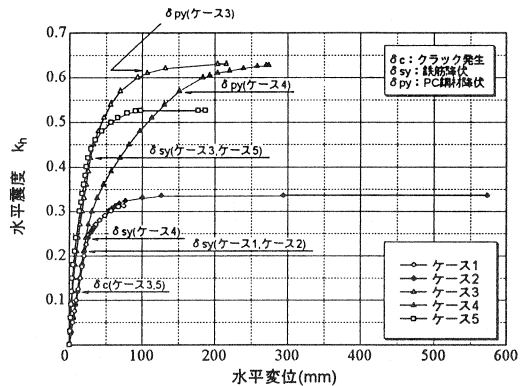


図-4 kh- δ 関係

いるためである。また、プレストレスの導入により、終局変位はさらに減少するが、本工事ではケース3とケース4を比較して、約20%程度の減少であった。軸力のみを与えたケース5は、PCケーブルの応力増加を無視したアンボンドとしての解析に相当し、曲げ耐力はPC鋼材に付着があるケース3、4の約80%程度となる。

表-2に、固有周期およびエネルギー一定則による弾塑性応答変位の算出結果を示す。固有周期および弾性応答エネルギー We の計算は、弾性応答を最外縁鉄筋降伏時の変位と原点を結んだ直線を延長したものであると定義したものである(図-5参照)。参考として、表-3に弾性応答をひび割れ発生前の全断面有効時とした計算結果を併せて示す。

固有周期は、プレストレス(または軸力)を与えたものと、与えないものに大別され、弾性挙動時、非線形挙動時ともにプレストレスを与えた方が短周期化することが、図-4の割線剛性からも推測される。しかし、終局変位には大きな差はなく、終局近辺においては両者はほぼ同程度の固有周期を有するものと考えられる。

補強前のケース1では、 We が終局変位時の弾塑性応答エネルギー Wu を大きく下回り、耐震性能を満足していない。鋼板巻立てのみにより、じん性補強したケース2では、弾塑性応答変位 $\delta p1$ が終局変位 δu を下回り耐震性能は確保されている。しかし、この判定には過度のじん性に頼りすぎ地震力を過小評価している危険性があり、また、地震後の残留変位が大きく、現行・道示Vで規定される許容残留変位を満足することができない。

次に、PC鋼材を配置し曲げ耐力の向上を図ったケース3、4を比較すると、プレストレスの導入により、終局変位時でのエネルギー吸収能は小さくなるものの、小さな変形時でのエネルギー吸収能が大きくなり、結果として弾塑性応答変位が小さくなることが分かる(表-3参照)。プレストレスを導入しないケース4では、 $\delta p1$ が δu を若干上回る結果となり、耐震性能を満足していない。ケース5の結果からは、PC鋼材の付着が完全でない場合、曲げ耐力の低下に伴い、 δp が大きくなる危険性があることが分かる。

表-3より、弾性応答を全断面有効時と仮定した場合、本工事のケースでは、弾性応答エネルギーが著しく小さくなり、弾塑性応答変位 $\delta p2$ は、補強後のいずれのケースにおいても、終局変位を十分に下回る結果となった。

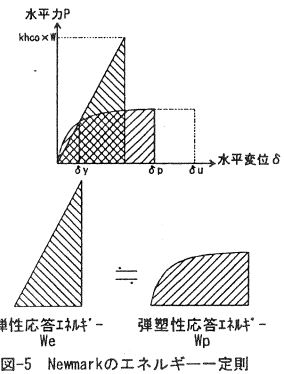


図-5 Newmarkのエネルギー一定則

表-2 固有周期および弾塑性応答変位計算結果

	固有周期 T(sec)	khco Type II	弾性応答 エネルギー - We (tfm)	終局変位時の 弾塑性応答エネルギー - Wu (tfm)	弾塑性応答変位 $\delta p1$ (m)	終局変位 δu (m)
ケース1	0.64	1.75	58.1	6.7	*	0.075
ケース2	0.64	1.75	58.1	70.5	0.478	0.573
ケース3	0.50	1.75	39.4	45.1	0.191	0.215
ケース4	0.64	1.75	53.1	51.6	* 0.281	0.274
ケース5	0.50	1.75	39.4	34.4	* 0.212	0.188

* out

表-3 弾性応答を全断面有効時と仮定した場合の固有周期および弾塑性応答変位計算結果

	固有周期 T(sec)	khco Type II	弾性応答 エネルギー - We (tfm)	終局変位時の 弾塑性応答エネルギー - Wu (tfm)	弾塑性応答変位 $\delta p2$ (m)	終局変位 δu (m)
ケース1	0.34	1.57	13.6	6.7	-	0.075
ケース2	0.33	1.54	12.5	70.5	0.121	0.573
ケース3	0.33	1.54	12.0	45.1	0.075	0.215
ケース4	0.33	1.54	12.0	51.6	0.097	0.274
ケース5	0.33	1.54	12.5	34.4	0.107	0.188

5. 非線形動的解析による照査

PC橋脚にエネルギー一定則を適用する場合、弾性応答の定義により耐震性能の評価は大きく異なる。また、部材にプレストレスを導入した場合、部材のM- ϕ 履歴は原点復帰型のループを描き、エネルギー吸収量は小さくなることが知られている。つまり、PC部材に対しては、先に示したエネルギー一定則そのものが適用できない可能性がある。そこで、部材の非線形履歴をファイバーモデル法により仮定した時刻歴動的解析を行い、PC部材に対する保耐法の適用性について検討を行った。また、ケース1、2についても非線形動的解析を実施することにより、保耐法による検討結果について照査を行う。入力地震波は、阪神大震災におけるJR鷹取駅で観測された地震波(max686gal)に対して道示Vに示される標準応答加速度に振幅調整されたものを用いた。図-6に、ケース1~5の応答変位履歴を示す。表-4に、非線形動的解析による最大応答変位とエネルギー一定則による弾塑性応答変位を比較したものを示す。

非線形動的解析の結果、ケース1を除いて全て十分な耐震性能を有していることが確認された。プレストレスを導入しないケース2、4では、動的解析による最大応答変位は、 δ_{p1} に対して若干の安全側の結果となる。次に、プレストレス(または軸力)を導入したケース3、5では、動的解析による最大応答変位が δ_{p1} よりも著しく小さく、弾性応答を全断面有効と定義した場合の δ_{p2} に近い。この原因については、現在検討中であるが、ケース3では地震作用時にPC鋼材が降伏に至ることはなく、地震時においても弾性的な挙動を示したためではないかと考えられる。また、常に復元力が働く原点復帰型の特性が有利に働いたとも考えられる。

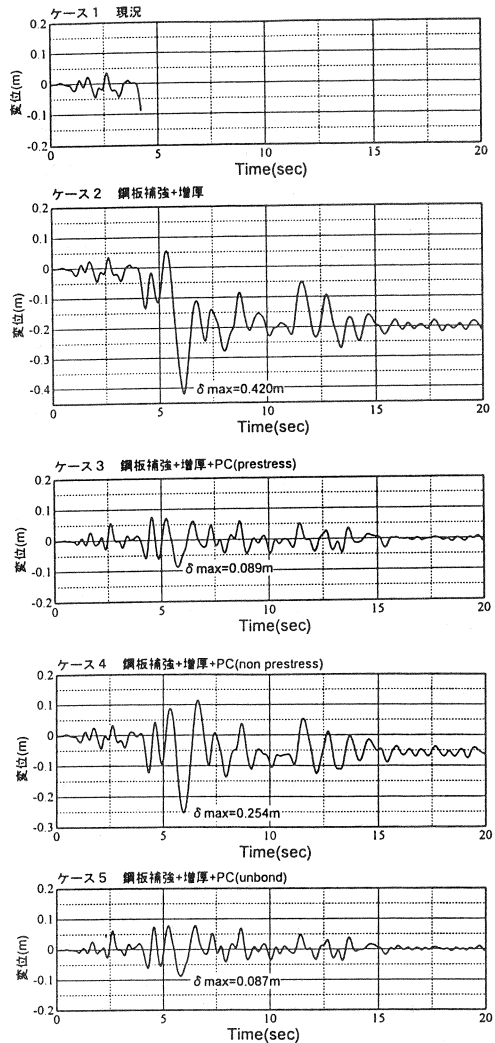


図-6 応答変位履歴

表-4 非線形解析による最大応答の比較

	非線形動的解析	保耐法による弾塑性応答変位		比	
	最大応答変位 δ_{max} (m)	(降伏時) δ_{p1} (m)	(全断面有効) δ_{p2} (m)	δ_{max} δ_{p1}	δ_{max} δ_{p2}
ケース1	-	-	-	-	-
ケース2	0.420	0.478	0.121	0.879	3.471
ケース3	0.089	0.191	0.075	0.463	1.180
ケース4	0.254	0.281	0.097	0.903	2.616
ケース5	0.087	0.212	0.107	0.412	0.817

図-7に、ケース3およびケース4における水平力(基部モーメント/脚高) - 水平変位履歴を示す。プレストレスを導入したケース3では、履歴吸収エネルギーが若干小さくなっているものの、RC橋脚を補強した本ケースにおいては、既設橋脚の主鉄筋の降伏により最大応答時には等価減衰定数が約0.2程度となり、十分大きな履歴減衰を有していることが分かる。

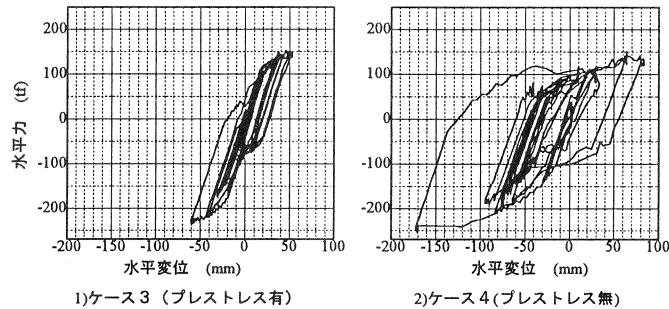


図-7 P- δ 曲線

最後に、地震後の残留変位に着目すると、ケース2では最大変位以後、一方に偏った振幅となり、約150mm程度の残留変位が生じる。道示Vの規定を補強後の橋脚にも適用した場合、許容残留変位は、脚高の1/100で約80mmとなる。PC鋼材にプレストレスを導入しないケース4では、地震後に約40mm程度の残留変位が生じるが、プレストレスを導入することにより、残留変位はほぼゼロとなる結果となった。

6. まとめ

①柱の耐震補強においてプレストレスを導入すると、耐力は同じであるが終局変位が小さくなる。しかし、本工事では20%程度の減少で、特にじん性を著しく低下させたことにはならなかった。むしろ小さい変位でのエネルギー吸収が大きく、プレストレス力の導入により応答変位量が小さくなった。

②偏心モーメントが作用する柱の耐震補強において、プレストレス力を導入したPCケーブルを利用することで残留変位を極めて小さくすることができる。

③補強鋼材に付着がないとした場合、付着がある場合に比して部材耐力と最大変位量が低下する。本工事では動的解析により安全性が確認されたが、繰返し荷重作用時の付着に関する挙動を確認していく必要がある。

橋脚の耐震補強において、柱へのプレストレス力の導入が必ずしも耐震性を低下させないことが分かった。今後の橋脚のPC構造の適用において本稿が一助となれば幸いである。

7. 参考文献

- 1) 川浦, 今井, 鈴木, 権藤, 和田: 首都高速道路1号線羽田ランプ付近の橋脚耐震補強工事、土木学会・耐震補強・補修技術及び耐震診断技術に関するシンポジウム, 1997. 7
- 2) 玉置, 新井, 板井, 山崎: 非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について、第5回PC技術協会シンポジウム, 1995. 10