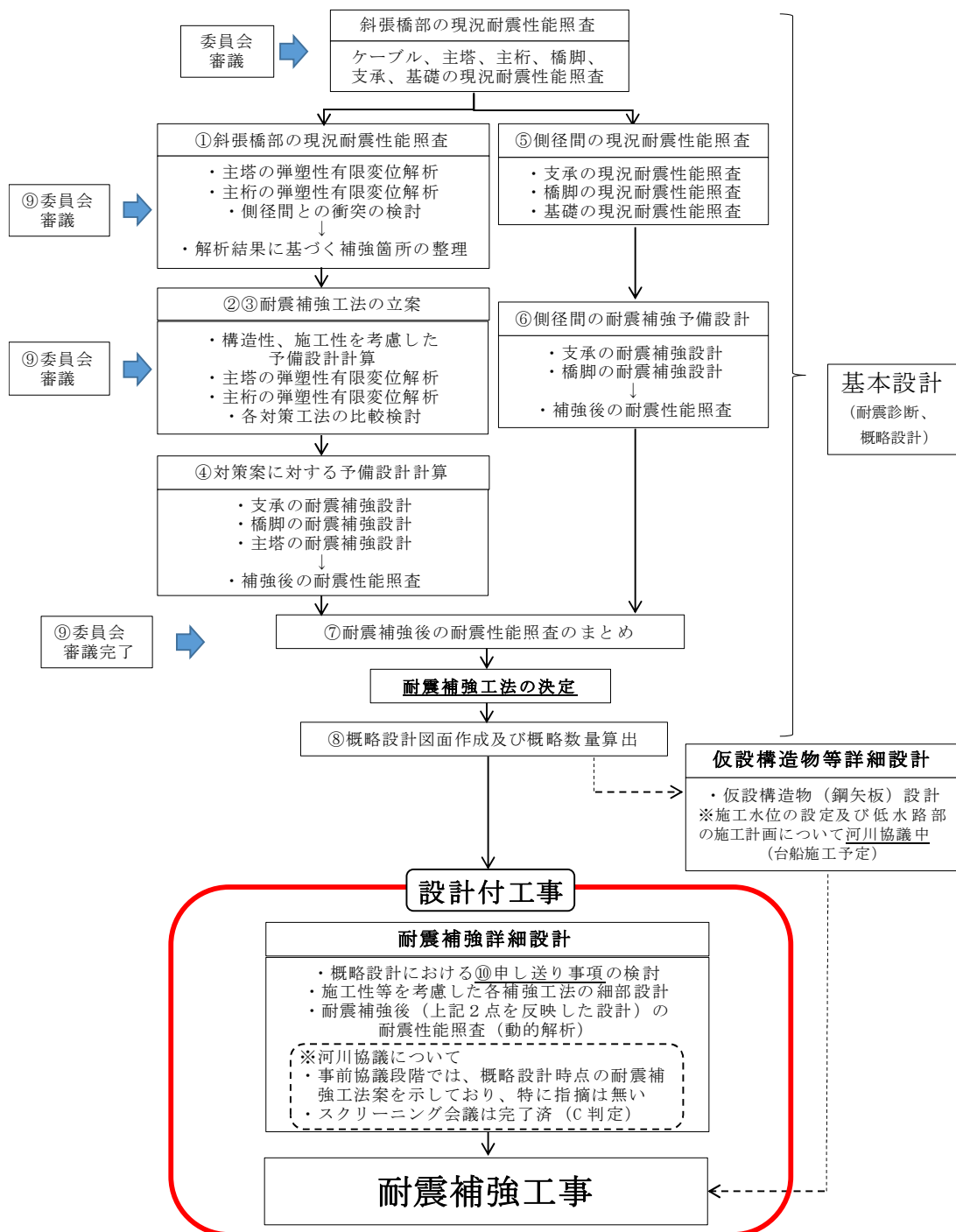


鳥飼仁和寺大橋有料道路耐震補強工事に係る設計について（お知らせ）

令和 5 年度発注予定の鳥飼仁和寺大橋有料道路耐震補強工事は、基本設計に基づき、設計と施工を一体で工事発注を行うこととしており、以下の内容の耐震補強詳細設計を予定しております。

鳥飼仁和寺大橋有料道路の耐震補強事業について
(設計から工事まで)



※なお、競争上の地位その他正当な利益の保護の観点から、本件についてお問い合わせがあってもお答えできないことがあります。

問合せ先
大阪府道路公社
鳥飼仁和寺チーム [TEL:06-6941-2511](tel:06-6941-2511)

①現況耐震性能照査

1.1 検討概要

対象橋梁全体をモデル化し、現況の耐震性能を照査した。対象橋梁の 2020 年度の現況照査結果（鳥飼仁和寺大橋有料道路耐震診断設計委託）を踏まえ、桁端部（P4、P7）の衝突可否の検討、主塔の FEM 詳細検討を行った。

1.2 側径間との衝突の検討

斜張橋区間の端部において、隣接橋との桁衝突の有無を確認するために、橋梁全体系における非線形動的解析を行った。検討の結果、現況においては桁衝突は発生しないことを確認した。

以下に現況照査の結果を示す。

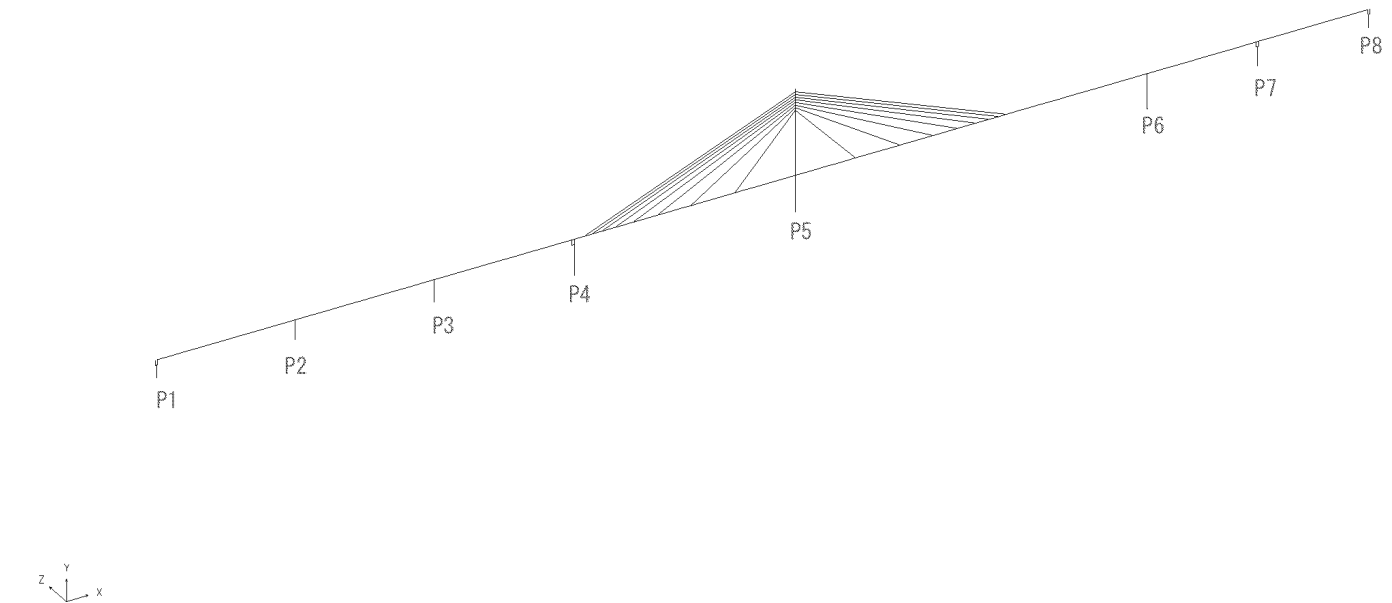


図 1.1 橋梁全体系モデル

表 1.1 掛け違い部の相対変位（橋軸方向加振）

(1) タイプⅠ地震動

下部工	遊間変形量 δ (mm)				遊間量 δ a (mm)	判定
	I－Ⅲ-1	I－Ⅲ-2	I－Ⅲ-3	3波平均		
P4	-273.8	-325.9	-420.7	340.1	425	OK
P7	-211.6	-362.0	-143.7	239.1	350	OK

(2) タイプⅡ地震動

下部工	遊間変形量 δ (mm)				遊間量 δ a (mm)	判定
	Ⅱ－Ⅲ-1	Ⅱ－Ⅲ-2	Ⅱ－Ⅲ-3	3波平均		
P4	-267.1	-384.7	-410.5	354.1	425	OK
P7	-42.4	-117.5	-321.3	160.4	350	OK

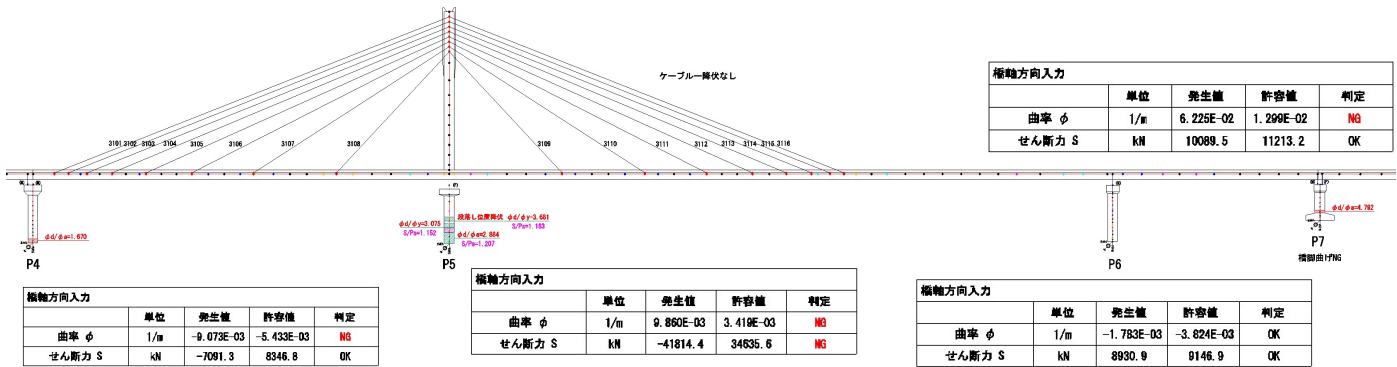


図 1.2 橋軸方向加振時 損傷図

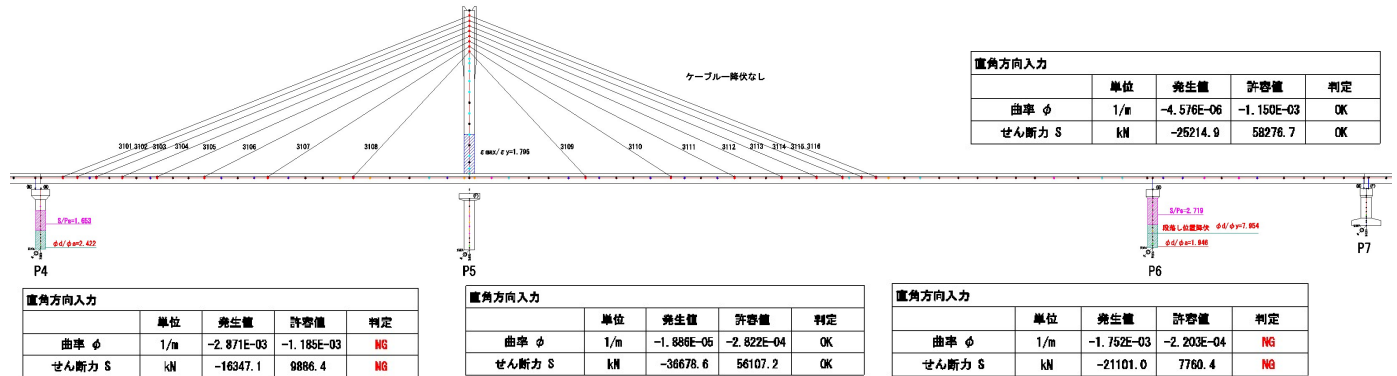


図 1.2 橋軸直角方向加振時 損傷図

表 1.2 現況照査結果

		上部工	主塔	ケーブル	支承	橋脚	基礎
L1 地震動	橋軸	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	直角	OK	OK	OK	P4～P7：NG	P4：曲げ NG P6：せん断 NG	P4：NG
L2 地震動	橋軸	OK	OK	OK	P4～P7：NG	P4, 5, 7：曲げ NG P5：せん断 NG	P5：NG
	直角	OK	NG	OK	P4～P7：NG	P4, P6：曲げ NG P4, P6：せん断 NG	P4～P7：NG

1.3 主塔および上部工の弾塑性有限変位解析

1.3.1 検討概要

主塔及び主桁の弾塑性有限変位解析は、補強前（現況）の P5 橋脚主塔付近の部分モデルに対して 3 次元シェルモデルを用いて実施した。L2 地震時の応答に着目した検討を行った。全体解析においては、主塔および主桁は降伏に対する照査を行っており、座屈の評価は行っていない。本橋においては、特殊橋梁であること、主塔は弾性範囲内に応答を制限することが難しいことから、非弾性有限変位解析により評価を行うものとした。なお、主塔および上部工においては、部分的な塑性化は許容する方針とした。

1.3.2 解析モデル

解析モデルは、主塔および主桁からなる部分モデルとし、前述のモデル化範囲を主としてシェル要素でモデル化した。

- ・主塔および主桁（モデル化範囲）：シェル要素
- ・主塔および主桁（荷重載荷用）：線形はり要素
- ・ベースプレート：ソリッド要素

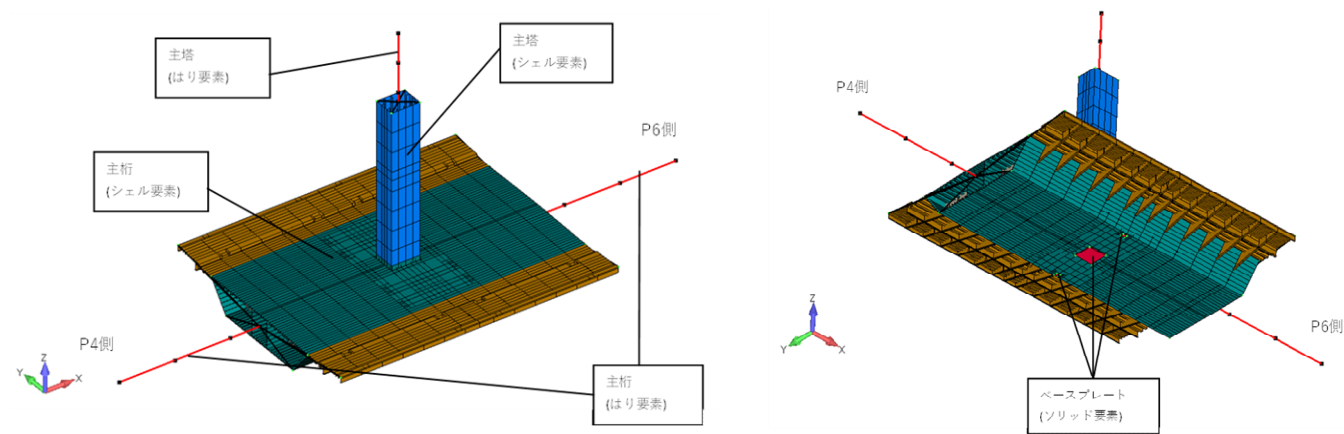


図 0 解析モデル

動的解析により得られる主塔基部の断面力を再現するために、部分モデルの境界条件および荷重条件は以下の通りとした。

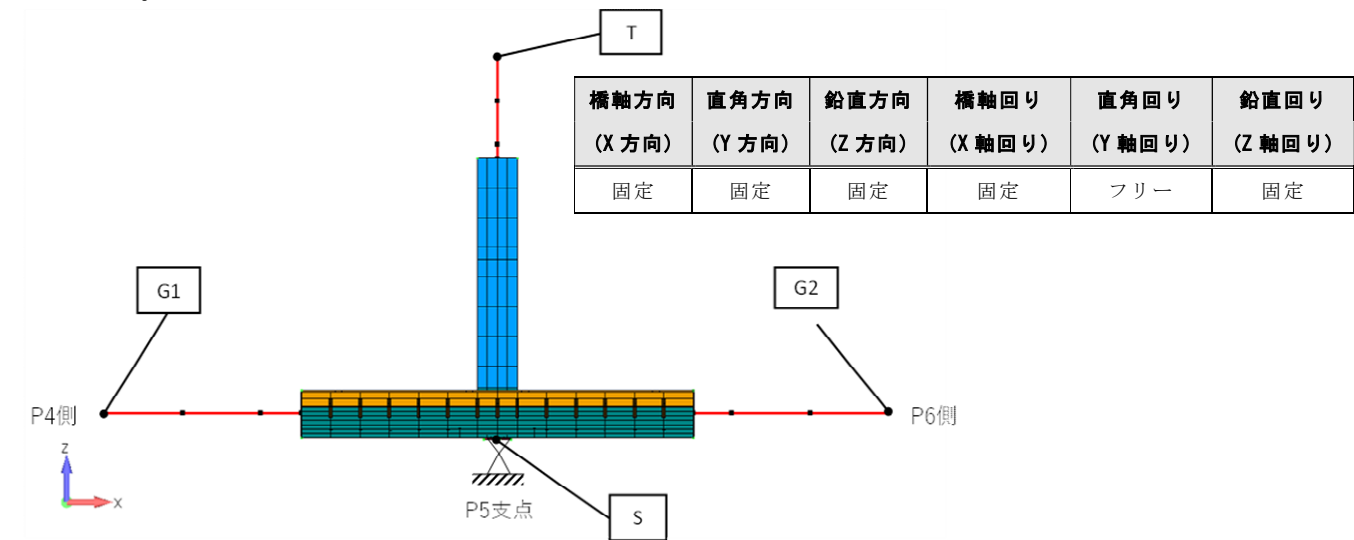


図 1.5 境界条件

鋼材の材料構成則は、非線形性を考慮したひずみ硬化係数 $E/100$ のバイリニアモデルとした。

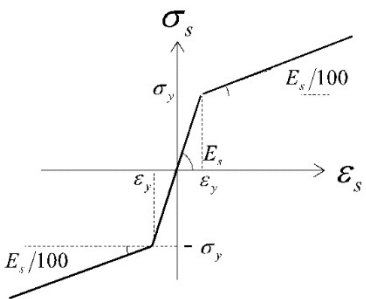


図 1.6 材料構成則

1.3.3 耐力力の評価方法

耐力力の評価方法は、道路橋示方書の圧縮部材の耐力力評価方法を参考に、弾塑性有限変位解析で得られる最大強度（座屈強度）に対して、L2 地震時の応答が必要な安全余裕を有するものとする。なお、鋼部材の局所的な塑性化は許容し、L2 地震時の挙動がおおむね弾性域とみなす状態に留まることとする。

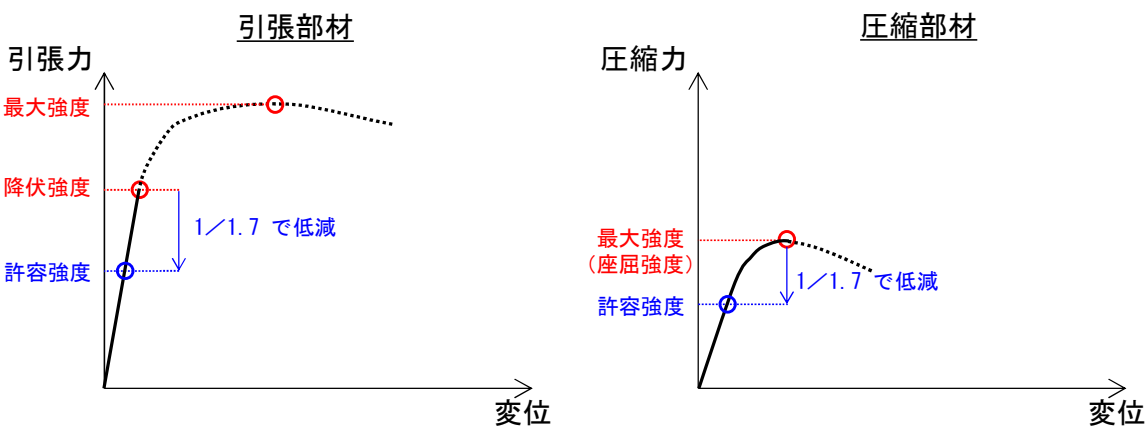


図 1.7 評価方法

1.3.4 解析ケース

解析ケースは、塑性化が確認された橋軸直角方向地震時に加え橋軸方向地震時とし、それぞれの動的解析での決定ケースとなる時刻歴の断面力を再現する。

表 1.3 解析ケース

	方向	状態	応力状態	備考
CASE1	橋軸直角方向	補強前（現況）	主塔基部の最大応答時	塑性化あり
CASE2			主桁の最大応答時	
CASE3	橋軸方向		主塔基部の最大応答時	塑性化なし
CASE4			主桁の最大応答時	

1.3.5 CASE1 橋軸直角方向の照査結果（主桁基部の最大応答時）（初期たわみ有り）

荷重倍率-水平変位の関係より、最大強度（荷重倍率 0.86）が L2 地震時（荷重倍率 1.0）以下となることを確認した。同結果によると、弾性域とみなせる範囲は荷重倍率 0.7 程度となる。

このため、F E Mによる詳細な検討を行ったが、主塔基部においては所用の耐力を有していないため、補強を行う必要がある。

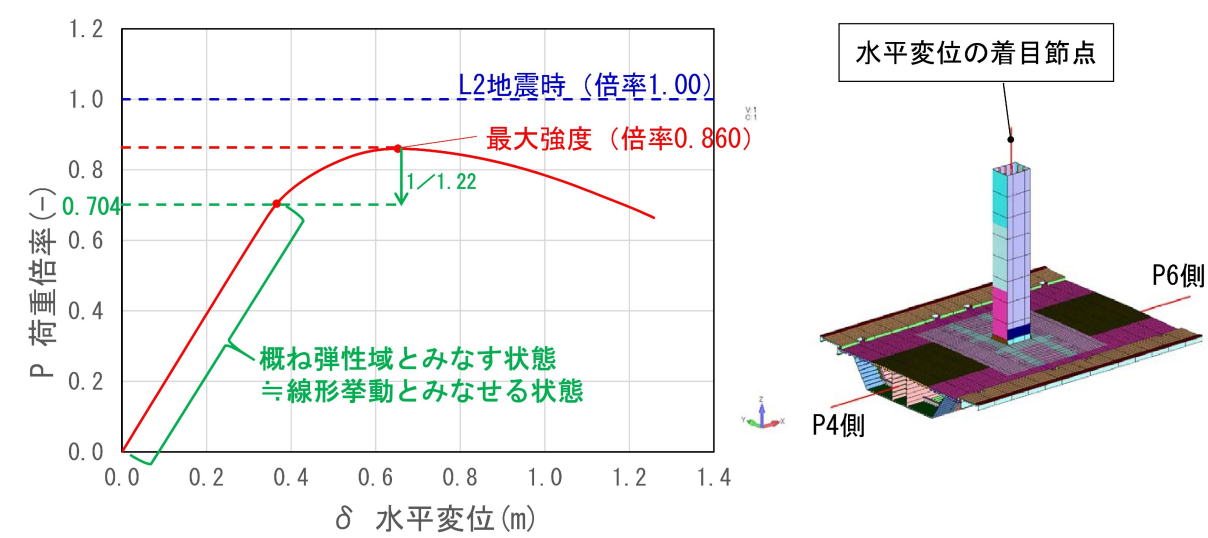


図 1.8 CASE1 の解析結果

1.3.6 CASE2 橋軸直角方向の照査結果（主桁の最大応答時）（初期たわみ無し）

荷重倍率-水平変位の関係より、最大強度（荷重倍率 2.000）が L2 地震時（荷重倍率 1.0）より十分大きいことを確認した。同結果によると、弾性域とみなせる範囲は荷重倍率 1.091 となり、主塔は弾性範囲内である。また、一部の部材（縦桁）で塑性化が生じるが程度は小さい。弾性域とみなす限界時でも主桁はおおむね弾性範囲内であり、一部の部材（縦桁）で塑性化が生じるが程度は小さい。

以上より、所用の耐力を有しているため、補強は不要である。

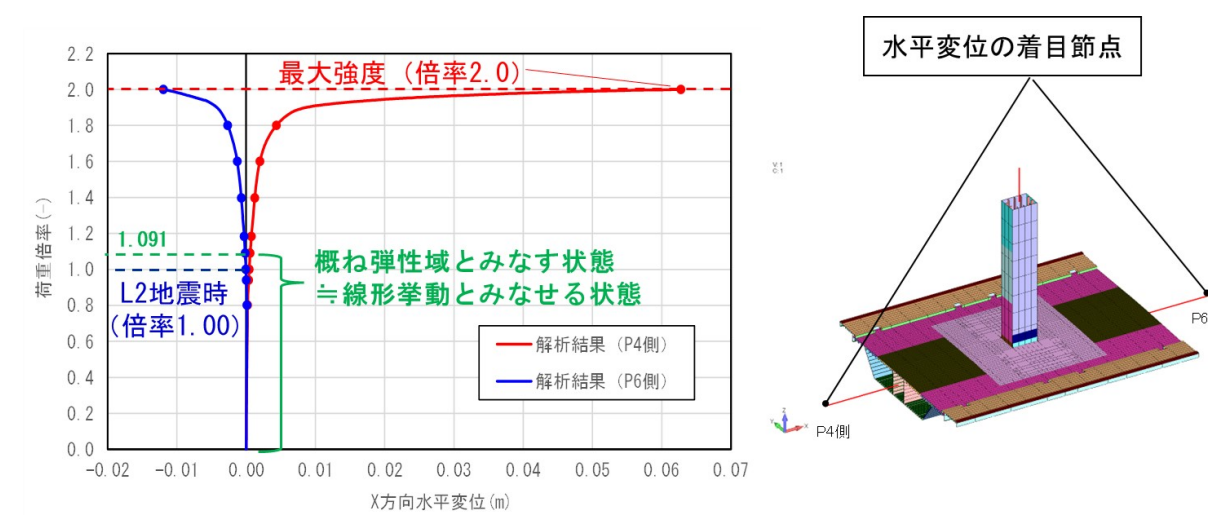


図 1.9 CASE2 の解析結果

1.3.7 CASE3 橋軸方向の照査結果（主塔基部の最大応答時）（初期たわみ有り）

荷重倍率-水平変位の関係より、最大強度（荷重倍率 3.953）が L2 地震時（荷重倍率 1.0）より十分大きいことを確認した。同結果によると、弾性域とみなせる範囲は荷重倍率 2.953 となり、主塔は弾性範囲内である。また、弾性域とみなす限界時でも主塔は概ね弾性範囲内である。

以上より、所用の耐力を有しているため、補強は不要である。

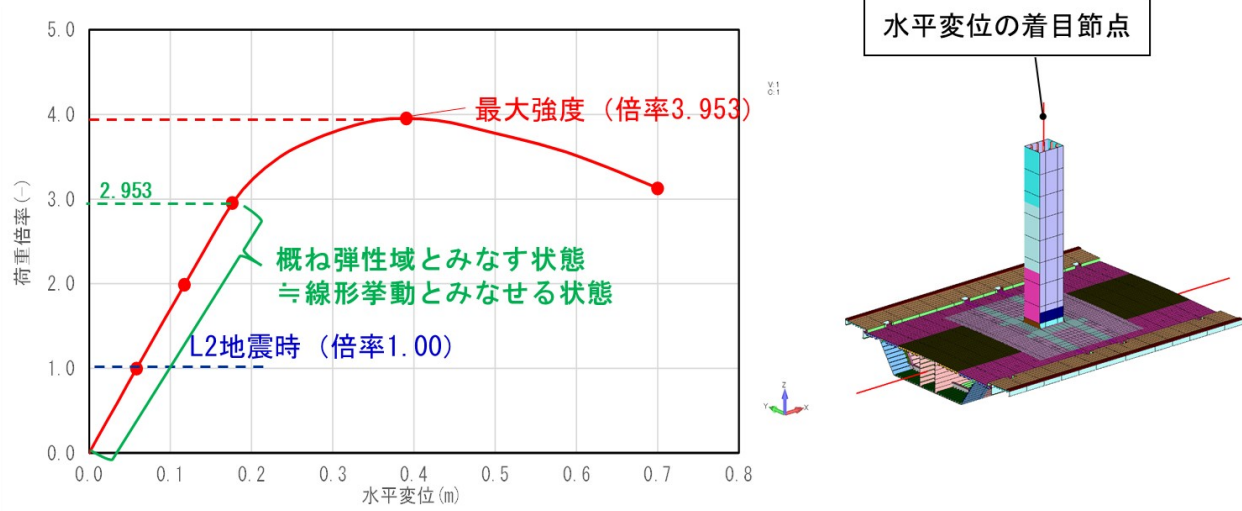


図 1.10 CASE3 の解析結果

1.3.8 CASE4 橋軸方向の照査結果（主桁の最大応答時）（初期たわみ無し）

荷重倍率-水平変位の関係より、最大強度（荷重倍率 6.100）が L2 地震時（荷重倍率 1.0）より十分大きいことを確認した。同結果によると、弾性域とみなせる範囲は荷重倍率 2.0003 となり、主塔は弾性範囲内である。また、いずれの部材においても塑性化は生じない。弾性域とみなす限界時でも主桁は弾性範囲内であり、一部の部材（支点部）で塑性化が生じるが程度は小さい。

以上より、所用の耐力を有しているため、補強は不要である。

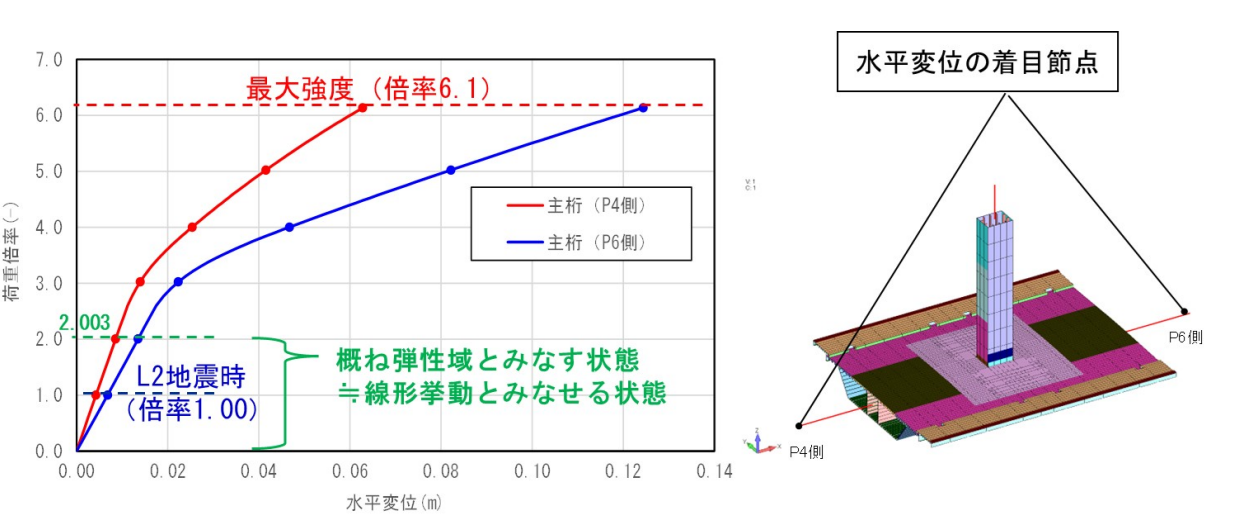


図 1.11 CASE4 の解析結果

②耐震補強工法の立案

2.1 検討概要

鳥飼仁和寺大橋の現況耐震性能照査の結果、補強が必要となることが分かった。このため、耐震補強工法の立案を行った。

2.2 耐震補強方針

耐震補強工法の検討については、以下の4STEPにより実施した。



図 2.1 耐震補強検討フロー

2.3 STEP1：各部材の耐震補強工法の検討

2.3.1 橋脚の補強

橋脚の耐震補強工法として、RC 巻き立てと鋼板巻き立ての補強規模を算定した。なお、本検討においては、橋脚以外は現況の条件のままとして、検討を行った。なお、P5 橋脚については、鋼板巻き立てでは厚くなりすぎるため、RC 巻き立てを採用するものとした。

表 2.1 RC 巻き立てと鋼板巻き立ての比較

(1)RC 巻き立て

			[補強案⑤橋脚補強照査]斜張橋 タイプⅡ				
地震動タイプ			タイプⅡ				
対象橋脚			P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	
支承条件			M/M	F	M	M/F	
橋脚補強量			補強主鉄筋	D35@300	2段 D51@270	D29@300	D35@300
			定着・非定着	定着	定着	非定着	定着
			補強帯鉄筋	D25@100	D25@100	D25@100	D25@100
			中間貫通PC鋼棒	-	考慮	-	-
橋 入 軸 力 方 向	耐曲 力げ	段落し部 φ d/ φ y	-	0.768	0.318	-	
		基部 φ d/ φ a	0.962	0.999	0.286	0.834	
		せん断耐力 S/Ps	0.530	0.953	0.505	0.938	
	耐曲 力げ	段落し部 φ d/ φ y	-	0.053	0.691	-	
		基部 φ d/ φ a	0.703	0.008	0.965	0.001	
		せん断耐力 S/Ps	0.435	0.209	0.461	0.370	

(2) 鋼板巻き立て

			【補強案⑦橋脚補強照査】斜張橋				タイプⅠ・タイプⅡ	
地震動タイプ			タイプⅡ					
対象橋脚			P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚		
支承条件			M/M	F	M	M/F		
橋脚補強量			補強方案	鋼板巻立	RC巻立	鋼板巻立	鋼板巻立	
			補強主鉄筋	-	2段 D51@270	-	-	
			定着・非定着	-	定着	-	-	
			補強帯鉄筋	-	D25@100	-	-	
			中間貫通PC鋼棒	-	考慮	-	-	
			鋼板厚(mm)	12	-	12	9	
			基部アンカー筋	D35@300定着	-	-	D32@300定着	
橋 入 軸 力 方 向	耐曲 力げ	段落し部 $\phi d/\phi y$	-	0.754	0.030	-		
		基部 $\phi d/\phi a$	0.832	0.957	0.671	0.890		
			せん断耐力 S/Ps	0.411	0.943	0.394	0.774	
方 橋 向 軸 入 直 力 角	耐曲 力げ	段落し部 $\phi d/\phi y$	-	0.055	0.409	-		
		基部 $\phi d/\phi a$	0.930	0.006	0.936	0.001		
			せん断耐力 S/Ps	0.375	0.215	0.381	0.430	

検討の結果、重量増による基礎への負担が大きくないことから、経済性で優位な RC 巻き立て工法を採用するものとした。

2.3.2 主塔の補強工法の選定

ここでは、コンクリート充填補強の適用性について、検討を行った。

局部座屈に対する強度を向上させる補強工法としては、コンクリート充填補強が有効である。このため、主塔断面の幅厚比パラメータの確認を行った。この結果、主塔の現況断面は幅厚比パラメータが限界幅厚比パラメータより小さく、許容値の低減を受けないことが分かった。また、P5 橋脚は橋軸方向について固定支承のため、コンクリート充填補強による重量の増加はできる限り避けたい。以上を踏まえ、コンクリート充填補強は対象外とし、鋼断面補強を検討するものとした。

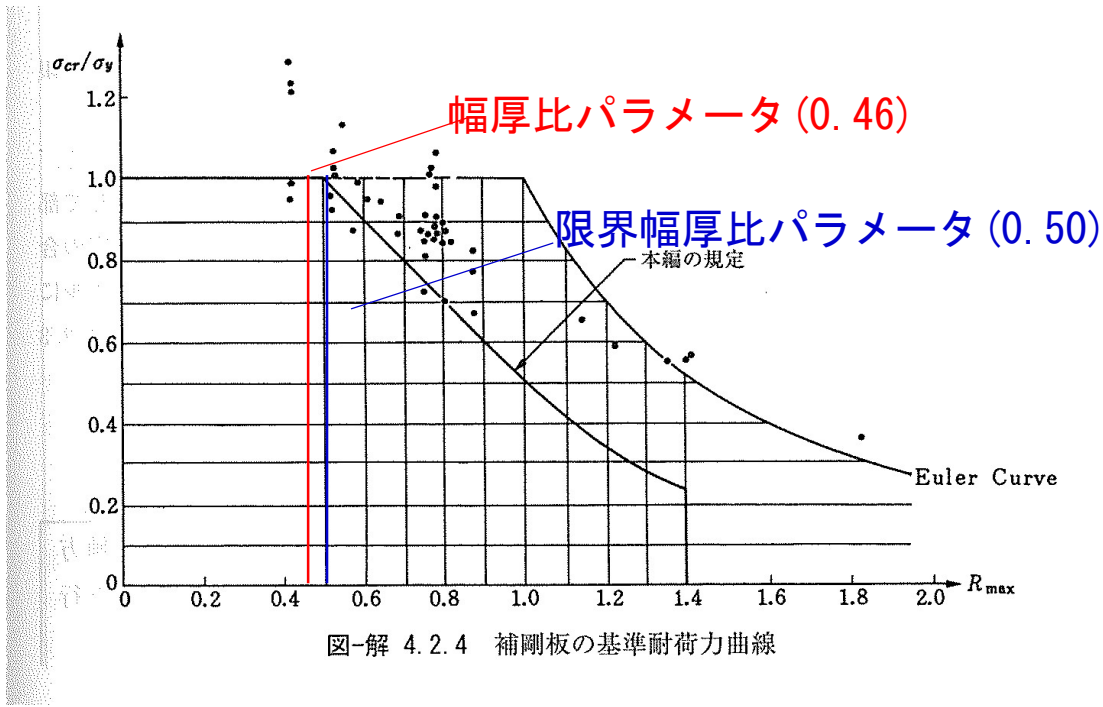


図 2.2 幅厚比パラメータの確認

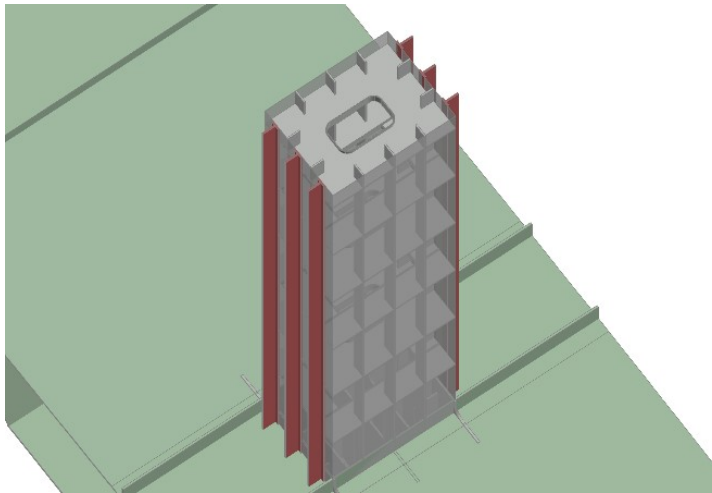


図 2.3 鋼断面補強の例

2.4 STEP2：橋全体系の補強工法の検討

2.4.1 検討方針

橋全体系の補強工法の検討における目的を以下に示す。本検討は主に橋軸方向加振時に着目した検討である。

- ・P5 支承交換
P5 支承は主塔を支持し、かつ橋軸方向に 1 点固定であるため、作用する反力も大きく、現況照査結果における支承、橋脚、基礎の補強規模が大きい。このため、ゴム支承に交換することで、他の橋脚に分担させ、補強規模の最小化を図る。
- ・P6, P7 支承交換
支承自体の移動量や耐力を許容値以下となるように満足させること、可動支承を弾性支承とすることで P5 橋脚の反力を分担させ、補強規模の低減を図る。
- ・ダンパー案
可動支承の下部工に粘性ダンパーを設置することで、P5 橋脚の反力を分担させることと、全体の変形量を小さくすることで補強量の最小化を図る。

2.4.2 P5 支承交換

P5 橋脚の固定支承の支承交換の可否について検討を行った。P5 橋脚の固定支承は支持する反力が大きい。このため、ゴム支承の最大規模の支承を用いた。

P5 支承の固定支承を最も大きなタイプのゴム支承で、L2 地震(橋軸方向)の動的解析を実施した。以下に結果を示す。

- ・橋脚、基礎は現況に比べ応答が低減し、許容値以下となる。
- ・遊間の変形量が増え、衝突する。
- ・可動支承の移動量が、移動可能量よりも大きい。
- ・現状のばねでは、せん断ひずみが大きくなり、さらに大きな支承とすることがある。

P5 支承をゴム支承に交換することで、橋脚と基礎の応答値の低減が図れるものの、上部工の移動量が増え桁端衝突すること、また、せん断ひずみを許容値以下とするためにはさらなる大きな支承が必要となることから、ゴム支承への交換は困難と考えられる。

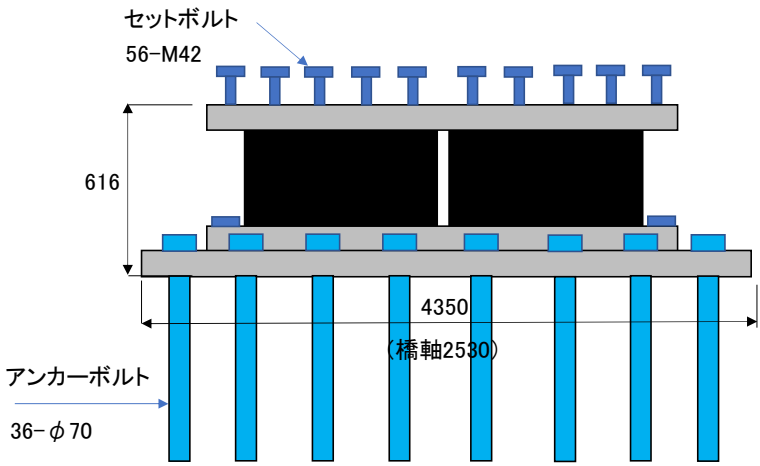


図 2.4 支承サイズ

2.4.3 P6, P7 支承交換の検討

P5 支承以外の支承を交換するケースの検討を行った。ここで、P4 橋脚については、ペンデル支承が配置されているため、支承交換を行うことは困難である。このため、P6、P7 を対象として検討を行う。

支承交換としては以下が考えられる。なお、検討においては、ダンパーの検討と同様に、橋脚は RC 巻き立てを考慮している。

- ①ケース 1：現況の支承条件は変えずに、L2 地震動に対して問題ない支承に交換するケースが考えられる。この場合、橋梁全体系の挙動は現況と変わらないため、P5 に作用する反力も変わらないことになる。すなわち、基本的には現況照査と同じ結果となるが、P6、P7 の支承の照査結果は許容値を満足することとなる。P4、P5 については、ダンパーやストッパーで対応することになる。

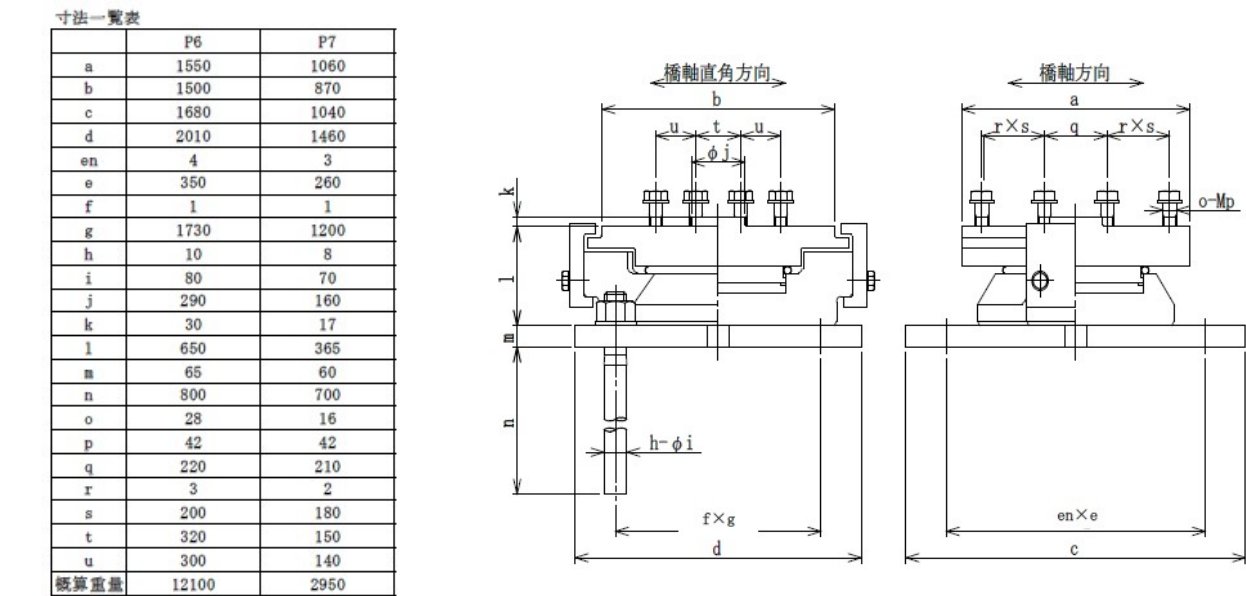


図 2.5 支承サイズ

- ②ケース 2：弾性支承に交換することで、P5 の反力を低減させつつ、P6 および P7 も L2 地震動に対して許容値を満足させるケースが考えられる。この結果、P4、P5 がもたない場合はダンパーやストッパーで対応することになる。橋軸方向を弾性支承としたケースについて、橋軸方向加震時の動的解析を行った。なお、橋脚については、ダンパー+RC 巻き立ての最終ケースの補強量を考慮して、検討を行った。検討結果の概要を以下に示す。

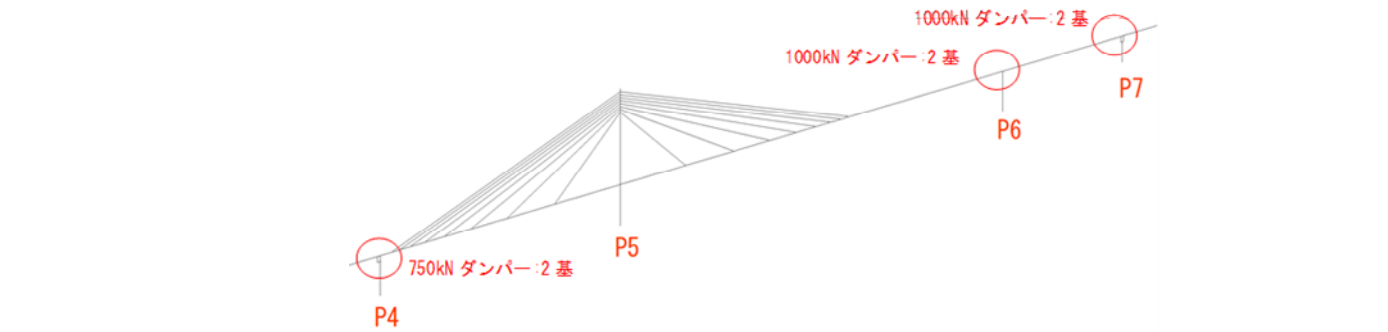
- ① 橋脚曲げ照査
 - ・橋脚の段落し部の応答曲率は降伏曲率以下になった。【段落とし部の更なる補強は不要】
 - ・P4、P5 橋脚の基部の応答曲率が許容曲率を超過した。【基部の更なる曲げ補強が必要】
- ② 橋脚せん断照査
 - ・橋脚の発生せん断力はせん断耐力以下となった。【更なるせん断補強は不要】
- ③ ゴム支承せん断ひずみ照査
 - ・P6、P7 橋脚ゴム支承せん断ひずみ照査は OK となる。
- ④ ペンデル変形照査
 - ・P4 橋脚ペンデル変形照査は NG である。【ダンパー等による補強が必要】
- ⑤ 遊間照査
 - ・P4・P7 橋脚の桁遊間の照査は OK となった。

P6、P7 橋脚をゴム支承に交換を行った結果、ダンパーのケースに比べ、P4 及び P5 の RC 巻き立て補強量が増えることと、ペンデル支承の移動量を許容値以下とするために、別途ダンパーなどの対策が必要となることを確認した。また、経済性においては以下に示すように、ダンパーの製品に比べ、支承の方が高価となる。さらに施工性においても、支承のジャッキアップ及び仮固定等の装置が別途必要となるため、ダンパー案の方が優位となるものと考えられる。

2.4.4 ダンパーの検討

ダンパーにより可動支承部の変位を小さくし、かつ P5 橋脚の反力分担を図った。検討の結果、P4 橋脚に 750kN のダンパーを 2 基、P6、P7 橋脚に 1000kN のダンパーを 2 基ずつ設置し、橋脚の RC 巻き立ての補強量を調整することで、許容値を満足した。

表 2.2 ダンパーの検討			【補強案③橋脚補強照査】斜張橋 タイプⅡ			
地震動タイプ			タイプⅡ			
対象橋脚			P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚
支承条件			M/M	F	M	M/F
橋脚補強量	補強主鉄筋		D38@300	2段 D51@270	D51@150(橋軸方向) D51@300(直角方向)	D38@300
	定着・非定着		定着	定着	1本おき定着(橋軸方向) 非定着(直角方向)	定着
	補強帯鉄筋		D25@100	D25@100	D25@100	D25@100
	中間貫通PC鋼棒		-	考慮	-	-
	制震ダンパー		750 kN×2 基	-	1000 kN×2 基	1 000 kN×2 基
橋入軸力方向	耐曲力げ	段落し部 φ d/φ y	-	0.714	0.464	-
		基部 φ d/φ a	0.973	0.605	0.649	0.922
	せん断耐力 S/Ps		0.519	0.907	0.607	0.900
	可動支承、ペンデル変形 δ/δ a		0.844	-	0.651	0.990
方橋向軸入直力角	耐曲力げ	段落し部 φ d/φ y	-	0.051	0.775	-
		基部 φ d/φ a	0.614	0.007	0.926	0.001
	せん断耐力 S/Ps		0.438	0.197	0.553	0.317



2.4.5 全体系の補強検討の結果

- 橋全体系の補強検討の結果、ダンパー案を採用することとした。
- ・P5 支承の弾性支承への交換については、上部工の変位量が抑えられないこと、最大規模のゴム支承を用いたとしてもせん断ひずみが許容ひずみを満足しないことから不採用とした。
 - ・P6、P7 支承の弾性支承への交換は、後述するダンパー案に比べ、P4、P5 橋脚の補強量が増えること、ペンデル支承の移動量対策のため、別途ダンパー等の対策が必要となること、経済性（製品の価格）の面で、ダンパー案に比べ劣ること、施工性でも、支承のジャッキアップ及び仮固定等の装置が別途必要となることから、ダンパー案の方が優位となる。このため、不採用とした。

表 2.3 3 案比較表

案	概要	補強概要図	構造的性	施工性	経済性	維持管理性	総合評価
第1案 P5 支承交換案	P5支承は主塔を支持し、かつ橋軸方向に1点固定であるため、作用する反力も大きく、現況照査結果における支承、橋脚、基礎の補強規模が大きい。このため、ゴム支承に交換することで、他の橋脚に分担させ、補強規模の最小化を図る。		P5支承を弾性支承とすることで、P5の負担が分散される。ただし、既存の最大規模でも許容値を満足しないため、特注となる。移動量が増加し、桁端衝突や可動支承の移動量が増加する。	これまでに主塔直下の支承交換の実績は見つからないため、施工できるかどうかは不明である。	高価となる。	—	非現実的な案となるため、採用しない。
第2案 P6 P7 支承交換案	支承自体の移動量や耐力を許容値以下となるように満足させること、可動支承を弾性支承とすることでP5橋脚の反力を分担させ、補強規模の低減を図る。		P6、P7支承周りにおいては、他に対策は不要となる。ただし、別途P4の移動量を抑制するためにダンパーが必要となること、P4、P5橋脚の補強良が多くなる。	常時水平力が作用する支承を交換しなければならないため、煩雑となる。	案3に比べやや劣る。	P4についてはダンパーが必要となるが、P6、P7については基本的には支承のみであるため、維持管理性はよい。	ダンパー案に比べ、経済性、施工性で劣ること、同案のみでは、許容値に収めることは難しいため、採用しない。
第3案 ダンパー案	可動支承の下部工に粘性ダンパーを設置することで、P5橋脚の反力を分担させることと、全体の変形量を小さくすることで補強量の最小化を図る。		P4、P6、P7にダンパーを設置することにより、上部工の移動量を抑制できる。	基本的にダンパーを後付けするのみで済むため、施工性はよい。	安価となる。	ダンパーとストップバーの維持管理が必要となるため、維持管理性は第2案に比べやや劣る。	施工性、経済性で第2案に比べ優位であるため、採用する。

2.5 STEP3

2.5.1 検討概要

STEP1 と STEP2 を踏まえた各部材の耐震補強工法の検討を行った。

- ・ 水平力分担構造：STEP2 でダンパー案を採用⇒固定条件となる支承部の補強（橋軸方向、橋軸直角方向）
- ・ 主塔、主桁の FEM 検討(第 4 章 参照)：補強規模の低減・座屈の評価⇒FEM を適用
- ・ RC 巻立の最適化：ダンパー案と RC 巻き立て工法を考慮した収束解析

2.5.2 水平力分担構造

STEP2 で選定したダンパー案は、橋軸方向については、P5 支承が許容値を満足しないこと、直角方向については P4～P7 支承が許容値を満足しない結果となった。これらについては、別途水平力分担構造を設置することにより、対応するものとした。

ストッパーの設計においては、以下の 2 通りが考えられる。

- ① 支承に作用する全反力に対して抵抗可能な水平力分担構造とする案
- ② 支承に作用する反力の内、既設支承で負担できない反力に抵抗可能な水平力分担構造とする案

検討の結果、最も大きな水平反力が発生する P5 橋脚において、全反力をストッパーが負担した場合も設計可能なサイズであることが分かった。このため、本設計においては、①案の全反力を負担させることを基本とするものとした。

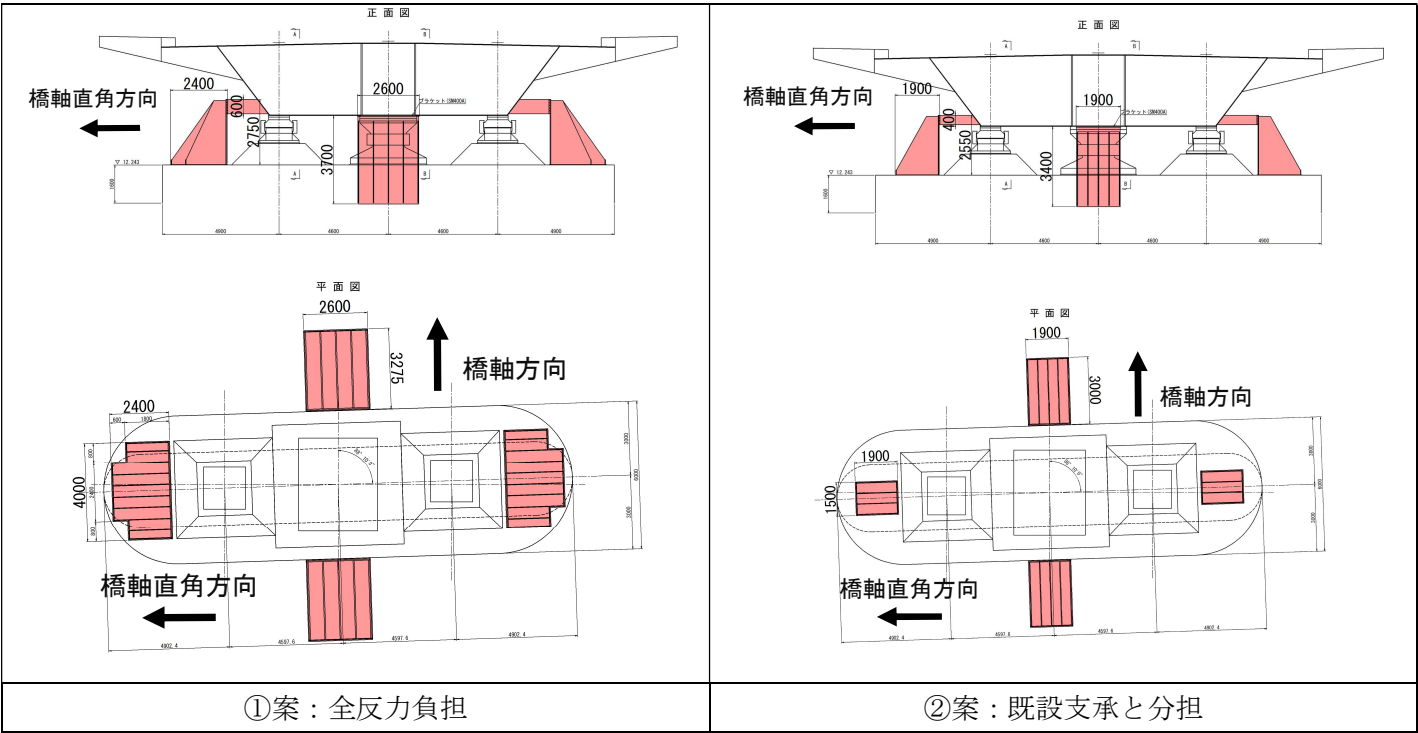


図 2.6 水平力分担構造（P5 比較）

2.5.3 RC 巻き立ての最適化

ダンパーを考慮した場合の巻き立て工法の最適な補強量を算定した。

