

### 3. 骨組み解析による基礎の破壊に至る条件の検証

P3 橋脚の被災要因を明らかにするため、熊本地震時の本橋梁の挙動の再現解析を行った。具体的には、まず、地盤をモデル化し地盤変位を算定する。その後、基礎をモデル化し骨組み解析で地盤変位と橋脚に作用する慣性力を用いて、地震時の基礎の応答値を骨組み解析で算定した。ここで、堤体部の地盤抵抗（以下、堤体抵抗という）、橋脚天端の固定条件並びに PC 鋼棒の健全度の条件を変更して基礎の応答値を算定し、着目接合部の破壊の有無を判別した。この結果から、条件ごとの破壊の有無への影響を整理した。なお、条件の設定は、2.2 で示した被災状況や事前の検討で橋脚基礎の挙動に影響が大きいものを考慮することとした（検討ケースは 3.3(2)に後述）。

#### 3.1 検証方法

##### (1) 検証手順

地震の影響による着目接合部の破壊の有無の検証手順を図 3-1 に示す。

基礎の応答値の算定には、地震時の地盤変位と橋脚に作用する慣性力を考慮した。地盤変位は、当該基礎を設置している地盤の変位の影響を考慮するために近傍の気象庁の地表面地震観測波形を用いて基盤入力波を推定し、1次元等価線形解析により算出した。橋脚に作用する慣性力は、基礎の骨格曲線 ( $k_b \sim \delta$  関係) から求めた降伏震度及び降伏周期と、地盤変位の算出に用いた地表面加速度から作成した非線形応答スペクトルから算出した。

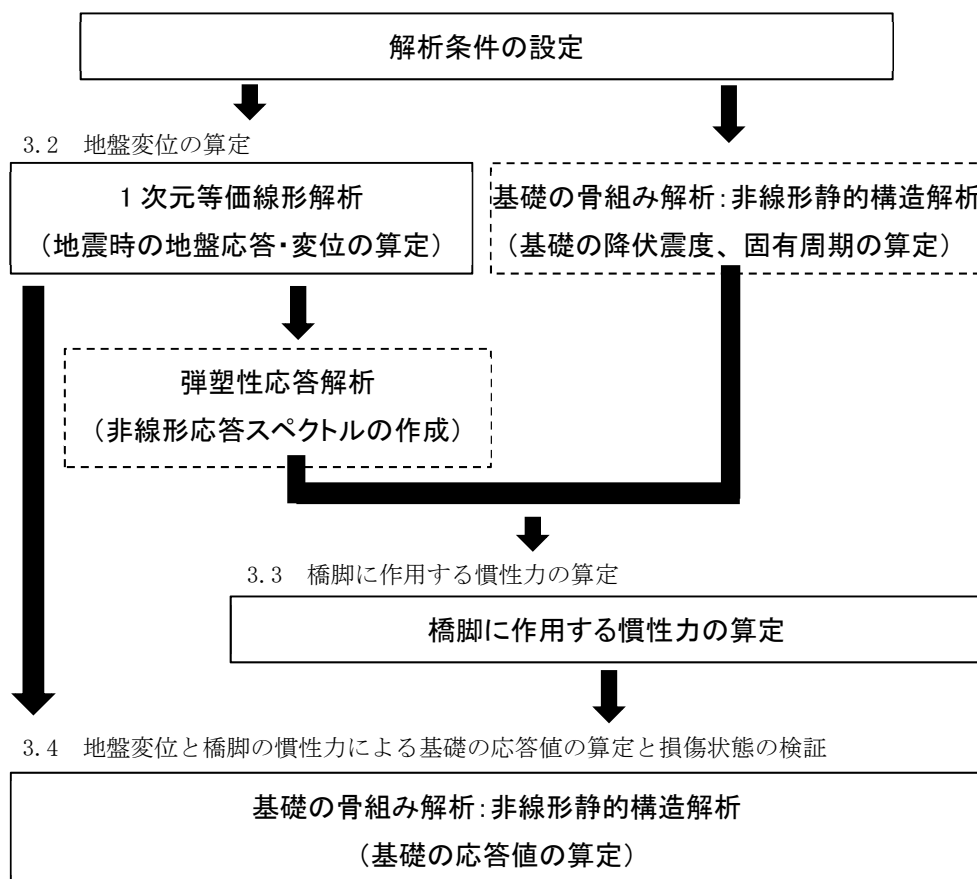


図 3-1 基礎の応答値の算定手順

## (2) PC 鋼棒のモデル化

2.2 に示した被災状況に基づき、着目接合部の PC 鋼棒の脆化及び耐力の低下等の PC 鋼棒の劣化等を考慮するため、PC 鋼棒をモデル化した。

PC 鋼棒の劣化の考慮は、既往の実験結果の PC 鋼棒の脆化試験結果等<sup>7)8)</sup>を参考に、以下のとおり設定した。

PC 鋼棒の脆化においては、脆化した PC 鋼棒は破断前に塑性変形をほとんど伴わず破断に至ることを踏まえ、降伏後すぐに破断する条件とした。

PC 鋼棒の耐力の低下においては、劣化した試験体の引張試験により得られた耐力の低下（健全時：100%の約 70%～約 80%）<sup>7)8)</sup>を参考に、PC 鋼棒が健全時より 20～30% 程度低下していると仮定し、平均の 25%低下の条件とした。

また、PC 鋼棒におけるグラウト充填不足による付着応力の低下においては、既存の実験結果<sup>9)</sup>を参考に、PC 鋼棒とコンクリートの付着の有無を考慮するためモデル化した。付着応力の設定においては、解析で詳細な設定が困難なため、ありかなしの条件とした。

以上の条件を組合せ、表 3-1 に示す 4 つの仮定でモデル化をした。

表 3-1 PC 鋼棒のモデル化

	劣化の仮定とモデル化
健全	・降伏強度は通常、破断伸びは通常(5%ひずみ) ・PC 鋼棒-コンクリート間の付着あり
劣化1	・降伏強度を 25%低下、降伏後すぐに破断(脆化) ・PC 鋼棒-コンクリート間の付着あり
劣化2	・降伏強度を 25%低下、降伏後すぐに破断(脆化) ・PC 鋼棒-コンクリート間の付着なし
劣化3	・降伏強度を 25%低下、破断伸びは通常(5%ひずみ) ・PC 鋼棒-コンクリート間の付着あり

### 3.2 地盤変位の算定

地盤変位は、本橋に生じた地盤変位の影響を考慮するため、1次元等価線形解析により、近傍の気象庁の地表面地震観測波形<sup>10)</sup>を地盤モデルに入力し算出された地盤の応答値を用いることとした。

#### (1) 解析条件

##### 1) 地盤のモデル化

地盤定数を表3-2に、1次元の地盤モデルを図3-2に示す。層厚は、1m～2m程度を目安に分割を行った。また、地盤定数は、熊本地震後の地盤調査結果を基に設定した。

表 3-2 地盤定数

地層名		記号	層厚	代表N値	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	水中単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	初期せん断剛性 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期減衰定数 $h$
埋土	埋土	B	1.9	9	19.0	10.0	170	56000	0.02
沖積層	粘性土	Ac	4.35	3	18.3	8.3	150	42000	0.02
	砂質土	As	3.35	6	17.0	8.0	150	39000	0.02
	粘性土	Am4	0.95	3	17.5	7.5	140	35000	0.02
	砂質土	Avs	3.95	12	17.0	8.0	180	56200	0.02
	粘性土	AM3	5	1	16.0	6.0	110	19800	0.02
洪積層	粘性土	Am2	2.98	6	17.9	7.9	180	59200	0.02
	粘性土	Aoc	1.02	11	18.0	9.0	220	88900	0.02
	粘性土	Am1	2.4	7	18.0	9.0	190	66300	0.02
	礫質土	Ag	6.05	31	19.0	10.0	250	121200	0.02
	砂質土	Dvs	9.85	40	16.0	6.0	280	128000	0.02
	砂質土	Ds2	0.9	12	19.0	10.0	180	62800	0.02
	礫質土	Dg	9.1	125	20.0	11.0	400	326500	0.02

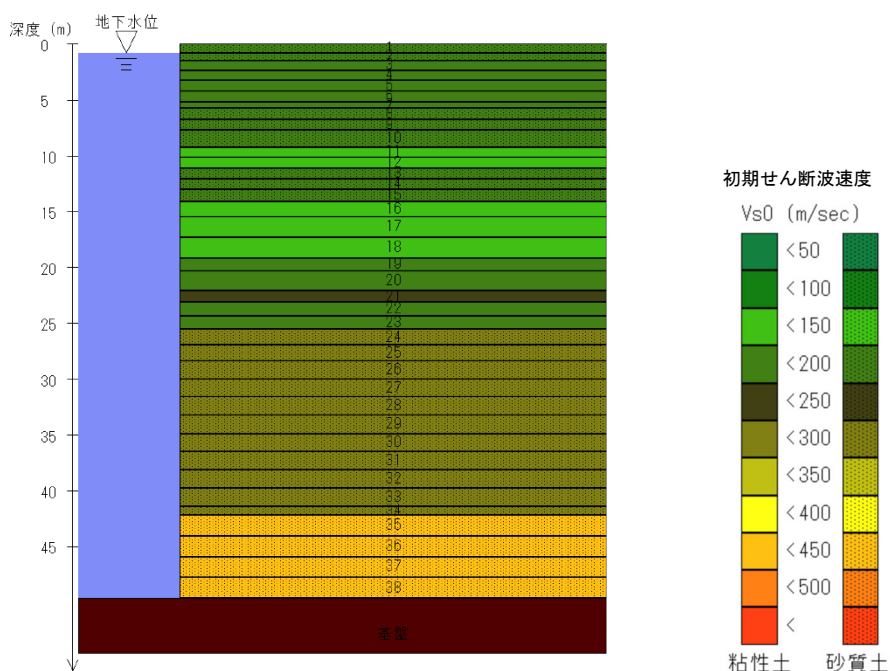


図 3-2 地盤モデル

## 2) 入力地震動

入力地震動は、国土交通省や気象庁、防災科学技術研究所等の観測点で実際に得られた強震観測データを使用し作成された、熊本地震における地震動分布図<sup>11)</sup>より、対象橋梁と地震動指標値が概ね同程度であったため、近傍の気象庁の地表面応答が本橋の位置する地盤の応答と同等であると仮定した。地表面地震観測波形は、水平2成分合成変位が最大となる方向（概ね橋軸直角方向）に対して、加速度波形を合成したものをを用いた（図3-3）。

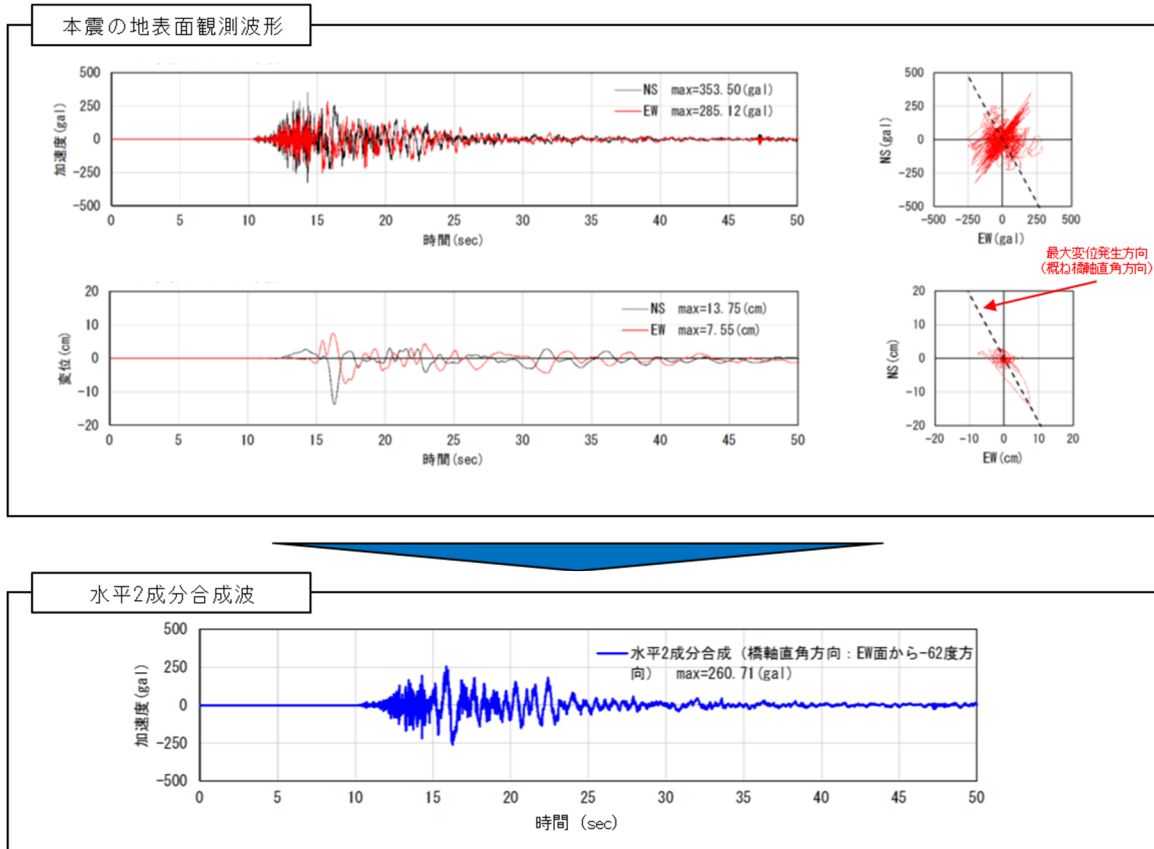


図 3-3 入力地震動

## (2) 解析結果

1 次元等価線形解析により 3.2 (1) 1) に示した地盤モデルに 3.2 (1) 2) で示した地震動を入力することにより算定した地盤の応答値を図 3-4 に示す。

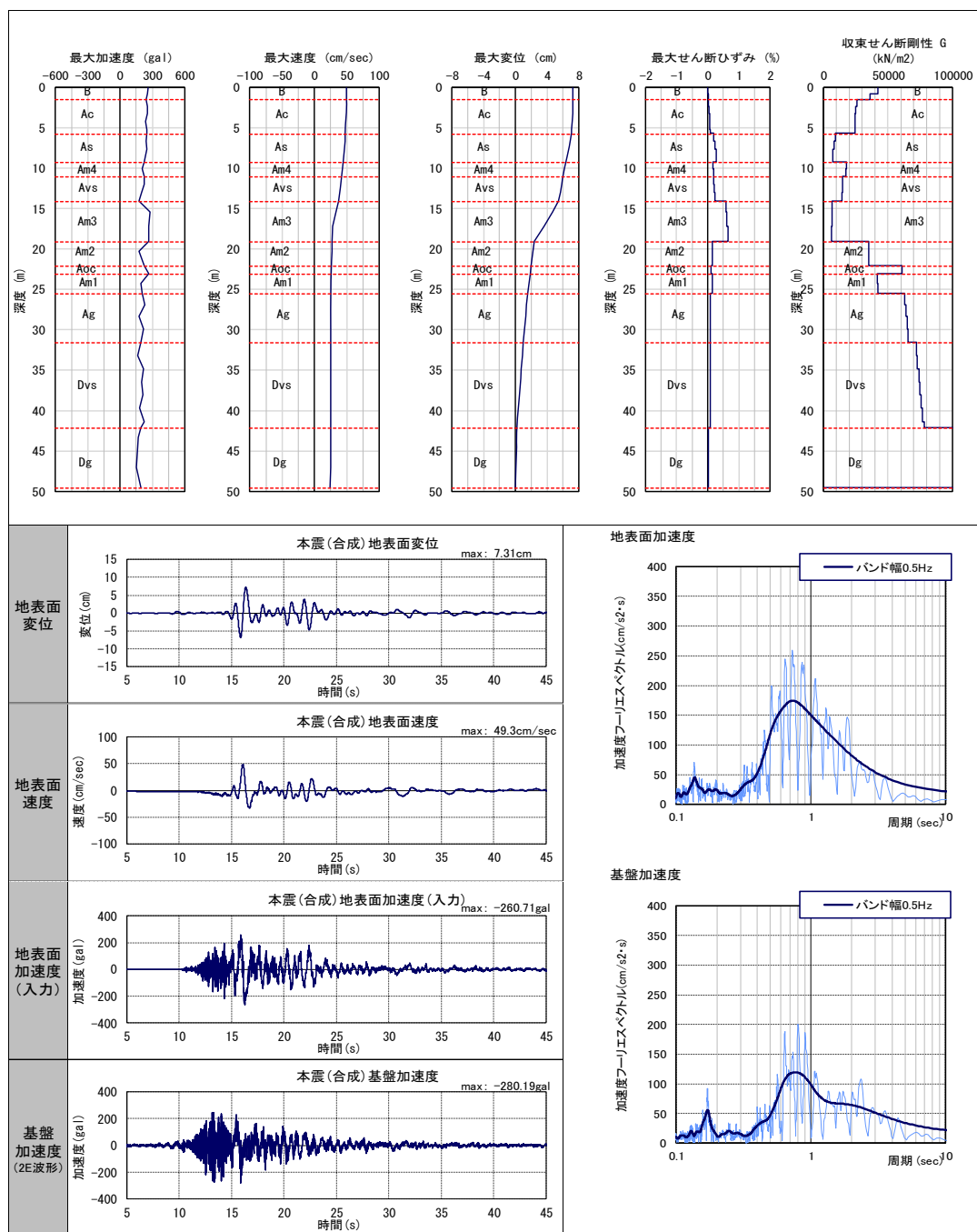


図 3-4 1 次元等価線形解析結果

図 3-5 中の①（堤体天端）と図 3-5 中の②の点との相対変位が最大となる時刻の変位分布を抽出した結果を図 3-5 に示す。説明する以降の章では、着目接合部への影響が大きいと考えられる、図 3-5 に示した①-②の地盤の相対変位が最大となる時刻の分布と堤体の地表面加速度波形を用いる。

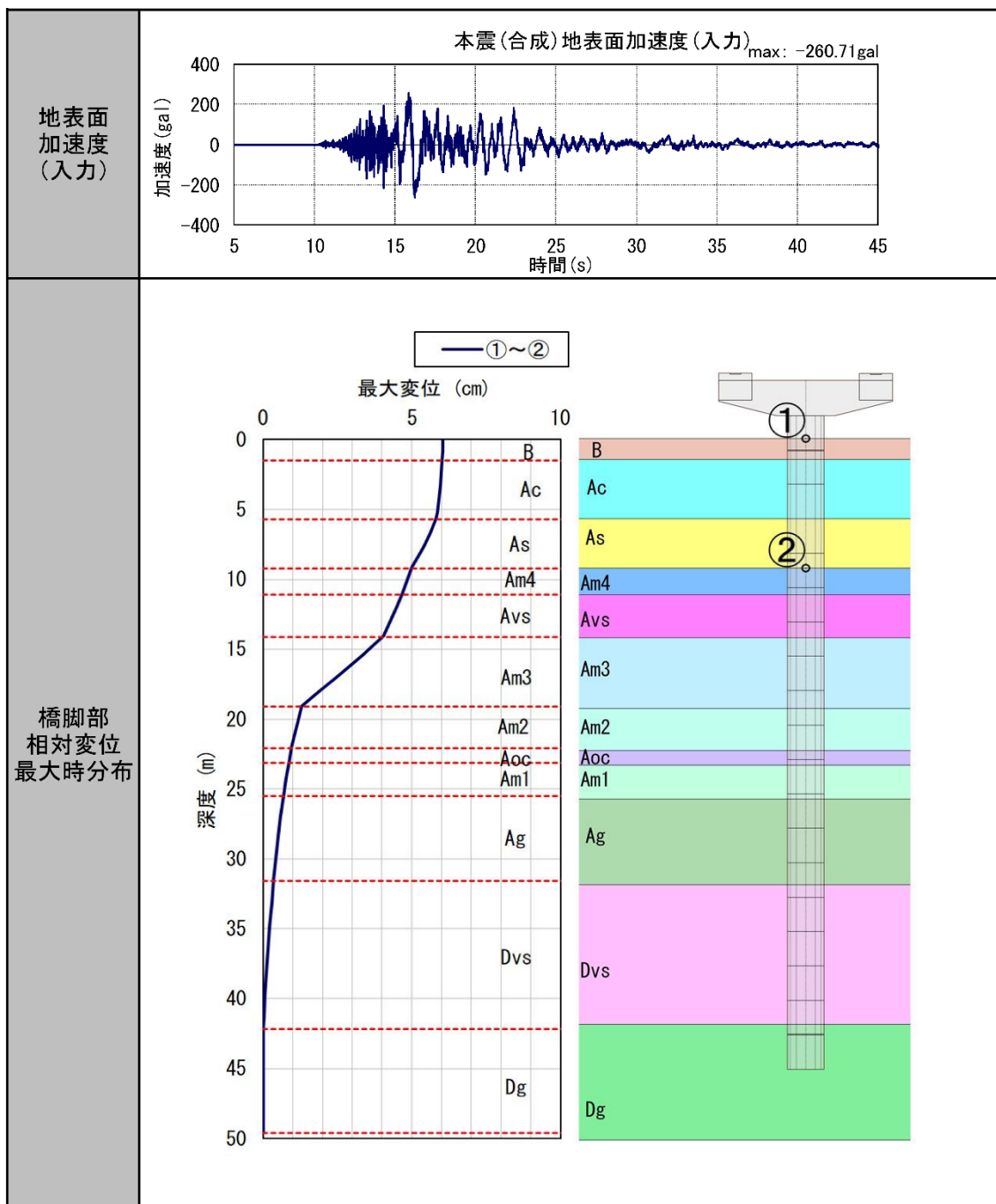


図 3-5 地盤の相対変位と堤体天端加速度

### 3.3 橋脚に作用する慣性力の算定

橋脚に作用する慣性力は、骨組み解析により水平震度を漸増载荷した時の慣性力と作用位置における変位を用いて作成した基礎の骨格曲線 ( $k_b \sim \delta$  関係) から求めた降伏震度及び降伏周期と、3.2 で地盤変位の算出に用いた地表面加速度から作成した非線形応答スペクトルから算出した。

#### (1) 解析条件

##### 1) 構造諸元

本橋の P3 橋脚の構造図は 2.1 に示したとおりである。構造諸元と材料諸元を表 3-3 に示す。なお、竣工図が一部存在しないため、構造寸法については PC ウェル工法のカタログに示される同径の標準寸法と仮定した (表 3-4)。

表 3-3 PC ウェル 構造諸元と材料諸元

項目		単位/規格	諸元	出典等
基礎	設計寸法 (外形・内径)	m m	$\phi 2500 \cdot \phi 2000$	竣工図面
	基礎長	m	46.17 (2.43m×19ロット)	
コンクリート	圧縮強度 $\sigma_{ck}$	N/m <sup>2</sup>	50	PCウェル工法 カタログ
	ヤング率 $E_c$	kN/mm <sup>2</sup>	3.3	
鋼材	主鋼材	4種鋼棒	27 $\phi$ × 18本	既往調査結果
	帯鉄筋	SR295	$\phi 5$ ctc60mm	

表 3-4 PC ウェル工法のカタログ 標準寸法 (暫定値)

外形	厚さ	断面積	断面二次 モーメント	種別	PC鋼棒
mm	m m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>		種別-径×本数
2,500	250	17,663	113,150,000	A	4種-27 $\phi$ × 18本
				B	4種-33 $\phi$ × 18本

種別	有効 プレストレス	ひび割れ 曲げモーメント	長期許容 軸方向荷重	単位 ブロック 長さ	単位 ブロック 参考重量
	kg/cm <sup>2</sup>	t-m	ton	m	ton
A	39	900	1,770	2.43	11.16
B	60	1,090	1,720		

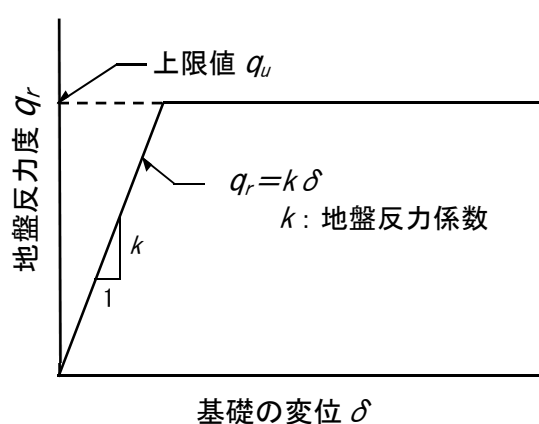
PC ウェル工法のカタログより

## 2) 荷重条件

上部構造の死荷重は、熊本地震後の復旧設計報告書より7200kN(1支承あたり約1800kN)とした。地震動の作用方向は3.2で示した最大変位発生方向とした。慣性力の作用位置は、復旧設計報告書より上部構造の重心位置とした(橋脚天端から上部構造の重心位置までの高さ3.0m(支承高530mm+下弦材下端から重心2,420mm=2,950mm $\approx$ 3.000mm))。

## 3) 地盤条件と地盤ばね

地盤条件については3.2に示した地盤定数を使用し、各地層の地盤ばねは、平成24年道路橋示方書<sup>12)</sup>を参考にバイリニア型でモデル化した(図3-6)。



出典: 日本道路協会 道路橋示方書・同解説IV下部構造編

図3-6 地盤抵抗のモデル

## (2) 検討ケース

解析時に考慮するパラメータを表3-5に示す。

堤体抵抗の条件は、対象橋梁の基礎は両側河川に挟まれた堤体内に設置されており、堤体抵抗を期待できない可能性がある。対象橋梁の被災前の設計においては、堤体抵抗を考慮していたか不明であるため、堤体抵抗の有無が基礎の挙動にどのような影響を与えるか確認するため、検討パラメータとする。

橋脚天端の回転条件は、P3 橋脚は掛け違い橋脚となっており上部構の挙動によっては回転拘束を受けていた可能性が考えられる。このため、通常的设计で考慮する天端の回転自由の条件に加えて、天端の回転固定とした条件が基礎の挙動にどのような影響を与えるか確認するため、検討パラメータとする。

なお、支承の条件は、ローラー支承(橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定)で設計されていたが3.2(1)2)に示した最大変位発生方向が概ね橋軸直角方向であったことを踏まえ、全てのケースで固定支承とした。

上記を踏まえ、現地状況、構造条件や被災シナリオを考慮し、堤体抵抗及び天端の固定条件、PC鋼棒の健全度を変えた10ケースで解析を行う(表3-6)。



表 3-5 検討パラメータ

検討パラメータ		内容
地盤抵抗	堤体抵抗	・堤体部の抵抗（あり or なし）
境界条件	橋脚天端の固定条件	・天端の境界条件（自由 or 固定）
部材耐力	着目接合部の劣化	・PC 鋼棒の健全度 (3.1 に示した表 3-1 の劣化モデル 健全 or 劣化 1 or 劣化 2 or 劣化 3)

表 3-6 検討ケース

	検討パラメータ		
	堤体抵抗	天端回転	着目接合部劣化
ケース 1	あり	自由	健全
ケース 2	なし	自由	健全
ケース 3	あり	固定	健全
ケース 4	あり	自由	劣化 1
ケース 5	あり	自由	劣化 2
ケース 6	あり	自由	劣化 3
ケース 7	なし	自由	劣化 1
ケース 8	なし	自由	劣化 2
ケース 9	あり	固定	劣化 1
ケース 10	あり	固定	劣化 2

### (3) 基礎の降伏震度と降伏周期

各ケースにおける降伏震度と降伏周期の算定結果を表 3-7 に示す。基礎の降伏は、H29 道路橋示方書<sup>13)</sup> に示される降伏の目安を参考に、基礎本体が塑性化した時点を降伏とした。この際の基礎本体の塑性化の判定は、PC ウェルマニュアル<sup>14)</sup> を参考に最外縁の PC 鋼棒が降伏した状態とした。

表 3-7 降伏震度等算定結果一覧

	解析条件			降伏		
	堤体抵抗	橋脚天端の回転	着目接合部劣化	変位	震度	周期
ケース1	あり	自由	健全	151.7	0.21	1.71
ケース2	なし	自由	健全	168.5	0.164	2.04
ケース3	あり	固定	健全	29.7	0.453	0.51
ケース4	あり	自由	劣化1	151.7	0.21	1.71
ケース5	あり	自由	劣化2	62.3	0.158	1.26
ケース6	あり	自由	劣化3	151.7	0.21	1.71
ケース7	なし	自由	劣化1	168.5	0.164	2.04
ケース8	なし	自由	劣化2	153.5	0.158	1.98
ケース9	あり	固定	劣化1	29.7	0.453	0.51
ケース10	あり	固定	劣化2	29.8	0.453	0.51

#### (4) 非線形応答スペクトルの作成

橋脚に作用する慣性力を算定するための非線形応答スペクトルは、3.2 に示した地表面加速度波形を用いることとし、表 3-8 に示す解析条件で作成した (図 3-7)。具体的には、非線形モデルの解析結果より算出された塑性率 ( $\mu$ ) を図にプロットし、 $\mu = 1 \sim 10$  となる点を線で繋げ作成した。

表 3-8 解析条件

項目	設定条件
減衰定数	$h = 0.05$
固有周期	$T = 0.1s \sim 10.0s$ (10 分割)
降伏震度	0.1~5.0 (50 分割)
履歴モデル	バイリニア (二次勾配 0.001)

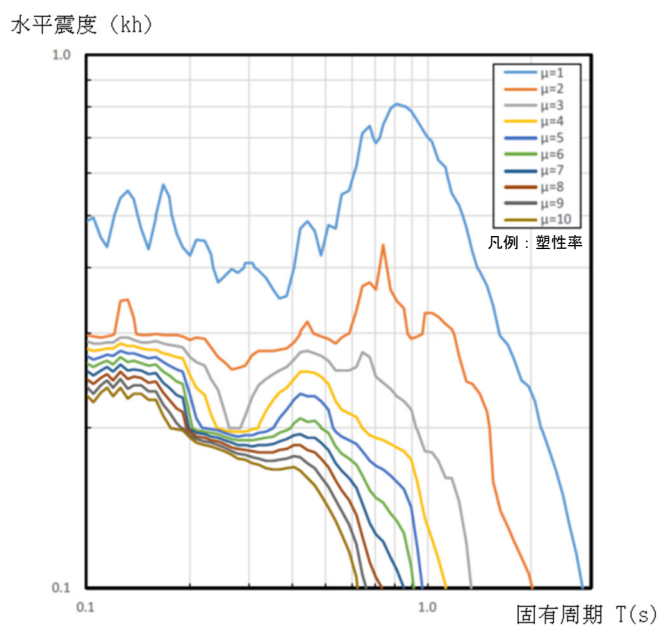


図-3-7 非線形応答スペクトル

#### (5) 解析結果

3.3 (3) で示した基礎の降伏震度と降伏周期と 3.3 (4) で示した非線形応答スペクトルを用いた、応答震度 (橋脚に作用する慣性力) の算定結果を表 3-9 及び図 3-8 に示す。応答震度の算定は、非線形応答スペクトル上に、降伏点 (降伏震度、降伏周期) をプロットし、プロット位置から応答塑性率を読み取る。次に、骨格曲線 ( $k_b - \delta$ ) 上で応答塑性率となる変形点を探し、この変形点における震度を応答震度とした。

表 3-9 応答震度の算定結果

	解析条件			降伏			応答塑性率	応答震度
	堤体抵抗	橋脚天端の回転	着目接合部劣化	変位	震度	周期		
ケース1	あり	自由	健全	151.7	0.21	1.71	1.6	0.231
ケース2	なし	自由	健全	168.5	0.164	2.04	1.4	0.178
ケース3	あり	固定	健全	29.7	0.453	0.51	1.1	0.469
ケース4	あり	自由	劣化1	151.7	0.21	1.71	1.6	0.230
ケース5	あり	自由	劣化2	62.3	0.158	1.26	2.8	0.206
ケース6	あり	自由	劣化3	151.7	0.21	1.71	1.6	0.231
ケース7	なし	自由	劣化1	168.5	0.164	2.04	1.4	0.178
ケース8	なし	自由	劣化2	153.5	0.158	1.98	1.5	0.175
ケース9	あり	固定	劣化1	29.7	0.453	0.51	1.1	0.469
ケース10	あり	固定	劣化2	29.8	0.453	0.51	1.1	0.469

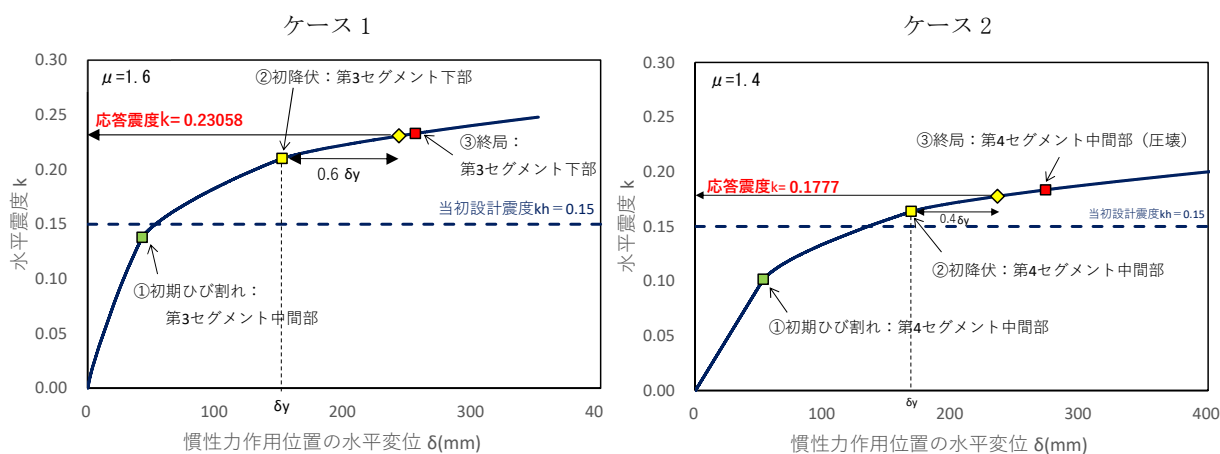


図 3-8 各ケースの応答震度の算定 (次頁に続く)

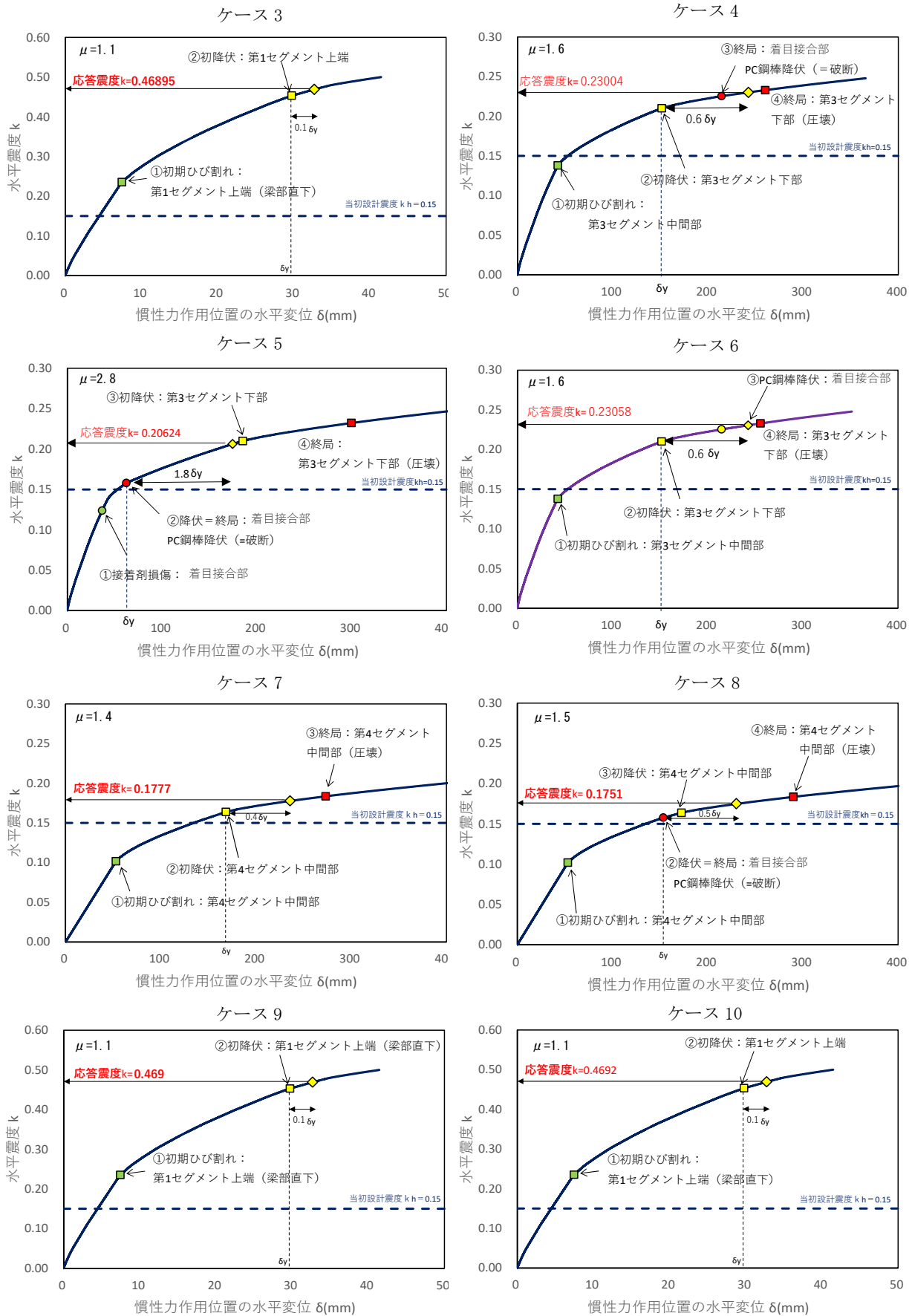


図 3-8 各ケースの応答震度の算定

### 3.4 地盤変位と橋脚の慣性力による基礎の応答値の算定と損傷状態の検証

3.3 (2) で示した各検討ケースにおいて、3.2 で示した地盤変位と橋脚に作用する慣性力に相当する荷重を同時に作用させ、3.3 (5) で示した応答震度となるまで漸増的に载荷した時の基礎の応答値を算定し着目接合部の損傷状態の検証を行った。図 3-9 に着目接合部の  $M-\phi$  関係を、図 3-10 に P3 橋脚基礎のイメージ図(セグメント 5 段目まで)を示す。

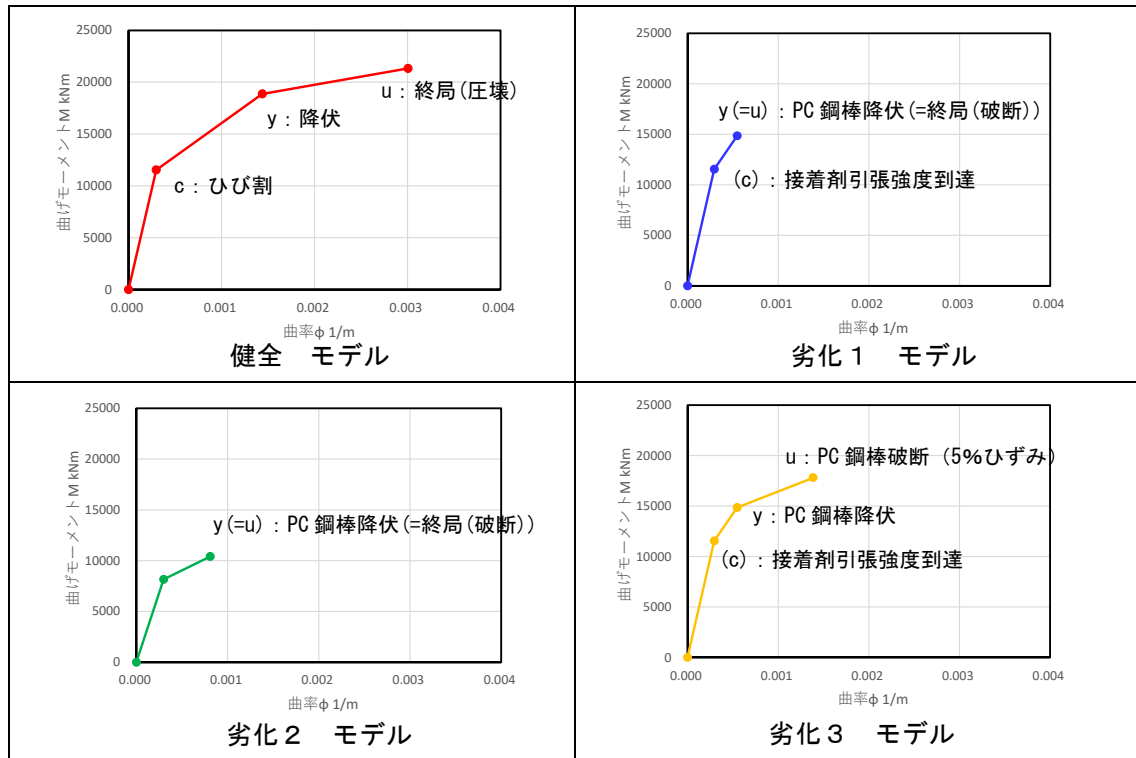


図 3-9 着目接合部の  $M-\phi$  関係

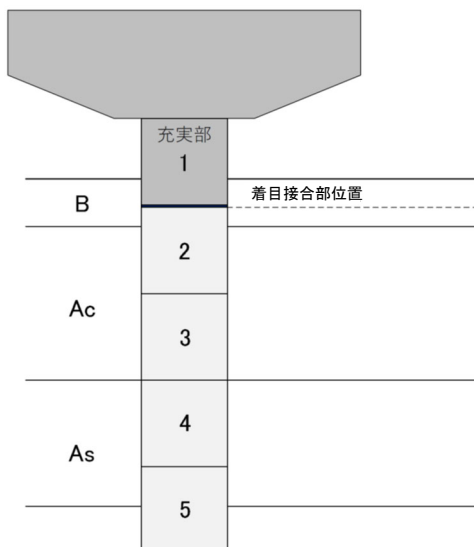


図 3-10 P3 橋脚基礎のイメージ図

検証結果の一覧を表 3-10 に、個別ケース毎の結果を (1) ~ (10) に示す。なお、ここでは地盤変位を考慮した場合の応答値の算定結果だけを示すが、地盤変位を考慮しない場合の算定結果は巻末の参考資料 I に示す。

表 3-10 に示す着目接合部の発生曲げモーメントによる破壊の有無に関しては、PC 鋼棒が健全または劣化 3 の状態と仮定したケースでは、発生曲げモーメントが終局曲げ耐力に到達した場合を破壊と判定し、劣化 1 及び劣化 2 の状態と仮定したケースでは脆化を考慮しているため曲げ降伏した場合を破壊（終局）と判定した（図 3-9）。

着目接合部の発生せん断力による破壊の有無に関しては、発生せん断力がせん断耐力を超過した場合を破壊と判定し、表 3-10 に超過率を示した。

表 3-10 検証結果一覧

	解析条件			応答震度	曲げモーメント	せん断力
	堤体抵抗	橋脚天端の回転	着目接合部劣化		着目接合部の破壊の有無 ※（）内は超過率	着目接合部の破壊の有無 ※（）内は超過率
ケース1	あり	自由	健全	0.231	なし	あり (1%)
ケース2	なし	自由	健全	0.178	なし	なし
ケース3	あり	固定	健全	0.469	なし	あり (6%)
ケース4	あり	自由	劣化1	0.230	あり (2%)	あり (1%)
ケース5	あり	自由	劣化2	0.206	あり (31%)	なし
ケース6	あり	自由	劣化3	0.231	なし	あり (1%)
ケース7	なし	自由	劣化1	0.178	なし	なし
ケース8	なし	自由	劣化2	0.175	あり (11%)	なし
ケース9	あり	固定	劣化1	0.469	なし	あり (6%)
ケース10	あり	固定	劣化2	0.469	あり (5%)	あり (3%)

以下では、各ケースにおける解析結果の条件毎の傾向に着目し考察する。

まず、着目接合部の PC 鋼棒が健全なケース（ケース 1、ケース 2、ケース 3）の結果を比較し、堤体抵抗の有無と橋脚天端の回転条件（自由 or 固定）が解析結果に与える影響を確認する。

堤体抵抗ありのケース 1（図 3-12）と堤体抵抗なしのケース 2（図 3-15）を比較すると、ケース 1 の最大発生曲げモーメントの位置（深さ 5m 付近）に比べケース 2 の最大発生曲げモーメントは深い位置（深さ 7m 付近）で発生しており、堤体抵抗の有無は着目接合部より深い位置で影響があることが分かる。堤体抵抗なしのケースは、堤体抵抗ありのケースに比べて、基礎の変形が大きくなるため、相対的に深い位置で最大曲げモーメントが生じることとなると考えられるが、着目接合部付近で大きな変化はない。また、発生せん断力についても同様の傾向である（図 3-13、図 3-16）。

天端回転（自由）のケース 1（図 3-12）と天端回転（固定）のケース 3（図 3-18）を比較すると、ケース 3 の最大発生曲げモーメントは基礎の天端付近で発生している。これは、橋脚の天端が固定されていることによる変形モードの差に起因するものと考えられる。また、ケース 3 に比べ着目接合部における発生曲げモーメントはケース 1 の方が大きい結果となった。一方、着目接合部における発生せん断力については、ケース 1（図 3-13）に比べケース 3（図 3-19）の方が、最大発生せん断力が大きい結果となった。

PC 鋼棒の劣化が劣化 1（ケース 4、ケース 7、ケース 9）及び劣化 2（ケース 5、ケース 8、ケース 10）のケースにおいても、堤体抵抗の有無と天端回転（自由 or 固定）の条件毎の傾向は同様である。

上記より、堤体抵抗ありと天端回転（自由）の条件が、着目接合部において発生曲げモーメントが大きくなる傾向であり、堤体抵抗ありと天端回転（固定）の条件が着目接合部において、発生せん断力が大きくなる傾向であることが確認できた。

次に、着目接合部の PC 鋼棒の劣化条件が解析結果に与える影響を確認するため、堤体抵抗と橋脚天端の固定条件が同様で劣化条件が異なるケースを比較する。各ケースの曲げモーメント分布図に着目接合部の終局点を赤丸で示す。

堤体抵抗ありと天端回転（自由）のケース（ケース 1（健全）、ケース 4（劣化 1）、ケース 5（劣化 2））を比較すると、ケース 4（図 3-21）とケース 5（図 3-24）の場合は、発生曲げモーメントが終局点を超過しており、ケース 5 はケース 4 と比べ大きく超過する結果となった。一方、発生せん断力はケース 1（図 3-13）とケース 4（図 3-22）がせん断耐力を超過する結果となった。なお、ケース 5（図 3-25）の堤体抵抗ありの条件でせん断耐力を超過しない理由は、ケース 1、ケース 4 に比べ応答震度が低いためと考えられる。

これらの解析結果を踏まえると、着目接合部の PC 鋼棒が健全なケース（ケース 1、ケース 2、ケース 3）は、着目接合部が曲げ破壊することはないが、着目接合部のせん断破壊については、堤体抵抗ありのケース（ケース 1、ケース 3）で、せん断耐力を超過する結果となった。一方で、PC 鋼棒の劣化モデルが劣化 1 のケース（ケース 4、ケース 7、ケース 9）



では、ケース 4 で曲げ破壊あり、劣化 2 のケース (ケース 5、ケース 8、ケース 10) では、全てのケースで着目接合部の曲げ破壊がありの結果となり、劣化 1 に比べ劣化 2 の方が曲げ破壊が生じやすい結果となった。

せん断破壊については、PC 鋼棒が健全ケースと劣化ケースであっても、一部のケースでせん断耐力を超過するケースはあったが、超過率に大きな変化はなかった。これは、PC 鋼棒の脆化による降伏強度の低下や PC 鋼棒とコンクリートの付着の有無はせん断破壊に影響はないためと解釈される。

したがって、PC 鋼棒の劣化 (降伏強度の低下や脆化、PC 鋼棒とコンクリート間の付着の低下) があったと仮定すると、着目接合部において、劣化の影響による基礎の曲げ破壊が生じ破壊に至る可能性のほか、劣化の影響による基礎の曲げ破壊とせん断破壊の両方が生じ、破壊に至る可能性も考えられる。

なお、その他のケースにおける、解析結果の条件毎の傾向は以下のとおり。

堤体抵抗なしと天端回転 (自由) のケース (ケース 2 (健全)、ケース 7 (劣化 1)、ケース 8 (劣化 2)) を比較すると、ケース 8 (図 3-33) では、発生曲げモーメントが終局点を超過しており、ケース 8 はケース 7 (図 3-30) に比べ着目接合部の発生曲げモーメントが大きい結果となった。一方、発生せん断力はケース 7 (図 3-31) 及びケース 8 (図 3-34) 共にケース 2 (図 3-16) と同様の傾向であった。

堤体抵抗ありと天端回転 (固定) のケース (ケース 3 (健全)、ケース 9 (劣化 1)、ケース 10 (劣化 2)) を比較すると、ケース 10 (図 3-39) では、発生曲げモーメントが終局点を超過しており、ケース 10 はケース 9 (図 3-36) に比べ着目接合部の発生曲げモーメントが大きい結果となった。一方、発生せん断力はケース 9 (図 3-37) 及びケース 10 (図 3-40) 共にケース 3 (図 3-19) と同様の傾向であった。

また、PC 鋼棒の降伏強度は低下しているが降伏後の伸びは健全な場合と同様としたケース 6 (劣化 3) では、発生曲げモーメントが終局点を超えない結果となった (図 3-27)。発生せん断力は、ケース 1 とケース 4 と同様にせん断耐力を超過する結果となった (図 3-28)。

(1) ケース 1 : 堤体抵抗あり-天端回転拘束なし-着目接合部健全

表 3-11 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第3セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第3セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	あり

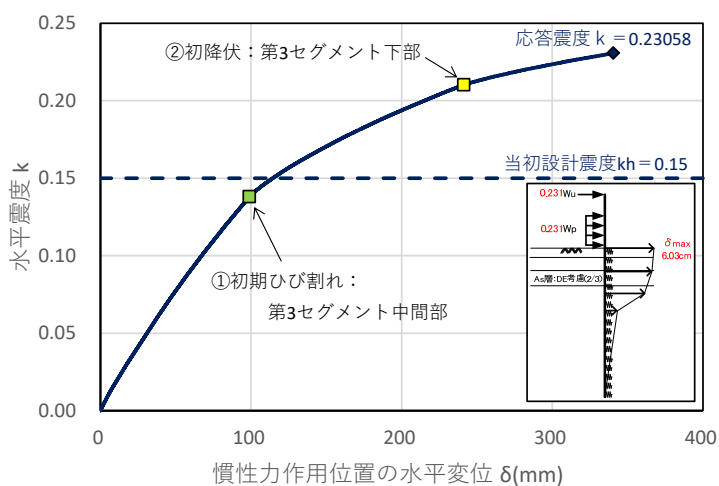


図 3-11 水平震度－水平変位関係

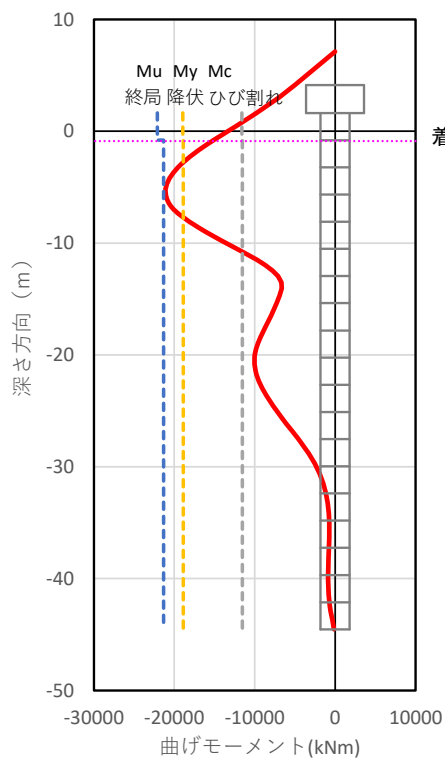


図 3-12 曲げモーメント分布

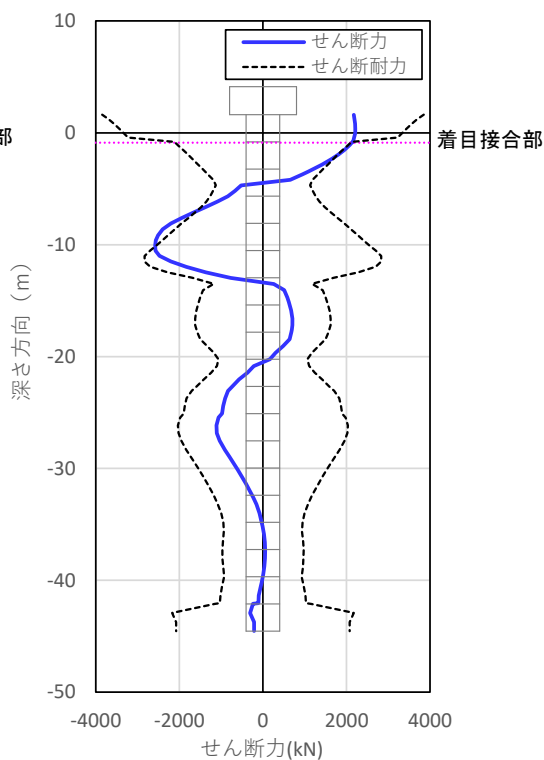


図 3-13 せん断力分布

(2) ケース 2 : 堤体抵抗なし-天端回転拘束なし-着目接合部健全

表 3-12 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第4セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第4セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	なし

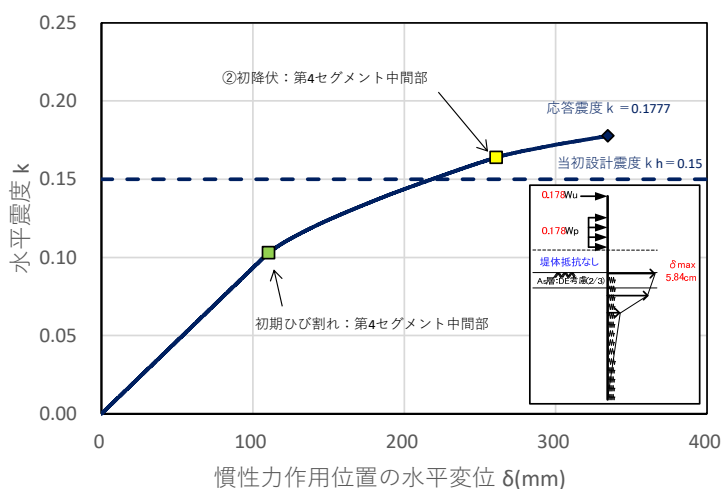


図 3-14 水平震度—水平変位関係

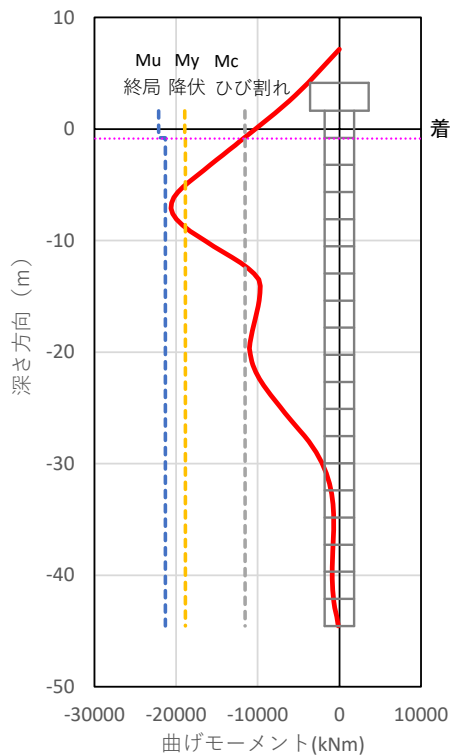


図 3-15 曲げモーメント分布

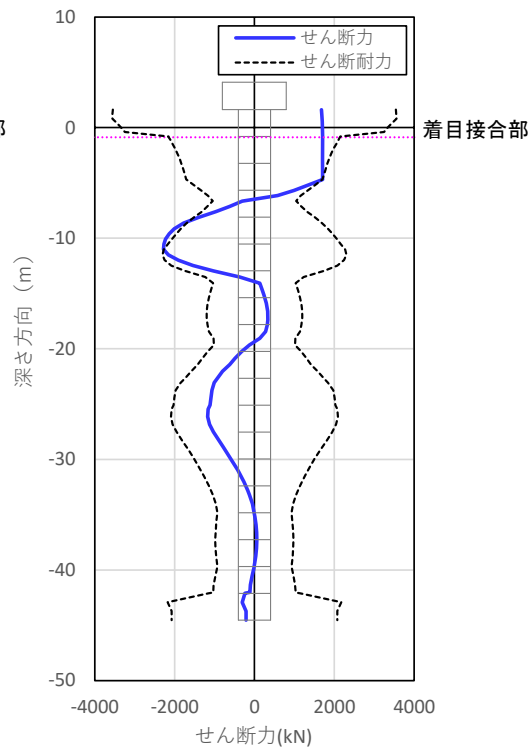


図 3-16 せん断力分布

(3) ケース 3 : 堤体抵抗あり-天端回転拘束あり-着目接合部健全

表 3-13 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第1セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第1セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	あり

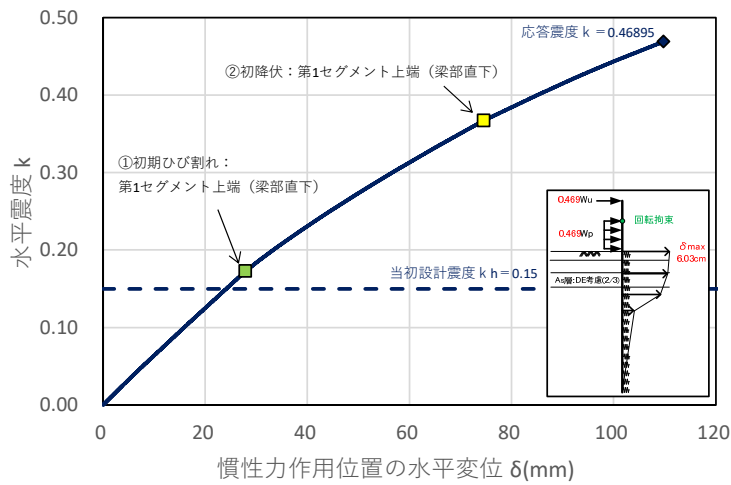


図 3-17 水平震度-水平変位関係

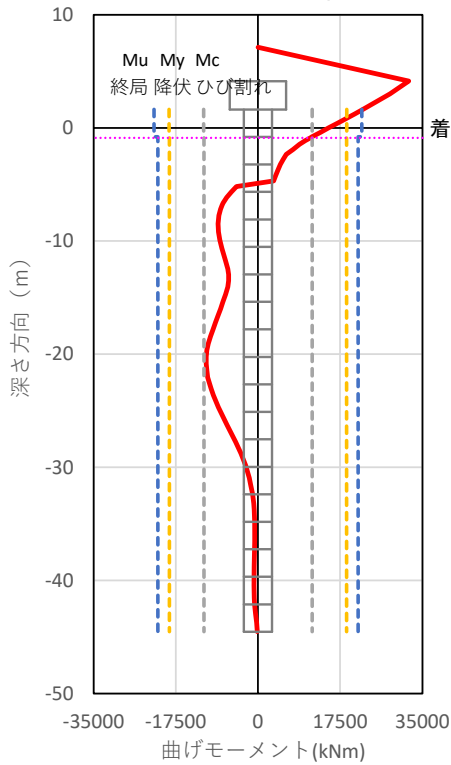


図 3-18 曲げモーメント分布

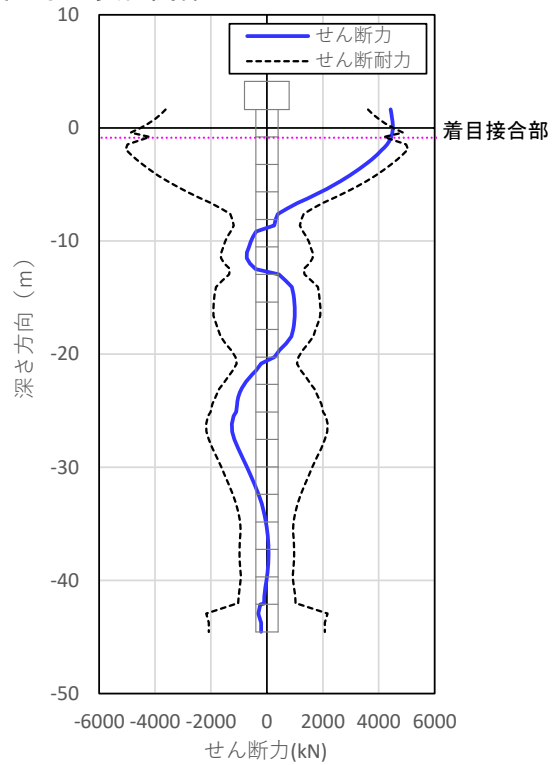


図 3-19 せん断力分布

(4) ケース 4：堤体抵抗あり-天端回転拘束なし-着目接合部劣化 1

表 3-14 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第3セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	破断する
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第3セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	あり
せん断破壊の有無	あり

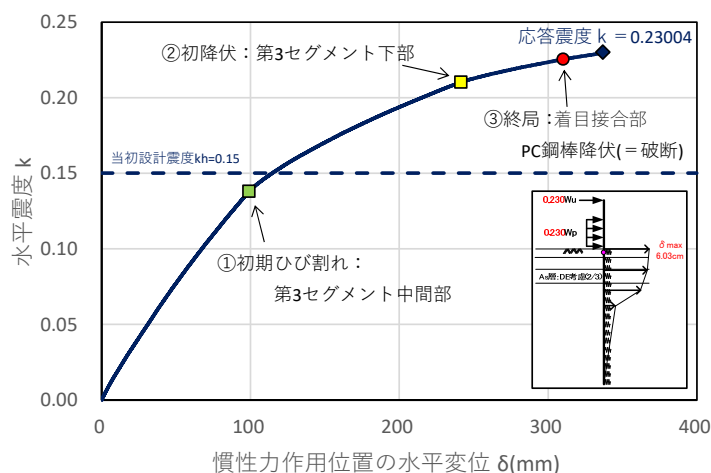


図 3-20 水平震度—水平変位関係

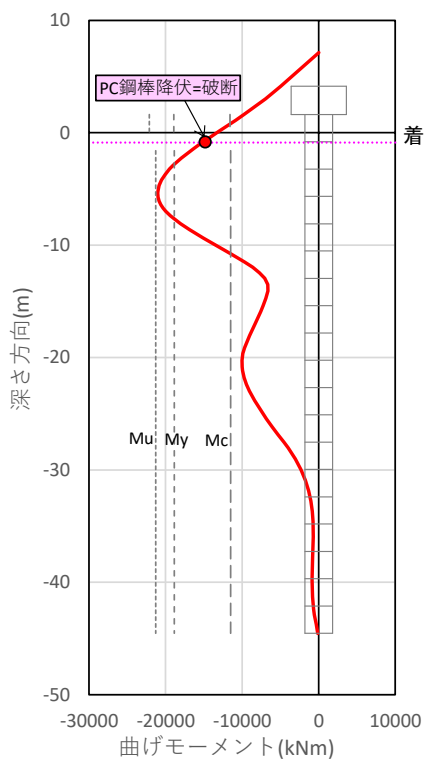


図 3-21 曲げモーメント分布

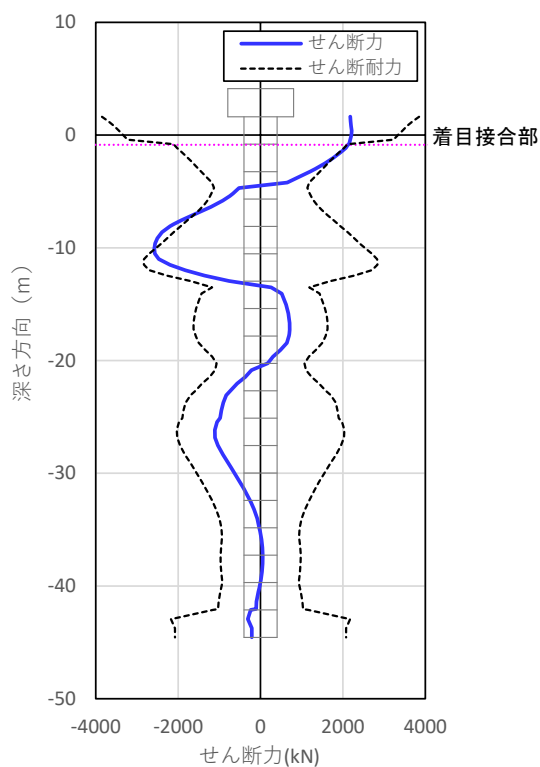


図 3-22 せん断力分布

(5) ケース 5 : 堤体抵抗あり-天端回転拘束なし-着目接合部劣化 2

表 3-15 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第3セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	破断する
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第3セグメント 降伏しない
曲げ破壊の有無	あり
せん断破壊の有無	なし

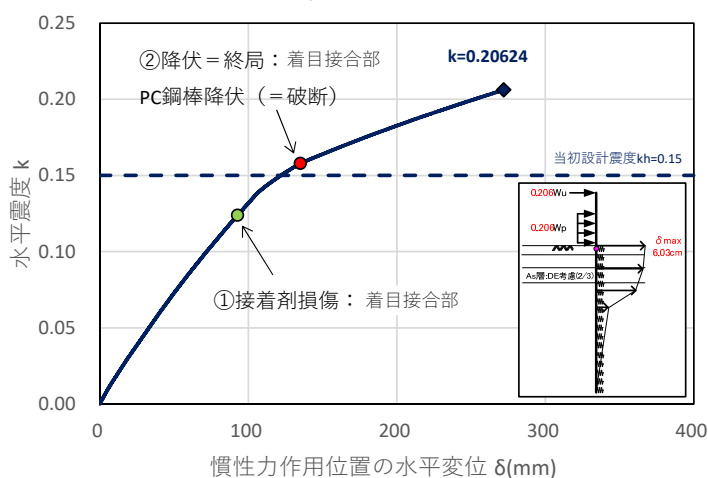


図 3-23 水平震度－水平変位関係

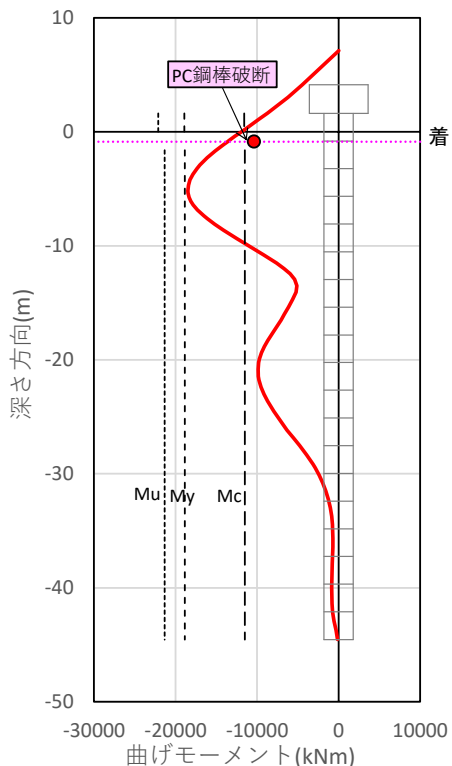


図 3-24 曲げモーメント分布

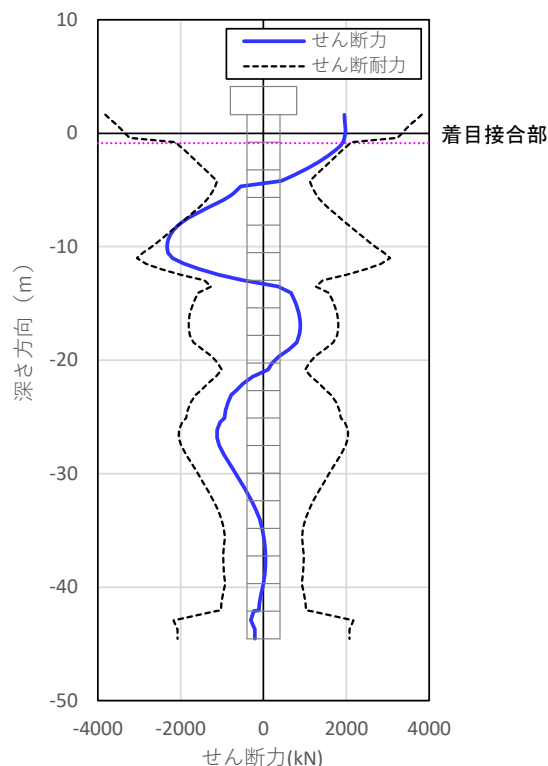


図 3-25 せん断力分布

(6) ケース 6 : 堤体抵抗あり-天端回転拘束なし-着目接合部劣化 3

表 3-16 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第3セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏するが、破断には至らない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第3セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	あり

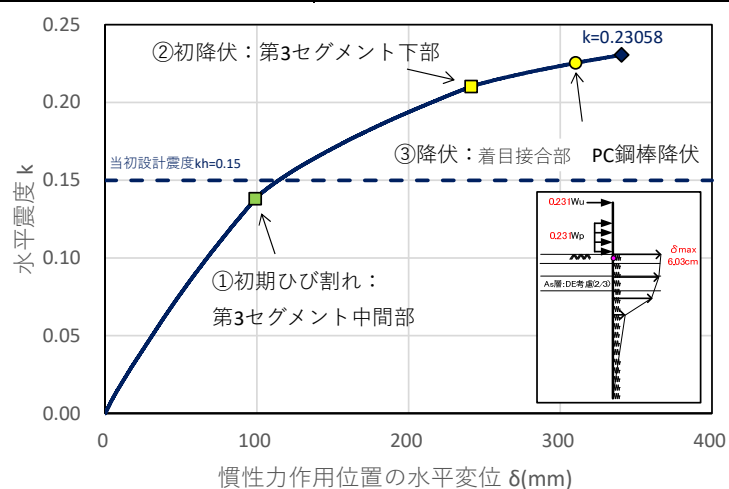


図 3-26 水平震度－水平変位関係

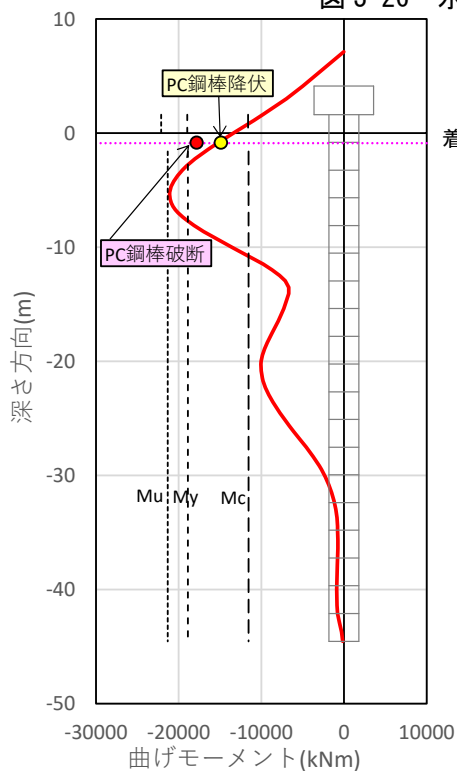


図 3-27 曲げモーメント分布

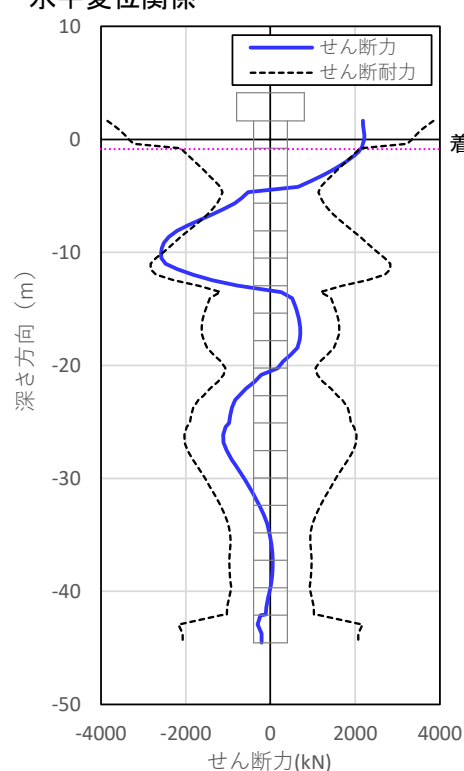


図 3-28 せん断力分布

(7) ケース 7：堤体抵抗なし-天端回転拘束なし-着目接合部劣化 1

表 3-17 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第4セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第4セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	なし

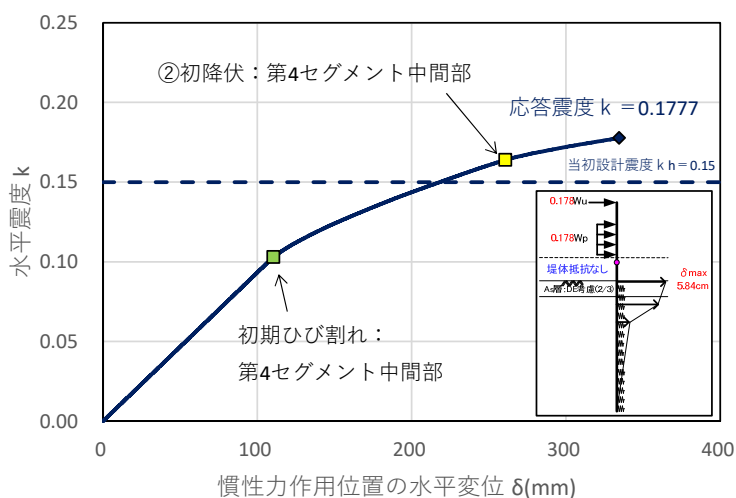


図 3-29 水平震度－水平変位関係

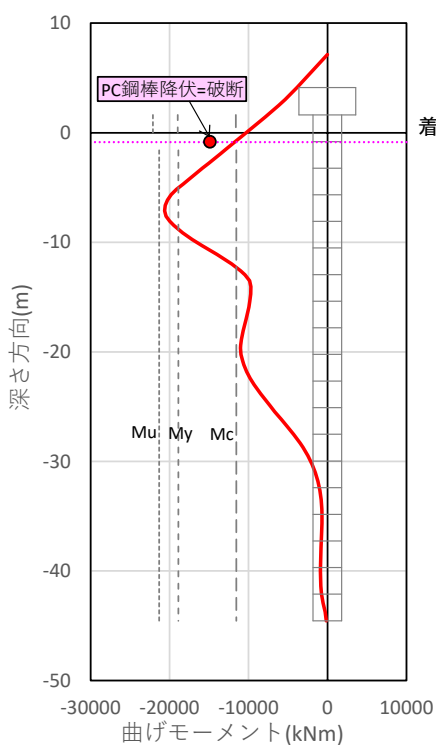


図 3-30 曲げモーメント分布

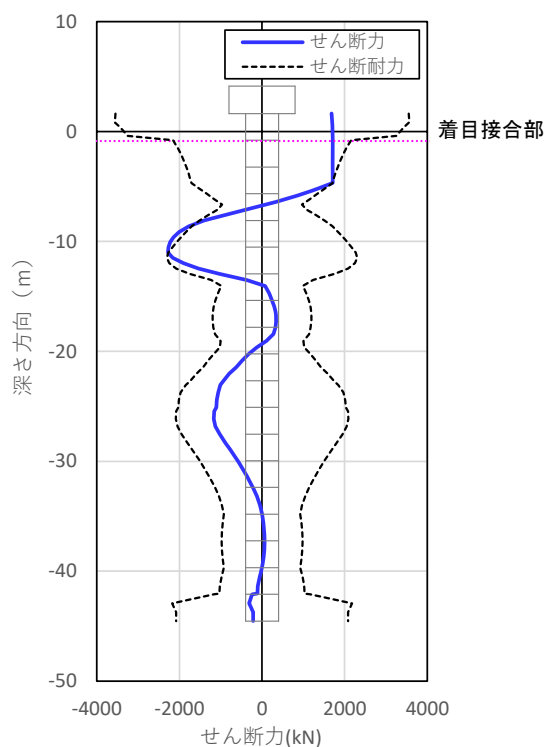


図 3-31 せん断力分布



(8) ケース 8 : 堤体抵抗なし-天端回転拘束なし-着目接合部劣化 2

表 3-18 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第4セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	破断する
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第4セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	あり
せん断破壊の有無	なし

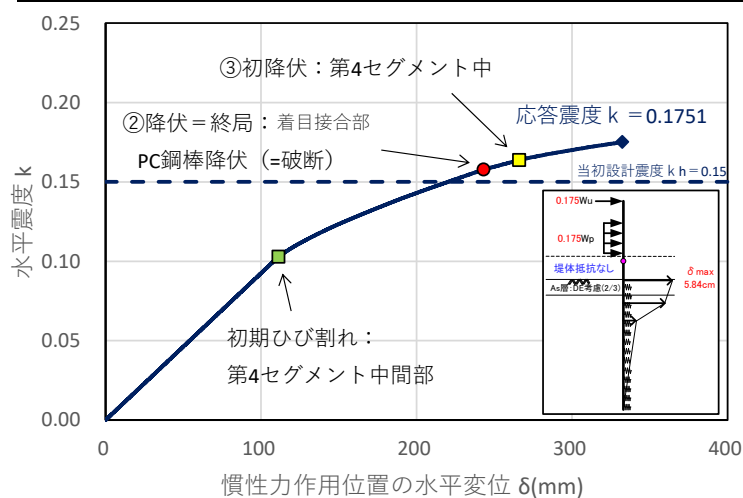


図 3-32 水平震度－水平変位関係

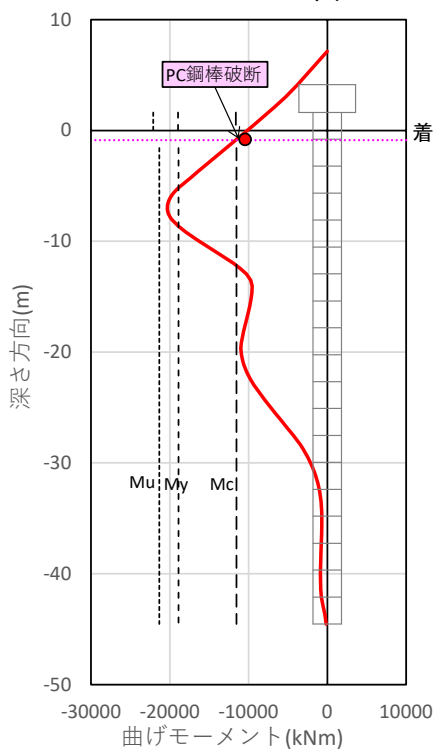


図 3-33 曲げモーメント分布

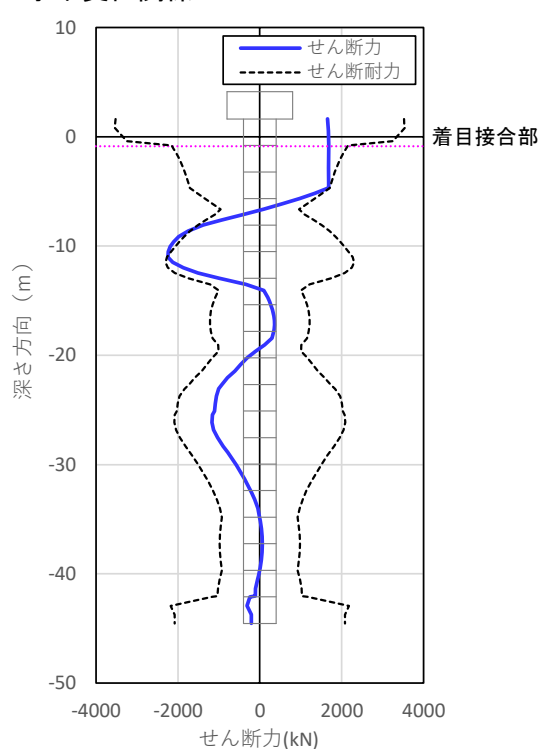
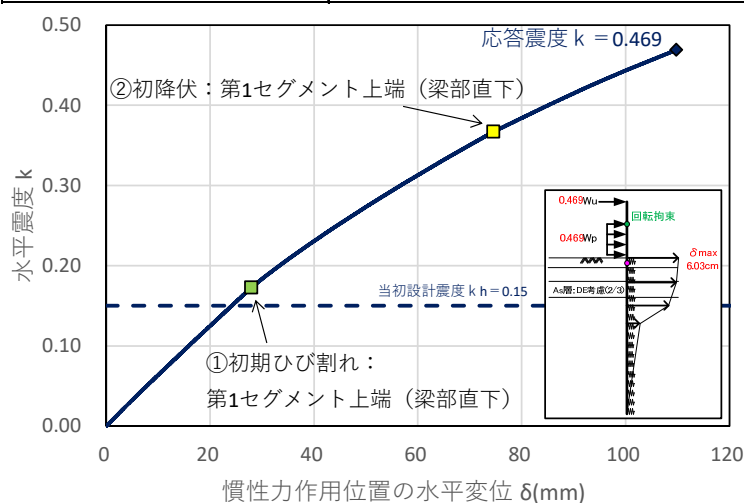


図 3-34 せん断力分布

(9) ケース 9：堤体抵抗あり-天端回転拘束あり-着目接合部劣化 1

表 3-19 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第1セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第1セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	あり



慣性力作用位置の水平変位  $\delta$ (mm)

図 3-35 水平震度－水平変位関係

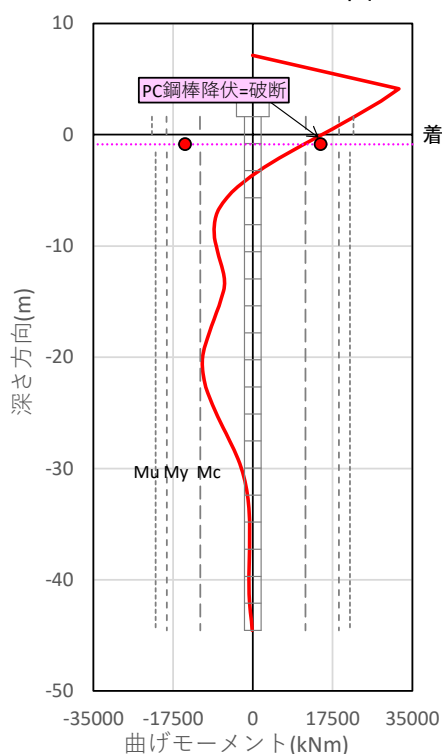


図 3-36 曲げモーメント分布

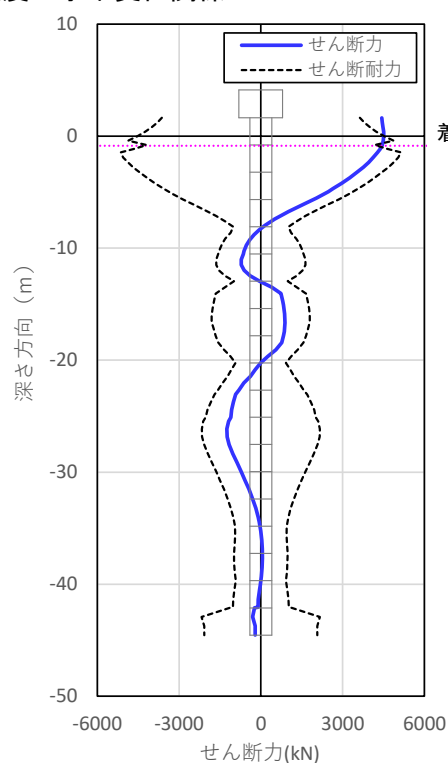


図 3-37 せん断力分布

(10) ケース 10：堤体抵抗あり-天端回転拘束あり-着目接合部劣化 2

表 3-20 検証結果

確認項目	結果
初期損傷位置	第3セグメント (ひび割れ)
作用時の損傷状態 (着目接合部)	降伏しない
作用時の損傷状態 (最大モーメント位置)	第3セグメント 降伏するが、終局には至らない
曲げ破壊の有無	なし
せん断破壊の有無	あり

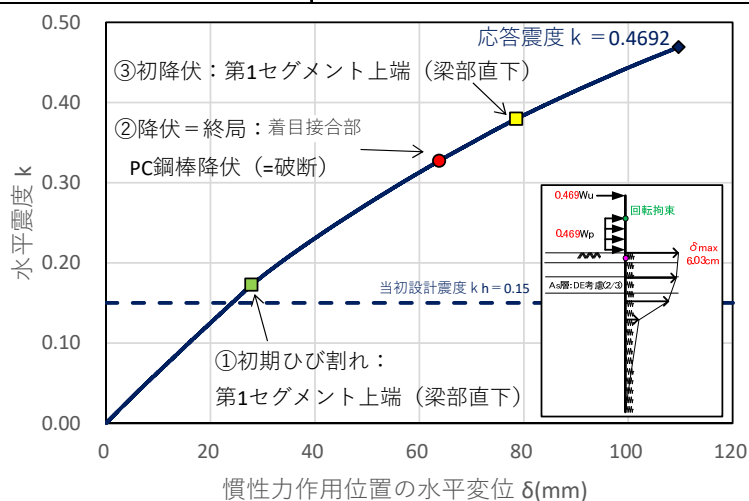


図 3-38 水平震度－水平変位関係

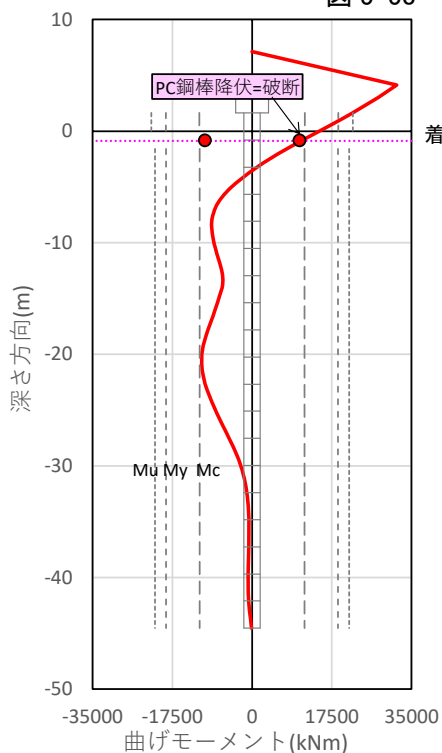


図 3-39 曲げモーメント分布

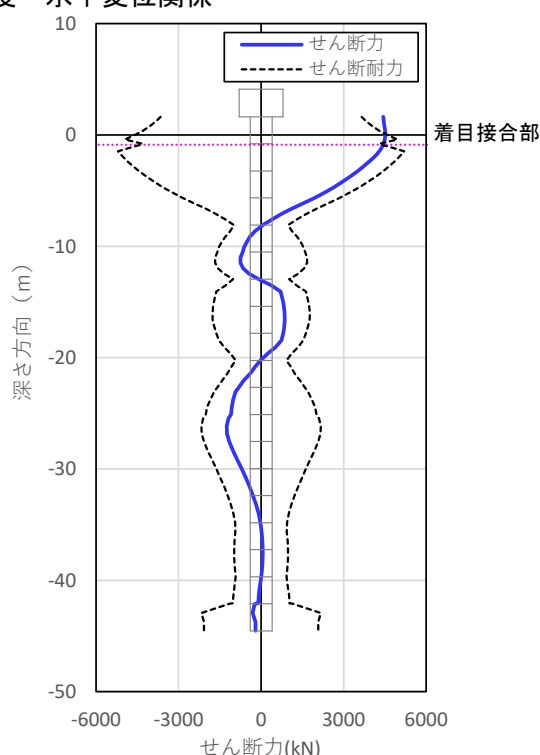


図 3-40 せん断力分布