

解析事例および技術資料

Ver. 1.02

(株) フォーラムエイト

2003.04

目次

1. 鉄筋コンクリート橋脚を有する桁橋の動的照査例	1
1.1 設計条件	1
(1) 上部構造	1
(2) 下部構造	1
(3) 上部構造からの鉛直荷重	2
(4) 重要度の区分および地域区分	2
(5) 地盤条件	2
1.2 動的照査法による耐震性能照査	4
1.2.1 動的解析モデル	4
1.2.2 解析条件	10
1.2.3 橋脚躯体および支承の安全性照査の基本条件	10
1.3 動的解析結果の出力	12
1.3.1 固有振動解析	12
1.3.2 解析結果	13
1.4 照査	14
1.4.1 支承	14
1.4.2 塑性ヒンジ	14
1.4.3 せん断耐力	14
1.4.4 残留変位	14
※サンプルモデル Bridge (s1) .f3d	15
(1) 要素	15
(2) テクニカルノート	16
2. PC ラーメン橋の動的照査例	20
2.1 設計条件	20
(1) 上部構造	20
(2) 下部構造	20
(3) 重要度の区分および地域区分	20
(4) 地盤条件	20
2.2 動的照査法による耐震性能照査	22
2.2.1 動的解析モデル	22
2.2.2 解析条件	28
2.2.3 橋脚躯体の安全性照査の基本条件	28
2.3 動的解析結果の出力	30
2.3.1 固有振動解析	30
2.3.2 解析結果	31
(1) 橋軸方向作用時 (1 方向入力)	31
(2) 橋軸・橋軸直角方向同時作用時 (2 方向同時入力)	32
2.4 照査	33
2.4.1 塑性ヒンジ	33
2.4.2 残留変位	33

※サンプルモデル RahmenBridge (s2) .f3d	34
(1) 要素	34
(2) テクニカルノート	35
3. 参考資料	38
3.1 RC 橋脚の限界状態と耐震性能	38
(1) RC 柱の繰返し実験の概要と結果	38
(2) 解析結果と限界状態を表す指標	39
※サンプルモデル RCPier (s3) .f3d	40
(1) 解析モデル	40
(2) テクニカルノート	41
3.2 鋼製橋脚の限界状態と耐震性能	44
(1) 鋼製橋脚の荷重変位関係と履歴	44
①材料の応力度－ひずみ曲線を定義する方法（ファイバーモデルを用いた解析モデル） ..	45
②部材の水平力と水平変位の関係を定義する方法（バイリニアばねを用いた解析モデル）	45
③解析結果の比較	46
(2) 鋼製橋脚の動的非線形解析	47
※サンプルモデル MetalPierFiber (s4) .f3d	47
テクニカルノート	
1. ファイバー要素の部材長	16
2. ファイバー要素の数	16
3. ファイバー要素を設ける箇所	17
4. ファイバー要素に用いる断面のメッシュ分割	17
5. ファイバー要素に用いる被りコンクリートの応力ひずみ曲線の設定	18
6. ファイバー要素に用いる RC 断面の作成	19
7. 剛域の定義方法	35
8. ひずみ損傷基準の設定方法	36
9. 強制変位（＝変位制御）による静的荷重の設定	41
10. 収束基準（Convergence Criteria）の設定	42

注意事項：

本資料に記載内容は、UC-win/FRAME（3D）の出力、および計算結果等を用いて再編集したものです。

1. 鉄筋コンクリート橋脚を有する桁橋の動的照査例

1.1 設計条件

(1) 上部構造

【図 1.1.1 参照】

形 式：5 径間連続鋼 I げた橋（地震時水平力分散構造）

支 間 割：40m×5 径間

幅 員：全幅員 12.000m

活 荷 重：B 活荷重

支持条件：表-1.1.1 に示す。

表-1.1.1

	A1, A2 橋台	P1~P4 橋脚
橋軸方向	弾性支持	弾性支持
橋軸直角方向	固定	固定

支承の種類：橋台：積層ゴム支承（タイプ B）

支承の形状寸法を表-1.1.2 に示す。

表-1.1.2

	A1, A2 橋台	P1~P4 橋脚
製品寸法	420mm×420mm	870mm×870mm
有効寸法	400mm×400mm	850mm×850mm
1 層のゴム厚さ	24mm	24mm
ゴムの積層数	11	11
ゴム総厚さ Σte	264mm	264mm
支承数	5 基	5 基
せん断弾性係数	1.18N/mm ²	1.18N/mm ²
破断ひずみ	400%	400%

(2) 下部構造

【図 1.1.2, 3 参照】

橋 脚：T 型橋脚

基 礎：場所打ち杭

使用材料：表-1.1.3 に示す。

表-1.1.3

部 材	コンクリート	鉄筋
橋 脚	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$	SD345 $E_s=200\text{kN/mm}^2$
フーチング	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$	

杭	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ $E_c=25.0\text{kN/mm}^2$ $(\sigma_{28}=30\text{N/mm}^2)$	
---	--	--

上記の条件を元に、地震時保有水平耐力法によって図 1.1.3 に示す断面諸元を決定した。

(3) 上部構造からの鉛直荷重

上部構造から各下部構造に作用する鉛直荷重を表-1.1.4 に示す。

表-1.1.4

下部構造	死荷重 RD (kN)	活荷重 RL (kN)
A1, A2 橋台	2452	1373
P1, P4 橋脚	6963	2550
P2, P3 橋脚	5982	2452

(4) 重要度の区分および地域区分

重要度の区分：B 種の橋（レベル 1 地震動に対して耐震性能 1，レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 の照査を行う）

地域区分：B 地域（ $C_z=0.85$ ）

(5) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：II 種地盤

土質柱状図：※省略

地盤条件：表 1.1.5 に示す。

橋に影響を与える液状化は生じない

表-1.1.5

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	単位体積重量 (kN/m ³)	
						γ	γ'
第 1 層	粘性土	2.5	5	30	0	17	8
第 2 層	砂質土	4.0	10	0	27	17	8
第 3 層	粘性土	3.5	5	30	0	17	8
第 4 層	砂質土	3.5	15	0	30	19	10
第 5 層	砂質土	1.4	50	0	40	19	10

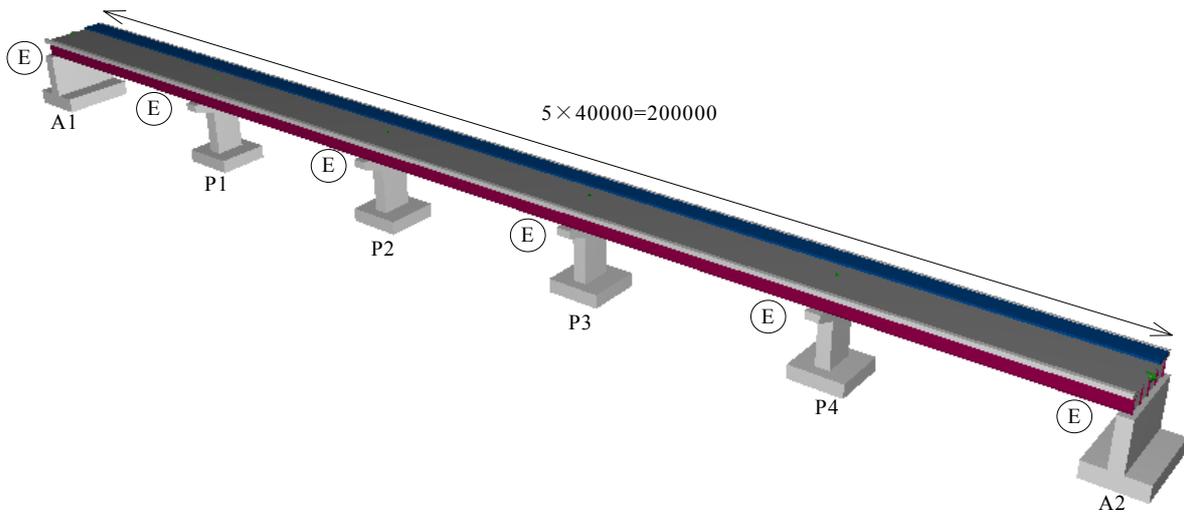


図 1.1.1 設計対象橋梁

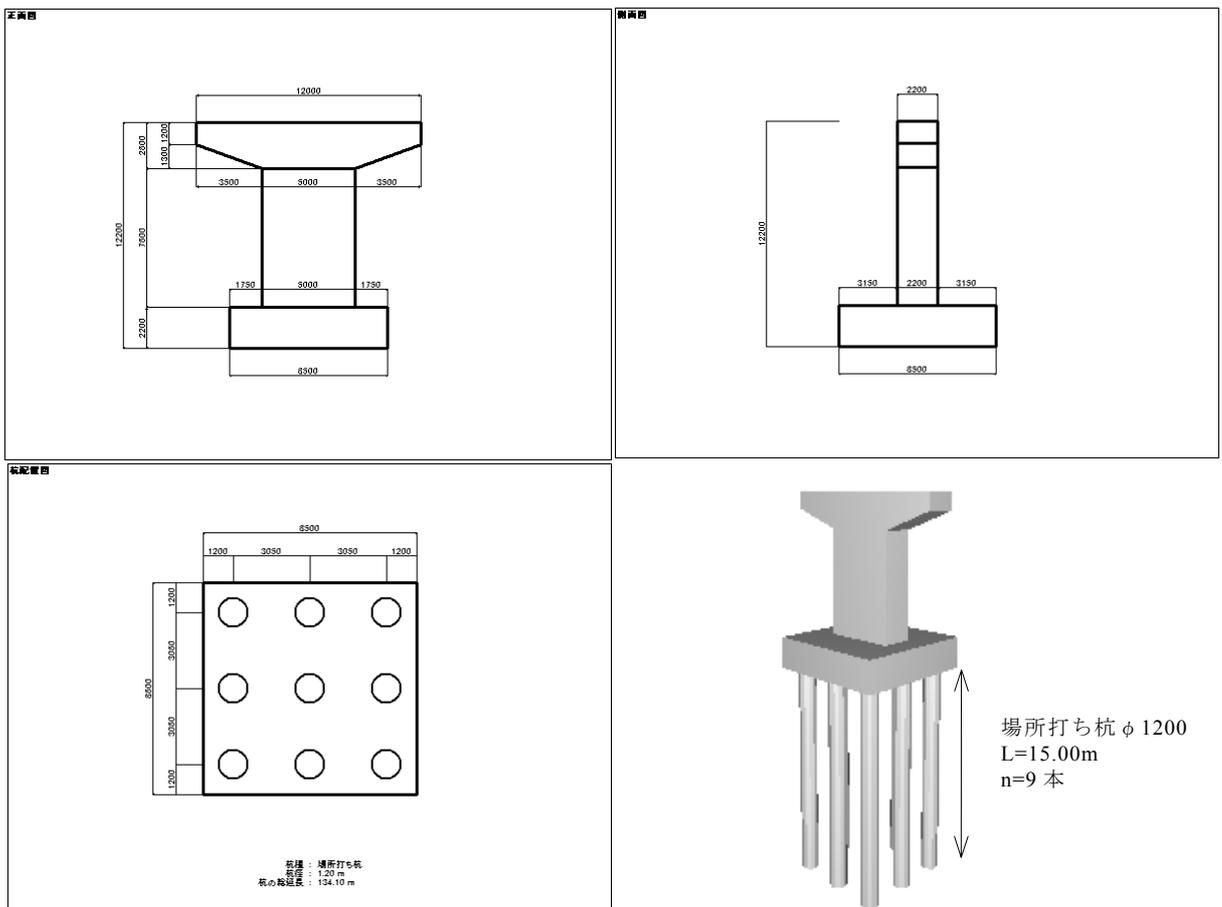


図 1.1.2 橋脚一般図 (P1~P4 橋脚)

※省略

図 1.1.3 断面配筋図 (P1~P4 橋脚)

1.2 動的照査法による耐震性能照査

1.2.1 動的解析モデル

図-1.2.1 に本橋の動的解析モデルを示す。図-1.2.2 は P2 橋脚の詳細を示したものである。モデル化における条件は以下のように設定した。

(1) 構造モデル

橋梁全体を曲げ、せん断および軸力を伝達する骨組み構造として梁部材とばね部材でモデル化し、全節点に質量を考慮した。なお、弾性支持されている方向が橋軸方向のみであるので、動的照査の対象は橋軸方向のみとする。

(2) 節点分割

橋梁全体の振動特性ならびに地震時の挙動が再現できるように橋梁構造をモデル化することを基本とし、橋脚基部のように非線形性を期待する部材は断面高さ程度の部材長となるような節点数とし、上部構造、橋脚横梁やフーチングのようにほぼ剛体振動すると考えられる部材については最小の節点数とした。

(3) 上部構造

本橋の場合には、上部構造に発生する断面力を弾性範囲内にとどめることを設計条件としたため、上部構造については線形部材としてモデル化した。また、本橋の上部構造は地震時の挙動が単純であると想定されたため、少ない節点数とした。

(4) 支承

弾性ゴム支承についてはその荷重変位特性を図-1.2.3 に示す等価線形部材としたせん断ばねでモデル化し、履歴減衰は 4%の等価粘性減衰でモデル化した。

(5) 橋脚

鉄筋コンクリート橋脚においては、柱基部に非線形性を期待するため、橋脚基部を非線形部材としてモデル化した。非線形部材は「ファイバーモデル」を用いた剛体リンク分布バネ要素（以下ファイバー要素）でモデル化し、図-1.2.4 に示す材料非線形履歴モデルを用いて解析中に各材料に生じた応力-ひずみを元に断面特性を逐次自動算定させる。

コンクリート：

横拘束筋に囲まれたコンクリート部分の骨格曲線については道路橋示方書耐震設計編 10.4 に従った。

被りコンクリートについては横拘束効果を見込まない、すなわち横拘束筋量 ρ_s を 0 とする。この場合、コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ ϵ'_{cc} は 0.0020 となる。また終局ひずみ ϵ'_{cu} は道路橋示方書コンクリート橋編を参照してを 0.0035 とした。下降勾配 E_{des} は 10kN/mm^2 とした。

鉄筋：

降伏後のひずみ硬化を考慮し 2 次勾配 ($E_2 = E_s / 100$) を与えた。照査には直接影響しないが、圧縮側は、コアコンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu} に達すると座屈を開始するように設定した。

柱基部以外の部材は、線形部材として弾性梁要素でモデル化した。

(6) 橋台

本橋では、橋台に発生する断面力を弾性範囲内にとどめることを設計条件としたため、線形部

材としてモデル化した。また、本橋の橋台は地震時の挙動が単純であると想定されたため、最小の節点数とした。

(7) 基礎

本橋では、基礎は橋脚躯体よりも大きな耐力を有するように設計するため、基礎の挙動が概ね弾性範囲内にあるものとし、地盤ばねとしてモデル化した。地盤ばねとしては、本橋は杭基礎形式であるため、回転ばね・並進ばねおよびその連成ばねを道路橋示方書に従い動的ばねとして求め、動的解析の入力値とした。バネ定数を表 1.2.1 に示す。

(8) 減衰定数

各部材には表 1.2.4 に示す減衰定数を与えた。なお、要素別剛性比例減衰（瞬間剛性比例）によってモデル化しているので、非線形部材については材料非線形履歴によって生じる履歴減衰が支配的になるようになっており、非線形部材の粘性減衰を過大に与えないように配慮している。

以上のように設定したモデルの節点座標を表 1.2.2 に、部材特性・断面定数を表 1.2.3 にそれぞれ示す。

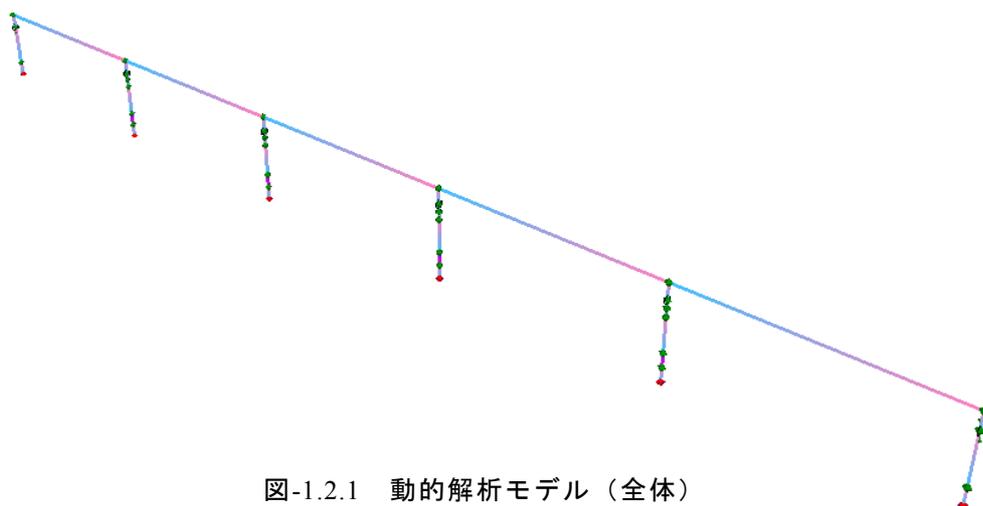


図-1.2.1 動的解析モデル（全体）

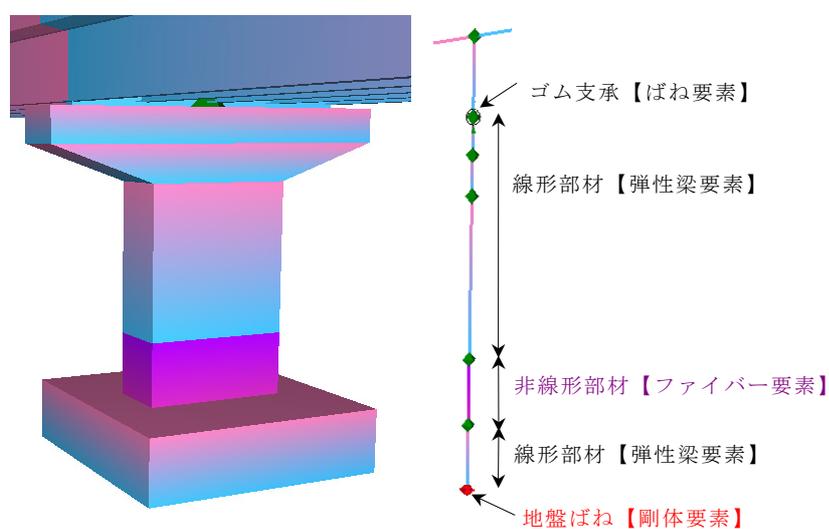


図-1.2.2 動的解析モデルと使用要素（P2 橋脚拡大）

表-1.2.1 基礎の地盤ばね定数

	A1, A2 橋台		P1~P4 橋脚
	橋軸	橋軸直角	橋軸・橋軸直角共通
Ass (kN/m)	3.524×10^6	3.524×10^6	2.711×10^6
Asr (kN/rad)	-5.548×10^6	-5.548×10^6	-4.360×10^6
Ars (kN-m/m)	-5.548×10^6	-5.548×10^6	-4.360×10^6
Arr (kN-m/rad)	5.531×10^7	9.506×10^7	3.840×10^7
鉛直	固定		固定

表-1.2.2 節点座標一覧

No.	X (m)	Y (m)	Z (m)	No.	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0.000	2.200	0.000	23	120.000	0.000	0.000
2	0.000	4.700	0.000	24	120.000	2.200	0.000
3	0.000	12.200	0.000	25	120.000	4.400	0.000
4	0.000	12.200	0.000	26	120.000	9.700	0.000
5	-0.450	14.700	0.000	27	120.000	11.000	0.000
6	40.000	0.000	0.000	28	120.000	12.200	0.000
7	40.000	2.200	0.000	29	120.000	12.200	0.000
8	40.000	4.400	0.000	30	120.000	14.700	0.000
9	40.000	9.700	0.000	31	160.000	0.000	0.000
10	40.000	11.000	0.000	32	160.000	2.200	0.000
11	40.000	12.200	0.000	33	160.000	4.400	0.000
12	40.000	12.200	0.000	34	160.000	9.700	0.000
13	40.000	14.700	0.000	35	160.000	11.000	0.000
14	0.000	14.700	0.000	36	160.000	12.200	0.000
15	80.000	0.000	0.000	37	160.000	12.200	0.000
16	80.000	2.200	0.000	38	160.000	14.700	0.000
17	80.000	4.400	0.000	39	200.000	14.700	0.000
18	80.000	9.700	0.000	40	200.000	2.200	0.000
19	80.000	11.000	0.000	41	200.000	4.700	0.000
20	80.000	12.200	0.000	42	200.000	12.200	0.000
21	80.000	12.200	0.000	43	200.000	12.200	0.000
22	80.000	14.700	0.000	44	200.450	14.700	0.000

表-1.2.3 部材データ一覧

(a) 部材データ (1)

No.	タイプ	配置 角度(°)	節点ナンバー		断面ナンバー		材端条件					
			i端側	j端側	i端側	j端側	i端側			j端側		
1	弾性梁	0	6	7	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
2	ファイバー	0	7	8	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
3	弾性梁	0	9	10	4	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
4	弾性梁	0	10	11	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
5	弾性梁	0	12	13	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
6	ばね要素	---	11	12	---	---	---	---	---	---	---	---
8	弾性梁	0	15	16	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
9	ファイバー	0	16	17	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
10	弾性梁	0	18	19	4	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
11	弾性梁	0	19	20	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
12	弾性梁	0	21	22	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
13	ばね要素	---	20	21	---	---	---	---	---	---	---	---
14	弾性梁	0	23	24	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
15	ファイバー	0	24	25	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
16	弾性梁	0	26	27	4	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
17	弾性梁	0	29	30	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
18	弾性梁	0	31	32	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
19	ファイバー	0	32	33	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
20	弾性梁	0	34	35	4	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
21	弾性梁	0	35	36	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
22	ばね要素	---	36	37	---	---	---	---	---	---	---	---
23	弾性梁	0	37	38	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
27	弾性梁	0	27	28	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
28	ばね要素	---	28	29	---	---	---	---	---	---	---	---
29	弾性梁	0	40	41	8	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
30	弾性梁	0	41	42	7	7	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
31	弾性梁	0	43	39	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
32	ばね要素	---	42	43	---	---	---	---	---	---	---	---
33	弾性梁	0	39	44	5	5	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
34	弾性梁	0	5	14	5	5	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
35	弾性梁	0	1	2	8	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
36	弾性梁	0	2	3	7	7	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
37	弾性梁	0	4	14	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix

38	ばね要素	---	3	4	---	---	---	---
41	弾性梁	0	8	9	1	1	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
42	弾性梁	0	17	18	1	1	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
43	弾性梁	0	25	26	1	1	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
44	弾性梁	0	33	34	1	1	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
45	弾性梁	0	14	13	5	5	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
46	弾性梁	0	13	22	5	5	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
47	弾性梁	0	22	30	5	5	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
48	弾性梁	0	30	38	5	5	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix
49	弾性梁	0	38	39	5	5	Fix Fix Fix	Fix Fix Fix

(b) 部材データ (2)

No.	分割 ナンバー	減衰定数	No.	分割 ナンバー	減衰定数
1	1	0.05	27	1	0
2	1	0.05	28	ばね要素	---
3	1	0.05	29	1	0.05
4	1	0.05	30	1	0.05
5	1	0.02	31	1	0
6	ばね要素	---	32	ばね要素	---
8	1	0.05	33	1	0
9	1	0	34	1	0
10	1	0.05	35	1	0.05
11	1	0.05	36	1	0.05
12	1	0.02	37	1	0
13	ばね要素	---	38	ばね要素	---
14	1	0.05	41	1	0.05
15	1	0	42	1	0.05
16	1	0.05	43	1	0.05
17	1	0.02	44	1	0.05
18	1	0.05	45	5	0.02
19	1	0	46	5	0.02
20	1	0.05	47	5	0.02
21	1	0.05	48	5	0.02
22	ばね要素	---	49	5	0.02
23	1	0.02			

(c) 断面データ (概略)

No.	名称	面積 (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	C _x (m)	C _y (m)	J (m ⁴)	θ (°)
1	Pier (Column)	1.100E+001	4.437E+000	2.292E+001	0.000	0.000	1.249E+001	0.00
2	Footing	7.225E+001	4.350E+002	4.350E+002	0.000	0.000	7.184E+002	0.00
3	Pier (Beam-1)	2.684E+001	1.083E+001	3.329E+002	0.000	0.000	3.651E+001	0.00
4	Pier (Beam-2)	1.100E+001	4.437E+000	2.292E+001	0.000	0.000	1.249E+001	0.00
5	Super St.	9.632E+000	8.569E+000	1.290E+002	0.051	1.741	1.976E-001	0.27
6	Virtual	5.000E+000	1.042E-001	4.167E+001	0.000	0.000	3.532E-001	0.00
7	Abat-wall	2.400E+001	8.000E+000	2.880E+002	0.000	0.000	2.713E+001	0.00
8	Abat-footing	1.020E+002	6.141E+002	1.224E+003	0.000	0.000	1.355E+003	0.00

表-1.2.4 各構造要素の粘性減衰定数

構造要素	A1, A2 橋台
上部構造	0.02
弾性ゴム支承	0.04
橋脚・橋台	0.05
基礎	0.20

1.2.2 解析条件

動的解析の条件を以下に示す。

(1) 解析手法

直接積分法 (線形加速度法) を用いた時刻歴応答解析による。積分時間刻みは 0.010 秒とした。

(2) 地震入力

タイプ II 地震動の標準地震波 3 波形を用いた。なお地域別補正係数を乗じて入力した。照査に用いる最大応答値は、3 波形から得られた値の平均値とした。入力方向は照査方向である橋軸方向のみとする。

(3) 地震入力の入力位置

地震入力は耐震設計上の地盤面に入力するものとし、基礎バネを介して基礎に入力した。耐震設計上の地盤面は、本橋ではフーチング下面となる。

1.2.3 橋脚躯体および支承の安全性照査の基本条件

(1) 支承

水平力による発生せん断ひずみ γ_s が、支承の許容せん断ひずみを下回っていることを照査する。ここでは許容せん断ひずみを 2.0 とした。

$$\gamma_s \leq \gamma_{sa} = 2.0$$

ここに、 γ_s : 水平力による発生せん断ひずみで、支承の最大応答変位 δ_s を用いて次式より求める。

$$\gamma_s = \delta_s / \sum t_e$$

γ_{sa} : ゴム支承の許容せん断ひずみ
破断ひずみが 4 (=400%) であることから安全率を 2 として許容せん断ひずみを 2 とした。

(2) 橋脚

・塑性ヒンジの照査

耐震性能 2 における RC 橋脚の限界状態「損傷の修復を容易に行い得る状態」は、「被りコンクリートが終局に達しない状態」と考えることができる。本橋は段落しを有しない単柱式橋脚であるため、橋脚の損傷は基部において最大となる。従って、耐震性能 2 の照査は、橋脚基部断面において被りコンクリート中央部分のひずみ ϵ'_c が、被りコンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu} 以内であることを照査する。

$$\epsilon'_c \leq \epsilon'_{cu}$$

ここに、 ϵ'_c : 被りコンクリート中央部におけるひずみ

ϵ'_{cu} : 被りコンクリートの終局ひずみ

横拘束効果を考慮しない道路橋示方書コンクリート橋編のコンクリートの応力-ひずみ曲線を参考に 0.0035 (=0.35%) とする。

・せん断の照査

本橋は単柱式の橋脚であるため、橋脚基部の発生せん断力 S がせん断耐力 P_s 以下であることを照査する。

$$S \leq P$$

ここに、 S : 橋脚基部の発生せん断力 (kN)

P_s : 橋脚基部の橋脚のせん断耐力 (kN)

道路橋示方書耐震設計編 10.5 より別途算出する。

(3) 残留変位

耐震性能 2 の照査においては、残留変位の照査を行う。動的解析により算出される最大応答変位 δ_r を用いて、残留変位 δ_R が許容値 δ_{Ra} 以下であることを照査する。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra}$$

ここに、 δ_R : 橋脚の残留変位 (mm)

道路橋示方書耐震設計編 7.4 に従い次式より求める。

$$\delta_R = CR \cdot (\mu_r - 1) \cdot (1 - r) \cdot \delta_y$$

(道路橋示方書耐震設計編式 (6.4.9))

降伏変位 δ_y は、動的解析の結果、主鉄筋が降伏に到った時の変位とし、応答塑性率 μ_r は橋脚天端の最大応答変位 δ_r を用いて次式より算出する。

$$\mu_r = \delta_r / \delta_y$$

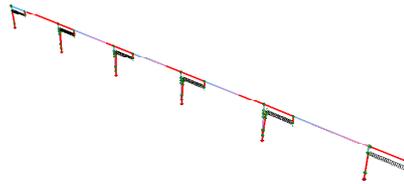
δ_{Ra} : 許容残留変位 (=h/100=100mm)

h : 橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの高さ (=10.000m)

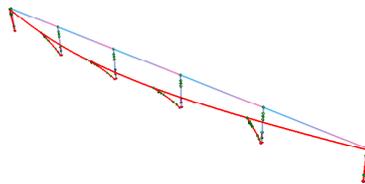
1.3 動的解析結果の出力

1.3.1 固有振動解析

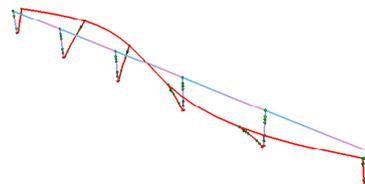
得られた固有値解析の結果より、動的解析時の減衰評価に使用する剛性比例減衰を算定した。橋軸方向には桁が水平に振動するモードが卓越しており、これを採用した。固有値解析結果を図-1.3.1 に示す。また、3次元モデルを構築しているため、橋軸方向 (X)、橋軸直角方向 (Z)、鉛直方向 (Y) の振動モードが同時に算定される。



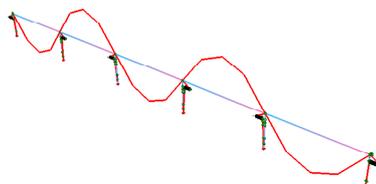
1次モード (f=0.640Hz, 刺激係数 : 64.9399[X方向])



2次モード (f=1.698Hz, 刺激係数 : -69.6055[Z方向])



3次モード (f=2.331Hz, 刺激係数 : 0.0000[Z方向])



4次モード (f=3.482Hz, 刺激係数 : 10.8565[Y方向])

図-1.3.1 固有値解析の結果

1.3.2 解析結果

(1) II-II-1 入力時

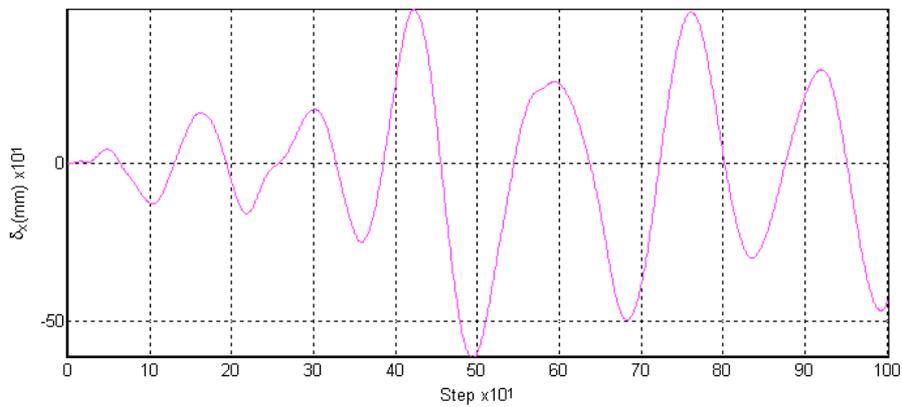


図 1.3.2 (1) 応答変位波形 (P2 橋脚上部構造)

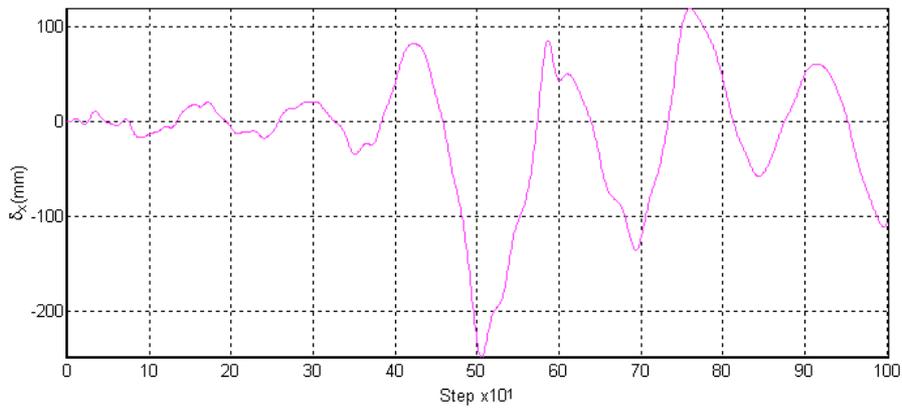


図 1.3.2 (2) 応答変位波形 (P2 橋脚天端)

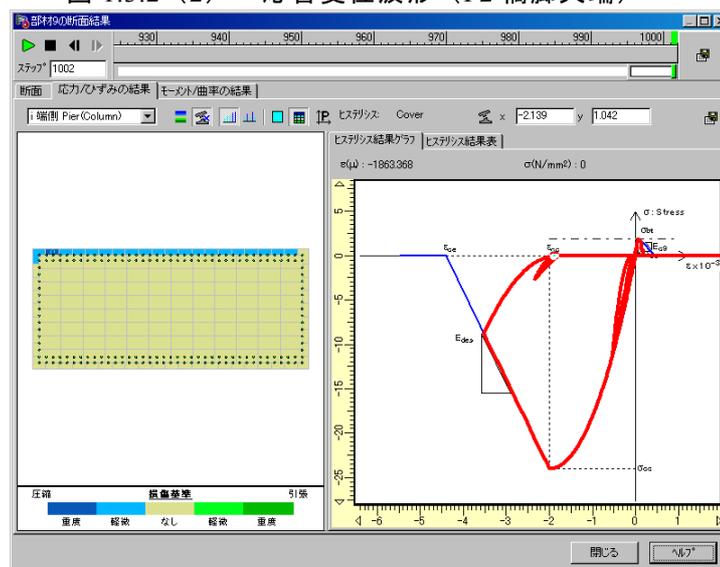


図 1.3.2 (3) 被りコンクリート応力-ひずみ履歴と断面損傷状態 (P2 橋脚基部)

(■はコンクリート応力が最大圧縮応力に達している箇所。ただし終局には達していない)

※その他の出力については省略

1.4 照査

1.4.1 支承

表-1.4.1 照査結果

橋脚番号	せん断ひずみ γ_s				許容値	
	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均値		
P2 橋脚	1.74	1.76	1.49	1.6	2.0	∴OK
	∴ $\delta_s=460\text{mm}$	∴ $\delta_s=465\text{mm}$	∴ $\delta_s=393\text{mm}$			

1.4.2 塑性ヒンジ

表-1.4.2 照査結果

橋脚番号	被りコンクリート中央最大圧縮ひずみ ϵ'_c				許容値	
	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均値		
P2 橋脚	0.00351	0.00351	0.00309	0.0034	0.0035	∴OK

1.4.3 せん断耐力

表-1.4.3 照査結果

橋脚番号	せん断力 S (kN) ※基部最大モーメントMを橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ h (=10.0m) で徐した値				せん断耐力 Ps (kN)	
	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均値		
P2 橋脚	6699	6442	6864	6680	7073	∴OK

1.4.4 残留変位

表-1.4.4 照査結果

橋脚番号	残留変位 (mm)				許容値 (mm)	
	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均値		
P2 橋脚	113	87	116	105	100	∴NG
	∴ $\delta_y=60\text{mm}$ $\delta_r=250\text{mm}$	∴ $\delta_y=61\text{mm}$ $\delta_r=206\text{mm}$	∴ $\delta_y=53\text{mm}$ $\delta_r=221\text{mm}$			

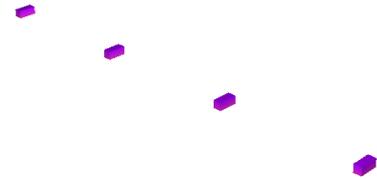
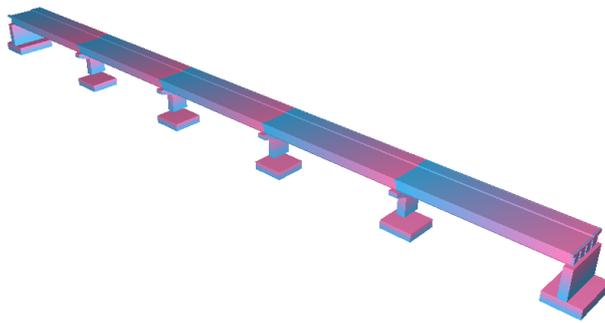
以上

※サンプルモデル Bridge (s1) .f3d

上記計算例に用いた解析モデルは、サンプルモデル「Bridge (s1) .f3d」として製品に収められています。下記に、このモデルの解説および作成上のポイントを解説致します。

(1) 要素

このサンプルは下記の4つの要素から構成されています。

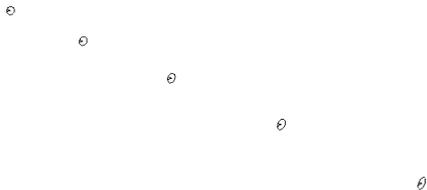


(a) 線形部材

→弾性梁要素 (Elastic Member)

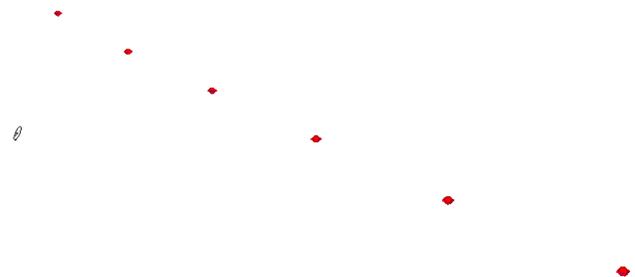
(b) 非線形部材

→ファイバー要素 (Fiber Member)



(c) ゴム支承

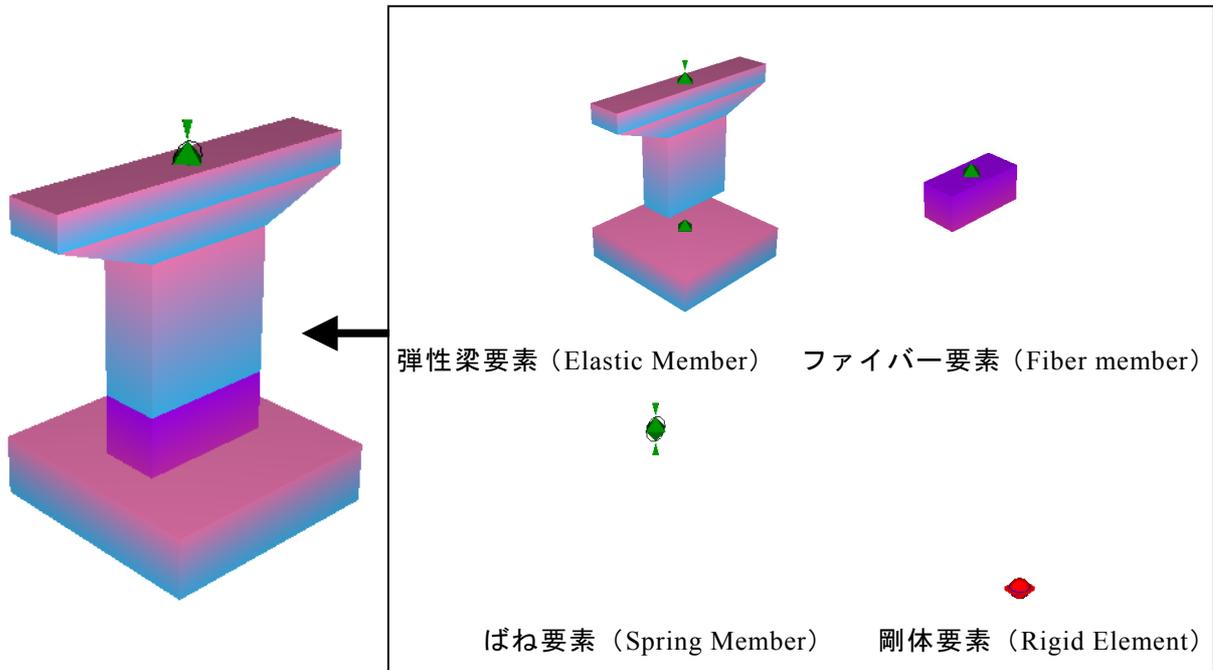
→ばね要素 (Spring Member)



(d) 地盤ばね

→剛体要素 (Rigid Element)

図 使用している要素

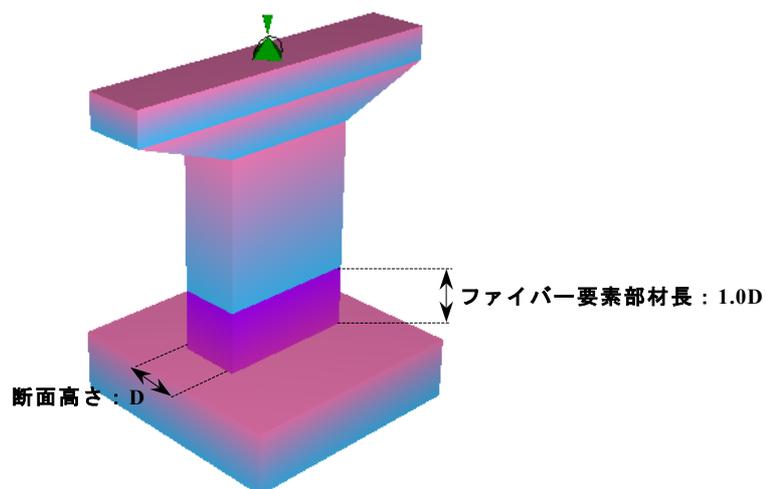


使用している要素（橋脚拡大）

(2) テクニカルノート

1. ファイバー要素の部材長

ファイバー要素 (Fiber Member) の部材長は、断面高さ程度を目安としてください。このファイバー要素 (ファイバーモデルを用いた剛体リンク分布バネ要素) は、部材両端部に剛性評価点を持っていますので、断面高さ程度の部材長で十分な精度の解析が可能です。

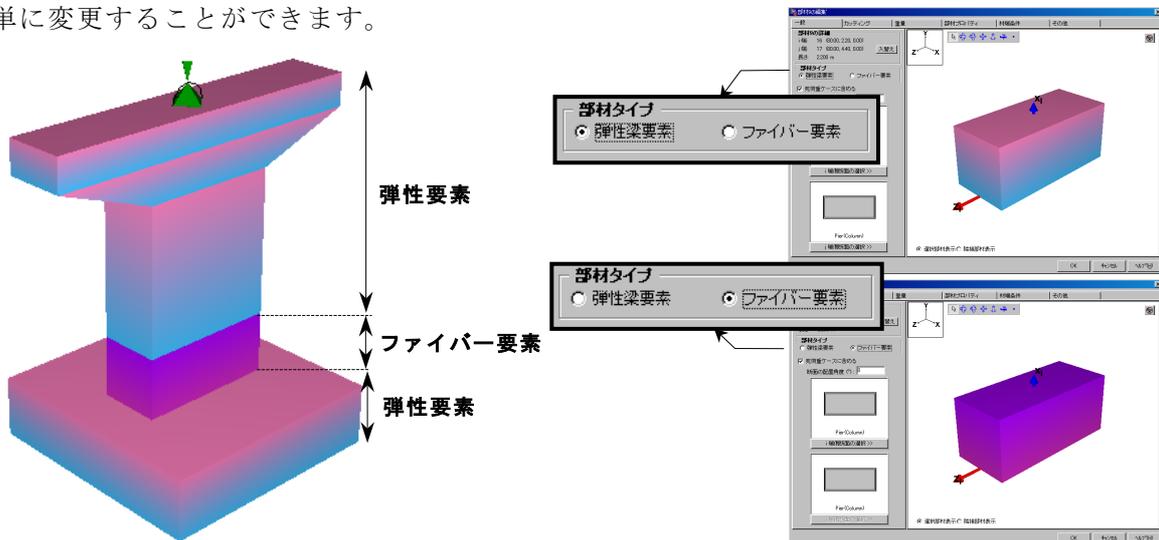


2. ファイバー要素の数

断面高さ程度の部材長でファイバー要素 (Fiber Member) を使用する場合、塑性ヒンジの発生が期待される部材に 1 要素設ければ十分な精度の解析が可能です。

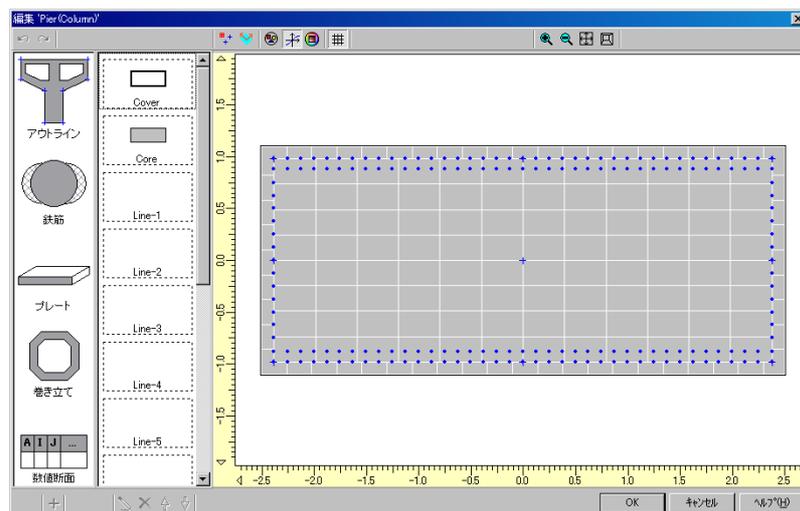
3.ファイバー要素を設ける箇所

ファイバー要素 (Fiber Member) は塑性ヒンジの発生が期待される部材 (例えば柱基部など) に用いてください。その他の部材 (柱中央, 梁, フーチングや上部構造など) は弾性梁要素 (Elastic Member) としてください。なお, ファイバー要素, 弾性梁要素の切り替えは部材の編集において簡単に変更することができます。



4.ファイバー要素に用いる断面のメッシュ分割

ファイバー要素 (Fiber Member) は, 断面各所の応力とひずみを算定して断面剛性を逐次計算するために断面を微小要素に分割します。この分割数が少ないほど計算が早くなりますが, コンクリートが最大圧縮応力を超えると精度が不足し計算が不安定になります。計算安定性との計算速度のバランスから, コアコンクリートにおいては最低 100 程度, 最大で 300 程度のメッシュ分割としてください。上記は断面エディタにて定義してください。



(コアコンクリートのメッシュ数 : $8 \times 12 = 96$)

橋脚断面のメッシュ分割

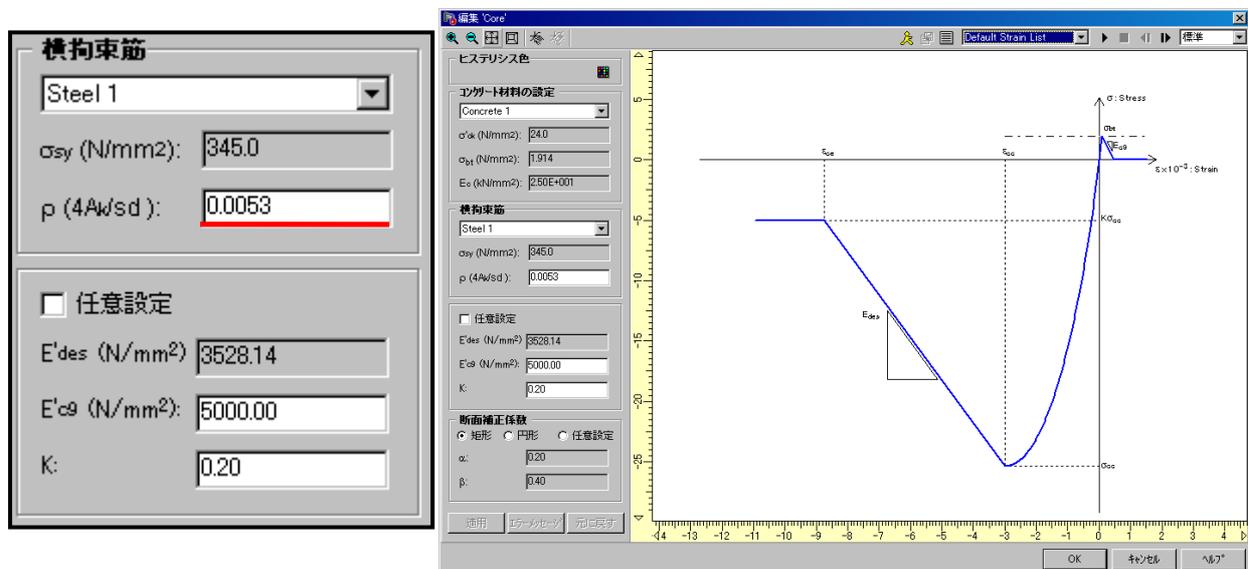
被りコンクリートは, 耐震性能 2, 3 の照査を対象とする場合, 被り深さ方向にメッシュが 1 つでも十分な精度の解析結果が得られます。

5.ファイバー要素に用いる被りコンクリートの応力ひずみ曲線の設定

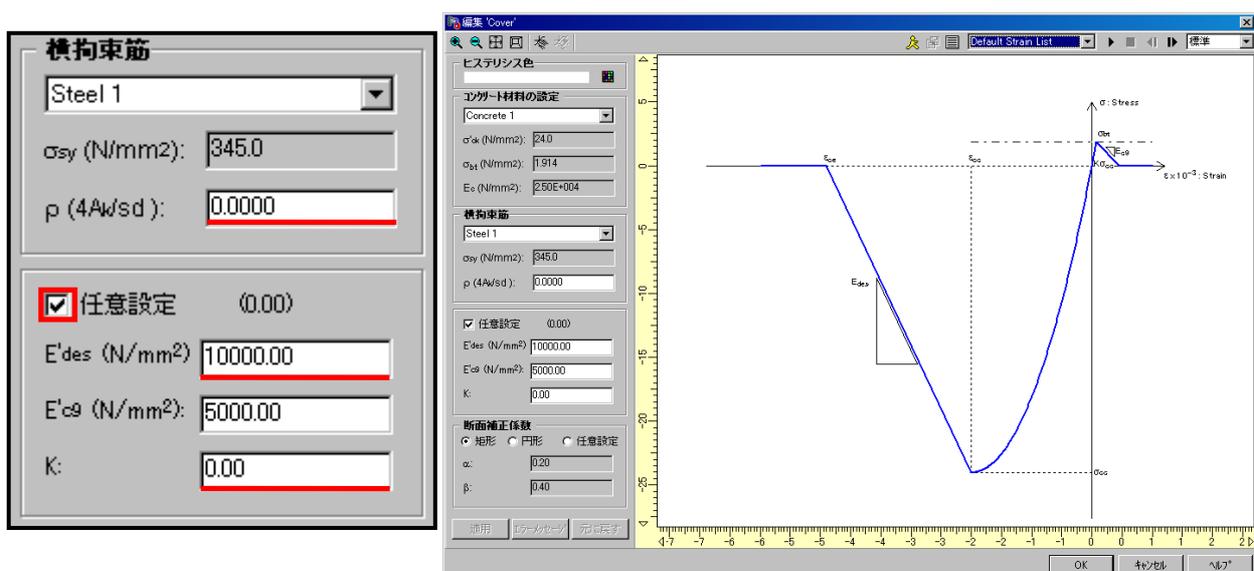
コアコンクリートには横拘束効果を見込んだコンクリートの応力ひずみ曲線を考えることができますが、被りコンクリートは、通常、横拘束効果を見込むことが出来ません。したがって、コアコンクリートと被りコンクリートを別々にモデル化し、それぞれの横拘束効果に応じたコンクリートの応力ひずみ曲線を定義することで、解析精度を向上させることが出来ます。

UC-win/FRAM(3D)では、コンクリートの応力ひずみ曲線は道路橋示方書耐震設計編 10.4に規定されている曲線を用いていますので、コアコンクリートには横拘束筋量 ρ_s を入力してそのまま適用します。被りコンクリートは、 $K=0$ および横拘束筋量 ρ_s を 0 と入力し、下降勾配 E_{des} は実験結果との整合性から 10kN/mm^2 (10000N/mm^2) 程度としてください。

上記はヒステリシスエディタにて定義してください。



コアコンクリートの応力ひずみ曲線の設定

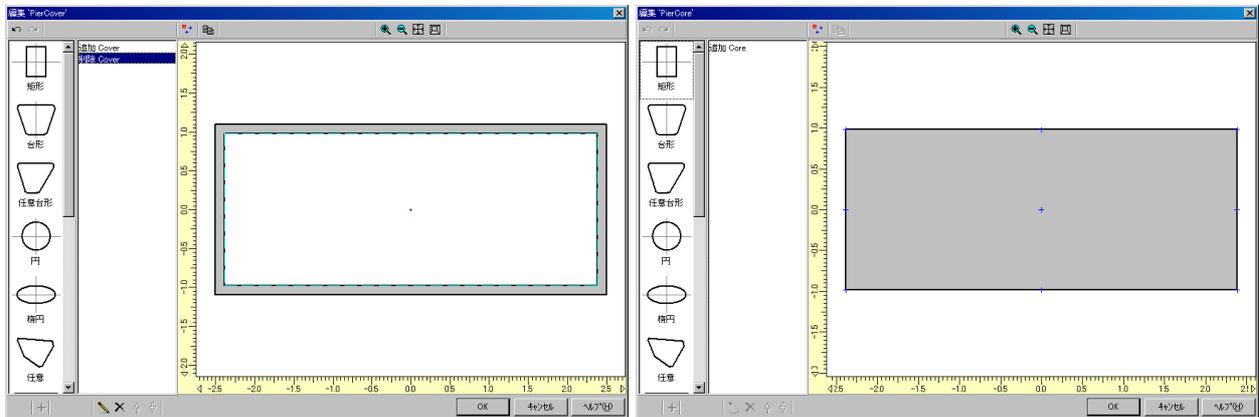


被りコンクリートの応力ひずみ曲線の設定

6. ファイバー要素に用いる RC 断面の作成

被りコンクリートにコアコンクリートとは別のコンクリートの応力ひずみ曲線を割り当てたい場合は、次のような手順で断面を作成します。

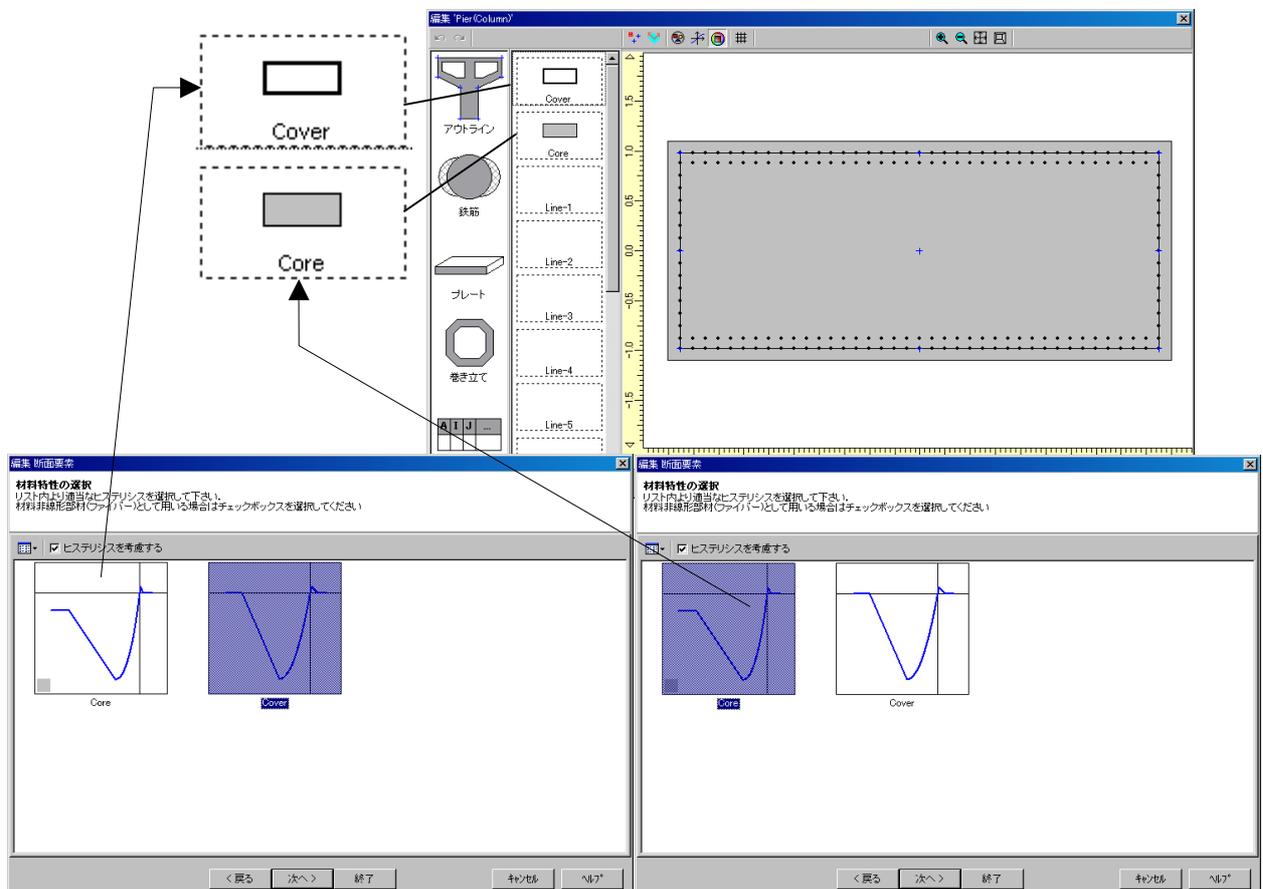
- 1) アウトラインエディタにて、「被り (PierCover)」と「コア (PierCore)」のアウトラインを別々に作成する。



被りアウトライン (PierCover)

コアアウトライン (PierCore)

- 2) ヒステリシスエディタにてコアコンクリート用, 被りコンクリート用のヒステリシスを作成する
- 3) 断面エディタにて, 「被り (PierCover)」と「コア (PierCore)」のアウトラインを組み合わせる 1 つの断面 (PierColumn) にする。
- 4) 断面エディタにて, 各アウトラインにそれぞれのヒステリシスを割り当てる。



2. PC ラーメン橋の動的照査例

2.1 設計条件

(1) 上部構造

形 式：PC3 径間連続ラーメン箱げた橋

支 間 割：47.400m+72.000m+47.400m

幅 員：10.400m

活 荷 重：B活荷重

支持条件：表-2.1.1 に示す.

支承の種類：可動型ゴム支承

表-2.1.1

	A1, A2 橋台
橋軸方向	可 動
橋軸直角方向	固 定

使用材料：表-2.1.2 に示す.

表-2.1.2

部材	コンクリート	鉄筋	PC 鋼材
上部構造	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345	SBPR930/1180

(2) 下部構造

橋 脚：柱式橋脚（充実断面，段落し無し）

橋 台：逆 T 式橋台

基 礎：直接基礎

使用材料：表-2.1.3 に示す.

表-2.1.3

部材	コンクリート	鉄筋
橋脚	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345
フーチング		

(3) 重要度の区分および地域区分

重要度の区分：B 種の橋

地域区分：A 地域

(4) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：I 種地盤

地盤条件：N 値 50（軟岩）の支持層

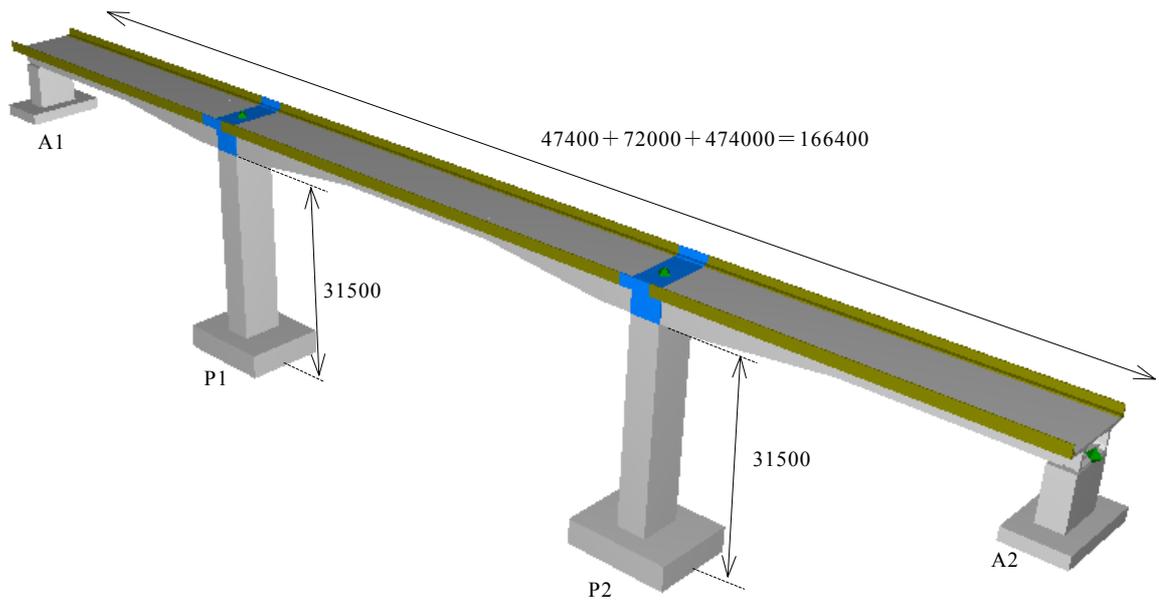


图 1.1.1 設計対象橋梁

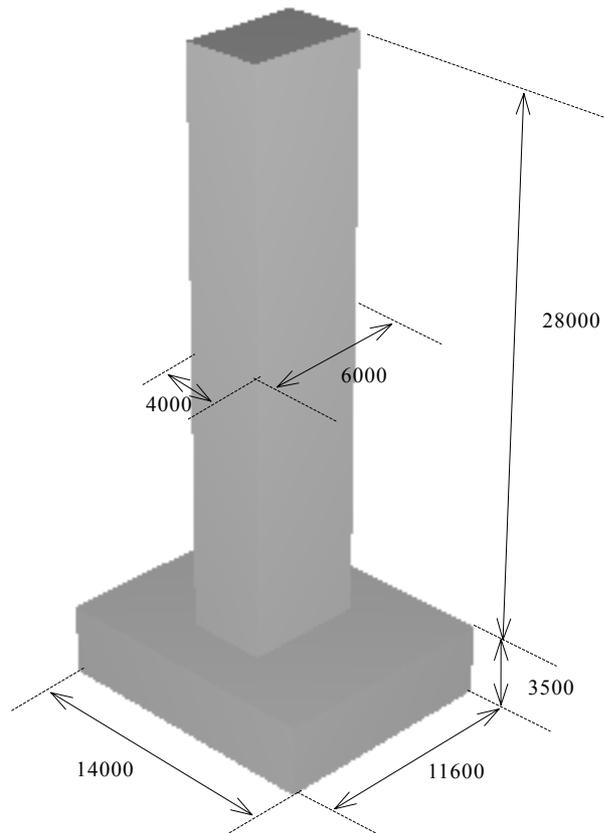


图 1.1.2 設計対象橋脚 (P2 橋脚)

※省略

图 1.1.3 断面配筋図 (P2 橋脚)

2.2 動的照査法による耐震性能照査

2.2.1 動的解析モデル

図-2.2.1 に本橋の動的解析モデルを示す。図-2.2.2 は P2 橋脚の詳細を示したものである。モデル化における条件は以下のように設定した。

(1) 構造モデル

橋梁全体を曲げ、せん断および軸力を伝達する骨組み構造として梁部材とばね部材でモデル化し、全節点に質量を考慮した。

(2) 節点分割

橋梁全体の振動特性ならびに地震時の挙動が再現できるように橋梁構造をモデル化することを基本とし、橋脚端部のように非線形性を期待する部材は断面高さ程度の部材長となるような節点数とし、橋脚横梁やフーチングのようにほぼ剛体振動すると考えられる部材については最小節点数とした。

(3) 上部構造

本橋の場合には、上部構造に発生する断面力を弾性範囲内にとどめることを設計条件としたため、上部構造については線形部材としてモデル化した。また、本橋の上部構造は地震時の挙動に影響が大きいと予想されるため、適度に節点を配置した。

(4) 橋脚

鉄筋コンクリート橋脚においては、柱両端部に非線形性を期待するため、橋脚両端部を非線形部材としてモデル化した。非線形部材は「ファイバーモデル」を用いた剛体リンク分布バネ要素（以下ファイバー要素）でモデル化し、図-2.2.4 に示す材料非線形履歴モデルを用いて解析中に各材料に生じた応力ひずみを元に断面特性を逐次自動算定させる。

コンクリート：

横拘束筋に囲まれたコンクリート部分の骨格曲線については道路橋示方書耐震設計編 10.4 に従った。ただし、本橋では 2 方向同時入力による検討も行うため、横拘束筋量 ρ_s については、橋軸方向と橋軸方向の平均値とした。

被りコンクリートについては横拘束効果を見込まないすなわち横拘束筋量 ρ_s を 0 とする。この場合、コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ ϵ'_{cc} は 0.0020 となる。また、終局ひずみ ϵ'_{cu} は道路橋示方書コンクリート橋編を参照してを 0.0035 とした。下降勾配 E_{des} は 10kN/mm^2 とした。

鉄筋：

降伏後のひずみ硬化を考慮し 2 次勾配 ($E_2 = E_s / 100$) を与えた。照査には直接影響しないが、圧縮側は、コアコンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu} に達すると座屈を開始するように設定した。

柱基部以外の部材は、線形部材としてモデル化した。

(6) 橋台

本橋では、橋台に発生する断面力を弾性範囲内にとどめることを設計条件としたため、線形部材としてモデル化した。また、本橋の橋台は地震時の挙動が単純であると想定されたため、少ない節点数とした。

(7) 基礎

本橋では、直接基礎であり、概ね弾性範囲内にあるものとし、地盤ばねとしてモデル化した。地盤ばねとしては、本橋は直接礎形式であるため、回転ばね・並進ばねを道路橋示方書に従い動的ばねとして求め、動的解析の入力値とした。バネ定数を表 2.2.1 に示す。

(8) 減衰定数

各部材には表-2.2.4 に示す減衰定数を与えた。なお、要素別剛性比例減衰（瞬間剛性比例）によってモデル化しているので、非線形部材については材料非線形履歴によって生じる履歴減衰が支配的になるようになっており、非線形部材の粘性減衰を過大に与えないように配慮している。

以上のように設定したモデルの節点座標を表 2.2.2 に、部材特性・断面定数を表 2.2.3 にそれぞれ示す。

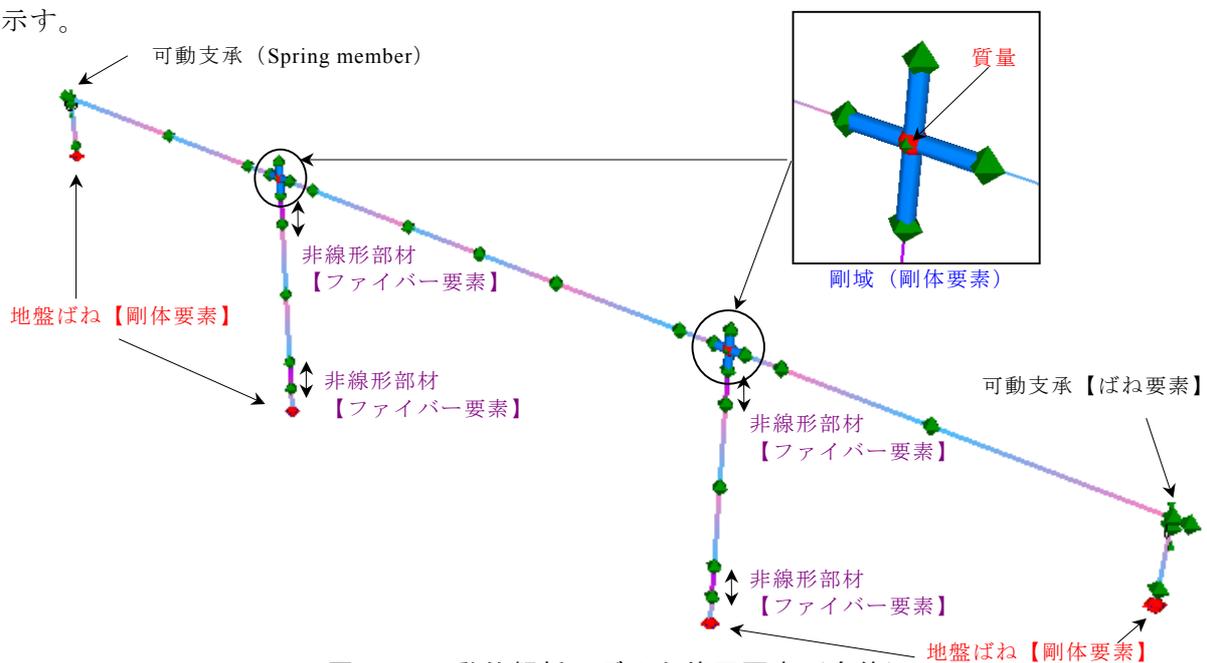


図-2.2.1 動的解析モデルと使用要素（全体）

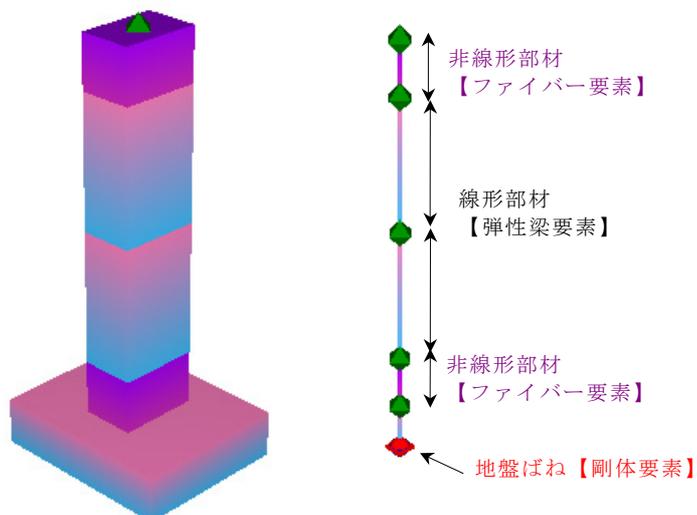


図-2.2.2 動的解析モデル（P2 橋脚拡大）

表-2.2.1 基礎の地盤ばね定数

	A1, A2 橋台		P1, P2 橋脚	
	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
KH (kN/m)	1.673×10^6	1.673×10^6	2.184×10^6	1.975×10^6
$K\theta$ (kN-m/rad)	4.524×10^7	4.524×10^7	1.201×10^8	7.337×10^7
鉛直	固定		固定	

表-2.2.2 節点座標一覧

No.	X (m)	Y (m)	Z (m)	No.	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0.000	0.000	0.000	22	47.400	-6.391	0.000
2	-1.500	0.000	0.000	23	119.400	-16.391	0.000
3	0.000	-0.800	0.000	24	119.400	-6.391	0.000
4	0.000	-0.800	0.000	25	23.700	0.000	0.000
5	0.000	-8.900	0.000	26	40.900	0.000	0.000
6	47.400	-33.891	0.000	27	45.400	0.000	0.000
7	47.400	-30.391	0.000	28	143.100	0.000	0.000
8	47.400	0.000	0.000	29	71.400	0.000	0.000
9	49.400	0.000	0.000	30	95.400	0.000	0.000
10	53.900	0.000	0.000	31	112.900	0.000	0.000
11	83.400	0.000	0.000	32	117.400	0.000	0.000
12	119.400	-33.891	0.000	33	0.000	-7.300	0.000
13	119.400	-30.391	0.000	34	166.800	-7.300	0.000
14	119.400	0.000	0.000	35	166.800	-0.800	0.000
15	121.400	0.000	0.000	36	47.400	-2.391	0.000
16	125.900	0.000	0.000	37	119.400	-2.391	0.000
17	166.800	-8.900	0.000	38	47.400	-26.391	0.000
18	166.800	0.000	0.000	39	119.400	-26.391	0.000
19	166.800	-0.800	0.000	40	119.400	2.109	0.000
20	168.300	0.000	0.000	41	47.400	2.109	0.000
21	47.400	-16.391	0.000				

表-2.2.3 部材データ一覧

(a) 部材データ (1)

No.	タイプ	配置 角度(°)	節点ナンバー		断面ナンバー		材端条件					
			i端側	j端側	i端側	j端側	i端側			j端側		
1	弾性梁	0	6	7	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
2	弾性梁	0	12	13	2	2	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
3	弾性梁	0	1	25	8	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
4	弾性梁	0	28	18	8	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
5	弾性梁	0	29	11	5	5	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
6	弾性梁	0	11	30	5	5	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
7	弾性梁	0	4	33	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
8	弾性梁	0	33	5	4	4	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
9	弾性梁	0	17	34	4	4	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
10	弾性梁	0	34	35	3	3	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
11	ファイバー	0	22	36	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
12	弾性梁	0	36	8	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
13	ファイバー	0	24	37	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
14	弾性梁	0	37	14	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
15	ファイバー	0	7	38	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
16	ファイバー	0	13	39	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
21	弾性梁	0	25	26	8	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
22	弾性梁	0	26	27	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
23	弾性梁	0	27	8	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
24	弾性梁	0	8	9	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
25	弾性梁	0	9	10	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
26	弾性梁	0	10	29	6	7	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
27	弾性梁	0	31	30	6	7	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
28	弾性梁	0	31	32	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
29	弾性梁	0	32	14	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
30	弾性梁	0	14	15	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
31	弾性梁	0	15	16	6	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
32	弾性梁	0	28	16	8	6	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
35	弾性梁	0	21	22	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
36	弾性梁	0	23	24	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
37	弾性梁	0	38	21	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
38	弾性梁	0	39	23	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
39	弾性梁	0	41	8	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix

40	弾性梁	0	14	40	1	1	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
41	弾性梁	0	2	1	5	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
42	弾性梁	0	18	20	5	8	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
43	弾性梁	0	3	1	9	9	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
44	ばね要素	---	4	3	---	---						
45	弾性梁	0	18	19	9	9	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
46	ばね要素	---	35	19	---	---						

(b) 部材データ (2)

No.	分割 ナンバー	減衰 定数	No.	分割 ナンバー	減衰 定数
1	1	0.05	25	1	0.05
2	1	0.05	26	1	0.05
3	1	0.05	27	1	0.05
4	1	0.05	28	1	0.05
5	1	0.05	29	1	0
6	1	0.05	30	1	0
7	1	0.05	31	1	0.05
8	1	0.05	32	1	0.05
9	1	0.05	35	1	0.05
10	1	0.05	36	1	0.05
11	1	0.05	37	1	0.05
12	1	0	38	1	0.05
13	1	0.05	39	1	0
14	1	0	40	1	0
15	1	0.05	41	1	0
16	1	0.05	42	1	0
21	1	0.05	43	1	0
22	1	0.05	44	ばね要素	---
23	1	0	45	1	0
24	1	0	46	ばね要素	---

(c) 断面データ (概要)

No.	名称	面積 (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	C _x (m)	C _y (m)	J (m ⁴)	θ (°)
1	Pier (P1,P2)	2.40E+001	3.20E+001	7.20E+001	0.000	0.000	7.35E+001	0.00
2	Footing (P1,P2)	1.62E+002	2.65E+003	1.82E+003	0.000	0.000	3.58E+003	0.00
3	Abat (A1,A2)	1.80E+001	1.35E+001	5.40E+001	0.000	0.000	3.62E+001	0.00
4	Footing (A1,A2)	8.12E+001	3.32E+002	9.11E+002	0.000	0.000	8.09E+002	0.00
5	SuperSt. 1-1	8.58E+000	7.46E+000	5.17E+001	0.000	-1.100	1.47E+001	0.00
6	SuperSt. 2-2	1.12E+001	3.34E+001	6.65E+001	0.000	-2.109	4.67E+001	0.00
7	SuperSt. 3-3	6.48E+000	5.31E+000	4.55E+001	0.000	-0.845	1.01E+001	0.00
8	SuperSt. 4-4	6.62E+000	6.41E+000	4.64E+001	0.000	-0.915	1.20E+001	0.00
9	Virtual	9.00E+000	3.00E+000	1.52E+001	0.000	0.000	8.42E+000	0.00

表-2.2.4 各構造要素の粘性減衰定数

構造要素	A1, A2 橋台
上部構造	0.05
橋脚	0.05
基礎	0.10

2.2.2 解析条件

動的解析の条件を以下に示す。

(1) 解析手法

直接積分法 (線形加速度法) を用いた時刻歴応答解析による。積分時間刻みは 0.010 秒とした。

(2) 地震入力

本橋架橋地点近傍で強震記録が観測されている (兵庫県南部地震: 神戸海洋気象台)。ここではこれを用いて下記の 2 通りの検討を行った。照査は A について行うものとし、B は参考として示すことにした。

A. 最大加速度の大きな NS 成分を、橋軸・橋軸直角方向独立に作用させる (1 方向入力)。

B. NS 成分, EW 成分を橋軸・橋軸直角方向同時に作用させる (2 方向同時入力)。なお、入力方向は架橋地点に合わせ、橋軸方向に EW 成分、橋軸直角方向に NS 成分を入力した。

(3) 地震入力の入力位置

地震入力は耐震設計上の地盤面に入力するものとし、基礎バネを介して基礎に入力した。耐震設計上の地盤面は、本橋ではフーチング下面となる。

2.2.3 橋脚躯体の安全性照査の基本条件

(1) 橋脚

・塑性ヒンジの照査

耐震性能 2 における RC 橋脚の限界状態「損傷の修復を容易に行い得る状態」は、「被りコンクリートが終局に達しない状態」と考えることができる。本橋は段落しを有しない橋脚であるため、

橋脚端部断面において被りコンクリート中央部分のひずみ ε_c' が、被りコンクリートの終局ひずみ ε_{cu}' 以内であることを照査する。

$$\varepsilon_c' \leq \varepsilon_{cu}'$$

ここに、 ε_c' : 被りコンクリート中央部におけるひずみ

ε_{cu}' : 被りコンクリートの終局ひずみ

横拘束効果を考慮しない道路橋示方書コンクリート橋編のコンクリートの応力-ひずみ曲線を参考に 0.0035 (=0.35%) とする。

(2) 残留変位

耐震性能 2 の照査においては、残留変位の照査を行う。動的解析により算出される最大応答変位 δ_r を用いて、残留変位 δ_R が許容値 δ_{Ra} 以下であることを照査する。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra}$$

ここに、 δ_R : 橋脚の残留変位 (mm)

道路橋示方書耐震設計編 7.4 に従い次式より求める。

$$\delta_R = CR \cdot (\mu_r - 1) \cdot (1 - r) \cdot \delta_y$$

(道路橋示方書耐震設計編 式(6.4.9))

降伏変位 δ_y は動的解析の結果、主鉄筋が降伏に到った時の変位とし、応答塑性率 μ_r は橋脚天端の最大応答変位 δ_r を用いて次式より算出する。

$$\mu_r = \delta_r / \delta_y$$

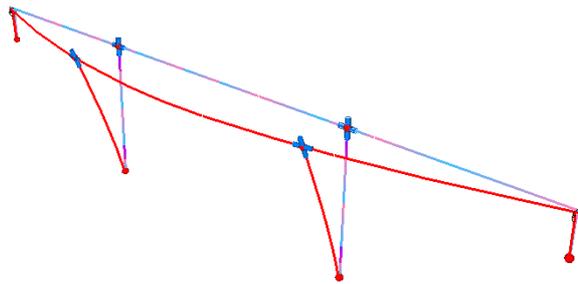
δ_{Ra} : 許容残留変位 (=h/100=300mm)

h : 橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの高さ (=30.000m)

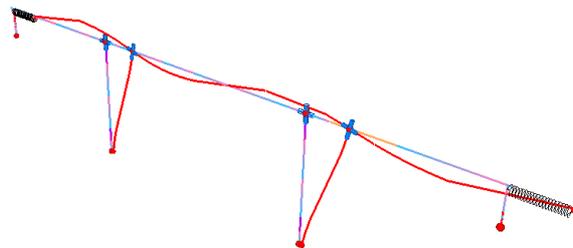
2.3 動的解析結果の出力

2.3.1 固有振動解析

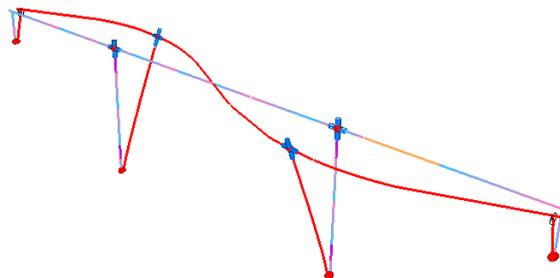
得られた固有値解析の結果より、動的解析時の減衰評価に使用する剛性比例減衰を算定した。橋軸方向には桁が水平に振動するモードが卓越しており、これを採用した。固有値解析結果を図-2.3.1 に示す。また、3次元モデルを構築しているため、橋軸方向 (X)、橋軸直角方向 (Z)、鉛直方向 (Y) の振動モードが同時に算定される。



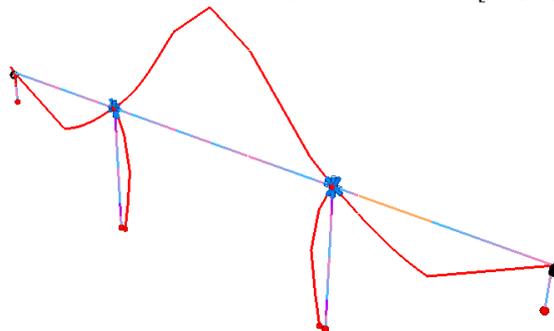
1次モード (f=0.841Hz, 刺激係数 : 79.9952 [Z方向])



2次モード (f=1.072Hz, 刺激係数 : 84.5697[X方向])



3次モード (f=1.687Hz, 刺激係数 : 0.0000[Z方向])



4次モード (f=2.470Hz, 刺激係数 : -15.3475[Y方向])

図-2.3.1 固有値解析の結果

2.3.2 解析結果

(1) 橋軸方向作用時 (1 方向入力)

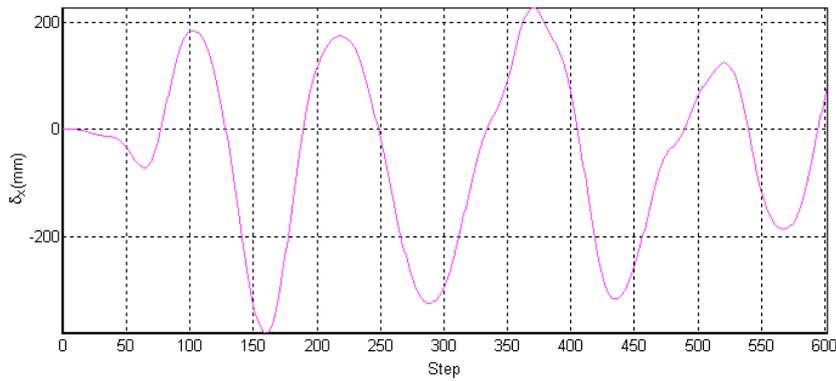


図 2.3.2 (1) 応答変位波形 (P2 橋脚上部構造中央位置 : 橋軸方向)

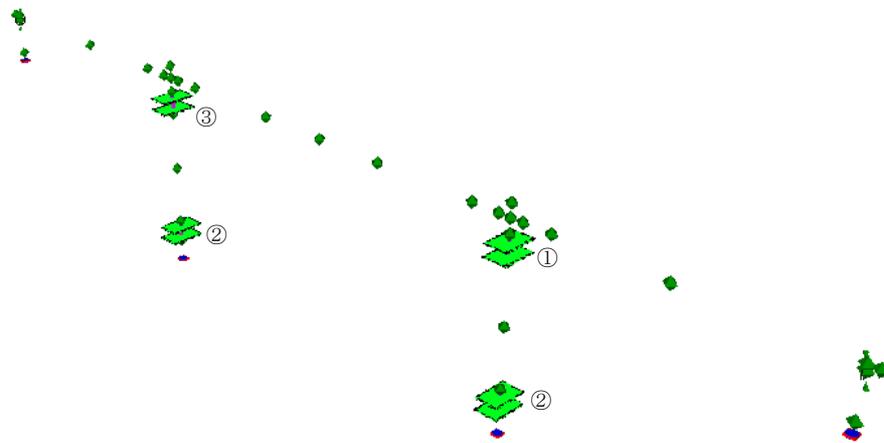


図 2.3.2 (2) 照査結果

(■は主鉄筋が降伏に到った断面, ○はその発生順序)

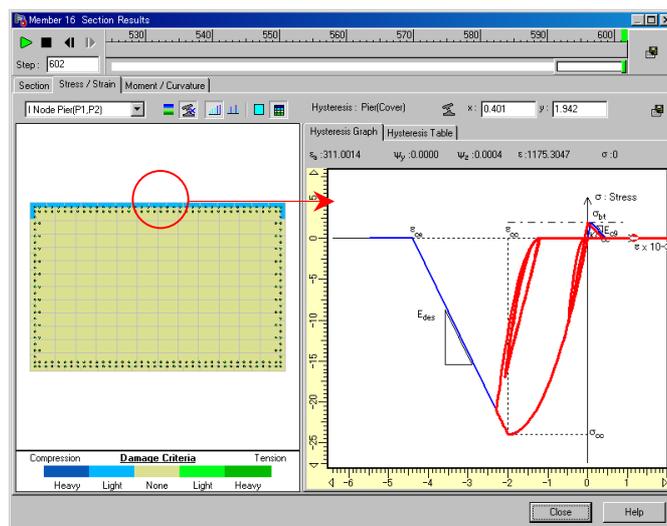


図 2.3.2 (3) 被りコンクリート応力-ひずみ履歴と断面損傷状態[P2 橋脚基部]

(■はコンクリート応力が最大圧縮応力に達している箇所。ただし終局には達していない)

(2) 橋軸・橋軸直角方向同時作用時 (2方向同時入力)

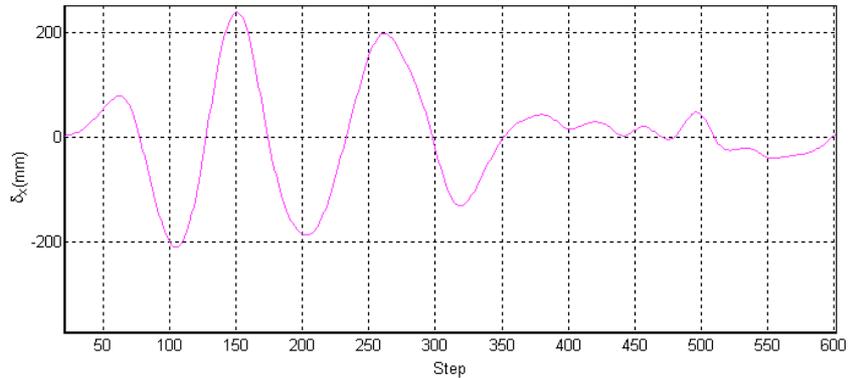


図 2.3.2 (1) 応答変位波形 (P2 橋脚上部構造中央位置 : 橋軸方向)

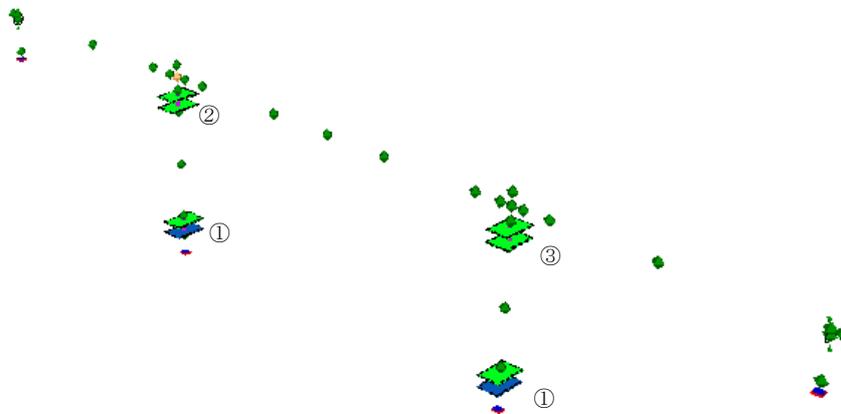
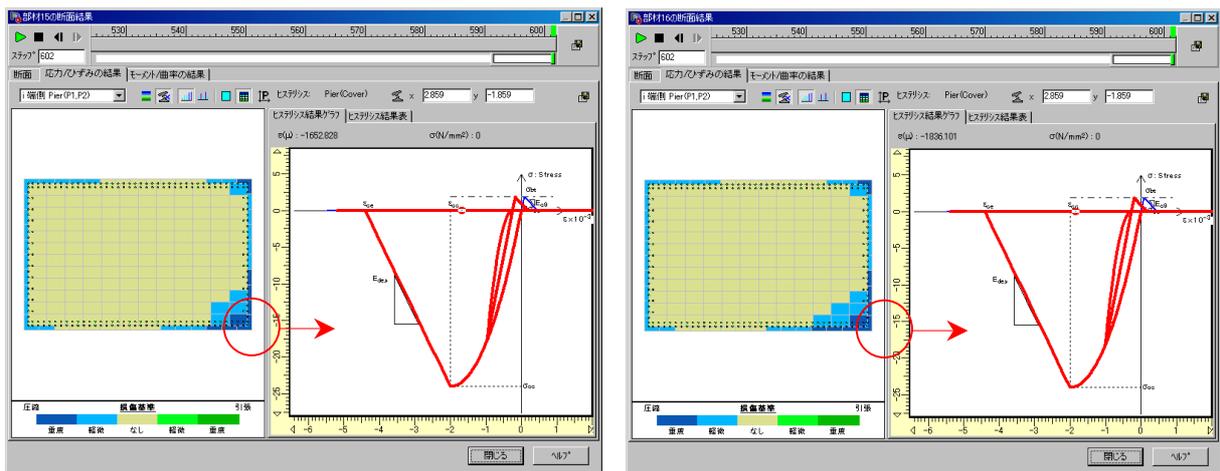


図 2.3.2 (2) 照査結果

(■は主鉄筋が降伏に到った断面, ■は被りコンクリートが終局をこえている断面)



[P1 橋脚基部]

[P2 橋脚基部]

図 2.3.2 (3) 被りコンクリート応力履歴と断面損傷状態

(■はコンクリート応力が最大圧縮応力に達している箇所,
■はコンクリートが終局に達している箇所)

※その他の出力については省略

2.4 照査

2.4.1 塑性ヒンジ

(1) 橋軸・橋軸直角方向独立作用時 (1 方向入力)

表-2.4.1 (1) 照査結果 (1)

被りコンクリート中央最大圧縮ひずみ $\epsilon'c$					許容値	照査結果
橋軸方向作用時		橋軸直角方向作用時				
	P1 橋脚	P2 橋脚	P1 橋脚	P2 橋脚	0.0035	∴OK
上	0.00138	0.00111	—	—		
下	0.00243	0.00229	0.00253	0.00253		

(2) 橋軸・橋軸直角方向同時作用時 (2 方向同時入力)

表-2.4.2 (2) 照査結果 (2)

最外縁鉄筋位置ひずみ $\epsilon's$				許容値	照査結果
橋軸・橋軸直角方向同時作用時					
	P1 橋脚	P2 橋脚		—	—
上	0.00130	0.00125			
下	0.00527	0.00546			

2.4.2 残留変位

(1) 橋軸・橋軸直角方向独立作用時 (1 方向入力)

表-2.4.3 (1) 照査結果 (1)

残留変位 (mm)				許容値 (mm)	照査結果
橋軸方向作用時		橋軸直角方向作用時			
P1 橋脚	P2 橋脚	P1 橋脚	P2 橋脚	300	∴OK
146	146	151	151		
∴ $\delta y=137\text{mm}$ $\delta r=381\text{mm}$	∴ $\delta y=137\text{mm}$ $\delta r=382\text{mm}$	∴ $\delta y=210\text{mm}$ $\delta r=462\text{mm}$	∴ $\delta y=210\text{mm}$ $\delta r=462\text{mm}$		

(2) 橋軸・橋軸直角方向同時作用時 (2 方向同時入力)

表-2.4.3 (2) 照査結果 (2)

残留変位 (mm)				許容値 (mm)	照査結果
橋軸方向		橋軸直角方向			
P1 橋脚	P2 橋脚	P1 橋脚	P2 橋脚	—	—
70	70	125	125		
※降伏変位 δy については (1) の値を用いる					
∴ $\delta r=253\text{mm}$	∴ $\delta r=253\text{mm}$	∴ $\delta r=418\text{mm}$	∴ $\delta r=418\text{mm}$		

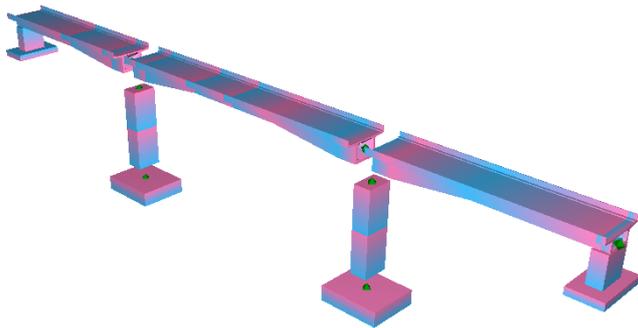
以上

※サンプルモデル RahmenBridge (s2) .f3d

上記計算例において、2方向同時入力による検討を行った解析モデルは、サンプルモデル「RahmenBridge (s2) .f3d」として製品に収められています。下記に、このモデルの解説および作成上のポイントを解説致します。

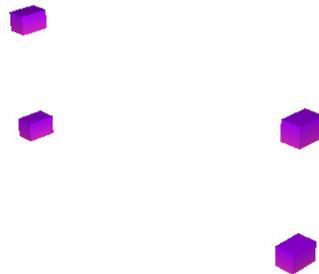
(1) 要素

このサンプルは下記の4つの要素から構成されています。



(a) 線形部材

→弾性梁要素 (Elastic Member)



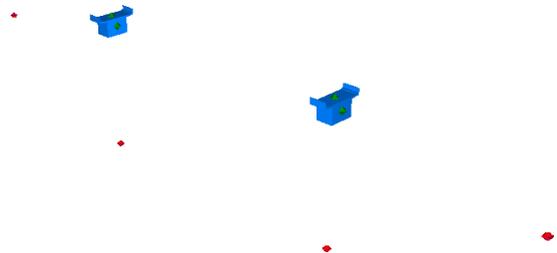
(b) 非線形部材

→ファイバー要素 (Fiber Member)



(c) 可動支承

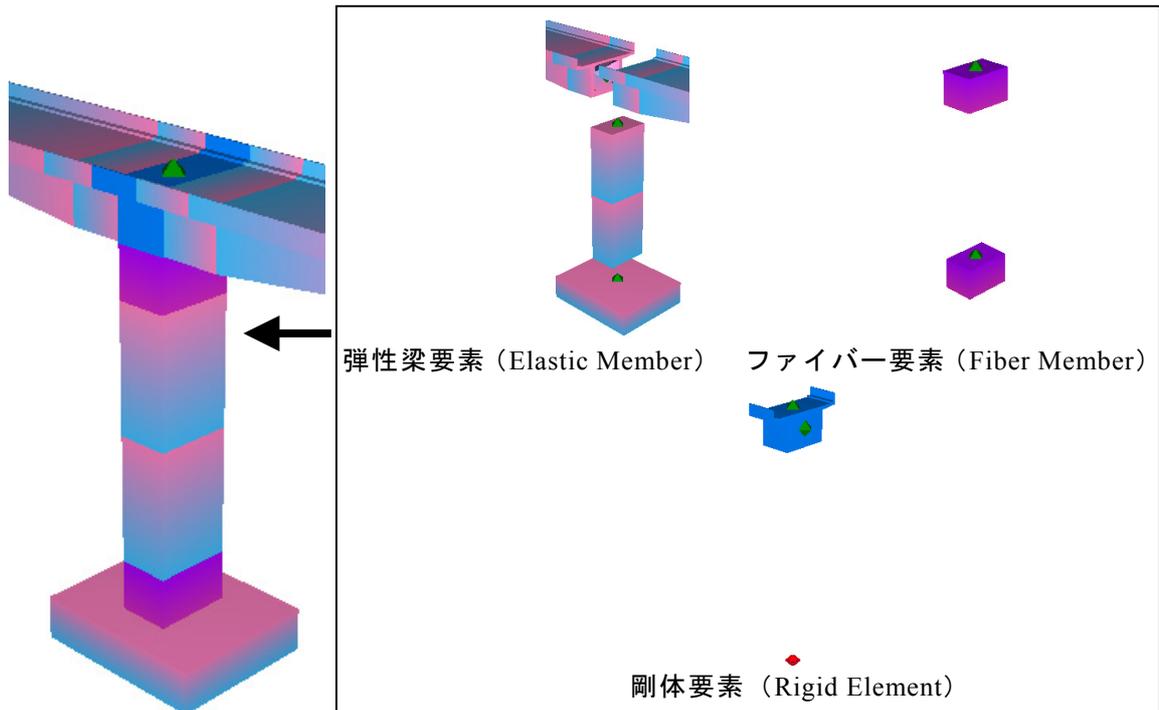
→ばね要素 (Spring Member)



(d) 剛域および地盤ばね

→剛体要素 (Rigid Element)

図 使用している要素



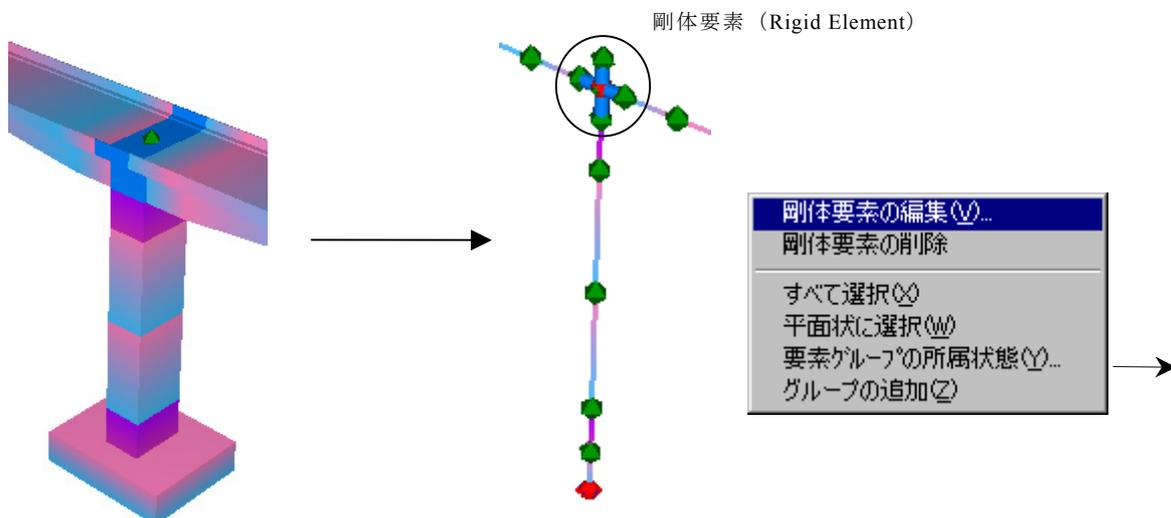
使用している要素（橋脚拡大）

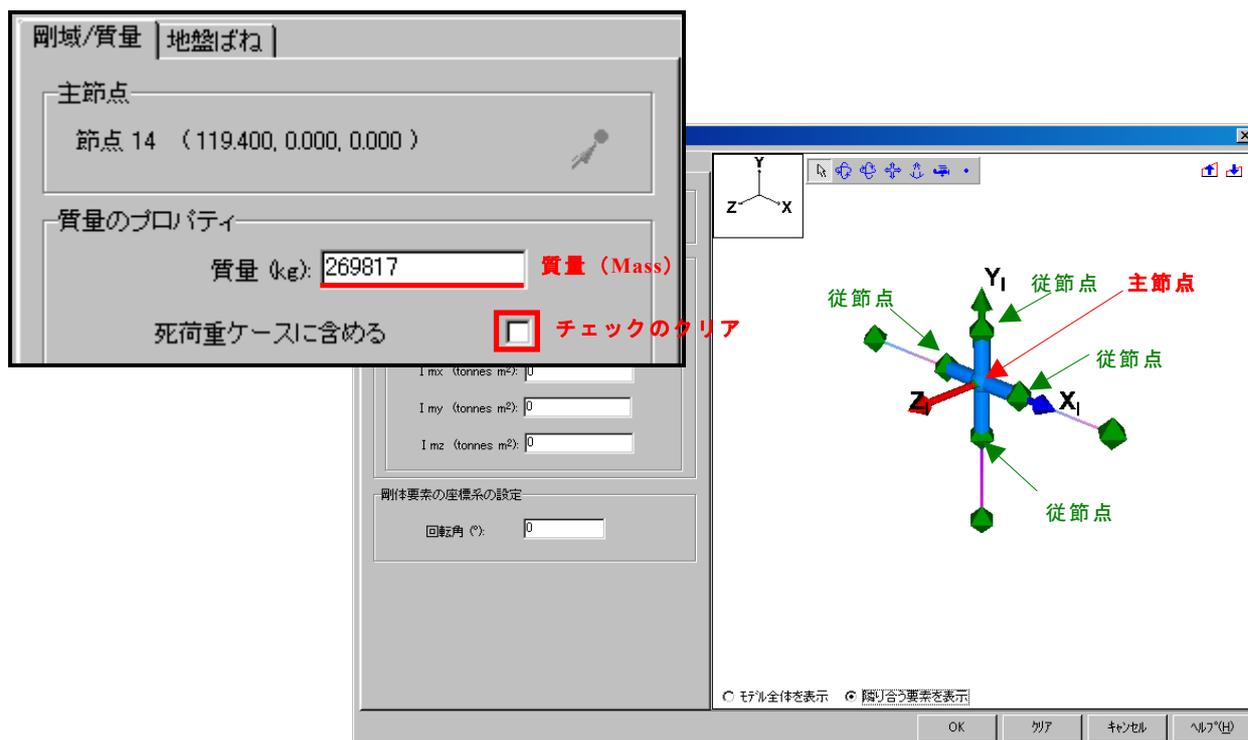
(2) テクニカルノート

7.剛域の定義方法

剛域を設定するには剛体要素を使用し、「剛体要素の編集」にて定義・編集を行います。

断面を割り当てた部材では、断面形状・部材長から節点重量および死荷重を自動作成しますが、剛体要素にしてしまうと剛域中の節点重量のみが無視されます。そのため、重心位置の節点を主節点として剛体要素（Rigid Element）を定義し、剛体要素の全質量をあらかじめ計算しておいて「質量（Mass）」に入力します。ただし、断面が割り当てられている部材を剛体要素とした場合は、剛体要素の質量が死荷重に加算されないよう、必ず「死荷重ケースに含める」のチェックボックスをクリアにしてください。





剛体要素の編集

8. ひずみ損傷基準の設定方法

ひずみ損傷基準を適切に設定することで、ひずみに基づいた損傷判定を行うことができます。

ただし、ひずみによる損傷判定結果を表示できるのは、材料非線形解析のときのみで、さらにファイバー要素 (Fiber member) としている部材のみです。

このひずみ損傷基準は「ヒステリシス」ごとに異なる基準を適用できるので、複数のヒステリシスを定義すれば

- ・同一断面内でコアコンクリートと被りコンクリートに異なる損傷基準を適用したい
- ・上部構造と下部構造で異なる損傷基準を適用したい

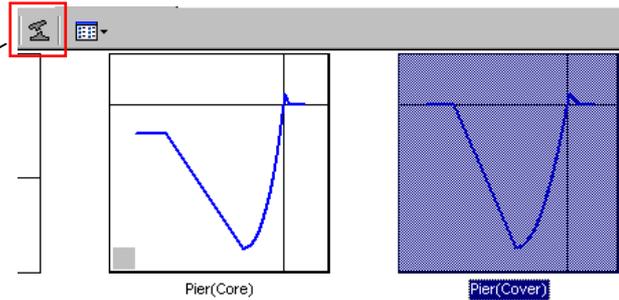
場合にも対応できます。なお、ひずみ損傷基準は「ヒステリシスエディタ」にて設定を行いますが、計算後にも変更することができます。

例えば、上記照査例に従って耐震性能2の照査 (=橋脚の被りコンクリートが終局に達しない状態) を行う場合には、被りコンクリートおよびコアコンクリートのひずみ損傷基準を次のように設定しておくくと便利です。

コンクリート損傷基準 Pier(Cover)

ひずみ特性	
圧縮ピークひずみ ϵ_{cc} (μ)	2000.000
終局ひずみ ϵ_{cu} (μ)	2480.000
E_{des} の終端ひずみ ϵ_{oe} (μ)	4400.000
軽微な損傷	
圧縮ピークひずみ比 α_L	1
ひずみ ϵ_L (μ)	2000.000
重度の損傷	
圧縮ピークひずみ比 α_H	1.75
ひずみ ϵ_H (μ)	3500.000

OK キャンセル ヘルプ



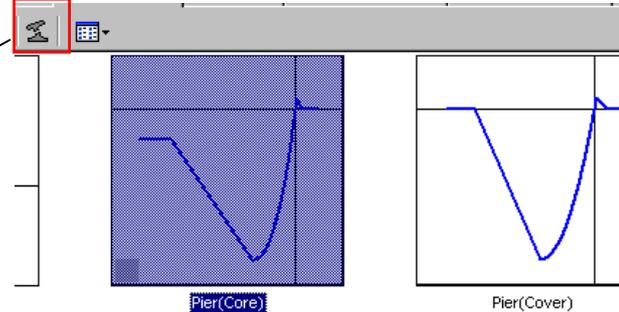
※ $\alpha_H = \epsilon'_{cu} / \epsilon'_{cc}$:
 $\epsilon'_{cu} = 3500 \mu$, $\epsilon'_{cc} = 2000 \mu$,
 と損傷基準を設定したい場合, $\alpha_H = 1.75$ とするとよい。すると重度の損傷発生 = 終局に達したことを意味する

被りコンクリートのヒステリシスに設定するひずみ損傷基準

コンクリート損傷基準 Pier(Core)

ひずみ特性	
圧縮ピークひずみ ϵ_{cc} (μ)	3010.419
終局ひずみ ϵ_{cu} (μ)	4456.848
E_{des} の終端ひずみ ϵ_{oe} (μ)	8796.136
軽微な損傷	
圧縮ピークひずみ比 α_L	100.00
ひずみ ϵ_L (μ)	301041.875
重度の損傷	
圧縮ピークひずみ比 α_H	100.00
ひずみ ϵ_H (μ)	301041.875

OK キャンセル ヘルプ

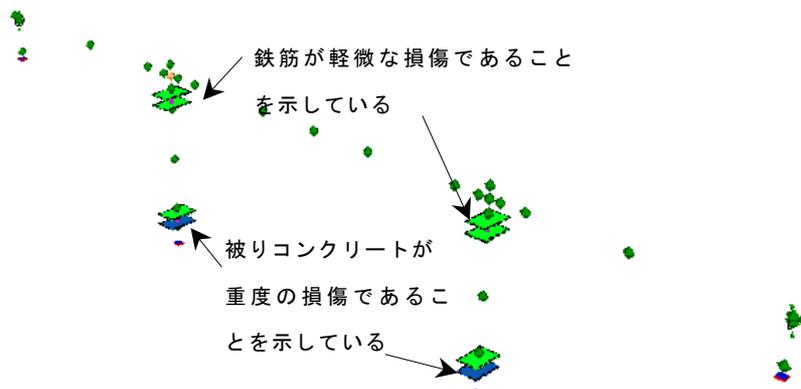


被りコンクリートのみ損傷判定を行いたい場合, コアコンクリートに対し損傷判定をしないように設定するとよい

コアコンクリートのヒステリシスに設定するひずみ損傷基準

このように設定し, 計算の結果, 例えば以下のような損傷判定結果を得たとすれば, 青表示 (■) された断面は断面内の被りコンクリートが「重度の損傷」, すなわち終局に達したと判断できます。逆に, コアコンクリートに対して損傷判定を行う場合は, コアコンクリートのひずみ損傷基準を適切に設定し, 被りコンクリートのひずみ損傷基準を大きめに設定すると便利です。

また, 緑表示 (■) の断面は, 断面内の鋼材が「軽微な損傷」に達したことを示しており, デフォルトの設定で用いれば引張降伏したことを表しています。



3. 参考資料

3.1 RC 橋脚の限界状態と耐震性能

出典：星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol.44A、pp877-888、1998.3

日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月、p377-382、2002.3

(1) RC 柱の繰返し実験の概要と結果

地震時保有水平耐力法において、タイプ II 地震動を対象として、RC 橋脚の耐震性能 2，を決定するのに参考にされた実験結果を用いて、本解析手法による照査方法についてを整理した。実験供試体を図 3.1.1 に、実験結果を図 3.1.2 に示す。

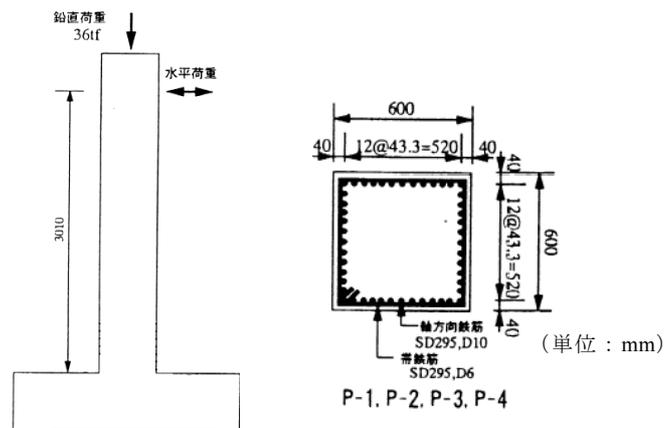


図 3.1.1 実験供試体寸法図・配筋図

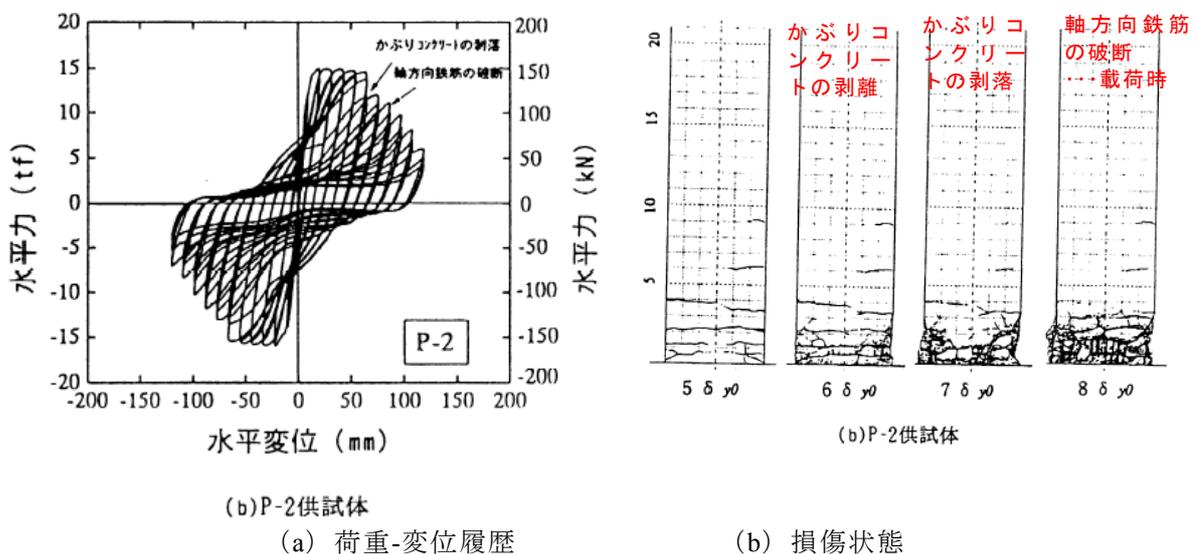


図 3.1.2 実験結果 (3 回繰返し実験)

上記の実験結果をもとに、平成 8 年および 14 年の道路橋示方書耐震設計編記載の地震時保有水平耐力法では、耐震性能 2 は $5\delta y$ における損傷状態を、耐震性能 3 は $6\delta y$ における損傷状態を各耐震性能の限界状態としている。また、 $7\delta y$ における損傷状態を設計上の終局としており、地震時保有水平耐力法によって計算される終局変位はおおむねこの状態の変位を評価するものと

されている。

(2) 解析結果と限界状態を表す指標

(1) 実験を再現する。荷重変位関係の比較を図 3.1.4 に、柱基部断面におけるコアコンクリート最外縁のコンクリート応力-ひずみ履歴を図 3.1.5 に示す。なお、地震時保有水平耐力法に用いるコンクリートの応力ひずみ曲線によって、供試体コアコンクリートの終局ひずみを計算するとおおよそ 3200μ である。

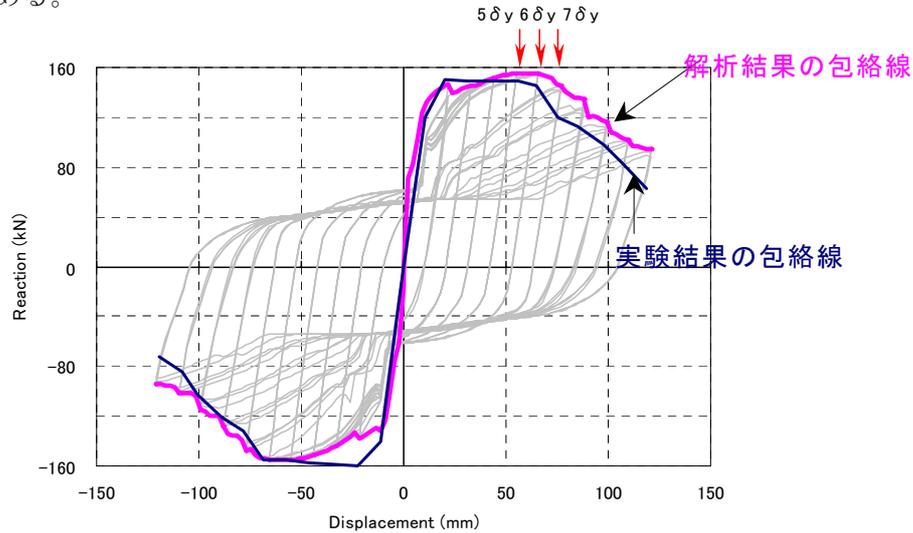


図 3.1.4 荷重-変位関係の比較

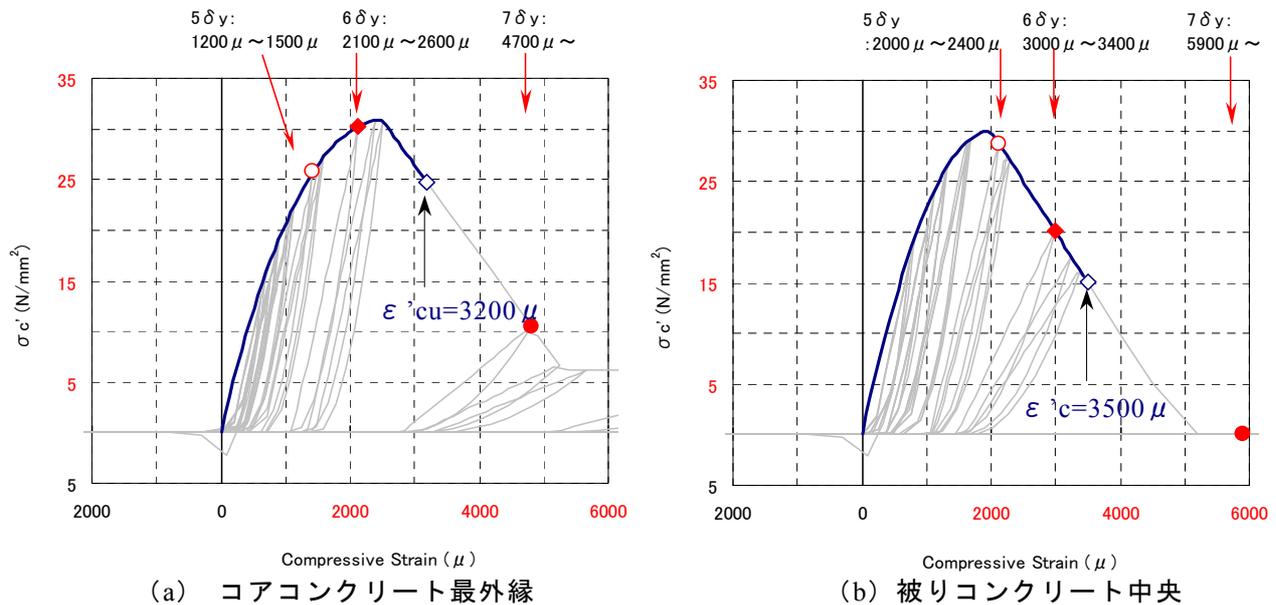


図 3.1.5 コンクリートの応力-ひずみ履歴

上記解析結果と実験結果の比較より

耐震性能 2 の限界状態 (5δy 付近) :

被りコンクリートにひび割れ程度の損傷が発生している状態であり、被りコンクリートは終局に達していない状態と考えることができる。横拘束効果を評価していないコンクリートの応力ひずみ曲線として、道路橋示方書コンクリート橋編を参考にすると、コンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu} は 3500μ とされている。

耐震性能3の限界状態 (6δy 付近) :

被りコンクリートに大きな損傷は生じるが、水平荷重が大きく低下しない状態であることからコアコンクリートが損傷していない状態と考えることができる。また、コアコンクリートの圧縮ひずみ $\epsilon'c$ が、最大圧縮応力点に達する時のひずみ $\epsilon'cc$ 程度の状態と考えることができる。

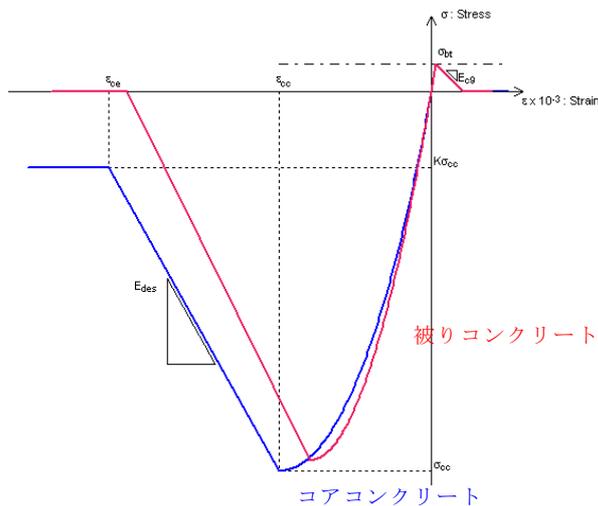
ファイバー要素を用いた場合、上記結果を目安にすることで、被りコンクリートおよびコアコンクリートの材料レベルでの損傷状態をひずみを用いて具体化することができる。これにより、より明確にRC橋脚の損傷状態を表すことが出来、より詳細な耐震性能評価が可能となる。

※サンプルモデル RCPier (s3) .f3d

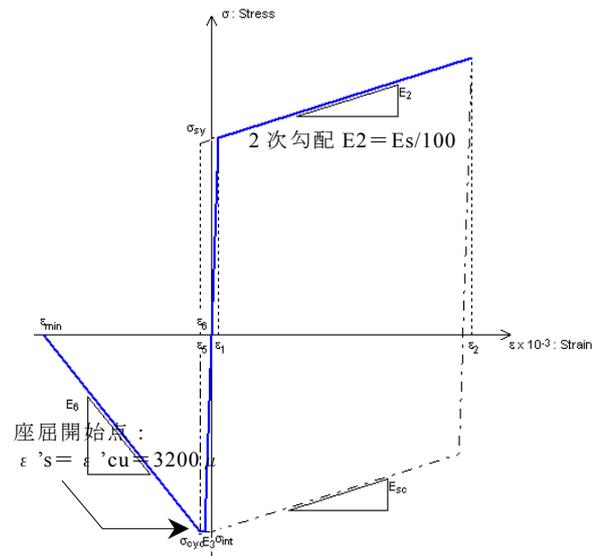
上記の解析に用いたモデルは、サンプルモデル「RCPier (s3) .f3d」として製品に収められています。下記に、このモデルの解説および作成上のポイントを解説致します。

(1) 解析モデル

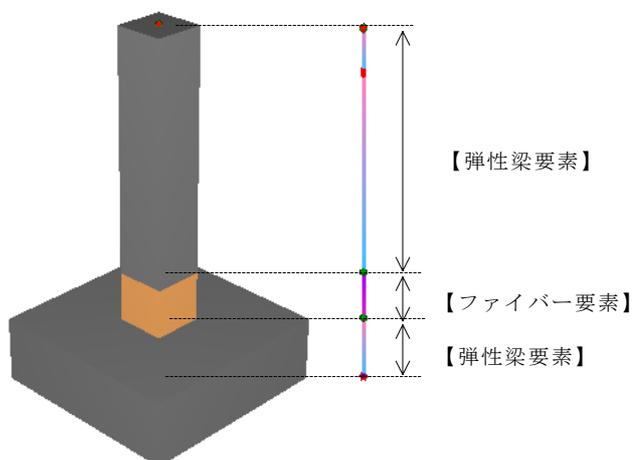
応力ひずみ曲線と解析モデルの概略を示します。



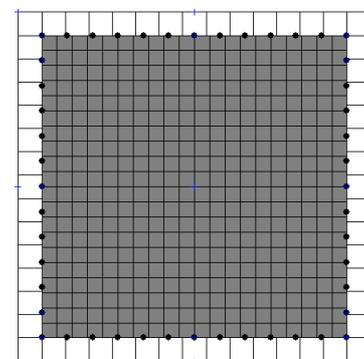
(a) コンクリートの応力ひずみ曲線の設定



(b) 鉄筋の応力ひずみ曲線の設定



(c) 部材のモデル化と使用要素



(d) ファイバー要素に用いた断面

図 解析に使用したモデルの概略

(2) テクニカルノート

9. 強制変位 (= 変位制御) による静的荷重の設定

鉄筋が降伏するような領域の静的解析を行う際は、強制変位 (= 変位制御) による荷重を行ってください。その際、荷重点に支点を設け拘束条件を与える必要があります。この解析では X 方向に強制変位による荷重を行うために、荷重点の X 方向を拘束し、その他は自由としています。節点の拘束条件の設定は「節点の拘束条件」にて行ってください。そして、「荷重の編集」にて、荷重点およびその荷重方向に強制変位を追加してください。

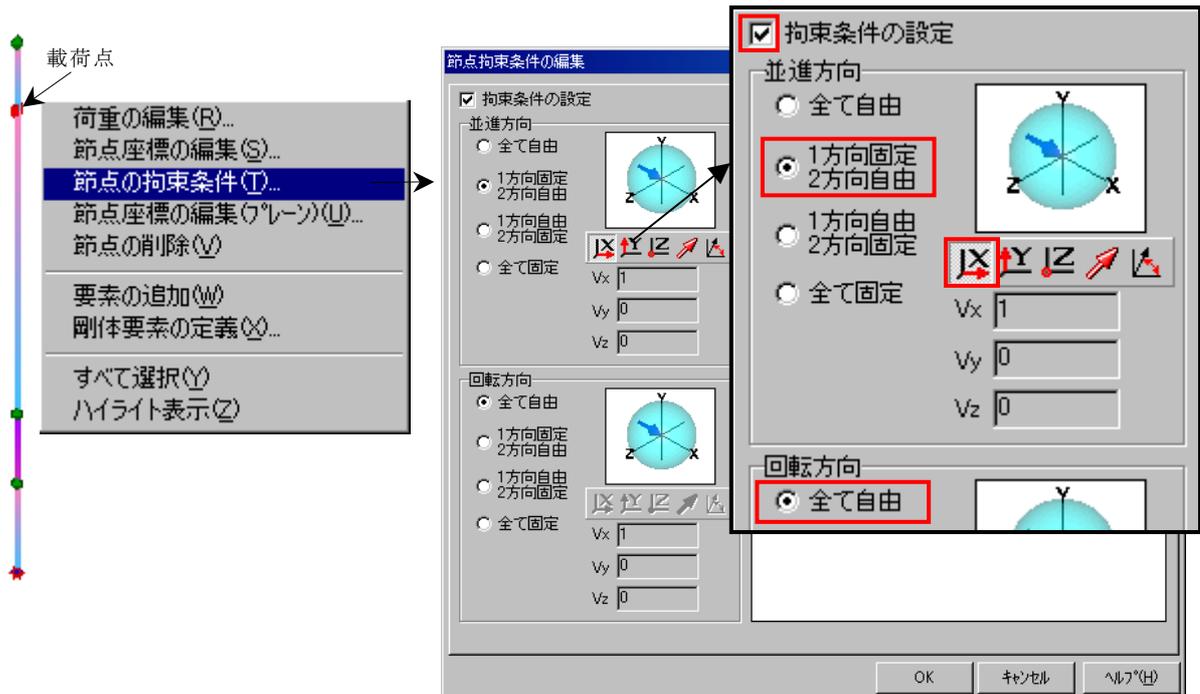


図 節点の拘束条件

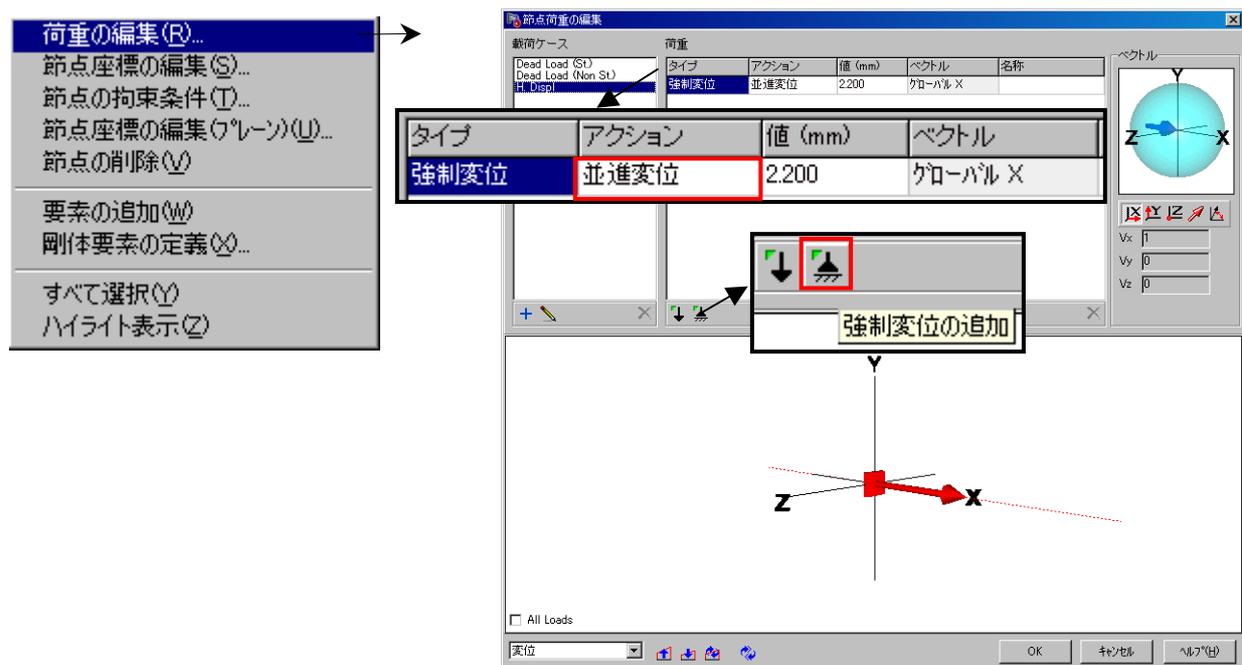


図 荷重の編集

10.収束基準（Convergence Criteria）の設定

収束基準（Convergence Criteria）はデフォルトでは図 A のように設定されています。サンプルモデル「RCPier (s3) .f3d」において、デフォルトの設定で計算を実行すると、22Step で収束基準を満たさなかったため、21Step で計算が打ち切られてしまいます（図 C）。最終 3961Step まで解を得るためにこのサンプルモデルでは、図 B のように「収束しない場合に計算を打切る」のオプションを無効にしました。これにより、最終ステップまで計算が実行できます。また最大不平衡力も十分小さく実用上十分な収束解が得られました（図 D）。

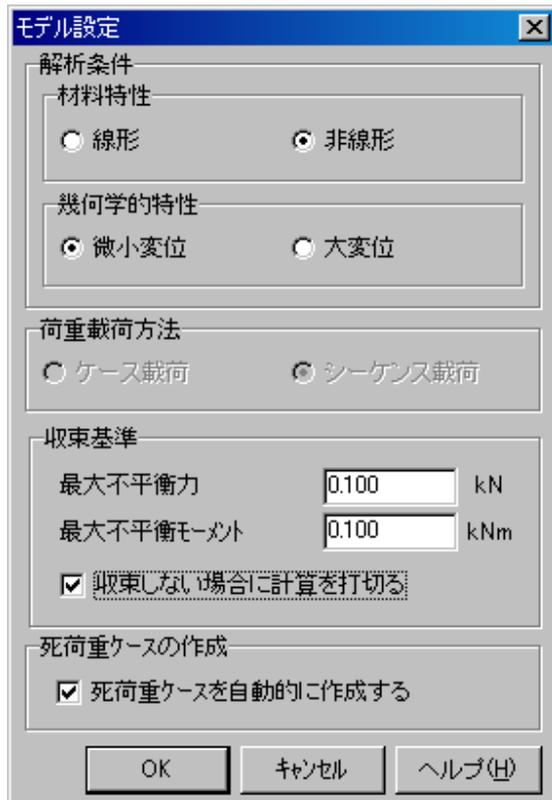


図 A デフォルトの収束基準

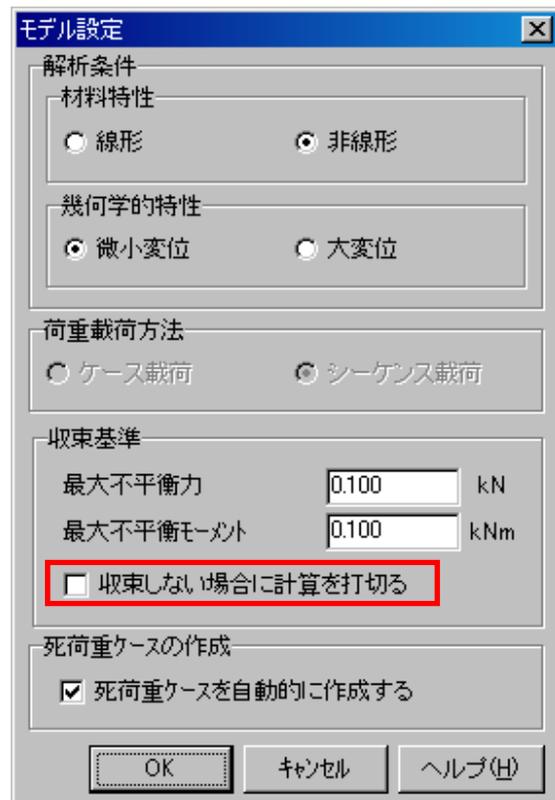


図 B 「RCPier (s3) .f3d」の収束基準

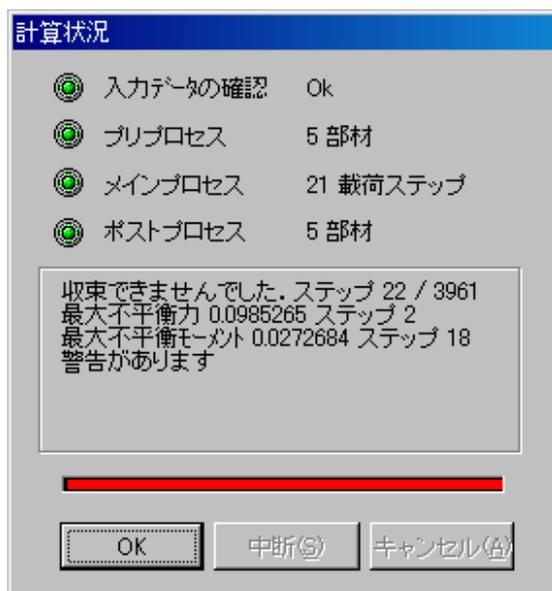


図 C デフォルトの収束基準での最終結果

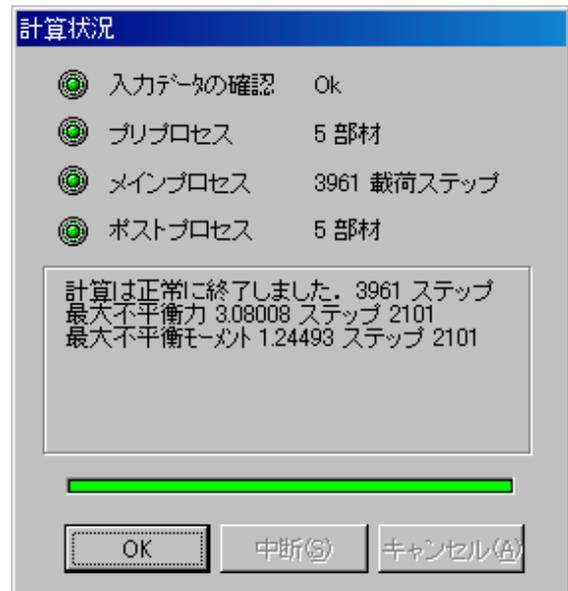


図 D 「RCPier (s3) .f3d」での最終結果

RC 部材を対象として材料非線形解析を行った場合、特に鉄筋が降伏するような変形を与えるとデフォルトの収束基準では収束せず、計算が途中で打ち切られてしまうことがあります。このような場合に最終 Step まで解を得るためには、「収束しない場合に計算を打切る」オプションを無効にする方法があります。ただし、そのようにして計算を行った場合は必ず、計算終了時のプログレス画面で最大不平衡力・モーメント（最大不平衡力，最大不平衡モーメント）が十分に小さいことを確認してください。この最大不平衡力・最大不平衡モーメントは、十分な収束解が得られているかどうかを確認するための指標となります。

例えば、サンプルモデル「RCPier (s3) .f3d」においては、計算中に生じた最大不平衡力・モーメントは（3.08008kN, 1.24493kN-m）でした。また、この時、さらにモデルに作用する支点反力に着目してください。フーチング底面支点の反力（図 E）を見ると、荷重方向（X）で 160kN 程度、鉛直方向（Y）で 500kN 程度であり、最大不平衡力は最大反力の 0.6%~2%です。このように、最大不平衡力が反力に比較して相対的に十分小さければ、実用上、十分収束したとみなして構いません。

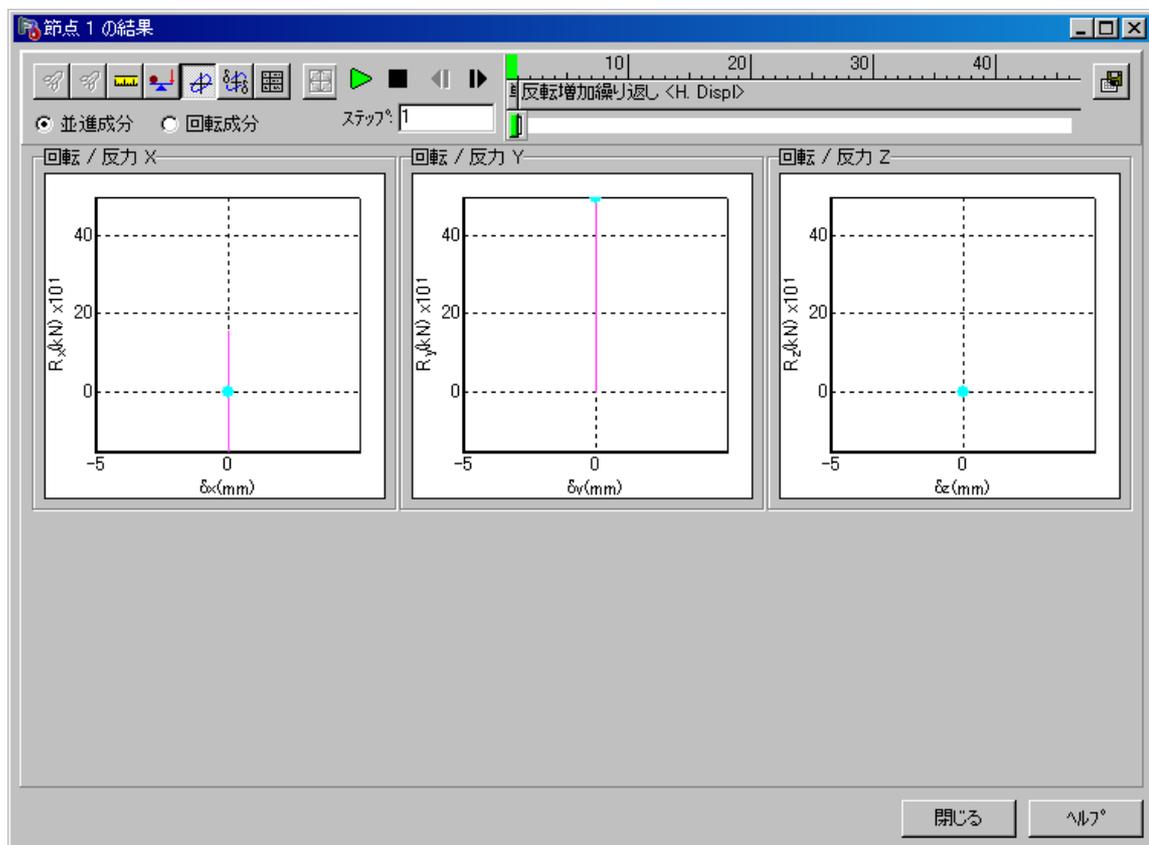


図 E フーチング底面支点の反力

これまでの経験から、材料非線形解析を行う際には、「収束しない場合に計算を打切る」オプションを無効にした場合、収束基準は最大不平衡力・モーメント許容値を（最大不平衡力，最大不平衡モーメント）＝（0.100 k N, 0.100kN-m）とすることをお奨め致します。このようにしておくことで、収束可能な Step では十分に収束させておくことができます。

ただし、上記の設定を行っても十分な収束解が得られない場合は、1Step 当たりの荷重値が大きすぎる、ファイバー要素のメッシュ数が少なすぎる、構造系が不安定になっているなどその他の原因が考えられます。

3.2 鋼製橋脚の限界状態と耐震性能

(1) 鋼製橋脚の荷重変位関係と履歴

鋼製橋脚の動的照査を行う際、UC-win/FRAME (3D) においては以下の2通りの非線形履歴モデルによって解析が可能である。

- ①材料の応力度-ひずみ曲線を定義する方法（ファイバー要素を用いた解析モデル）
- ②部材の水平力と水平変位の関係を定義する方法（ただし初版ではバイリニアばねを用いた解析モデルのみ対応）

以下に示す、角補強された鋼製橋脚（日本道路協会「道路橋の耐震設計に関する資料平成9年3月」4章参照）を対象に、①②の方法によって荷重変位関係を求める。

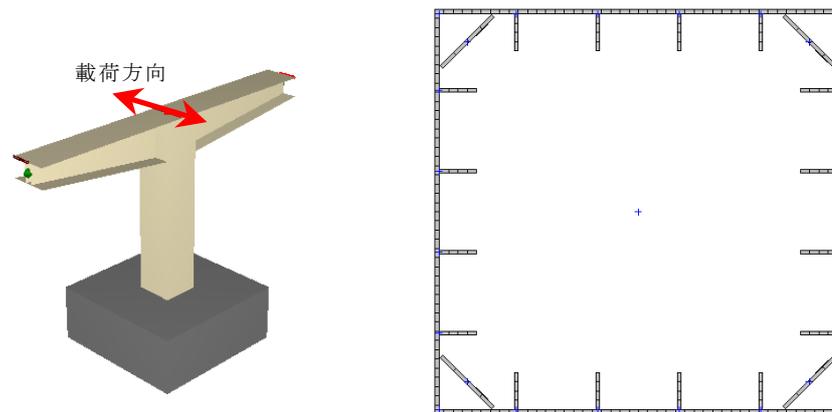
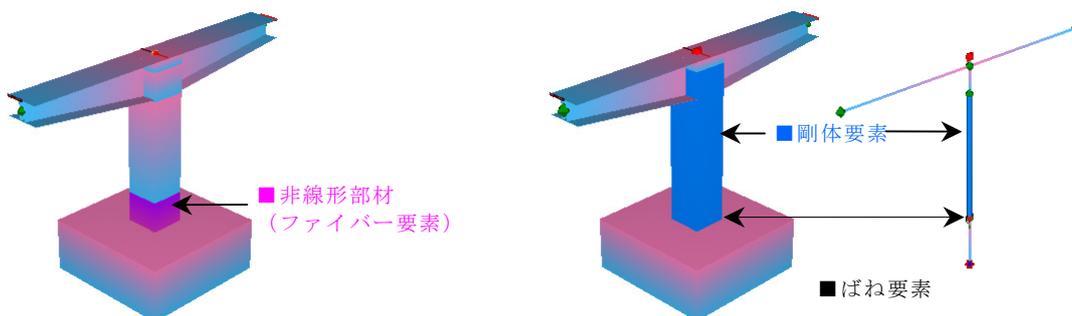


図 解析対象鋼製橋脚の断面とメッシュ分割

それぞれの解析モデルを以下に示す。

ファイバー要素を用いた解析モデルでは、柱基部に断面高さ（2.2m）を部材長とするファイバー要素（Fiber Member）を1要素設けた。他の部材は弾性要素（Elastic Member）部材とした。

バイリニアばねモデルによる解析モデルでは、柱-フーチング間に基部にバイリニア型のばね要素を設け、橋脚躯体を剛体とした剛体ばねモデルとしている。



(a) ファイバー要素を用いた解析モデル

(b) バイリニアばねを用いた解析モデル

図 解析モデル図

①材料の応力度－ひずみ曲線を定義する方法（ファイバーモデルを用いた解析モデル）

通常の範囲内（-7%～+7%）で座屈・破断が起きないように設定し、道路橋示方書耐震設計編 11.2 に準じたバイリニア型の鋼材の応力度ひずみ曲線を設定した。これをファイバー要素に適用した。

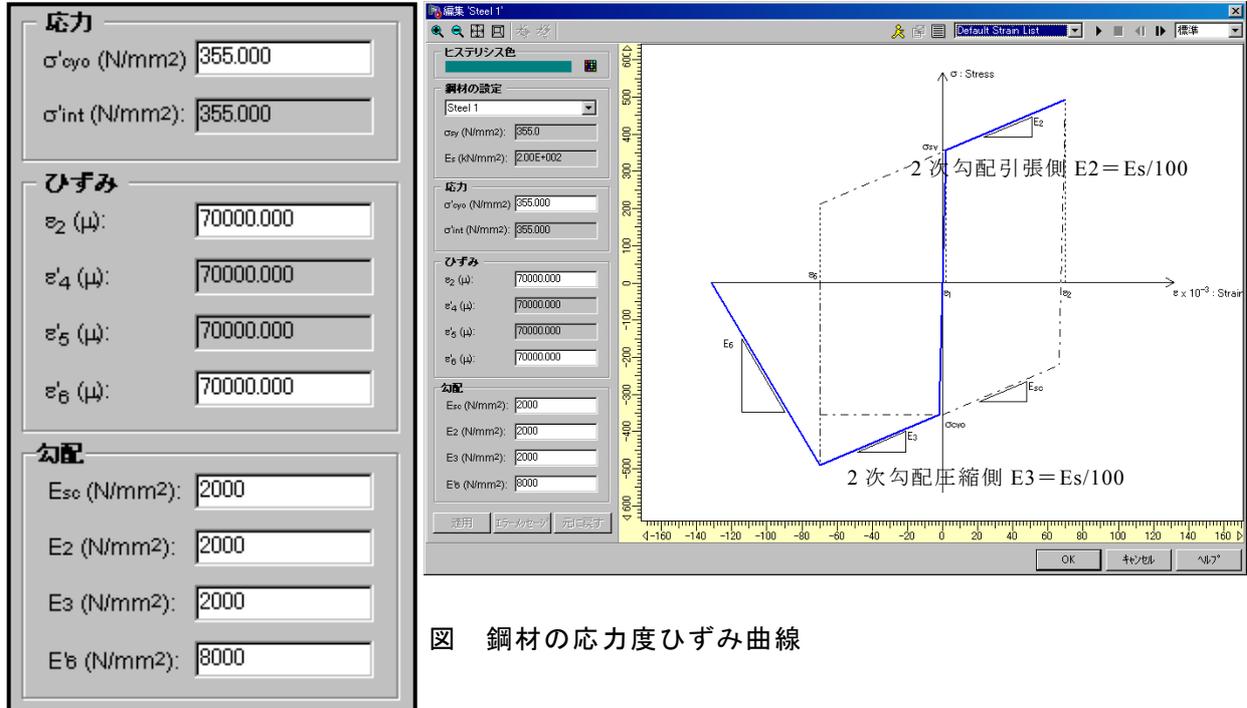
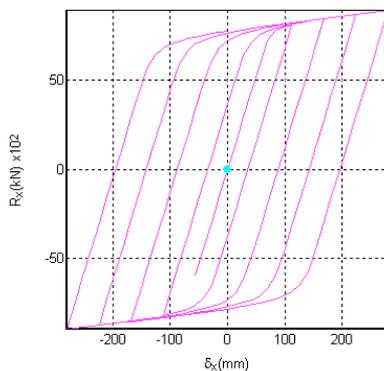
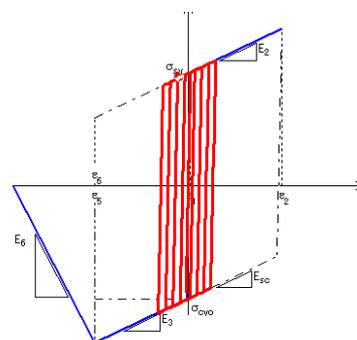


図 鋼材の応力度ひずみ曲線

載荷変位は、56mm（＝降伏変位 δ_y ）の振幅を整数倍ずつ漸増させ、1回繰返しによる正負交番載荷を行った。次に解析結果を示す。



(a) 荷重変位履歴



(b) 柱基部圧縮縁鋼材板厚中心位置
における応力度－ひずみ履歴

図 解析結果

②部材の水平力と水平変位の関係を定義する方法（バイリニアばねを用いた解析モデル）

日本道路協会「道路橋の耐震設計に関する資料平成9年3月」に示されている、橋脚の復元力モデル（バイリニアM-θ関係）を、橋脚基部に設けた回転ばねに与えた。この柱基部回転ばねは橋脚躯体が剛体変形するとして導かれたものであるので、解析においても柱の変形はこの柱基部回転ばねでのみ生じるよう、橋脚躯体を剛体要素（Rigid Element）とした。

載荷変位は、①と同じである。次に解析結果を示す。

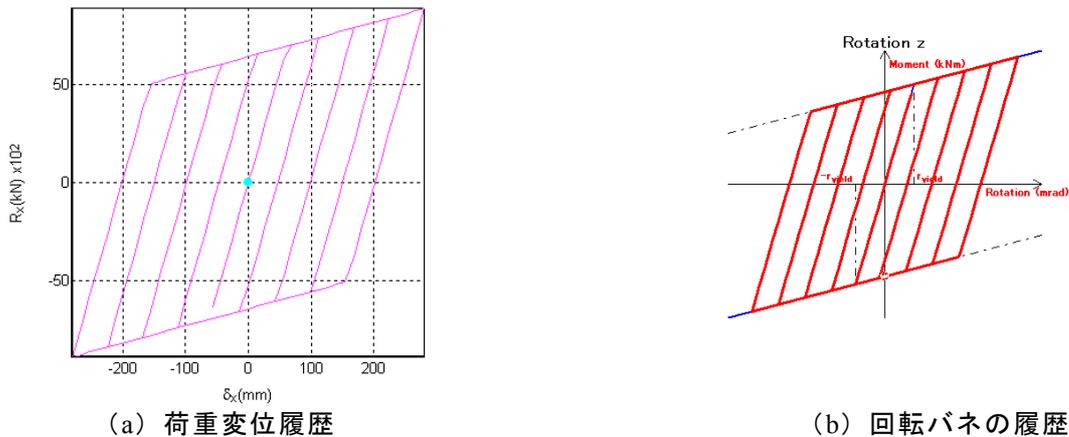


図 解析結果

③解析結果の比較

①材料の応力度－ひずみ曲線を定義する方法（ファイバー要素を用いた解析モデル）

②部材の水平力－と水平変位関係を定義する方法（バイリニアばねを用いた解析モデル）

から得られた荷重変位履歴を比較した。図中には、 $4\delta_y (=223\text{mm})$ 、 $5\delta_y (=278\text{mm})$ の変位と、①の解析において圧縮縁鋼材の板厚中心位置におけるひずみ ϵ_s が降伏ひずみの7倍 ($=7 \times \epsilon_y$) に達した点（道路橋示方書耐震設計編平成14年における鋼製橋脚の許容ひずみ相当）を、 Δ で示している。

道路橋示方書耐震設計編（平成8年）によると、角補強された鋼製橋脚において $4\delta_y \sim 5\delta_y$ 付近の変位は、それぞれタイプI地震動、タイプII地震動に対する許容変位とされていたもので、実験において最大水平力に達した時の変位とされている。①の結果において、圧縮縁鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみ ϵ_s が $7\epsilon_y$ となる点は、概ねこの付近を推定していることが確認できる。また、①による解析では、履歴が曲線となり、より実際に近い解析が可能であることが確認できる。

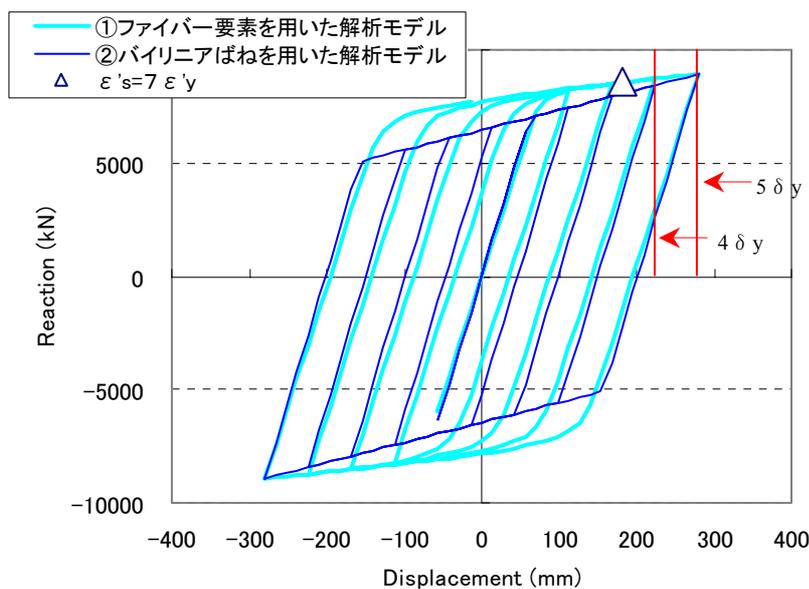
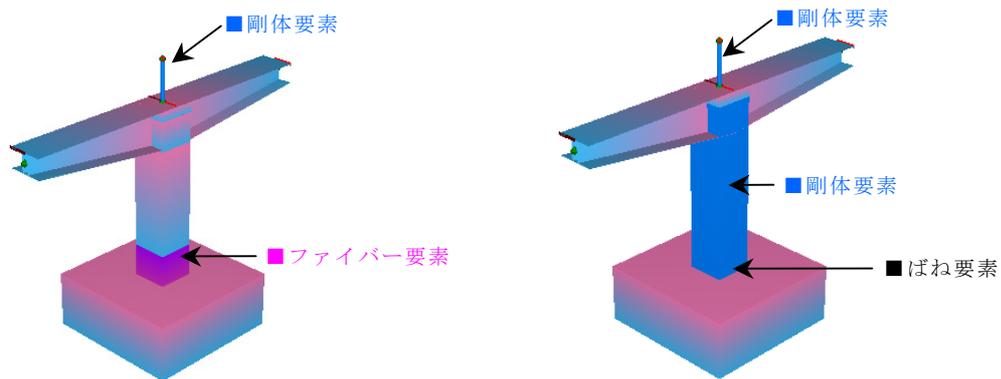


図 ファイバーモデルとバイリニアばねモデルによる荷重変位履歴の比較

(2) 鋼製橋脚の動的非線形解析

(1) の①②と同様の解析モデルを用いて、動的非線形応答の比較を行った。両者とも粘性減衰定数は 5%としてモデル化している。なお、965t の質量を上部構造慣性力作用位置（橋脚天端より 2.5m）に設け、橋軸直角方向に地震動を入力した。地震動は、道路橋示方書耐震設計編のタイプⅡ地震動の標準波形（Ⅱ-II-1）の主要動部分 8 秒間を入力した。ここではフーチング底面は固定とした。



(a) ファイバー要素を用いた解析モデル (b) バイリニアばねを用いた解析モデル

図 解析モデル図

両者の上部構造慣性力作用位置における応答変位波形を次に示す。両者は概ね一致しており、ファイバー要素を用いたモデルによる解析と、簡便なバイリニアばねを用いたモデルによる解析は、十分整合の取れる動的非線形解析手法であることが分かる。

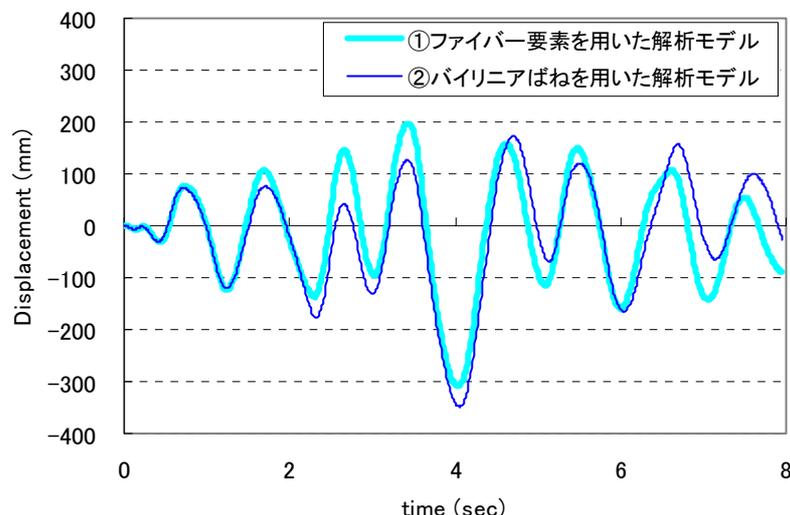


図 応答変位波形の比較

※サンプルモデル MetalPierFiber (s4) .f3d

上記 (2) に示した

①材料の応力度-ひずみ曲線を定義する方法（ファイバー要素を用いた解析モデル）による動的解析モデルがサンプルモデル「MetalPierFiber (s4) .f3d」として製品に収められています。