

目次

1 入力データ	1
1-1 基本データ	1
1-2 全体形状データ	2
1-3 上部工データ（鋼桁の場合）	3
1-4 支承データ	5
1-5 下部工データ	6
1-6 基礎データ	10
1-7 地盤種別の判定	15
1-8 基礎ばねの記号説明	17
1-9 その他の計算条件	18
2 P1橋脚の降伏剛性データ	19
2-1 設計条件	19
2-2 橋軸方向の照査	21
2-2-1 各計算位置の断面力集計	21
2-2-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線	22
2-2-3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線	24
2-2-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法	26
2-2-5 各計算断面位置による断面諸元の計算	27
2-2-6 ひび割れ水平耐力	28
2-2-7 初降伏水平耐力	29
2-2-8 終局水平耐力	30
2-2-9 水平力-水平変位関係	33
2-2-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性	36
2-3 橋軸直角方向の照査	37
2-3-1 各計算位置の断面力集計	37
2-3-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線	38
2-3-3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線	40
2-3-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法	42
2-3-5 各計算断面位置による断面諸元の計算	43
2-3-6 ひび割れ水平耐力	44
2-3-7 初降伏水平耐力	45
2-3-8 終局水平耐力	46
2-3-9 水平力-水平変位関係	49
2-3-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性	52
3 P2橋脚の降伏剛性データ	53
3-1 設計条件	53
3-2 橋軸方向の照査	55
3-2-1 各計算位置の断面力集計	55
3-2-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線	56
3-2-3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線	58
3-2-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法	60
3-2-5 各計算断面位置による断面諸元の計算	61
3-2-6 ひび割れ水平耐力	62
3-2-7 初降伏水平耐力	63
3-2-8 終局水平耐力	64
3-2-9 水平力-水平変位関係	67
3-2-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性	70
3-3 橋軸直角方向の照査	71
3-3-1 各計算位置の断面力集計	71
3-3-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線	72
3-3-3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線	74
3-3-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法	76
3-3-5 各計算断面位置による断面諸元の計算	77
3-3-6 ひび割れ水平耐力	78
3-3-7 初降伏水平耐力	79
3-3-8 終局水平耐力	80
3-3-9 水平力-水平変位関係	83
3-3-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性	86
4 計算結果(レベル1地震動)	87
4-1 橋軸方向	87
4-1-1 躯体の固有周期	87
4-1-2 設計水平震度	95
4-1-3 慣性力	97
4-2 橋軸直角方向	98
4-2-1 躯体の固有周期	98

4-2-2	橋脚間の固有周期特性	106
4-2-3	桁と複数の脚との一体系の計算結果	107
4-2-4	設計水平震度	110
4-2-5	慣性力	112
5	計算結果(レベル2地震動 (タイプ I))	113
5-1	橋軸方向	113
5-1-1	躯体の固有周期	113
5-1-2	設計水平震度	121
5-1-3	慣性力	123
5-2	橋軸直角方向	124
5-2-1	躯体の固有周期	124
5-2-2	橋脚間の固有周期特性	132
5-2-3	桁と複数の脚との一体系の計算結果	133
5-2-4	設計水平震度	136
5-2-5	慣性力	138
6	計算結果(レベル2地震動 (タイプ II))	139
6-1	橋軸方向	139
6-1-1	躯体の固有周期	139
6-1-2	設計水平震度	147
6-1-3	慣性力	149
6-2	橋軸直角方向	150
6-2-1	躯体の固有周期	150
6-2-2	橋脚間の固有周期特性	158
6-2-3	桁と複数の脚との一体系の計算結果	159
6-2-4	設計水平震度	162
6-2-5	慣性力	164
7	結果一覧表(レベル1地震動)	165
7-1	橋軸方向	165
7-2	橋軸直角方向	165
8	結果一覧表(レベル2地震動 (タイプ I))	165
8-1	橋軸方向	165
8-2	橋軸直角方向	166
9	結果一覧表(レベル2地震動 (タイプ II))	166
9-1	橋軸方向	166
9-2	橋軸直角方向	166

1 入力データ

1-1 基本データ

名称 [KTS橋]

(1) 計算条件

作用方向	橋軸方向 橋軸直角方向
入力形式	指定入力
計算タイプ	レベル1地震動 レベル2地震動 (タイプ I) レベル2地震動 (タイプ II)

(2) 設計条件

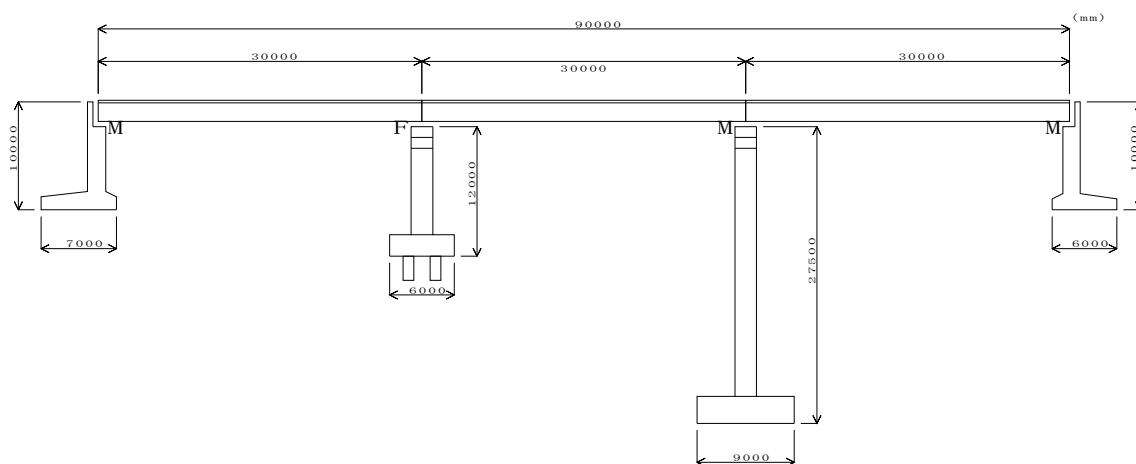
地域区分	A1地域
地域別補正係数 c_z	1.00
c_{Iz}	1.20
c_{IIz}	1.00
重要度の区分	B種の橋

ここで、

- c_z : レベル1地震動の地域別補正係数
- c_{Iz} : レベル2地震動 (タイプ I) の地域別補正係数
- c_{IIz} : レベル2地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

(3) 桁条件

支間数	3
主桁の種類	鋼桁
床版のヤング係数	25000000 kN/m ²
主桁のヤング係数	200000000 kN/m ²
床版のせん断弾性係数	10869565 kN/m ²
主桁のせん断弾性係数	77000000 kN/m ²
分担上部工重量	自動設定
死荷重反力	自動設定



1-2 全体形状データ

支間番号	1	2	3	
支間長 (m)	30.000	30.000	30.000	
躯体の名称	A1	P1	P2	A2
摩擦係数	0.20	----	0.20	0.20
重心位置 (橋軸:m)	0.00	0.00	0.00	0.00
重心位置 (橋軸直角:m)	2.50	2.50	2.50	2.50
躯体の種類	橋台	橋脚	橋脚	橋台
基礎の種類	直接基礎	杭基礎	直接基礎	直接基礎
地盤種別	I種	II種	I種	I種
設計地盤面 (m)	0.000	0.000	0.000	0.000

1-3 上部エデータ (鋼桁 の場合)

(1) 支間番号 - [1]

支間長	m	30.000
単位重量 (床版も含む)	kN/m	182.8104
主桁本数	本	4
床版寸法 幅	m	12.000
高さ	m	0.250

主桁NO.	X _i (m)	F _u (mm)	T _u (mm)	F _l (mm)	T _l (mm)	W (mm)	T _h (mm)
1	-4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
2	-1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
3	1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
4	4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0

X_i 床版中央からの主桁 i の距離 (m)
 F_u, T_u 上フランジの幅と板厚 (mm)
 F_l, T_l 下フランジの幅と板厚 (mm)
 W, T_h ウェブの高さと板厚 (mm)

(2) 支間番号 - [2]

支間長	m	30.000
単位重量 (床版も含む)	kN/m	182.8104
主桁本数	本	4
床版寸法 幅	m	12.000
高さ	m	0.250

主桁NO.	X _i (m)	F _u (mm)	T _u (mm)	F _l (mm)	T _l (mm)	W (mm)	T _h (mm)
1	-4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
2	-1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
3	1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
4	4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0

X_i 床版中央からの主桁 i の距離 (m)
 F_u, T_u 上フランジの幅と板厚 (mm)
 F_l, T_l 下フランジの幅と板厚 (mm)
 W, T_h ウェブの高さと板厚 (mm)

(3) 支間番号 - [3]

支間長	m	30.000
単位重量 (床版も含む)	kN/m	182.8104
主桁本数	本	4
床版寸法 幅	m	12.000
高さ	m	0.250

主桁NO.	X _i (m)	F _u (mm)	T _u (mm)	F _l (mm)	T _l (mm)	W (mm)	T _h (mm)
1	-4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
2	-1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
3	1.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0
4	4.500	400.0	9.0	400.0	19.0	1700.0	9.0

X_i 床版中央からの主桁 i の距離 (m)
 F_u, T_u 上フランジの幅と板厚 (mm)
 F_l, T_l 下フランジの幅と板厚 (mm)
 W, T_h ウェブの高さと板厚 (mm)

1-4 支承データ

(1) 支承条件

1) レベル1地震動

橋軸方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸直角軸周り (kN・m/rad)
A1	可動	自由	固定	自由
P1	固定	固定	固定	自由
P2	可動	自由	固定	自由
A2	可動	自由	固定	自由

橋軸直角方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸周り (kN・m/rad)	鉛直軸周り (kN・m/rad)	橋軸直角方向 (kN/m)
A1	固定	固定	固定	固定
P1	固定	固定	固定	固定
P2	固定	固定	固定	固定
A2	固定	固定	固定	固定

2) レベル2地震動 (タイプ I)

橋軸方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸直角軸周り (kN・m/rad)
A1	可動	自由	固定	自由
P1	固定	固定	固定	自由
P2	可動	自由	固定	自由
A2	可動	自由	固定	自由

橋軸直角方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸周り (kN・m/rad)	鉛直軸周り (kN・m/rad)	橋軸直角方向 (kN/m)
A1	固定	固定	固定	固定
P1	固定	固定	固定	固定
P2	固定	固定	固定	固定
A2	固定	固定	固定	固定

3) レベル2地震動 (タイプ II)

橋軸方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸直角軸周り (kN・m/rad)
A1	可動	自由	固定	自由
P1	固定	固定	固定	自由
P2	可動	自由	固定	自由
A2	可動	自由	固定	自由

橋軸直角方向

躯体名称	支承条件	ばね値		
		橋軸周り (kN・m/rad)	鉛直軸周り (kN・m/rad)	橋軸直角方向 (kN/m)
A1	固定	固定	固定	固定
P1	固定	固定	固定	固定
P2	固定	固定	固定	固定
A2	固定	固定	固定	固定

1-5 下部工データ

(1) 躯体名称 ----- [A1]

躯体種類		橋台
橋台のタイプ		Type-1
縦壁部の奥行き長	m	11.000
フーチング部の左側張出し長	m	0.000
フーチング部の右側張出し長	m	0.000
フーチング部の総奥行き長	m	11.000

単位体積重量

パラペット	kN/m ³	24.5
壁	kN/m ³	24.5
フーチング	kN/m ³	24.5

コンクリート材質

壁

設計基準強度	N/mm ²	24
ヤング係数	kN/m ²	25000000
せん断弾性係数	kN/m ²	10869565

フーチング

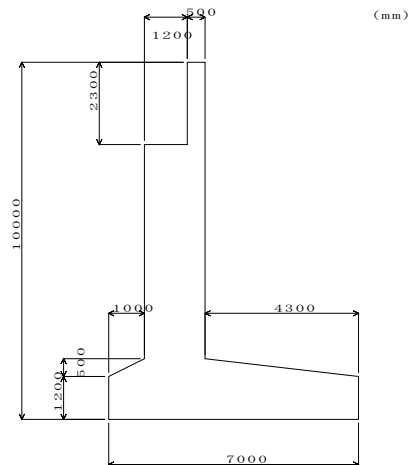
設計基準強度	N/mm ²	24
ヤング係数	kN/m ²	25000000
せん断弾性係数	kN/m ²	10869565

許容塑性率 (橋軸方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	3.0000
レベル2地震動 (タイプ II)	3.0000

許容塑性率 (橋軸直角方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	3.0000
レベル2地震動 (タイプ II)	3.0000



(2) 躯体名称 ----- [P1]

躯体種類		橋脚
橋脚のはり形状		矩形
橋脚の柱形状		矩形
降伏剛性 (橋軸)	kN/m	76006.406
降伏剛性 (橋軸直角)	kN/m	148450.188
降伏時の断面二次 (橋軸)	m ⁴	0.904838
降伏時の断面二次 (橋軸直角)	m ⁴	3.451688

単位体積重量

はり	kN/m ³	24.5
柱	kN/m ³	24.5
フーチング	kN/m ³	24.5

コンクリート材質

はり

設計基準強度	N/mm ²	30
ヤング係数	kN/m ²	28000000
せん断弾性係数	kN/m ²	12173913

柱

設計基準強度	N/mm ²	30
ヤング係数	kN/m ²	28000000
せん断弾性係数	kN/m ²	12173913

フーチング

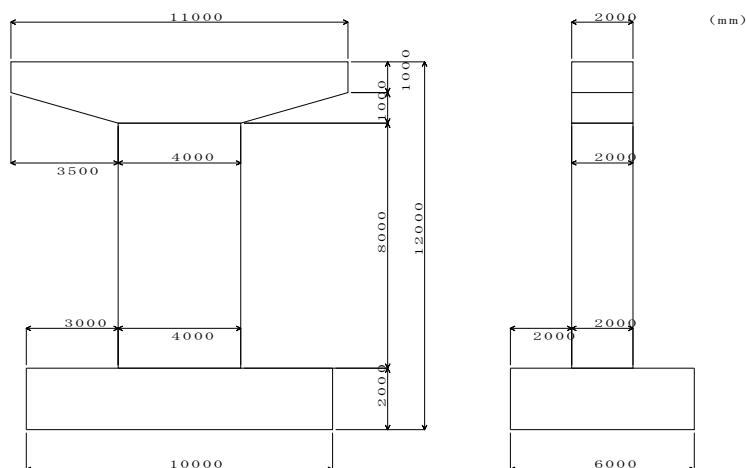
設計基準強度	N/mm ²	24
ヤング係数	kN/m ²	25000000
せん断弾性係数	kN/m ²	10869565

許容塑性率 (橋軸方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	3.1643
レベル2地震動 (タイプ II)	3.1643

許容塑性率 (橋軸直角方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	2.5031
レベル2地震動 (タイプ II)	2.5031



(3) 躯体名称 ----- [P2]

躯体種類		橋脚
橋脚のはり形状		矩形
橋脚の柱形状		矩形
降伏剛性 (橋軸)	kN/m	4972.492
降伏剛性 (橋軸直角)	kN/m	14121.010
降伏時の断面二次 (橋軸)	m ⁴	0.924943
降伏時の断面二次 (橋軸直角)	m ⁴	3.496106

単位体積重量

はり	kN/m ³	24.5
柱	kN/m ³	24.5
フーチング	kN/m ³	24.5

コンクリート材質

はり

設計基準強度	N/mm ²	30
ヤング係数	kN/m ²	28000000
せん断弾性係数	kN/m ²	12173913

柱

設計基準強度	N/mm ²	30
ヤング係数	kN/m ²	28000000
せん断弾性係数	kN/m ²	12173913

フーチング

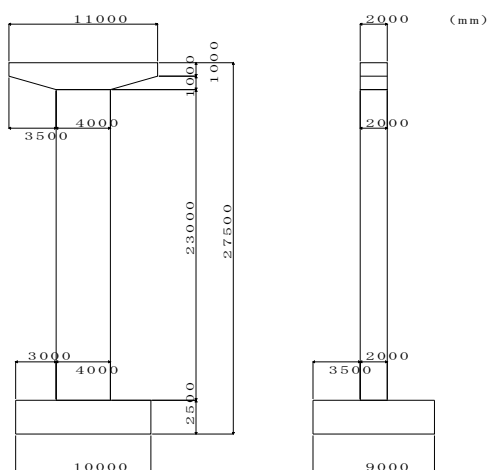
設計基準強度	N/mm ²	24
ヤング係数	kN/m ²	25000000
せん断弾性係数	kN/m ²	10869565

許容塑性率 (橋軸方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	1.7742
レベル2地震動 (タイプ II)	1.7742

許容塑性率 (橋軸直角方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	1.5950
レベル2地震動 (タイプ II)	1.5950



(4) 躯体名称 ----- [A2]

躯体種類		橋台
橋台のタイプ		Type-1
壁部の奥行き長	m	11.000
フーチング部の左側張出し長	m	0.000
フーチング部の右側張出し長	m	0.000
フーチング部の総奥行き長	m	11.000

単位体積重量

パラペット	kN/m ³	24.5
壁	kN/m ³	24.5
フーチング	kN/m ³	24.5

コンクリート材質

壁

設計基準強度	N/mm ²	21
ヤング係数	kN/m ²	23500000
せん断弾性係数	kN/m ²	10217391

フーチング

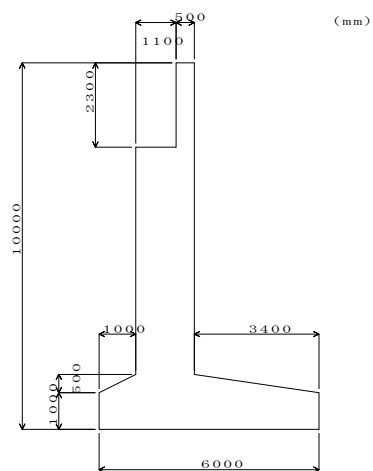
設計基準強度	N/mm ²	21
ヤング係数	kN/m ²	23500000
せん断弾性係数	kN/m ²	10217391

許容塑性率 (橋軸方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	0.0000
レベル2地震動 (タイプ II)	0.0000

許容塑性率 (橋軸直角方向)

レベル2地震動 (タイプ I)	0.0000
レベル2地震動 (タイプ II)	0.0000



1-6 基礎データ

(1) 躯体名称 --- [A1]

基礎種類		直接基礎
土質名		実測値
地盤のせん断弾性波速度 (Vsd)	m/s	295.000
地盤の単位体積重量 (γt)	kN/m ³	20.00
動的ポアソン比 (νD)		0.50
kvに対するksbの比		λ=1/(3.0)
フーチングの寸法 橋軸方向幅 (L)	m	7.000
橋軸直角方向幅 (B)	m	11.000

kv 鉛直方向の地盤反力係数
ksb 水平方向のせん断地盤反力係数

1) 基礎の地盤ばね値

橋軸方向

$$\begin{bmatrix} H_x \\ M_z \\ H_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.624302 \times 10^6 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 4.439770 \times 10^7 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 1.087291 \times 10^7 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

橋軸直角方向

$$\begin{bmatrix} M_x \\ H_z \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 1.096351 \times 10^8 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 3.624302 \times 10^6 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 0.000000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

(2) 躯体名称 --- [P1]

1) 杭の基本条件

基礎種類		杭基礎
杭種別		場所打ち杭
杭工法		場所打ち杭工法
杭長	m	17.100
杭径	mm	1000.0
杭の埋込み長	m	0.100
コンクリートの呼び強度	N/mm ²	30.0
ヤング係数	N/mm ²	2.50×10 ⁴
杭頭条件		剛結
杭先端条件		ヒンジ
β	m ⁻¹	0.43370

2) コンクリートの許容応力度

設計基準強度	N/mm ²	24.0
許容圧縮応力度		
曲げ圧縮応力度	N/mm ²	8.00
軸圧縮応力度	N/mm ²	6.50
許容せん断応力度		
コンクリートのみで負担(τ a1)常時	N/mm ²	0.230
地震時	N/mm ²	0.350
斜引張鉄筋と共同して負担(τ a2)	N/mm ²	1.700
押抜きせん断応力度(τ a3)	N/mm ²	0.900
許容付着応力度	N/mm ²	1.200

3) 杭配置データ

配置方法：正方配置

	橋軸方向	橋軸直角方向
杭縁端係数	1.250000	1.250000
杭縁端距離(m)	1.25000	1.25000
杭中心間隔係数	2.500000	2.500000
杭中心間隔距離(m)	2.50000	2.50000

4) 杭配置 (橋軸方向)

杭列番号	1列当りの杭本数	X ₁ (m)	X ₂ (m)	斜角(度)
1	4	1.25000	-1.25000	0.0
2	4	3.75000	1.25000	0.0

5) 杭配置 (橋軸直角方向)

杭列番号	1列当りの杭本数	X ₁ (m)	X ₂ (m)	斜角(度)
1	2	1.25000	-3.75000	0.0
2	2	3.75000	-1.25000	0.0
3	2	6.25000	1.25000	0.0
4	2	8.75000	3.75000	0.0

X₁: フーチング左端から各杭列までの距離X₂: 各計算方向での杭群中心から各杭列までの座標

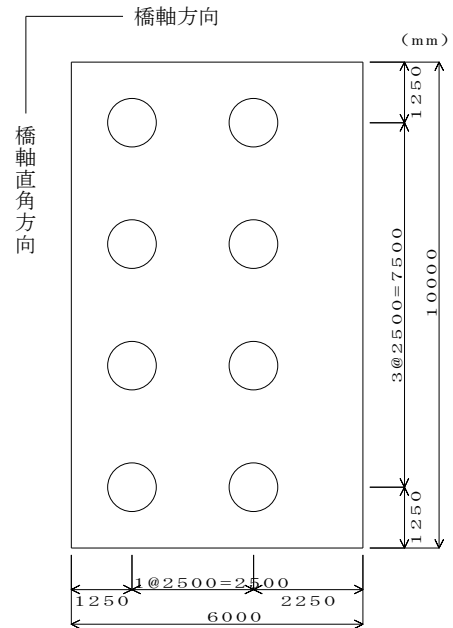
6) 地盤条件

計画地表面	m	GL	1.000
ボーリング表面	m	GL	0.000
フーチング下面	m	GL	0.000
杭の突出長	m		0.000

層番号	層厚(m)	土質名	平均N値	V _s (m/s)	動的ポアソン比	単位体積重量(kN/m ³)	Kh(kN/m ³)
1	17.000	粘性土	10.000	215.443	0.45	20.00	173664.4

V_s: 各地層の平均せん断弾性波速度

Kh: 各地層の水平方向地盤反力係数



7) 杭の軸方向ばね定数

計算値の丸め		丸めない
L/D<10の場合の杭長		L=10×D
設定タイプ		計算値
ばね定数	kN/m	435434.0

8) 杭の軸直角方向ばね定数

K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN・m/m)	K4 (kN・m/rad)
400425.9	461644.3	461644.3	1064442.4

9) 基礎の地盤ばね値

橋軸方向

$$\begin{bmatrix} H_x \\ M_z \\ H_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.203407 \times 10^6 & 3.693154 \times 10^6 & 0.000000 \\ 3.693154 \times 10^6 & 1.395846 \times 10^7 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 3.483472 \times 10^6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

橋軸直角方向

$$\begin{bmatrix} M_x \\ H_z \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.573016 \times 10^7 & -3.693154 \times 10^6 & 0.000000 \\ -3.693154 \times 10^6 & 3.203407 \times 10^6 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 0.000000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

(3) 躯体名称 --- [P2]

基礎種類		直接基礎
土質名		実測値
地盤のせん断弾性波速度(Vsd)	m/s	295.000
地盤の単位体積重量(γt)	kN/m ³	20.00
動的ポアソン比(νD)		0.50
kvに対するksbの比		$\lambda=1/(3.0)$
フーチングの寸法 橋軸方向幅(L)	m	9.000
橋軸直角方向幅(B)	m	10.000

kv 鉛直方向の地盤反力係数
ksb 水平方向のせん断地盤反力係数

1) 基礎の地盤ばね値

橋軸方向

$$\begin{bmatrix} H_x \\ M_z \\ H_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.995482 \times 10^6 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 8.090852 \times 10^7 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 1.198645 \times 10^7 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

橋軸直角方向

$$\begin{bmatrix} M_x \\ H_z \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 9.988706 \times 10^7 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 3.995482 \times 10^6 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 0.000000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

(4) 躯体名称 --- [A2]

基礎種類		直接基礎
土質名		実測値
地盤のせん断弾性波速度(Vsd)	m/s	295.000
地盤の単位体積重量(γt)	kN/m ³	20.00
動的ポアソン比(νD)		0.50
kvに対するksbの比		λ=1/(3.0)
フーチングの寸法 橋軸方向幅(L)	m	6.000
橋軸直角方向幅(B)	m	11.000

kv 鉛直方向の地盤反力係数
ksb 水平方向のせん断地盤反力係数

1) 基礎の地盤ばね値

橋軸方向

$$\begin{bmatrix} H_x \\ M_z \\ H_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.291415 \times 10^6 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 2.962273 \times 10^7 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 9.874244 \times 10^6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_z \\ \delta_y \end{bmatrix}$$

橋軸直角方向

$$\begin{bmatrix} M_x \\ H_z \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{xy} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{zy} \\ A_{yx} & A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 9.956529 \times 10^7 & 0.000000 & 0.000000 \\ 0.000000 & 3.291415 \times 10^6 & 0.000000 \\ 0.000000 & 0.000000 & 0.000000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ \delta_z \\ \theta_y \end{bmatrix}$$

1-7 地盤種別の判定

(1) 躯体名称 [A1]

層番号	Hi (m)	Vsi (m/s)	Hi/Vsi	土質名	Ni
1	1.500	271.442	0.006	粘性土	20.000
2	2.000	270.000	0.007	(実測値)	
3	1.750	294.723	0.006	砂質土	50.000
4	1.500	280.000	0.005	(実測値)	
5	2.250	280.272	0.008	砂質土	43.000
6	1.000	280.204	0.004	粘性土	22.000
7	0.800	272.000	0.003	(実測値)	
8	1.750	271.442	0.006	粘性土	20.000
合計	12.550		0.045		

地盤の基本固有周期 $T_g = 4 \sum (H_i / V_{si}) = 0.181$

$T_g < 0.2$ であるので I 種地盤とする

ただし、 H_i : i 番目の地層の厚さ(m)
 V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)
 N_i : i 番目の地層の平均N値

V_{si} の実測値がないときは、下式より求める

$$V_{si} = 100 * N_i^{1/3} \quad (\text{粘性土} \quad 1 \leq N_i \leq 25)$$

$$V_{si} = 80 * N_i^{1/3} \quad (\text{砂質土} \quad 1 \leq N_i \leq 50)$$

(2) 躯体名称 [A2]

層番号	Hi (m)	Vsi (m/s)	Hi/Vsi	土質名	Ni
1	2.000	278.082	0.007	砂質土	42.000
2	3.000	280.000	0.011	(実測値)	
3	1.500	284.387	0.005	粘性土	23.000
合計	6.500		0.023		

地盤の基本固有周期 $T_g = 4 \sum (H_i / V_{si}) = 0.093$

$T_g < 0.2$ であるので I 種地盤とする

ただし、 H_i : i 番目の地層の厚さ (m)
 V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
 N_i : i 番目の地層の平均N値

V_{si} の実測値がないときは、下式より求める

$$V_{si} = 100 * N_i^{1/3} \text{ (粘性土 } 1 \leq N_i \leq 25)$$

$$V_{si} = 80 * N_i^{1/3} \text{ (砂質土 } 1 \leq N_i \leq 50)$$

1-8 基礎ばねの記号説明

[橋軸方向]

Axx	: X軸方向ばね	(kN/m)
Ayy	: Y軸方向ばね	(kN/m)
Azz	: Z軸周りばね	(kN・m/rad)
Axy, Ayx	: X-Yのばね	(kN/m)
Axz, Azx	: X-Z軸周りのばね	(kN/rad)
Ayz, Azy	: Y-Z軸周りのばね	(kN/rad)

[橋軸直角方向]

Axx	: X軸周りばね	(kN・m/rad)
Ayy	: Y軸周りばね	(kN・m/rad)
Azz	: Z軸方向ばね	(kN/m)
Axy, Ayx	: X軸周り-Y軸周りのばね	(kN・m/rad)
Axz, Azx	: X軸周り-Zのばね	(kN/rad)
Ayz, Azy	: Y軸周り-Zのばね	(kN/rad)

1-9 その他の計算条件

(1) 簡易式による固有周期算出時の外力モーメント算出位置の設定

下部構造種別が橋台または橋脚の場合に、設計振動単位内における一基の下部構造における簡易式による固有周期算出時の外力モーメント算出方法を以下とする。

- ・下部躯体高さおよびフーチング高さを1/2となる位置に設定する。
 $M_o = W_U h_0 + 0.8 W_P (h_P/2 + h_F) + 0.8 W_{FG} h_{FG}/2$

ここに、

M_o	: 耐震設計上の地盤面における外力のモーメント	(kN・m)
W_U	: 対象とする下部構造躯体が支持する上部構造部分の重量	(kN)
h_0	: 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ	(m)
W_P	: 下部構造躯体重量 ただし、橋台の場合、パラペット重量を含む。	(kN)
h_P	: 下部構造躯体の高さ ただし、橋台の場合、パラペットの高さを考慮しない。	(m)
h_F	: 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ	(m)
W_{FG}	: 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの重量	(kN)
h_{PG}	: 下部構造躯体下端からの重心位置までの高さ	(m)
h_{FG}	: 基礎ばね算出位置からフーチングの重心位置までの高さ	(m)

(2) レベル2地震動作用時の橋台躯体の可動支承における橋軸方向の慣性力算出方法

可動支承部の水平力を静摩擦力に相当する力とする。

$$H = f \cdot R$$

ここに、

H	: 可動支承部の水平力	(kN)
f	: 摩擦係数	
R	: 死荷重反力	(kN)

ただし、

$$f \cdot R \leq k_{hc} \cdot R$$

ここに、

k_{hc} : 桁を含む設計水平振動単位の設計水平震度

ここで、固有周期の計算に考慮する重量は、下部構造単体が上部構造とは独立して振動すると仮定し、橋台躯体のみ（上部構造重量は含まない）とする。

2 P1橋脚の降伏剛性データ

2-1 設計条件

(1) レベル2地震動により照査する橋脚

躯体番号 2
 躯体名称 P1
 橋種選択 B種の橋(耐震性能2)

(2) 上部工死荷重反力及び慣性力作用位置

上部工死荷重反力 $R_w = 6032.743 \text{ kN}$

(橋軸方向)
 上部構造慣性力の作用高さ(橋脚天端より) $y_w = 0.000 \text{ m}$

(橋軸直角方向)
 上部構造慣性力の作用高さ(橋脚天端より) $y_w = 2.500 \text{ m}$

(3) コンクリート材料

コンクリートの単位体積重量(柱) $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
 " 単位体積重量(はり) $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
 " 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 " 弾性係数 $E_c = 2.80 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

(4) 主鉄筋材料

鉄筋材質 SD390
 鉄筋の降伏点強度 $\sigma_{sy} = 390.0 \text{ N/mm}^2$
 " 弾性係数 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

(5) 主鉄筋配置

断面番号	配置位置 h1(m)	No	かぶり (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	Y1 (mm)	Y2 (mm)	鉄筋配置		
								径	本数	鉄筋量(mm ²)
1	0.000	1	150	150	150	---	---	D32	31	24620.2
		2	250	150	150	---	---	D32	17	13501.4
		5	250	150	150	---	---	D32	17	13501.4
		6	150	150	150	---	---	D32	31	24620.2
		7	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2
		8	250	---	---	500	500	D32	5	3971.0
		11	250	---	---	500	500	D32	5	3971.0
		12	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2
1	8.000	12	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2

y1: 柱部根元からの距離(m)

鉄筋番号 No 1～6、方向Xは、主に橋軸方向に抵抗する鉄筋

鉄筋番号 No 7～12、方向Yは、主に橋軸直角方向に抵抗する鉄筋

(6) 鉛直方向断面分割数

柱部断面分割変化数 1断面

番号	柱部断面高さ範囲(m)	分割数
1	0.000 ～ 8.000	50

(7) 帯鉄筋材料

帯鉄筋の降伏点強度 $\sigma_{sy} = 345.0 \text{ N/mm}^2$

(橋軸方向)

範囲	鉄筋径	横拘束鉄筋				圧縮側軸方向 鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
		Ah (mm^2)	断面二次 モーメント (mm^4)	ピッチ (mm)	有効長 (mm)		断面積 (mm^2)	ピッチ (mm)
0.000 ~ 8.000	D19	286.5	6533.0	150.0	875.0	12	1146.0	150.0

(橋軸直角方向)

範囲	鉄筋径	横拘束鉄筋				圧縮側軸方向 鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
		Ah (mm^2)	断面二次 モーメント (mm^4)	ピッチ (mm)	有効長 (mm)		断面積 (mm^2)	ピッチ (mm)
0.000 ~ 8.000	D19	286.5	6533.0	150.0	875.0	12	1146.0	150.0

(8) 偏心モーメント

偏心モーメントを考慮しない

2-2 橋軸方向の照査

2-2-1 各計算位置の断面力集計

断面 番号	y1 (m)	y2 (m)	躯体自重 Wc (kN)	軸力 N (kN)
1	8.000	2.000	906.50	6939.24
2	7.840	2.160	937.86	6970.60
3	7.680	2.320	969.22	7001.96
4	7.520	2.480	1000.58	7033.32
5	7.360	2.640	1031.94	7064.68
6	7.200	2.800	1063.30	7096.04
7	7.040	2.960	1094.66	7127.40
8	6.880	3.120	1126.02	7158.76
9	6.720	3.280	1157.38	7190.12
10	6.560	3.440	1188.74	7221.48
11	6.400	3.600	1220.10	7252.84
12	6.240	3.760	1251.46	7284.20
13	6.080	3.920	1282.82	7315.56
14	5.920	4.080	1314.18	7346.92
15	5.760	4.240	1345.54	7378.28
16	5.600	4.400	1376.90	7409.64
17	5.440	4.560	1408.26	7441.00
18	5.280	4.720	1439.62	7472.36
19	5.120	4.880	1470.98	7503.72
20	4.960	5.040	1502.34	7535.08
21	4.800	5.200	1533.70	7566.44
22	4.640	5.360	1565.06	7597.80
23	4.480	5.520	1596.42	7629.16
24	4.320	5.680	1627.78	7660.52
25	4.160	5.840	1659.14	7691.88
26	4.000	6.000	1690.50	7723.24
27	3.840	6.160	1721.86	7754.60
28	3.680	6.320	1753.22	7785.96
29	3.520	6.480	1784.58	7817.32
30	3.360	6.640	1815.94	7848.68
31	3.200	6.800	1847.30	7880.04
32	3.040	6.960	1878.66	7911.40
33	2.880	7.120	1910.02	7942.76
34	2.720	7.280	1941.38	7974.12
35	2.560	7.440	1972.74	8005.48
36	2.400	7.600	2004.10	8036.84
37	2.240	7.760	2035.46	8068.20
38	2.080	7.920	2066.82	8099.56
39	1.920	8.080	2098.18	8130.92
40	1.760	8.240	2129.54	8162.28
41	1.600	8.400	2160.90	8193.64
42	1.440	8.560	2192.26	8225.00
43	1.280	8.720	2223.62	8256.36
44	1.120	8.880	2254.98	8287.72
45	0.960	9.040	2286.34	8319.08
46	0.800	9.200	2317.70	8350.44
47	0.640	9.360	2349.06	8381.80
48	0.480	9.520	2380.42	8413.16
49	0.320	9.680	2411.78	8444.52
50	0.160	9.840	2443.14	8475.88
51	0.000	10.000	2474.50	8507.24

y1 : 柱部根元からの距離 (m)

y2 : 上部工慣性力作用位置からの距離 (m)

2-2-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線

- (1) 横拘束鉄筋の体積比
- ρ_s

$$\rho_s = \frac{4.0 \cdot A_h}{s \cdot d} \leq 0.018$$

ここに、

- A_h : 横拘束鉄筋断面積 (mm²)
 s : 横拘束鉄筋の間隔(ピッチ) (mm)
 d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

- (2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリート設計基準強度
- σ_{cc}
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

ここに、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 α : 断面補正係数 $\alpha = 0.2$

- (3) 下降勾配
- E_{des}
- (N/mm
- ²
-)

$$E_{des} = 11.2 \cdot \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}$$

- (4) コンクリートの最大圧縮応力ひずみ
- ε_{cc}

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

ここに、

- β : 断面補正係数 $\beta = 0.4$

- (5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ
- ε_{c1}

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

- (6) 定数
- n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

- (7) コンクリート応力度
- σ_c
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	有効長 (mm)	ρs	n	Edes (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815

2-2-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s}$$

ここに、

- E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

(2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{co} (N/mm²)

$$\beta_{co} = 0.01 \cdot c_0$$

ここに、

- c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

(3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co}$$

(4) 塑性ヒンジ長 L_p (mm)

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi'$$

ここに、

- σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm) (≤ 40 mm)

(5) 耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ε_{st2}

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi'^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

ここに、

- ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	Ih (mm ⁴)	ns	d ⁷ (mm)	s (mm)	βs (N/mm ²)	c0 (mm)	$\beta c0$ (N/mm ²)	βn (N/mm ²)	ϕ' (mm)	Lp (mm)	ϕ (mm)	$\epsilon st2$
0.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540

2-2-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に50分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

$$M_c = Z_{ci} \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c \cdot I_i}$$

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_c : ひび割れ曲率 (1/mm)
- Z_{ci} : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- N_i : 上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- A_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²)
- E_i : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- I_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント (mm⁴)

(2) 初降伏限界及び耐震性能2又は耐震性能3の限界状態

各要素の断面を慣性力の作用方向にn分割し、平面保持の仮定が成立するとして求めた中立軸からの距離に比例する歪み及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定として、以下の釣合い条件を満たす中立軸を試算によって求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj}$$

ここに、

- N_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- σ_{cj}, σ_{sj} : j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度 (N/mm²)
- $\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積 (mm²)

中立軸の位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下により求める。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj}$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / x_0$$

ここに、

- M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率 (1/mm)
- x_j : j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離 (mm)
- ε_{c0} : コンクリートの圧縮縁歪み
- x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

- ・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じる歪みが降伏歪み ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメント M_{y0} 及び初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。
- ・最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能2の許容引張歪み ε_{st2} に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能3の許容引張歪み ε_{st3} に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪み ε_{ccl} に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
- ・耐震性能2又は耐震性能3の限界状態における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張歪みが各耐震性能の許容引張歪みに達するときの曲率とコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪みに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

2-2-5 各計算断面位置による断面諸元の計算

No	計算位置 Y1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 Ac (m ²)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m ²)	I (m ⁴)	W (m ³)
1	0.000 ~ 8.000	4.000	2.000	8.0000	8.7261	3.0559	3.0559

2-2-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れ限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	Mc (kN・m)	$\phi_c (\times 10^{-5})$ (1/m)	Pc=Mc/Y2 (kN)
1	2.000	6939.24	9216.18	10.771	4608.09
2	2.160	6970.60	9227.16	10.784	4271.83
3	2.320	7001.96	9238.15	10.797	3981.96
4	2.480	7033.32	9249.13	10.809	3729.49
5	2.640	7064.68	9260.11	10.822	3507.62
6	2.800	7096.04	9271.09	10.835	3311.10
7	2.960	7127.40	9282.08	10.848	3135.84
8	3.120	7158.76	9293.06	10.861	2978.54
9	3.280	7190.12	9304.04	10.874	2836.60
10	3.440	7221.48	9315.02	10.886	2707.86
11	3.600	7252.84	9326.00	10.899	2590.56
12	3.760	7284.20	9336.99	10.912	2483.24
13	3.920	7315.56	9347.97	10.925	2384.69
14	4.080	7346.92	9358.95	10.938	2293.86
15	4.240	7378.28	9369.93	10.951	2209.89
16	4.400	7409.64	9380.92	10.963	2132.03
17	4.560	7441.00	9391.90	10.976	2059.63
18	4.720	7472.36	9402.88	10.989	1992.14
19	4.880	7503.72	9413.86	11.002	1929.07
20	5.040	7535.08	9424.85	11.015	1870.01
21	5.200	7566.44	9435.83	11.028	1814.58
22	5.360	7597.80	9446.81	11.040	1762.46
23	5.520	7629.16	9457.79	11.053	1713.37
24	5.680	7660.52	9468.78	11.066	1667.04
25	5.840	7691.88	9479.76	11.079	1623.25
26	6.000	7723.24	9490.74	11.092	1581.79
27	6.160	7754.60	9501.72	11.105	1542.49
28	6.320	7785.96	9512.70	11.117	1505.17
29	6.480	7817.32	9523.69	11.130	1469.70
30	6.640	7848.68	9534.67	11.143	1435.94
31	6.800	7880.04	9545.65	11.156	1403.77
32	6.960	7911.40	9556.63	11.169	1373.08
33	7.120	7942.76	9567.62	11.182	1343.77
34	7.280	7974.12	9578.60	11.194	1315.74
35	7.440	8005.48	9589.58	11.207	1288.92
36	7.600	8036.84	9600.56	11.220	1263.23
37	7.760	8068.20	9611.55	11.233	1238.60
38	7.920	8099.56	9622.53	11.246	1214.97
39	8.080	8130.92	9633.51	11.259	1192.27
40	8.240	8162.28	9644.49	11.271	1170.45
41	8.400	8193.64	9655.48	11.284	1149.46
42	8.560	8225.00	9666.46	11.297	1129.26
43	8.720	8256.36	9677.44	11.310	1109.80
44	8.880	8287.72	9688.42	11.323	1091.04
45	9.040	8319.08	9699.40	11.336	1072.94
46	9.200	8350.44	9710.39	11.348	1055.48
47	9.360	8381.80	9721.37	11.361	1038.61
48	9.520	8413.16	9732.35	11.374	1022.31
49	9.680	8444.52	9743.33	11.387	1006.54
50	9.840	8475.88	9754.32	11.400	991.29
51	10.000	8507.24	9765.30	11.413	976.53

(2) ひび割れ水平耐力

Pc (min) = 976.53 (kN)

(表中のPcの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

2-2-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置	作用軸力	中立軸	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	Py0=My0/Y2 (kN)
	Y2 (m)	N (kN)	X0 (m)				
1	2.000	6939.24	0.565517	0.859	32863.08	151.812	16431.54
2	2.160	6970.60	0.565834	0.859	32884.75	151.849	15224.42
3	2.320	7001.96	0.566150	0.860	32906.42	151.887	14183.80
4	2.480	7033.32	0.566467	0.861	32928.08	151.924	13277.45
5	2.640	7064.68	0.566782	0.861	32949.73	151.962	12480.96
6	2.800	7096.04	0.567098	0.862	32971.38	151.999	11775.49
7	2.960	7127.40	0.567414	0.863	32993.04	152.037	11146.30
8	3.120	7158.76	0.567729	0.863	33014.67	152.074	10581.63
9	3.280	7190.12	0.568044	0.864	33036.32	152.111	10072.05
10	3.440	7221.48	0.568360	0.865	33057.96	152.149	9609.87
11	3.600	7252.84	0.568674	0.865	33079.60	152.186	9188.78
12	3.760	7284.20	0.569016	0.866	33101.92	152.227	8803.70
13	3.920	7315.56	0.569303	0.867	33122.83	152.261	8449.70
14	4.080	7346.92	0.569617	0.868	33144.43	152.298	8123.63
15	4.240	7378.28	0.569931	0.868	33166.07	152.336	7822.19
16	4.400	7409.64	0.570245	0.869	33187.68	152.373	7542.65
17	4.560	7441.00	0.570558	0.870	33209.29	152.410	7282.74
18	4.720	7472.36	0.570871	0.870	33230.88	152.448	7040.44
19	4.880	7503.72	0.571184	0.871	33252.48	152.485	6814.03
20	5.040	7535.08	0.571497	0.872	33274.09	152.522	6602.00
21	5.200	7566.44	0.571810	0.872	33295.68	152.560	6403.02
22	5.360	7597.80	0.572122	0.873	33317.27	152.597	6215.91
23	5.520	7629.16	0.572435	0.874	33338.82	152.634	6039.64
24	5.680	7660.52	0.572747	0.874	33360.42	152.671	5873.31
25	5.840	7691.88	0.573059	0.875	33382.00	152.709	5716.10
26	6.000	7723.24	0.573370	0.876	33403.56	152.746	5567.26
27	6.160	7754.60	0.573681	0.876	33425.12	152.783	5426.16
28	6.320	7785.96	0.573992	0.877	33446.67	152.820	5292.20
29	6.480	7817.32	0.574304	0.878	33468.26	152.858	5164.85
30	6.640	7848.68	0.574615	0.879	33489.81	152.895	5043.65
31	6.800	7880.04	0.574925	0.879	33511.36	152.932	4928.14
32	6.960	7911.40	0.575236	0.880	33532.90	152.969	4817.95
33	7.120	7942.76	0.575546	0.881	33554.45	153.007	4712.70
34	7.280	7974.12	0.575856	0.881	33576.00	153.044	4612.09
35	7.440	8005.48	0.576166	0.882	33597.53	153.081	4515.80
36	7.600	8036.84	0.576475	0.883	33619.05	153.118	4423.56
37	7.760	8068.20	0.576785	0.883	33640.58	153.156	4335.13
38	7.920	8099.56	0.577093	0.884	33662.08	153.193	4250.26
39	8.080	8130.92	0.577403	0.885	33683.60	153.230	4168.76
40	8.240	8162.28	0.577711	0.885	33705.12	153.267	4090.43
41	8.400	8193.64	0.578020	0.886	33726.63	153.304	4015.07
42	8.560	8225.00	0.578328	0.887	33748.13	153.342	3942.54
43	8.720	8256.36	0.578636	0.888	33769.63	153.379	3872.66
44	8.880	8287.72	0.578945	0.888	33791.14	153.416	3805.31
45	9.040	8319.08	0.579252	0.889	33812.64	153.453	3740.34
46	9.200	8350.44	0.579559	0.890	33834.10	153.490	3677.62
47	9.360	8381.80	0.579867	0.890	33855.61	153.527	3617.05
48	9.520	8413.16	0.580174	0.891	33877.07	153.564	3558.52
49	9.680	8444.52	0.580481	0.892	33898.54	153.601	3501.92
50	9.840	8475.88	0.580787	0.892	33920.02	153.639	3447.16
51	10.000	8507.24	0.581094	0.893	33941.48	153.676	3394.15

(2) 初降伏水平耐力

$$Py0(\min) = 3394.15 \text{ (kN)}$$

(表中のPy0の最小値を初降伏水平耐力とする。)

2-2-8 終局水平耐力

(1) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xst2(m)	ϵ_{st2} ($\times 10^{-3}$)	Mst2 (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.000	6939.24	0.326607	35.400	37315.15	2323.771
2	2.160	6970.60	0.326768	35.400	37337.66	2324.017
3	2.320	7001.96	0.326930	35.400	37360.17	2324.263
4	2.480	7033.32	0.327092	35.400	37382.68	2324.510
5	2.640	7064.68	0.327253	35.400	37405.18	2324.757
6	2.800	7096.04	0.327415	35.400	37427.67	2325.004
7	2.960	7127.40	0.327577	35.400	37450.16	2325.252
8	3.120	7158.76	0.327739	35.400	37472.65	2325.498
9	3.280	7190.12	0.327900	35.400	37495.14	2325.746
10	3.440	7221.48	0.328062	35.400	37517.61	2325.993
11	3.600	7252.84	0.328224	35.400	37540.10	2326.241
12	3.760	7284.20	0.328386	35.400	37562.57	2326.488
13	3.920	7315.56	0.328548	35.400	37585.04	2326.735
14	4.080	7346.92	0.328709	35.400	37607.50	2326.983
15	4.240	7378.28	0.328871	35.400	37629.96	2327.230
16	4.400	7409.64	0.329033	35.400	37652.41	2327.477
17	4.560	7441.00	0.329195	35.400	37674.87	2327.726
18	4.720	7472.36	0.329357	35.400	37697.32	2327.974
19	4.880	7503.72	0.329519	35.400	37719.76	2328.221
20	5.040	7535.08	0.329681	35.400	37742.20	2328.469
21	5.200	7566.44	0.329842	35.400	37764.64	2328.717
22	5.360	7597.80	0.330005	35.400	37787.08	2328.965
23	5.520	7629.16	0.330166	35.400	37809.51	2329.213
24	5.680	7660.52	0.330328	35.400	37831.93	2329.461
25	5.840	7691.88	0.330490	35.400	37854.35	2329.710
26	6.000	7723.24	0.330652	35.400	37876.77	2329.957
27	6.160	7754.60	0.330814	35.400	37899.16	2330.207
28	6.320	7785.96	0.330977	35.400	37921.57	2330.457
29	6.480	7817.32	0.331140	35.400	37943.96	2330.706
30	6.640	7848.68	0.331303	35.400	37966.34	2330.956
31	6.800	7880.04	0.331466	35.400	37988.73	2331.206
32	6.960	7911.40	0.331629	35.400	38011.11	2331.456
33	7.120	7942.76	0.331791	35.400	38033.47	2331.706
34	7.280	7974.12	0.331954	35.400	38055.85	2331.956
35	7.440	8005.48	0.332117	35.400	38078.21	2332.206
36	7.600	8036.84	0.332280	35.400	38100.58	2332.457
37	7.760	8068.20	0.332442	35.400	38122.94	2332.707
38	7.920	8099.56	0.332605	35.400	38145.29	2332.957
39	8.080	8130.92	0.332768	35.400	38167.64	2333.208
40	8.240	8162.28	0.332931	35.400	38189.98	2333.458
41	8.400	8193.64	0.333094	35.400	38212.33	2333.709
42	8.560	8225.00	0.333257	35.400	38234.67	2333.959
43	8.720	8256.36	0.333420	35.400	38257.00	2334.210
44	8.880	8287.72	0.333608	35.400	38279.15	2334.500
45	9.040	8319.08	0.333857	35.400	38300.85	2334.883
46	9.200	8350.44	0.334106	35.400	38322.53	2335.266
47	9.360	8381.80	0.334355	35.400	38344.21	2335.650
48	9.520	8413.16	0.334604	35.400	38365.87	2336.034
49	9.680	8444.52	0.334853	35.400	38387.52	2336.418
50	9.840	8475.88	0.335105	35.400	38409.14	2336.806
51	10.000	8507.24	0.335356	35.400	38430.74	2337.194

2) コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xcon(m)	ϵ con ($\times 10^{-3}$)	Mcon (kN \cdot m)	ϕ con ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.000	6939.24	0.329031	8.150	37056.27	4552.381
2	2.160	6970.60	0.329364	8.150	37077.38	4543.921
3	2.320	7001.96	0.329698	8.150	37098.48	4535.493
4	2.480	7033.32	0.330031	8.150	37119.58	4527.103
5	2.640	7064.68	0.330364	8.150	37140.65	4518.736
6	2.800	7096.04	0.330697	8.150	37161.73	4510.409
7	2.960	7127.40	0.331030	8.150	37182.78	4502.103
8	3.120	7158.76	0.331363	8.150	37203.84	4493.838
9	3.280	7190.12	0.331697	8.150	37224.79	4486.122
10	3.440	7221.48	0.331955	8.150	37245.58	4479.210
11	3.600	7252.84	0.332237	8.150	37266.38	4472.301
12	3.760	7284.20	0.332517	8.150	37287.18	4465.422
13	3.920	7315.56	0.332798	8.150	37307.95	4458.556
14	4.080	7346.92	0.333079	8.150	37328.73	4451.710
15	4.240	7378.28	0.333361	8.150	37349.50	4444.884
16	4.400	7409.64	0.333642	8.150	37370.27	4438.071
17	4.560	7441.00	0.333924	8.150	37391.03	4431.276
18	4.720	7472.36	0.334206	8.150	37411.77	4424.494
19	4.880	7503.72	0.334488	8.150	37432.51	4417.733
20	5.040	7535.08	0.334769	8.150	37453.25	4410.993
21	5.200	7566.44	0.335051	8.150	37473.98	4404.272
22	5.360	7597.80	0.335334	8.150	37494.70	4397.563
23	5.520	7629.16	0.335616	8.150	37515.42	4390.874
24	5.680	7660.52	0.335899	8.150	37536.13	4384.196
25	5.840	7691.88	0.336181	8.150	37556.82	4377.547
26	6.000	7723.24	0.336464	8.150	37577.53	4370.910
27	6.160	7754.60	0.336747	8.150	37598.21	4364.283
28	6.320	7785.96	0.337030	8.150	37618.89	4357.675
29	6.480	7817.32	0.337313	8.150	37639.57	4351.087
30	6.640	7848.68	0.337597	8.150	37660.24	4344.520
31	6.800	7880.04	0.337880	8.150	37680.90	4337.964
32	6.960	7911.40	0.338164	8.150	37701.55	4331.427
33	7.120	7942.76	0.338447	8.150	37722.20	4324.909
34	7.280	7974.12	0.338731	8.150	37742.84	4318.412
35	7.440	8005.48	0.339015	8.150	37763.47	4311.923
36	7.600	8036.84	0.339299	8.150	37784.09	4305.447
37	7.760	8068.20	0.339583	8.150	37804.71	4298.998
38	7.920	8099.56	0.339867	8.150	37825.32	4292.560
39	8.080	8130.92	0.340152	8.150	37845.93	4286.140
40	8.240	8162.28	0.340436	8.150	37866.52	4279.731
41	8.400	8193.64	0.340721	8.150	37887.12	4273.350
42	8.560	8225.00	0.341006	8.150	37907.69	4266.980
43	8.720	8256.36	0.341291	8.150	37928.27	4260.617
44	8.880	8287.72	0.341576	8.150	37948.84	4254.285
45	9.040	8319.08	0.341861	8.150	37969.40	4247.962
46	9.200	8350.44	0.342146	8.150	37989.96	4241.648
47	9.360	8381.80	0.342431	8.150	38010.50	4235.362
48	9.520	8413.16	0.342717	8.150	38031.04	4229.088
49	9.680	8444.52	0.343003	8.150	38051.57	4222.821
50	9.840	8475.88	0.343289	8.150	38072.10	4216.582
51	10.000	8507.24	0.343575	8.150	38092.61	4210.351

3) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	鉄筋		コンクリート		M1s2 (kN・m)	φ 1s2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Pu=M1s2/Y2 (kN)
		Mst2 (kN・m)	φ st2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Mcon (kN・m)	φ con (×10 ⁻⁵) (1/m)			
1	2.000	37315	2323.8	37056	4552.4	37315.15	2323.771	18657.57
2	2.160	37338	2324.0	37077	4543.9	37337.66	2324.017	17285.95
3	2.320	37360	2324.3	37098	4535.5	37360.17	2324.263	16103.52
4	2.480	37383	2324.5	37120	4527.1	37382.68	2324.510	15073.66
5	2.640	37405	2324.8	37141	4518.7	37405.18	2324.757	14168.63
6	2.800	37428	2325.0	37162	4510.4	37427.67	2325.004	13367.02
7	2.960	37450	2325.3	37183	4502.1	37450.16	2325.252	12652.08
8	3.120	37473	2325.5	37204	4493.8	37472.65	2325.498	12010.46
9	3.280	37495	2325.7	37225	4486.1	37495.14	2325.746	11431.44
10	3.440	37518	2326.0	37246	4479.2	37517.61	2325.993	10906.28
11	3.600	37540	2326.2	37266	4472.3	37540.10	2326.241	10427.81
12	3.760	37563	2326.5	37287	4465.4	37562.57	2326.488	9990.04
13	3.920	37585	2326.7	37308	4458.6	37585.04	2326.735	9588.02
14	4.080	37608	2327.0	37329	4451.7	37607.50	2326.983	9217.52
15	4.240	37630	2327.2	37350	4444.9	37629.96	2327.230	8874.99
16	4.400	37652	2327.5	37370	4438.1	37652.41	2327.477	8557.37
17	4.560	37675	2327.7	37391	4431.3	37674.87	2327.726	8262.03
18	4.720	37697	2328.0	37412	4424.5	37697.32	2327.974	7986.72
19	4.880	37720	2328.2	37433	4417.7	37719.76	2328.221	7729.46
20	5.040	37742	2328.5	37453	4411.0	37742.20	2328.469	7488.53
21	5.200	37765	2328.7	37474	4404.3	37764.64	2328.717	7262.43
22	5.360	37787	2329.0	37495	4397.6	37787.08	2328.965	7049.83
23	5.520	37810	2329.2	37515	4390.9	37809.51	2329.213	6849.55
24	5.680	37832	2329.5	37536	4384.2	37831.93	2329.461	6660.55
25	5.840	37854	2329.7	37557	4377.5	37854.35	2329.710	6481.91
26	6.000	37877	2330.0	37578	4370.9	37876.77	2329.957	6312.80
27	6.160	37899	2330.2	37598	4364.3	37899.16	2330.207	6152.46
28	6.320	37922	2330.5	37619	4357.7	37921.57	2330.457	6000.25
29	6.480	37944	2330.7	37640	4351.1	37943.96	2330.706	5855.55
30	6.640	37966	2331.0	37660	4344.5	37966.34	2330.956	5717.82
31	6.800	37989	2331.2	37681	4338.0	37988.73	2331.206	5586.58
32	6.960	38011	2331.5	37702	4331.4	38011.11	2331.456	5461.37
33	7.120	38033	2331.7	37722	4324.9	38033.47	2331.706	5341.78
34	7.280	38056	2332.0	37743	4318.4	38055.85	2331.956	5227.45
35	7.440	38078	2332.2	37763	4311.9	38078.21	2332.206	5118.04
36	7.600	38101	2332.5	37784	4305.4	38100.58	2332.457	5013.23
37	7.760	38123	2332.7	37805	4299.0	38122.94	2332.707	4912.75
38	7.920	38145	2333.0	37825	4292.6	38145.29	2332.957	4816.32
39	8.080	38168	2333.2	37846	4286.1	38167.64	2333.208	4723.72
40	8.240	38190	2333.5	37867	4279.7	38189.98	2333.458	4634.71
41	8.400	38212	2333.7	37887	4273.4	38212.33	2333.709	4549.09
42	8.560	38235	2334.0	37908	4267.0	38234.67	2333.959	4466.67
43	8.720	38257	2334.2	37928	4260.6	38257.00	2334.210	4387.27
44	8.880	38279	2334.5	37949	4254.3	38279.15	2334.500	4310.71
45	9.040	38301	2334.9	37969	4248.0	38300.85	2334.883	4236.82
46	9.200	38323	2335.3	37990	4241.6	38322.53	2335.266	4165.49
47	9.360	38344	2335.6	38011	4235.4	38344.21	2335.650	4096.60
48	9.520	38366	2336.0	38031	4229.1	38365.87	2336.034	4030.03
49	9.680	38388	2336.4	38052	4222.8	38387.52	2336.418	3965.65
50	9.840	38409	2336.8	38072	4216.6	38409.14	2336.806	3903.37
51	10.000	38431	2337.2	38093	4210.4	38430.74	2337.194	3843.07

(2) 終局水平耐力

Pu(min) = 3843.07 (kN)

(表中のPuの最小値を終局水平耐力とする。)

2-2-9 水平力ー水平変位関係

(1) 初降伏変位

初降伏変位 δy_0 は上部構造の慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布より求める。この算出方法は以下の式による。

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

ここに、

- ϕ_i : i番目の断面の降伏曲率(1/m)
- y_i : i番目の断面から慣性力の作用位置までの距離(m)
- Δy_i : i番目の断面からi-1番目の断面までの距離(m)

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面 番号	y_i (m)	Δy_i (m)	M_{y0i} (kN・m)	ϕ_{y0i} $\times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i$ ($\times 10^2$)	δy_{0i} (m)
1	2.000	2.000	6788.30	7.933	0.01587	0.000000
2	2.160	0.160	7331.36	8.568	0.01851	0.000027
3	2.320	0.160	7874.42	9.203	0.02135	0.000032
4	2.480	0.160	8417.49	9.837	0.02440	0.000037
5	2.640	0.160	8960.55	10.472	0.02765	0.000042
6	2.800	0.160	9503.62	12.220	0.03422	0.000049
7	2.960	0.160	10046.68	15.401	0.04559	0.000064
8	3.120	0.160	10589.74	18.580	0.05797	0.000083
9	3.280	0.160	11132.81	21.757	0.07136	0.000103
10	3.440	0.160	11675.87	24.933	0.08577	0.000126
11	3.600	0.160	12218.93	28.106	0.10118	0.000150
12	3.760	0.160	12762.00	31.278	0.11761	0.000175
13	3.920	0.160	13305.06	34.449	0.13504	0.000202
14	4.080	0.160	13848.13	37.618	0.15348	0.000231
15	4.240	0.160	14391.19	40.784	0.17293	0.000261
16	4.400	0.160	14934.25	43.950	0.19338	0.000293
17	4.560	0.160	15477.32	47.113	0.21484	0.000327
18	4.720	0.160	16020.38	50.275	0.23730	0.000362
19	4.880	0.160	16563.45	53.435	0.26076	0.000398
20	5.040	0.160	17106.51	56.593	0.28523	0.000437
21	5.200	0.160	17649.57	59.750	0.31070	0.000477
22	5.360	0.160	18192.64	62.905	0.33717	0.000518
23	5.520	0.160	18735.70	66.058	0.36464	0.000561
24	5.680	0.160	19278.76	69.210	0.39311	0.000606
25	5.840	0.160	19821.83	72.360	0.42258	0.000653
26	6.000	0.160	20364.89	75.508	0.45305	0.000701
27	6.160	0.160	20907.95	78.654	0.48451	0.000750
28	6.320	0.160	21451.02	81.799	0.51697	0.000801
29	6.480	0.160	21994.08	84.942	0.55043	0.000854
30	6.640	0.160	22537.15	88.084	0.58488	0.000908
31	6.800	0.160	23080.21	91.224	0.62032	0.000964
32	6.960	0.160	23623.27	94.362	0.65676	0.001022
33	7.120	0.160	24166.34	97.498	0.69419	0.001081
34	7.280	0.160	24709.40	100.633	0.73261	0.001141
35	7.440	0.160	25252.46	103.766	0.77202	0.001204
36	7.600	0.160	25795.53	106.898	0.81242	0.001268
37	7.760	0.160	26338.59	110.028	0.85382	0.001333
38	7.920	0.160	26881.66	113.156	0.89620	0.001400
39	8.080	0.160	27424.72	116.283	0.93957	0.001469
40	8.240	0.160	27967.78	119.408	0.98392	0.001539
41	8.400	0.160	28510.85	122.531	1.02926	0.001611
42	8.560	0.160	29053.91	125.653	1.07559	0.001684
43	8.720	0.160	29596.97	128.773	1.12290	0.001759
44	8.880	0.160	30140.04	131.891	1.17120	0.001835
45	9.040	0.160	30683.10	135.008	1.22047	0.001913
46	9.200	0.160	31226.16	138.124	1.27074	0.001993
47	9.360	0.160	31769.23	141.237	1.32198	0.002074
48	9.520	0.160	32312.29	144.349	1.37420	0.002157
49	9.680	0.160	32855.36	147.460	1.42741	0.002241
50	9.840	0.160	33398.42	150.568	1.48159	0.002327
51	10.000	0.160	33941.48	153.676	1.53676	0.002415

2) 初降伏変位

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2.0 = 0.0446561 \text{ (m)}$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{s2}}{h} = \frac{38430.74}{10.000} = 3843.07 \text{ (kN)}$$

ここに、

M_{s2} : 耐震性能 2 の限界状態における曲げモーメント (kN・m)
 h : 終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

2) 骨格曲線における降伏曲率 ϕ_y

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0} \\ &= \frac{38430.74}{33941.48} \times 1.53676 \times 10^{-3} = 1.74002 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

ここに、

M_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲げモーメント (kN・m)
 ϕ_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲率 (1/m)

3) 骨格曲線における降伏変位 δ_y

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \\ &= \frac{38430.74}{33941.48} \times 0.04466 = 0.0505625 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

δ_{y0} : 初降伏変位 (m)

(3) 塑性ヒンジ長 L_p 1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

$$\begin{aligned} \beta_s &= \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s} \\ &= \frac{384 \times 200000 \times 6533.0}{12 \times 875^3 \times 150.0} = 0.416 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{c0}

$$\beta_{c0} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 134.100 = 1.341 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} = 0.416 + 1.341 = 1.757 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leq 0.15 \cdot h \\ &= 9.5 \times 390.0^{1/6} \times 1.757^{-1/3} \times 31.8 = 677 \text{ (mm)} = 0.677 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$L_p \leq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 10.000 = 1.500 \text{ (m)}$$

以上により、 $L_p = 0.677 \text{ (m)}$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm)
 h : 橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離 (m)

(4) 耐震性能2に対する限界状態に相当する変位 δ_{ls2}

$$\begin{aligned}\delta_{ls2} &= \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2) \\ &= 0.05056 + (23.37194 \times 10^{-3} - 1.74002 \times 10^{-3}) \times 0.677 \times (10.000 - 0.677 / 2) \\ &= 0.19199 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

- δ_y : 降伏変位(m)
- ϕ_y : 降伏曲率(1/m)
- ϕ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率(1/m)

2-2-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性

(1) 水平力-水平変位関係

	水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ限界状態	976.53	0.00382
初降伏限界状態	3394.15	0.04466
降伏限界状態	3843.07	0.05056
耐震性能2の限界状態	3843.07	0.19199

(2) 許容塑性率 μ_a

$$\mu_a = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha \cdot \delta_y}$$

$$= \frac{0.19199}{1.2 \times 0.05056} = 3.164$$

ここに、
 δ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(m)
 α : 安全係数
 δ_y : 降伏変位(m)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_y

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y}$$

$$= \frac{3843.07}{0.05056} = 76006.41 \text{ (kN/m)}$$

ここに、
 P_y : 降伏耐力(kN)

2-3 橋軸直角方向の照査

2-3-1 各計算位置の断面力集計

断面 番号	y1 (m)	y2 (m)	躯体自重 Wc (kN)	軸力 N (kN)
1	8.000	4.500	906.50	6939.24
2	7.840	4.660	937.86	6970.60
3	7.680	4.820	969.22	7001.96
4	7.520	4.980	1000.58	7033.32
5	7.360	5.140	1031.94	7064.68
6	7.200	5.300	1063.30	7096.04
7	7.040	5.460	1094.66	7127.40
8	6.880	5.620	1126.02	7158.76
9	6.720	5.780	1157.38	7190.12
10	6.560	5.940	1188.74	7221.48
11	6.400	6.100	1220.10	7252.84
12	6.240	6.260	1251.46	7284.20
13	6.080	6.420	1282.82	7315.56
14	5.920	6.580	1314.18	7346.92
15	5.760	6.740	1345.54	7378.28
16	5.600	6.900	1376.90	7409.64
17	5.440	7.060	1408.26	7441.00
18	5.280	7.220	1439.62	7472.36
19	5.120	7.380	1470.98	7503.72
20	4.960	7.540	1502.34	7535.08
21	4.800	7.700	1533.70	7566.44
22	4.640	7.860	1565.06	7597.80
23	4.480	8.020	1596.42	7629.16
24	4.320	8.180	1627.78	7660.52
25	4.160	8.340	1659.14	7691.88
26	4.000	8.500	1690.50	7723.24
27	3.840	8.660	1721.86	7754.60
28	3.680	8.820	1753.22	7785.96
29	3.520	8.980	1784.58	7817.32
30	3.360	9.140	1815.94	7848.68
31	3.200	9.300	1847.30	7880.04
32	3.040	9.460	1878.66	7911.40
33	2.880	9.620	1910.02	7942.76
34	2.720	9.780	1941.38	7974.12
35	2.560	9.940	1972.74	8005.48
36	2.400	10.100	2004.10	8036.84
37	2.240	10.260	2035.46	8068.20
38	2.080	10.420	2066.82	8099.56
39	1.920	10.580	2098.18	8130.92
40	1.760	10.740	2129.54	8162.28
41	1.600	10.900	2160.90	8193.64
42	1.440	11.060	2192.26	8225.00
43	1.280	11.220	2223.62	8256.36
44	1.120	11.380	2254.98	8287.72
45	0.960	11.540	2286.34	8319.08
46	0.800	11.700	2317.70	8350.44
47	0.640	11.860	2349.06	8381.80
48	0.480	12.020	2380.42	8413.16
49	0.320	12.180	2411.78	8444.52
50	0.160	12.340	2443.14	8475.88
51	0.000	12.500	2474.50	8507.24

y1 : 柱部根元からの距離(m)

y2 : 上部工慣性力作用位置からの距離(m)

2-3-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線

- (1) 横拘束鉄筋の体積比
- ρ_s

$$\rho_s = \frac{4.0 \cdot Ah}{s \cdot d} \leq 0.018$$

ここに、

- A_h : 横拘束鉄筋断面積 (mm²)
 s : 横拘束鉄筋の間隔(ピッチ) (mm)
 d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

- (2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリート設計基準強度
- σ_{cc}
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

ここに、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 α : 断面補正係数 $\alpha = 0.2$

- (3) 下降勾配
- E_{des}
- (N/mm
- ²
-)

$$E_{des} = 11.2 \cdot \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}$$

- (4) コンクリートの最大圧縮応力ひずみ
- ε_{cc}

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

ここに、

- β : 断面補正係数 $\beta = 0.4$

- (5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ
- ε_{c1}

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

- (6) 定数
- n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

- (7) コンクリート応力度
- σ_c
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	有効長 (mm)	ρs	n	Edes (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815

2-3-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

- (1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数
- β_s
- (N/mm
- ²
-)

$$\beta_s = \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s}$$

ここに、

- E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

- (2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数
- β_{co}
- (N/mm
- ²
-)

$$\beta_{co} = 0.01 \cdot c_0$$

ここに、

- c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

- (3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数
- β_n
- (N/mm
- ²
-)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co}$$

- (4) 塑性ヒンジ長
- L_p
- (mm)

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi'$$

ここに、

- σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm) (≤ 40 mm)

- (5) 耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ
- ε_{st2}

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi'^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

ここに、

- ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	Ih (mm ⁴)	ns	d ⁷ (mm)	s (mm)	βs (N/mm ²)	c0 (mm)	$\beta c0$ (N/mm ²)	βn (N/mm ²)	ϕ' (mm)	Lp (mm)	ϕ (mm)	$\epsilon st2$
0.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540

2-3-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に50分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

$$M_c = Z_{ci} \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c \cdot I_i}$$

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_c : ひび割れ曲率 (1/mm)
- Z_{ci} : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- N_i : 上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- A_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²)
- E_i : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- I_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント (mm⁴)

(2) 初降伏限界及び耐震性能2又は耐震性能3の限界状態

各要素の断面を慣性力の作用方向にn分割し、平面保持の仮定が成立するとして求めた中立軸からの距離に比例する歪み及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定として、以下の釣合い条件を満たす中立軸を試算によって求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj}$$

ここに、

- N_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- σ_{cj}, σ_{sj} : j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度 (N/mm²)
- $\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積 (mm²)

中立軸の位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下により求める。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj}$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / x_0$$

ここに、

- M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率 (1/mm)
- x_j : j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離 (mm)
- ε_{c0} : コンクリートの圧縮縁歪み
- x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

- ・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じる歪みが降伏歪み ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメント M_{y0} 及び初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。
- ・最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能2の許容引張歪み ε_{st2} に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能3の許容引張歪み ε_{st3} に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪み ε_{ccl} に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
- ・耐震性能2又は耐震性能3の限界状態における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張歪みが各耐震性能の許容引張歪みに達するときの曲率とコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪みに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

2-3-5 各計算断面位置による断面諸元の計算

No	計算位置 Y1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 Ac (m ²)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m ²)	I (m ⁴)	W (m ³)
1	0.000 ~ 8.000	2.000	4.000	8.0000	8.7261	11.9431	5.9716

2-3-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れ限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	Mc (kN・m)	$\phi c (\times 10^{-5})$ (1/m)	Pc=Mc/Y2 (kN)
1	4.500	6939.24	18009.35	5.385	4002.08
2	4.660	6970.60	18030.81	5.392	3869.27
3	4.820	7001.96	18052.27	5.398	3745.28
4	4.980	7033.32	18073.73	5.405	3629.26
5	5.140	7064.68	18095.20	5.411	3520.47
6	5.300	7096.04	18116.65	5.418	3418.24
7	5.460	7127.40	18138.12	5.424	3322.00
8	5.620	7158.76	18159.58	5.430	3231.24
9	5.780	7190.12	18181.04	5.437	3145.51
10	5.940	7221.48	18202.50	5.443	3064.39
11	6.100	7252.84	18223.96	5.450	2987.53
12	6.260	7284.20	18245.42	5.456	2914.60
13	6.420	7315.56	18266.88	5.462	2845.31
14	6.580	7346.92	18288.34	5.469	2779.38
15	6.740	7378.28	18309.80	5.475	2716.59
16	6.900	7409.64	18331.26	5.482	2656.70
17	7.060	7441.00	18352.72	5.488	2599.54
18	7.220	7472.36	18374.18	5.495	2544.90
19	7.380	7503.72	18395.64	5.501	2492.63
20	7.540	7535.08	18417.10	5.507	2442.59
21	7.700	7566.44	18438.56	5.514	2394.62
22	7.860	7597.80	18460.03	5.520	2348.60
23	8.020	7629.16	18481.49	5.527	2304.42
24	8.180	7660.52	18502.95	5.533	2261.97
25	8.340	7691.88	18524.41	5.539	2221.15
26	8.500	7723.24	18545.87	5.546	2181.87
27	8.660	7754.60	18567.33	5.552	2144.03
28	8.820	7785.96	18588.79	5.559	2107.57
29	8.980	7817.32	18610.25	5.565	2072.41
30	9.140	7848.68	18631.71	5.572	2038.48
31	9.300	7880.04	18653.17	5.578	2005.72
32	9.460	7911.40	18674.63	5.584	1974.06
33	9.620	7942.76	18696.09	5.591	1943.46
34	9.780	7974.12	18717.55	5.597	1913.86
35	9.940	8005.48	18739.01	5.604	1885.21
36	10.100	8036.84	18760.47	5.610	1857.47
37	10.260	8068.20	18781.94	5.616	1830.60
38	10.420	8099.56	18803.40	5.623	1804.55
39	10.580	8130.92	18824.86	5.629	1779.29
40	10.740	8162.28	18846.32	5.636	1754.78
41	10.900	8193.64	18867.78	5.642	1730.99
42	11.060	8225.00	18889.24	5.649	1707.89
43	11.220	8256.36	18910.70	5.655	1685.45
44	11.380	8287.72	18932.16	5.661	1663.63
45	11.540	8319.08	18953.62	5.668	1642.43
46	11.700	8350.44	18975.08	5.674	1621.80
47	11.860	8381.80	18996.54	5.681	1601.73
48	12.020	8413.16	19018.00	5.687	1582.20
49	12.180	8444.52	19039.46	5.693	1563.17
50	12.340	8475.88	19060.92	5.700	1544.65
51	12.500	8507.24	19082.38	5.706	1526.59

(2) ひび割れ水平耐力

Pc(min) = 1526.59 (kN)

(表中のPcの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

2-3-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置	作用軸力	中立軸	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	Py0=My0/Y2 (kN)
	Y2(m)	N(kN)	X0(m)				
1	4.500	6939.24	1.135071	0.815	57043.23	71.825	12676.27
2	4.660	6970.60	1.135731	0.816	57084.47	71.843	12249.89
3	4.820	7001.96	1.136392	0.817	57125.71	71.860	11851.81
4	4.980	7033.32	1.137051	0.817	57166.91	71.877	11479.30
5	5.140	7064.68	1.137712	0.818	57208.14	71.895	11129.99
6	5.300	7096.04	1.138371	0.819	57249.36	71.912	10801.76
7	5.460	7127.40	1.139029	0.819	57290.57	71.930	10492.78
8	5.620	7158.76	1.139687	0.820	57331.74	71.947	10201.38
9	5.780	7190.12	1.140344	0.821	57372.90	71.965	9926.11
10	5.940	7221.48	1.141003	0.821	57414.11	71.982	9665.67
11	6.100	7252.84	1.141657	0.822	57455.25	72.000	9418.89
12	6.260	7284.20	1.142315	0.823	57496.43	72.017	9184.73
13	6.420	7315.56	1.142970	0.823	57537.57	72.035	8962.24
14	6.580	7346.92	1.143627	0.824	57578.75	72.052	8750.57
15	6.740	7378.28	1.144281	0.825	57619.85	72.070	8548.94
16	6.900	7409.64	1.144935	0.825	57660.99	72.087	8356.67
17	7.060	7441.00	1.145589	0.826	57702.10	72.104	8173.10
18	7.220	7472.36	1.146244	0.827	57743.24	72.122	7997.68
19	7.380	7503.72	1.146896	0.827	57784.30	72.139	7829.85
20	7.540	7535.08	1.147549	0.828	57825.41	72.157	7669.15
21	7.700	7566.44	1.148201	0.829	57866.50	72.174	7515.13
22	7.860	7597.80	1.148854	0.829	57907.61	72.192	7367.38
23	8.020	7629.16	1.149505	0.830	57948.69	72.209	7225.52
24	8.180	7660.52	1.150155	0.831	57989.72	72.226	7089.21
25	8.340	7691.88	1.150807	0.831	58030.81	72.244	6958.13
26	8.500	7723.24	1.151457	0.832	58071.85	72.261	6831.98
27	8.660	7754.60	1.152106	0.833	58112.88	72.279	6710.49
28	8.820	7785.96	1.152754	0.833	58153.88	72.296	6593.41
29	8.980	7817.32	1.153404	0.834	58194.92	72.313	6480.50
30	9.140	7848.68	1.154052	0.835	58235.93	72.331	6371.55
31	9.300	7880.04	1.154700	0.835	58276.94	72.348	6266.34
32	9.460	7911.40	1.155347	0.836	58317.95	72.366	6164.69
33	9.620	7942.76	1.155995	0.837	58358.96	72.383	6066.42
34	9.780	7974.12	1.156641	0.837	58399.94	72.400	5971.36
35	9.940	8005.48	1.157287	0.838	58440.91	72.418	5879.37
36	10.100	8036.84	1.157933	0.839	58481.88	72.435	5790.28
37	10.260	8068.20	1.158578	0.839	58522.80	72.452	5703.98
38	10.420	8099.56	1.159224	0.840	58563.80	72.470	5620.33
39	10.580	8130.92	1.159868	0.841	58604.73	72.487	5539.20
40	10.740	8162.28	1.160512	0.841	58645.67	72.505	5460.49
41	10.900	8193.64	1.161155	0.842	58686.58	72.522	5384.09
42	11.060	8225.00	1.161799	0.843	58727.52	72.539	5309.90
43	11.220	8256.36	1.162441	0.843	58768.41	72.557	5237.83
44	11.380	8287.72	1.163084	0.844	58809.33	72.574	5167.78
45	11.540	8319.08	1.163726	0.845	58850.22	72.591	5099.67
46	11.700	8350.44	1.164366	0.845	58891.11	72.609	5033.43
47	11.860	8381.80	1.165007	0.846	58931.97	72.626	4968.97
48	12.020	8413.16	1.165648	0.847	58972.84	72.643	4906.23
49	12.180	8444.52	1.166288	0.847	59013.71	72.661	4845.13
50	12.340	8475.88	1.166927	0.848	59054.54	72.678	4785.62
51	12.500	8507.24	1.167567	0.849	59095.42	72.695	4727.63

(2) 初降伏水平耐力

$$Py0(\min) = 4727.63 \text{ (kN)}$$

(表中のPy0の最小値を初降伏水平耐力とする。)

2-3-8 終局水平耐力

(1) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xst2(m)	ϵ_{st2} ($\times 10^{-3}$)	Mst2 (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	4.500	6939.24	0.694676	35.400	76921.24	1121.919
2	4.660	6970.60	0.695205	35.400	76960.48	1122.107
3	4.820	7001.96	0.695733	35.400	76999.70	1122.295
4	4.980	7033.32	0.696263	35.400	77038.90	1122.483
5	5.140	7064.68	0.696792	35.400	77078.06	1122.672
6	5.300	7096.04	0.697322	35.400	77117.21	1122.860
7	5.460	7127.40	0.697852	35.400	77156.34	1123.049
8	5.620	7158.76	0.698383	35.400	77195.42	1123.238
9	5.780	7190.12	0.698913	35.400	77234.50	1123.427
10	5.940	7221.48	0.699444	35.400	77273.53	1123.616
11	6.100	7252.84	0.699975	35.400	77312.53	1123.806
12	6.260	7284.20	0.700507	35.400	77351.47	1123.996
13	6.420	7315.56	0.701038	35.400	77390.44	1124.185
14	6.580	7346.92	0.701571	35.400	77429.38	1124.375
15	6.740	7378.28	0.702104	35.400	77468.29	1124.566
16	6.900	7409.64	0.702636	35.400	77507.11	1124.756
17	7.060	7441.00	0.703169	35.400	77545.98	1124.947
18	7.220	7472.36	0.703703	35.400	77584.81	1125.137
19	7.380	7503.72	0.704237	35.400	77623.55	1125.328
20	7.540	7535.08	0.704771	35.400	77662.35	1125.519
21	7.700	7566.44	0.705306	35.400	77701.08	1125.711
22	7.860	7597.80	0.705840	35.400	77739.78	1125.902
23	8.020	7629.16	0.706375	35.400	77778.48	1126.094
24	8.180	7660.52	0.706911	35.400	77817.10	1126.286
25	8.340	7691.88	0.707450	35.400	77855.63	1126.479
26	8.500	7723.24	0.707991	35.400	77894.14	1126.673
27	8.660	7754.60	0.708532	35.400	77932.61	1126.867
28	8.820	7785.96	0.709074	35.400	77971.05	1127.061
29	8.980	7817.32	0.709616	35.400	78009.46	1127.256
30	9.140	7848.68	0.710157	35.400	78047.84	1127.450
31	9.300	7880.04	0.710702	35.400	78086.17	1127.646
32	9.460	7911.40	0.711243	35.400	78124.51	1127.840
33	9.620	7942.76	0.711786	35.400	78162.78	1128.036
34	9.780	7974.12	0.712330	35.400	78201.03	1128.231
35	9.940	8005.48	0.712874	35.400	78239.27	1128.427
36	10.100	8036.84	0.713418	35.400	78277.51	1128.622
37	10.260	8068.20	0.713963	35.400	78315.69	1128.819
38	10.420	8099.56	0.714508	35.400	78353.84	1129.015
39	10.580	8130.92	0.715053	35.400	78391.93	1129.211
40	10.740	8162.28	0.715598	35.400	78430.03	1129.407
41	10.900	8193.64	0.716145	35.400	78468.12	1129.605
42	11.060	8225.00	0.716691	35.400	78506.14	1129.801
43	11.220	8256.36	0.717238	35.400	78544.13	1129.999
44	11.380	8287.72	0.717786	35.400	78581.98	1130.189
45	11.540	8319.08	0.718333	35.400	78619.77	1130.376
46	11.700	8350.44	0.718880	35.400	78657.52	1130.562
47	11.860	8381.80	0.719427	35.400	78695.24	1130.749
48	12.020	8413.16	0.719975	35.400	78732.94	1130.936
49	12.180	8444.52	0.720523	35.400	78770.61	1131.123
50	12.340	8475.88	0.721071	35.400	78808.22	1131.311
51	12.500	8507.24	0.721619	35.400	78845.84	1131.498

2) コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xcon(m)	ϵ con ($\times 10^{-3}$)	Mcon (kN \cdot m)	ϕ con ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	4.500	6939.24	0.718084	8.150	75916.46	1434.678
2	4.660	6970.60	0.718564	8.150	75956.74	1433.465
3	4.820	7001.96	0.719046	8.150	75996.95	1432.252
4	4.980	7033.32	0.719526	8.150	76037.18	1431.043
5	5.140	7064.68	0.720008	8.150	76077.41	1429.834
6	5.300	7096.04	0.720490	8.150	76117.58	1428.625
7	5.460	7127.40	0.720972	8.150	76157.80	1427.421
8	5.620	7158.76	0.721454	8.150	76197.94	1426.215
9	5.780	7190.12	0.721937	8.150	76238.15	1425.012
10	5.940	7221.48	0.722419	8.150	76278.27	1423.812
11	6.100	7252.84	0.722901	8.150	76318.46	1422.613
12	6.260	7284.20	0.723385	8.150	76358.57	1421.414
13	6.420	7315.56	0.723868	8.150	76398.73	1420.217
14	6.580	7346.92	0.724351	8.150	76438.80	1419.022
15	6.740	7378.28	0.724835	8.150	76478.95	1417.826
16	6.900	7409.64	0.725319	8.150	76519.03	1416.635
17	7.060	7441.00	0.725803	8.150	76559.13	1415.444
18	7.220	7472.36	0.726288	8.150	76599.20	1414.253
19	7.380	7503.72	0.726772	8.150	76639.24	1413.065
20	7.540	7535.08	0.727257	8.150	76679.31	1411.878
21	7.700	7566.44	0.727742	8.150	76719.37	1410.693
22	7.860	7597.80	0.728227	8.150	76759.37	1409.509
23	8.020	7629.16	0.728712	8.150	76799.39	1408.328
24	8.180	7660.52	0.729198	8.150	76839.42	1407.147
25	8.340	7691.88	0.729684	8.150	76879.41	1405.967
26	8.500	7723.24	0.730170	8.150	76919.38	1404.789
27	8.660	7754.60	0.730657	8.150	76959.38	1403.612
28	8.820	7785.96	0.731144	8.150	76999.35	1402.436
29	8.980	7817.32	0.731631	8.150	77039.31	1401.262
30	9.140	7848.68	0.732117	8.150	77079.23	1400.090
31	9.300	7880.04	0.732604	8.150	77119.15	1398.920
32	9.460	7911.40	0.733092	8.150	77159.07	1397.750
33	9.620	7942.76	0.733580	8.150	77199.00	1396.582
34	9.780	7974.12	0.734067	8.150	77238.91	1395.416
35	9.940	8005.48	0.734556	8.150	77278.80	1394.249
36	10.100	8036.84	0.735044	8.150	77318.70	1393.087
37	10.260	8068.20	0.735533	8.150	77358.55	1391.923
38	10.420	8099.56	0.736022	8.150	77398.40	1390.763
39	10.580	8130.92	0.736510	8.150	77438.26	1389.604
40	10.740	8162.28	0.737000	8.150	77478.10	1388.445
41	10.900	8193.64	0.737489	8.150	77517.91	1387.289
42	11.060	8225.00	0.737979	8.150	77557.71	1386.134
43	11.220	8256.36	0.738468	8.150	77597.52	1384.981
44	11.380	8287.72	0.738958	8.150	77637.32	1383.828
45	11.540	8319.08	0.739449	8.150	77677.09	1382.676
46	11.700	8350.44	0.739939	8.150	77716.86	1381.527
47	11.860	8381.80	0.740430	8.150	77756.59	1380.378
48	12.020	8413.16	0.740920	8.150	77796.33	1379.233
49	12.180	8444.52	0.741412	8.150	77836.08	1378.087
50	12.340	8475.88	0.741903	8.150	77875.80	1376.943
51	12.500	8507.24	0.742395	8.150	77915.53	1375.800

3) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	鉄筋		コンクリート		M1s2 (kN・m)	φ 1s2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Pu=M1s2/Y2 (kN)
		Mst2 (kN・m)	φ st2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Mcon (kN・m)	φ con (×10 ⁻⁵) (1/m)			
1	4.500	76921	1121.9	75916	1434.7	76921.24	1121.919	17093.61
2	4.660	76960	1122.1	75957	1433.5	76960.48	1122.107	16515.13
3	4.820	77000	1122.3	75997	1432.3	76999.70	1122.295	15975.04
4	4.980	77039	1122.5	76037	1431.0	77038.90	1122.483	15469.66
5	5.140	77078	1122.7	76077	1429.8	77078.06	1122.672	14995.73
6	5.300	77117	1122.9	76118	1428.6	77117.21	1122.860	14550.42
7	5.460	77156	1123.0	76158	1427.4	77156.34	1123.049	14131.20
8	5.620	77195	1123.2	76198	1426.2	77195.42	1123.238	13735.84
9	5.780	77235	1123.4	76238	1425.0	77234.50	1123.427	13362.37
10	5.940	77274	1123.6	76278	1423.8	77273.53	1123.616	13009.01
11	6.100	77313	1123.8	76318	1422.6	77312.53	1123.806	12674.19
12	6.260	77351	1124.0	76359	1421.4	77351.47	1123.996	12356.46
13	6.420	77390	1124.2	76399	1420.2	77390.44	1124.185	12054.58
14	6.580	77429	1124.4	76439	1419.0	77429.38	1124.375	11767.38
15	6.740	77468	1124.6	76479	1417.8	77468.29	1124.566	11493.81
16	6.900	77507	1124.8	76519	1416.6	77507.11	1124.756	11232.91
17	7.060	77546	1124.9	76559	1415.4	77545.98	1124.947	10983.85
18	7.220	77585	1125.1	76599	1414.3	77584.81	1125.137	10745.82
19	7.380	77624	1125.3	76639	1413.1	77623.55	1125.328	10518.10
20	7.540	77662	1125.5	76679	1411.9	77662.35	1125.519	10300.05
21	7.700	77701	1125.7	76719	1410.7	77701.08	1125.711	10091.05
22	7.860	77740	1125.9	76759	1409.5	77739.78	1125.902	9890.56
23	8.020	77778	1126.1	76799	1408.3	77778.48	1126.094	9698.06
24	8.180	77817	1126.3	76839	1407.1	77817.10	1126.286	9513.09
25	8.340	77856	1126.5	76879	1406.0	77855.63	1126.479	9335.21
26	8.500	77894	1126.7	76919	1404.8	77894.14	1126.673	9164.02
27	8.660	77933	1126.9	76959	1403.6	77932.61	1126.867	8999.15
28	8.820	77971	1127.1	76999	1402.4	77971.05	1127.061	8840.26
29	8.980	78009	1127.3	77039	1401.3	78009.46	1127.256	8687.02
30	9.140	78048	1127.5	77079	1400.1	78047.84	1127.450	8539.15
31	9.300	78086	1127.6	77119	1398.9	78086.17	1127.646	8396.36
32	9.460	78125	1127.8	77159	1397.8	78124.51	1127.840	8258.40
33	9.620	78163	1128.0	77199	1396.6	78162.78	1128.036	8125.03
34	9.780	78201	1128.2	77239	1395.4	78201.03	1128.231	7996.02
35	9.940	78239	1128.4	77279	1394.2	78239.27	1128.427	7871.15
36	10.100	78278	1128.6	77319	1393.1	78277.51	1128.622	7750.25
37	10.260	78316	1128.8	77359	1391.9	78315.69	1128.819	7633.11
38	10.420	78354	1129.0	77398	1390.8	78353.84	1129.015	7519.56
39	10.580	78392	1129.2	77438	1389.6	78391.93	1129.211	7409.45
40	10.740	78430	1129.4	77478	1388.4	78430.03	1129.407	7302.61
41	10.900	78468	1129.6	77518	1387.3	78468.12	1129.605	7198.91
42	11.060	78506	1129.8	77558	1386.1	78506.14	1129.801	7098.20
43	11.220	78544	1130.0	77598	1385.0	78544.13	1129.999	7000.37
44	11.380	78582	1130.2	77637	1383.8	78581.98	1130.189	6905.27
45	11.540	78620	1130.4	77677	1382.7	78619.77	1130.376	6812.80
46	11.700	78658	1130.6	77717	1381.5	78657.52	1130.562	6722.87
47	11.860	78695	1130.7	77757	1380.4	78695.24	1130.749	6635.35
48	12.020	78733	1130.9	77796	1379.2	78732.94	1130.936	6550.16
49	12.180	78771	1131.1	77836	1378.1	78770.61	1131.123	6467.21
50	12.340	78808	1131.3	77876	1376.9	78808.22	1131.311	6386.40
51	12.500	78846	1131.5	77916	1375.8	78845.84	1131.498	6307.67

(2) 終局水平耐力

$$P_u(\min) = 6307.67 \text{ (kN)}$$

(表中のPuの最小値を終局水平耐力とする。)

2-3-9 水平力ー水平変位関係

(1) 初降伏変位

初降伏変位 δy_0 は上部構造の慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布より求める。この算出方法は以下の式による。

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

ここに、

- ϕ_i : i番目の断面の降伏曲率(1/m)
- y_i : i番目の断面から慣性力の作用位置までの距離(m)
- Δy_i : i番目の断面からi-1番目の断面までの距離(m)

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面 番号	y_i (m)	Δy_i (m)	M_{y0i} (kN・m)	ϕ_{y0i} $\times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i$ ($\times 10^2$)	δy_{0i} (m)
1	4.500	4.500	21274.35	10.943	0.04924	0.000000
2	4.660	0.160	22030.77	12.198	0.05684	0.000085
3	4.820	0.160	22787.19	13.452	0.06484	0.000097
4	4.980	0.160	23543.61	14.706	0.07323	0.000110
5	5.140	0.160	24300.04	15.958	0.08202	0.000124
6	5.300	0.160	25056.46	17.210	0.09121	0.000139
7	5.460	0.160	25812.88	18.461	0.10080	0.000154
8	5.620	0.160	26569.30	19.711	0.11077	0.000169
9	5.780	0.160	27325.72	20.960	0.12115	0.000186
10	5.940	0.160	28082.14	22.208	0.13192	0.000202
11	6.100	0.160	28838.56	23.456	0.14308	0.000220
12	6.260	0.160	29594.99	24.702	0.15464	0.000238
13	6.420	0.160	30351.41	25.948	0.16659	0.000257
14	6.580	0.160	31107.83	27.193	0.17893	0.000276
15	6.740	0.160	31864.25	28.438	0.19167	0.000296
16	6.900	0.160	32620.67	29.681	0.20480	0.000317
17	7.060	0.160	33377.09	30.924	0.21832	0.000338
18	7.220	0.160	34133.51	32.165	0.23223	0.000360
19	7.380	0.160	34889.93	33.406	0.24654	0.000383
20	7.540	0.160	35646.36	34.646	0.26123	0.000406
21	7.700	0.160	36402.78	35.886	0.27632	0.000430
22	7.860	0.160	37159.20	37.124	0.29180	0.000454
23	8.020	0.160	37915.62	38.362	0.30766	0.000480
24	8.180	0.160	38672.04	39.599	0.32392	0.000505
25	8.340	0.160	39428.46	40.835	0.34056	0.000532
26	8.500	0.160	40184.88	42.070	0.35760	0.000559
27	8.660	0.160	40941.30	43.305	0.37502	0.000586
28	8.820	0.160	41697.72	44.538	0.39283	0.000614
29	8.980	0.160	42454.14	45.771	0.41102	0.000643
30	9.140	0.160	43210.57	47.003	0.42961	0.000673
31	9.300	0.160	43966.99	48.234	0.44858	0.000703
32	9.460	0.160	44723.41	49.465	0.46794	0.000733
33	9.620	0.160	45479.83	50.695	0.48768	0.000764
34	9.780	0.160	46236.25	51.923	0.50781	0.000796
35	9.940	0.160	46992.68	53.152	0.52833	0.000829
36	10.100	0.160	47749.10	54.379	0.54923	0.000862
37	10.260	0.160	48505.52	55.605	0.57051	0.000896
38	10.420	0.160	49261.94	56.831	0.59218	0.000930
39	10.580	0.160	50018.36	58.056	0.61423	0.000965
40	10.740	0.160	50774.78	59.280	0.63667	0.001001
41	10.900	0.160	51531.20	60.504	0.65949	0.001037
42	11.060	0.160	52287.62	61.726	0.68269	0.001074
43	11.220	0.160	53044.05	62.948	0.70628	0.001111
44	11.380	0.160	53800.47	64.169	0.73025	0.001149
45	11.540	0.160	54556.89	65.390	0.75459	0.001188
46	11.700	0.160	55313.31	66.609	0.77933	0.001227
47	11.860	0.160	56069.73	67.828	0.80444	0.001267
48	12.020	0.160	56826.16	69.046	0.82993	0.001308
49	12.180	0.160	57582.57	70.263	0.85580	0.001349
50	12.340	0.160	58339.00	71.479	0.88206	0.001390
51	12.500	0.160	59095.42	72.695	0.90869	0.001433

2) 初降伏変位

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2.0 = 0.0318466 \text{ (m)}$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{s2}}{h} = \frac{78845.84}{12.500} = 6307.67 \text{ (kN)}$$

ここに、

M_{s2} : 耐震性能 2 の限界状態における曲げモーメント (kN・m)
 h : 終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

2) 骨格曲線における降伏曲率 ϕ_y

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0} \\ &= \frac{78845.84}{59095.42} \times 0.72695 \times 10^{-3} = 0.96991 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

ここに、

M_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲げモーメント (kN・m)
 ϕ_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲率 (1/m)

3) 骨格曲線における降伏変位 δ_y

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \\ &= \frac{78845.84}{59095.42} \times 0.03185 = 0.0424901 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

δ_{y0} : 初降伏変位 (m)

(3) 塑性ヒンジ長 L_p 1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

$$\begin{aligned} \beta_s &= \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s} \\ &= \frac{384 \times 200000 \times 6533.0}{12 \times 875^3 \times 150.0} = 0.416 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{c0}

$$\beta_{c0} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 134.100 = 1.341 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} = 0.416 + 1.341 = 1.757 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leq 0.15 \cdot h \\ &= 9.5 \times 390.0^{1/6} \times 1.757^{-1/3} \times 31.8 = 677 \text{ (mm)} = 0.677 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$L_p \leq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 12.500 = 1.875 \text{ (m)}$$

以上により、 $L_p = 0.677 \text{ (m)}$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm)
 h : 橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離 (m)

(4) 耐震性能2に対する限界状態に相当する変位 δ_{ls2}

$$\begin{aligned}\delta_{ls2} &= \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2) \\ &= 0.04249 + (11.31498 \times 10^{-3} - 0.96991 \times 10^{-3}) \times 0.677 \times (12.500 - 0.677 / 2) \\ &= 0.12763 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

- δ_y : 降伏変位(m)
- ϕ_y : 降伏曲率(1/m)
- ϕ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率(1/m)

2-3-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性

(1) 水平力－水平変位関係

	水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ限界状態	1526.59	0.00304
初降伏限界状態	4727.63	0.03185
降伏限界状態	6307.67	0.04249
耐震性能2の限界状態	6307.67	0.12763

(2) 許容塑性率 μ_a

$$\mu_a = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha \cdot \delta_y}$$

$$= \frac{0.12763}{1.2 \times 0.04249} = 2.503$$

ここに、
 δ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(m)
 α : 安全係数
 δ_y : 降伏変位(m)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_y

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y}$$

$$= \frac{6307.67}{0.04249} = 148450.19 \text{ (kN/m)}$$

ここに、
 P_y : 降伏耐力(kN)

3 P2橋脚の降伏剛性データ

3-1 設計条件

(1) レベル2地震動により照査する橋脚

躯体番号 3
 躯体名称 P2
 橋種選択 B種の橋(耐震性能2)

(2) 上部工死荷重反力及び慣性力作用位置

上部工死荷重反力 $R_w = 6032.743 \text{ kN}$

(橋軸方向)
 上部構造慣性力の作用高さ(橋脚天端より) $y_w = 0.000 \text{ m}$

(橋軸直角方向)
 上部構造慣性力の作用高さ(橋脚天端より) $y_w = 2.500 \text{ m}$

(3) コンクリート材料

コンクリートの単位体積重量(柱) $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
 " 単位体積重量(はり) $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
 " 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 " 弾性係数 $E_c = 2.80 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

(4) 主鉄筋材料

鉄筋材質 SD390
 鉄筋の降伏点強度 $\sigma_{sy} = 390.0 \text{ N/mm}^2$
 " 弾性係数 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

(5) 主鉄筋配置

断面 番号	配置位置 h1(m)	No	かぶり (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	Y1 (mm)	Y2 (mm)	鉄筋配置		
								径	本数	鉄筋量(mm ²)
1	0.000	1	150	150	150	---	---	D32	31	24620.2
		2	250	150	150	---	---	D32	17	13501.4
		5	250	150	150	---	---	D32	17	13501.4
		6	150	150	150	---	---	D32	31	24620.2
		7	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2
		8	250	---	---	500	500	D32	5	3971.0
		11	250	---	---	500	500	D32	5	3971.0
		12	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2
1	23.000	12	150	---	---	375	375	D32	11	8736.2

y1: 柱部根元からの距離(m)

鉄筋番号 No 1～6、方向Xは、主に橋軸方向に抵抗する鉄筋

鉄筋番号 No 7～12、方向Yは、主に橋軸直角方向に抵抗する鉄筋

(6) 鉛直方向断面分割数

柱部断面分割変化数 1断面

番号	柱部断面高さ範囲(m)	分割数
1	0.000 ～ 23.000	50

(7) 帯鉄筋材料

帯鉄筋の降伏点強度 $\sigma_{sy} = 345.0 \text{ N/mm}^2$

(橋軸方向)

範囲	鉄筋径	横拘束鉄筋				圧縮側軸方向 鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
		Ah (mm^2)	断面二次 モーメント (mm^4)	ピッチ (mm)	有効長 (mm)		断面積 (mm^2)	ピッチ (mm)
0.000 ~ 23.000	D19	286.5	6533.0	150.0	875.0	12	1146.0	150.0

(橋軸直角方向)

範囲	鉄筋径	横拘束鉄筋				圧縮側軸方向 鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
		Ah (mm^2)	断面二次 モーメント (mm^4)	ピッチ (mm)	有効長 (mm)		断面積 (mm^2)	ピッチ (mm)
0.000 ~ 23.000	D19	286.5	6533.0	150.0	875.0	12	1146.0	150.0

(8) 偏心モーメント

偏心モーメントを考慮しない

3-2 橋軸方向の照査

3-2-1 各計算位置の断面力集計

断面 番号	y1 (m)	y2 (m)	躯体自重 Wc (kN)	軸力 N (kN)
1	23.000	2.000	906.50	6939.24
2	22.540	2.460	996.66	7029.40
3	22.080	2.920	1086.82	7119.56
4	21.620	3.380	1176.98	7209.72
5	21.160	3.840	1267.14	7299.88
6	20.700	4.300	1357.30	7390.04
7	20.240	4.760	1447.46	7480.20
8	19.780	5.220	1537.62	7570.36
9	19.320	5.680	1627.78	7660.52
10	18.860	6.140	1717.94	7750.68
11	18.400	6.600	1808.10	7840.84
12	17.940	7.060	1898.26	7931.00
13	17.480	7.520	1988.42	8021.16
14	17.020	7.980	2078.58	8111.32
15	16.560	8.440	2168.74	8201.48
16	16.100	8.900	2258.90	8291.64
17	15.640	9.360	2349.06	8381.80
18	15.180	9.820	2439.22	8471.96
19	14.720	10.280	2529.38	8562.12
20	14.260	10.740	2619.54	8652.28
21	13.800	11.200	2709.70	8742.44
22	13.340	11.660	2799.86	8832.60
23	12.880	12.120	2890.02	8922.76
24	12.420	12.580	2980.18	9012.92
25	11.960	13.040	3070.34	9103.08
26	11.500	13.500	3160.50	9193.24
27	11.040	13.960	3250.66	9283.40
28	10.580	14.420	3340.82	9373.56
29	10.120	14.880	3430.98	9463.72
30	9.660	15.340	3521.14	9553.88
31	9.200	15.800	3611.30	9644.04
32	8.740	16.260	3701.46	9734.20
33	8.280	16.720	3791.62	9824.36
34	7.820	17.180	3881.78	9914.52
35	7.360	17.640	3971.94	10004.68
36	6.900	18.100	4062.10	10094.84
37	6.440	18.560	4152.26	10185.00
38	5.980	19.020	4242.42	10275.16
39	5.520	19.480	4332.58	10365.32
40	5.060	19.940	4422.74	10455.48
41	4.600	20.400	4512.90	10545.64
42	4.140	20.860	4603.06	10635.80
43	3.680	21.320	4693.22	10725.96
44	3.220	21.780	4783.38	10816.12
45	2.760	22.240	4873.54	10906.28
46	2.300	22.700	4963.70	10996.44
47	1.840	23.160	5053.86	11086.60
48	1.380	23.620	5144.02	11176.76
49	0.920	24.080	5234.18	11266.92
50	0.460	24.540	5324.34	11357.08
51	0.000	25.000	5414.50	11447.24

y1 : 柱部根元からの距離(m)

y2 : 上部工慣性力作用位置からの距離(m)

3-2-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線

- (1) 横拘束鉄筋の体積比
- ρ_s

$$\rho_s = \frac{4.0 \cdot A_h}{s \cdot d} \leq 0.018$$

ここに、

- A_h : 横拘束鉄筋断面積 (mm²)
 s : 横拘束鉄筋の間隔(ピッチ) (mm)
 d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

- (2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリート設計基準強度
- σ_{cc}
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

ここに、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 α : 断面補正係数 $\alpha = 0.2$

- (3) 下降勾配
- E_{des}
- (N/mm
- ²
-)

$$E_{des} = 11.2 \cdot \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}$$

- (4) コンクリートの最大圧縮応力ひずみ
- ε_{cc}

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

ここに、

- β : 断面補正係数 $\beta = 0.4$

- (5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ
- ε_{ccl}

$$\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

- (6) 定数
- n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

- (7) コンクリート応力度
- σ_c
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	有効長 (mm)	ρs	n	Edes (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.460	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.380	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.300	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.220	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.140	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.060	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.980	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.900	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.820	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.740	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
9.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
9.660	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
10.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
10.580	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.500	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
12.420	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
12.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
13.340	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
13.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
14.260	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
14.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
15.180	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
15.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
16.100	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
16.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.020	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.940	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
18.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
18.860	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
19.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
19.780	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
20.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
20.700	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
21.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
21.620	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
22.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
22.540	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
23.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815

3-2-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s}$$

ここに、

- E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

(2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{co} (N/mm²)

$$\beta_{co} = 0.01 \cdot c_0$$

ここに、

- c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

(3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co}$$

(4) 塑性ヒンジ長 L_p (mm)

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi'$$

ここに、

- σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm) (≤ 40 mm)

(5) 耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ε_{st2}

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi'^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

ここに、

- ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	Ih (mm ⁴)	ns	d ^r (mm)	s (mm)	βs (N/mm ²)	c0 (mm)	$\beta c0$ (N/mm ²)	βn (N/mm ²)	ϕ' (mm)	Lp (mm)	ϕ (mm)	$\epsilon st2$
0.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.460	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.380	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.300	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.220	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.140	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.060	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.980	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.900	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.820	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.740	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
9.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
9.660	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
10.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
10.580	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.500	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
12.420	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
12.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
13.340	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
13.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
14.260	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
14.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
15.180	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
15.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
16.100	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
16.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.020	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.940	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
18.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
18.860	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
19.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
19.780	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
20.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
20.700	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
21.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
21.620	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
22.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
22.540	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
23.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540

3-2-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に50分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

$$M_c = Z_{ci} \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c \cdot I_i}$$

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_c : ひび割れ曲率 (1/mm)
- Z_{ci} : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- N_i : 上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- A_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²)
- E_i : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- I_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント (mm⁴)

(2) 初降伏限界及び耐震性能2又は耐震性能3の限界状態

各要素の断面を慣性力の作用方向にn分割し、平面保持の仮定が成立するとして求めた中立軸からの距離に比例する歪み及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定として、以下の釣合い条件を満たす中立軸を試算によって求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj}$$

ここに、

- N_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- σ_{cj}, σ_{sj} : j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度 (N/mm²)
- $\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積 (mm²)

中立軸の位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下により求める。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj}$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / x_0$$

ここに、

- M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率 (1/mm)
- x_j : j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離 (mm)
- ε_{c0} : コンクリートの圧縮縁歪み
- x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

- ・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じる歪みが降伏歪み ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメント M_{y0} 及び初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。
- ・最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能2の許容引張歪み ε_{st2} に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能3の許容引張歪み ε_{st3} に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪み ε_{ccl} に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
- ・耐震性能2又は耐震性能3の限界状態における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張歪みが各耐震性能の許容引張歪みに達するときの曲率とコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪みに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

3-2-5 各計算断面位置による断面諸元の計算

No	計算位置 Y1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 Ac (m ²)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m ²)	I (m ⁴)	W (m ³)
1	0.000 ~ 23.000	4.000	2.000	8.0000	8.7261	3.0559	3.0559

3-2-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れ限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	Mc (kN・m)	$\phi_c (\times 10^{-5})$ (1/m)	Pc=Mc/Y2 (kN)
1	2.000	6939.24	9216.18	10.771	4608.09
2	2.460	7029.40	9247.75	10.808	3759.25
3	2.920	7119.56	9279.33	10.845	3177.85
4	3.380	7209.72	9310.90	10.882	2754.71
5	3.840	7299.88	9342.48	10.919	2432.94
6	4.300	7390.04	9374.05	10.955	2180.01
7	4.760	7480.20	9405.63	10.992	1975.97
8	5.220	7570.36	9437.20	11.029	1807.89
9	5.680	7660.52	9468.78	11.066	1667.04
10	6.140	7750.68	9500.35	11.103	1547.29
11	6.600	7840.84	9531.92	11.140	1444.23
12	7.060	7931.00	9563.50	11.177	1354.60
13	7.520	8021.16	9595.07	11.214	1275.94
14	7.980	8111.32	9626.65	11.251	1206.35
15	8.440	8201.48	9658.22	11.288	1144.34
16	8.900	8291.64	9689.79	11.324	1088.74
17	9.360	8381.80	9721.37	11.361	1038.61
18	9.820	8471.96	9752.94	11.398	993.17
19	10.280	8562.12	9784.52	11.435	951.80
20	10.740	8652.28	9816.09	11.472	913.98
21	11.200	8742.44	9847.67	11.509	879.26
22	11.660	8832.60	9879.24	11.546	847.28
23	12.120	8922.76	9910.82	11.583	817.72
24	12.580	9012.92	9942.39	11.620	790.33
25	13.040	9103.08	9973.96	11.657	764.87
26	13.500	9193.24	10005.54	11.693	741.15
27	13.960	9283.40	10037.11	11.730	718.99
28	14.420	9373.56	10068.69	11.767	698.24
29	14.880	9463.72	10100.26	11.804	678.78
30	15.340	9553.88	10131.83	11.841	660.48
31	15.800	9644.04	10163.41	11.878	643.25
32	16.260	9734.20	10194.98	11.915	627.00
33	16.720	9824.36	10226.56	11.952	611.64
34	17.180	9914.52	10258.13	11.989	597.10
35	17.640	10004.68	10289.71	12.026	583.32
36	18.100	10094.84	10321.28	12.062	570.24
37	18.560	10185.00	10352.85	12.099	557.80
38	19.020	10275.16	10384.43	12.136	545.97
39	19.480	10365.32	10416.00	12.173	534.70
40	19.940	10455.48	10447.58	12.210	523.95
41	20.400	10545.64	10479.15	12.247	513.68
42	20.860	10635.80	10510.73	12.284	503.87
43	21.320	10725.96	10542.30	12.321	494.48
44	21.780	10816.12	10573.88	12.358	485.49
45	22.240	10906.28	10605.45	12.395	476.86
46	22.700	10996.44	10637.02	12.431	468.59
47	23.160	11086.60	10668.60	12.468	460.65
48	23.620	11176.76	10700.17	12.505	453.01
49	24.080	11266.92	10731.75	12.542	445.67
50	24.540	11357.08	10763.32	12.579	438.60
51	25.000	11447.24	10794.89	12.616	431.80

(2) ひび割れ水平耐力

Pc (min) = 431.80 (kN)

(表中のPcの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

3-2-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X0 (m)	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	Py0=My0/Y2
							(kN)
1	2.000	6939.24	0.565517	0.859	32863.08	151.812	16431.54
2	2.460	7029.40	0.566427	0.861	32925.38	151.920	13384.30
3	2.920	7119.56	0.567335	0.863	32987.64	152.027	11297.14
4	3.380	7209.72	0.568241	0.864	33049.84	152.135	9778.06
5	3.840	7299.88	0.569146	0.866	33112.03	152.242	8622.92
6	4.300	7390.04	0.570049	0.868	33174.17	152.350	7714.93
7	4.760	7480.20	0.570950	0.870	33236.29	152.457	6982.41
8	5.220	7570.36	0.571849	0.872	33298.37	152.564	6379.00
9	5.680	7660.52	0.572747	0.874	33360.42	152.671	5873.31
10	6.140	7750.68	0.573642	0.876	33422.43	152.778	5443.39
11	6.600	7840.84	0.574537	0.878	33484.43	152.886	5073.40
12	7.060	7931.00	0.575430	0.880	33546.36	152.993	4751.61
13	7.520	8021.16	0.576324	0.882	33608.37	153.100	4469.20
14	7.980	8111.32	0.577210	0.884	33670.15	153.207	4219.32
15	8.440	8201.48	0.578098	0.886	33732.02	153.314	3996.68
16	8.900	8291.64	0.578983	0.888	33793.82	153.420	3797.06
17	9.360	8381.80	0.579867	0.890	33855.61	153.527	3617.05
18	9.820	8471.96	0.580750	0.892	33917.34	153.634	3453.90
19	10.280	8562.12	0.581630	0.894	33979.05	153.741	3305.36
20	10.740	8652.28	0.582510	0.896	34040.72	153.847	3169.53
21	11.200	8742.44	0.583387	0.898	34102.37	153.954	3044.85
22	11.660	8832.60	0.584263	0.900	34163.97	154.060	2930.01
23	12.120	8922.76	0.585138	0.902	34225.57	154.167	2823.89
24	12.580	9012.92	0.586010	0.904	34287.10	154.273	2725.52
25	13.040	9103.08	0.586882	0.906	34348.63	154.380	2634.10
26	13.500	9193.24	0.587751	0.908	34410.11	154.486	2548.90
27	13.960	9283.40	0.588619	0.910	34471.54	154.592	2469.31
28	14.420	9373.56	0.589485	0.912	34532.96	154.699	2394.80
29	14.880	9463.72	0.590350	0.914	34594.34	154.805	2324.89
30	15.340	9553.88	0.591213	0.916	34655.68	154.911	2259.17
31	15.800	9644.04	0.592075	0.918	34716.98	155.017	2197.28
32	16.260	9734.20	0.592935	0.920	34778.28	155.123	2138.89
33	16.720	9824.36	0.593793	0.922	34839.51	155.229	2083.70
34	17.180	9914.52	0.594650	0.924	34900.72	155.335	2031.47
35	17.640	10004.68	0.595506	0.926	34961.93	155.441	1981.97
36	18.100	10094.84	0.596359	0.928	35023.06	155.547	1934.98
37	18.560	10185.00	0.597212	0.930	35084.18	155.653	1890.31
38	19.020	10275.16	0.598063	0.932	35145.26	155.759	1847.81
39	19.480	10365.32	0.598912	0.933	35206.32	155.864	1807.31
40	19.940	10455.48	0.599760	0.935	35267.32	155.970	1768.67
41	20.400	10545.64	0.600607	0.937	35328.31	156.076	1731.78
42	20.860	10635.80	0.601451	0.939	35389.26	156.181	1696.51
43	21.320	10725.96	0.602295	0.941	35450.18	156.287	1662.77
44	21.780	10816.12	0.603137	0.943	35511.07	156.392	1630.44
45	22.240	10906.28	0.603977	0.945	35571.92	156.498	1599.46
46	22.700	10996.44	0.604816	0.947	35632.75	156.603	1569.72
47	23.160	11086.60	0.605654	0.949	35693.54	156.709	1541.17
48	23.620	11176.76	0.606490	0.951	35754.30	156.814	1513.73
49	24.080	11266.92	0.607325	0.953	35815.04	156.920	1487.34
50	24.540	11357.08	0.608158	0.955	35875.73	157.025	1461.93
51	25.000	11447.24	0.608989	0.957	35936.38	157.130	1437.45

(2) 初降伏水平耐力

$$Py0(\min) = 1437.45 \text{ (kN)}$$

(表中のPy0の最小値を初降伏水平耐力とする。)

3-2-8 終局水平耐力

(1) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xst2(m)	ϵ_{st2} ($\times 10^{-3}$)	Mst2 (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.000	6939.24	0.326607	35.400	37315.15	2323.771
2	2.460	7029.40	0.327071	35.400	37379.86	2324.480
3	2.920	7119.56	0.327536	35.400	37444.54	2325.190
4	3.380	7209.72	0.328001	35.400	37509.18	2325.900
5	3.840	7299.88	0.328467	35.400	37573.80	2326.611
6	4.300	7390.04	0.328932	35.400	37638.38	2327.324
7	4.760	7480.20	0.329401	35.400	37702.96	2328.040
8	5.220	7570.36	0.329863	35.400	37767.45	2328.748
9	5.680	7660.52	0.330328	35.400	37831.93	2329.461
10	6.140	7750.68	0.330794	35.400	37896.37	2330.176
11	6.600	7840.84	0.331262	35.400	37960.75	2330.894
12	7.060	7931.00	0.331730	35.400	38025.09	2331.612
13	7.520	8021.16	0.332198	35.400	38089.39	2332.331
14	7.980	8111.32	0.332666	35.400	38153.68	2333.051
15	8.440	8201.48	0.333134	35.400	38217.91	2333.771
16	8.900	8291.64	0.333639	35.400	38281.86	2334.548
17	9.360	8381.80	0.334355	35.400	38344.21	2335.650
18	9.820	8471.96	0.335073	35.400	38406.43	2336.757
19	10.280	8562.12	0.335796	35.400	38468.54	2337.873
20	10.740	8652.28	0.336519	35.400	38530.55	2338.991
21	11.200	8742.44	0.337243	35.400	38592.48	2340.109
22	11.660	8832.60	0.337968	35.400	38654.33	2341.231
23	12.120	8922.76	0.338693	35.400	38716.10	2342.355
24	12.580	9012.92	0.339421	35.400	38777.76	2343.483
25	13.040	9103.08	0.340153	35.400	38839.27	2344.620
26	13.500	9193.24	0.340887	35.400	38900.69	2345.759
27	13.960	9283.40	0.341621	35.400	38962.03	2346.901
28	14.420	9373.56	0.342356	35.400	39023.29	2348.045
29	14.880	9463.72	0.343092	35.400	39084.45	2349.192
30	15.340	9553.88	0.343828	35.400	39145.53	2350.341
31	15.800	9644.04	0.344571	35.400	39206.44	2351.501
32	16.260	9734.20	0.345316	35.400	39267.25	2352.664
33	16.720	9824.36	0.346061	35.400	39327.96	2353.829
34	17.180	9914.52	0.346806	35.400	39388.60	2354.997
35	17.640	10004.68	0.347553	35.400	39449.15	2356.168
36	18.100	10094.84	0.348300	35.400	39509.60	2357.340
37	18.560	10185.00	0.349053	35.400	39569.91	2358.521
38	19.020	10275.16	0.349808	35.400	39630.09	2359.709
39	19.480	10365.32	0.350565	35.400	39690.17	2360.900
40	19.940	10455.48	0.351322	35.400	39750.16	2362.093
41	20.400	10545.64	0.352081	35.400	39810.05	2363.289
42	20.860	10635.80	0.352840	35.400	39869.86	2364.489
43	21.320	10725.96	0.353601	35.400	39929.57	2365.690
44	21.780	10816.12	0.354368	35.400	39989.09	2366.903
45	22.240	10906.28	0.355137	35.400	40048.50	2368.121
46	22.700	10996.44	0.355907	35.400	40107.82	2369.341
47	23.160	11086.60	0.356678	35.400	40167.04	2370.565
48	23.620	11176.76	0.357450	35.400	40226.16	2371.791
49	24.080	11266.92	0.358223	35.400	40285.18	2373.020
50	24.540	11357.08	0.358998	35.400	40344.10	2374.253
51	25.000	11447.24	0.359780	35.400	40402.82	2375.499

2) コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xcon(m)	ε con ($\times 10^{-3}$)	Mcon (kN \cdot m)	ϕ con ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.000	6939.24	0.329031	8.150	37056.27	4552.381
2	2.460	7029.40	0.329989	8.150	37116.94	4528.153
3	2.920	7119.56	0.330947	8.150	37177.52	4504.179
4	3.380	7209.72	0.331851	8.150	37237.78	4481.784
5	3.840	7299.88	0.332658	8.150	37297.56	4461.986
6	4.300	7390.04	0.333466	8.150	37357.29	4442.322
7	4.760	7480.20	0.334276	8.150	37416.96	4422.802
8	5.220	7570.36	0.335087	8.150	37476.57	4403.435
9	5.680	7660.52	0.335899	8.150	37536.13	4384.196
10	6.140	7750.68	0.336712	8.150	37595.63	4365.106
11	6.600	7840.84	0.337526	8.150	37655.07	4346.164
12	7.060	7931.00	0.338341	8.150	37714.46	4327.356
13	7.520	8021.16	0.339157	8.150	37773.78	4308.683
14	7.980	8111.32	0.339974	8.150	37833.04	4290.152
15	8.440	8201.48	0.340792	8.150	37892.25	4271.754
16	8.900	8291.64	0.341611	8.150	37951.41	4253.494
17	9.360	8381.80	0.342431	8.150	38010.50	4235.362
18	9.820	8471.96	0.343253	8.150	38069.54	4217.359
19	10.280	8562.12	0.344075	8.150	38128.50	4199.491
20	10.740	8652.28	0.344898	8.150	38187.42	4181.755
21	11.200	8742.44	0.345723	8.150	38246.27	4164.142
22	11.660	8832.60	0.346547	8.150	38305.07	4146.670
23	12.120	8922.76	0.347374	8.150	38363.80	4129.309
24	12.580	9012.92	0.348201	8.150	38422.47	4112.067
25	13.040	9103.08	0.349029	8.150	38481.08	4094.960
26	13.500	9193.24	0.349858	8.150	38539.63	4077.987
27	13.960	9283.40	0.350688	8.150	38598.13	4061.121
28	14.420	9373.56	0.351518	8.150	38656.55	4044.386
29	14.880	9463.72	0.352350	8.150	38714.91	4027.758
30	15.340	9553.88	0.353182	8.150	38773.21	4011.257
31	15.800	9644.04	0.354016	8.150	38831.46	3994.867
32	16.260	9734.20	0.354850	8.150	38889.63	3978.602
33	16.720	9824.36	0.355685	8.150	38947.74	3962.445
34	17.180	9914.52	0.356521	8.150	39005.79	3946.404
35	17.640	10004.68	0.357358	8.150	39063.79	3930.476
36	18.100	10094.84	0.358196	8.150	39121.71	3914.654
37	18.560	10185.00	0.359035	8.150	39179.57	3898.951
38	19.020	10275.16	0.359874	8.150	39237.37	3883.360
39	19.480	10365.32	0.360715	8.150	39295.10	3867.869
40	19.940	10455.48	0.361556	8.150	39352.77	3852.494
41	20.400	10545.64	0.362398	8.150	39410.37	3837.219
42	20.860	10635.80	0.363240	8.150	39467.91	3822.058
43	21.320	10725.96	0.364084	8.150	39525.39	3806.995
44	21.780	10816.12	0.364928	8.150	39582.80	3792.042
45	22.240	10906.28	0.365773	8.150	39640.14	3777.192
46	22.700	10996.44	0.366619	8.150	39697.42	3762.437
47	23.160	11086.60	0.367466	8.150	39754.64	3747.790
48	23.620	11176.76	0.368313	8.150	39811.78	3733.242
49	24.080	11266.92	0.369162	8.150	39868.86	3718.793
50	24.540	11357.08	0.370010	8.150	39925.88	3704.449
51	25.000	11447.24	0.370860	8.150	39982.82	3690.195

3) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	鉄筋		コンクリート		M1s2 (kN・m)	φ 1s2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Pu=M1s2/Y2 (kN)
		Mst2 (kN・m)	φ st2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Mcon (kN・m)	φ con (×10 ⁻⁵) (1/m)			
1	2.000	37315	2323.8	37056	4552.4	37315.15	2323.771	18657.57
2	2.460	37380	2324.5	37117	4528.2	37379.86	2324.480	15195.07
3	2.920	37445	2325.2	37178	4504.2	37444.54	2325.190	12823.47
4	3.380	37509	2325.9	37238	4481.8	37509.18	2325.900	11097.39
5	3.840	37574	2326.6	37298	4462.0	37573.80	2326.611	9784.84
6	4.300	37638	2327.3	37357	4442.3	37638.38	2327.324	8753.11
7	4.760	37703	2328.0	37417	4422.8	37702.96	2328.040	7920.79
8	5.220	37767	2328.7	37477	4403.4	37767.45	2328.748	7235.14
9	5.680	37832	2329.5	37536	4384.2	37831.93	2329.461	6660.55
10	6.140	37896	2330.2	37596	4365.1	37896.37	2330.176	6172.05
11	6.600	37961	2330.9	37655	4346.2	37960.75	2330.894	5751.63
12	7.060	38025	2331.6	37714	4327.4	38025.09	2331.612	5385.99
13	7.520	38089	2332.3	37774	4308.7	38089.39	2332.331	5065.08
14	7.980	38154	2333.1	37833	4290.2	38153.68	2333.051	4781.16
15	8.440	38218	2333.8	37892	4271.8	38217.91	2333.771	4528.19
16	8.900	38282	2334.5	37951	4253.5	38281.86	2334.548	4301.33
17	9.360	38344	2335.6	38011	4235.4	38344.21	2335.650	4096.60
18	9.820	38406	2336.8	38070	4217.4	38406.43	2336.757	3911.04
19	10.280	38469	2337.9	38129	4199.5	38468.54	2337.873	3742.08
20	10.740	38531	2339.0	38187	4181.8	38530.55	2338.991	3587.57
21	11.200	38592	2340.1	38246	4164.1	38592.48	2340.109	3445.76
22	11.660	38654	2341.2	38305	4146.7	38654.33	2341.231	3315.12
23	12.120	38716	2342.4	38364	4129.3	38716.10	2342.355	3194.40
24	12.580	38778	2343.5	38422	4112.1	38777.76	2343.483	3082.49
25	13.040	38839	2344.6	38481	4095.0	38839.27	2344.620	2978.47
26	13.500	38901	2345.8	38540	4078.0	38900.69	2345.759	2881.53
27	13.960	38962	2346.9	38598	4061.1	38962.03	2346.901	2790.98
28	14.420	39023	2348.0	38657	4044.4	39023.29	2348.045	2706.19
29	14.880	39084	2349.2	38715	4027.8	39084.45	2349.192	2626.64
30	15.340	39146	2350.3	38773	4011.3	39145.53	2350.341	2551.86
31	15.800	39206	2351.5	38831	3994.9	39206.44	2351.501	2481.42
32	16.260	39267	2352.7	38890	3978.6	39267.25	2352.664	2414.96
33	16.720	39328	2353.8	38948	3962.4	39327.96	2353.829	2352.15
34	17.180	39389	2355.0	39006	3946.4	39388.60	2354.997	2292.70
35	17.640	39449	2356.2	39064	3930.5	39449.15	2356.168	2236.35
36	18.100	39510	2357.3	39122	3914.7	39509.60	2357.340	2182.85
37	18.560	39570	2358.5	39180	3899.0	39569.91	2358.521	2132.00
38	19.020	39630	2359.7	39237	3883.4	39630.09	2359.709	2083.60
39	19.480	39690	2360.9	39295	3867.9	39690.17	2360.900	2037.48
40	19.940	39750	2362.1	39353	3852.5	39750.16	2362.093	1993.49
41	20.400	39810	2363.3	39410	3837.2	39810.05	2363.289	1951.47
42	20.860	39870	2364.5	39468	3822.1	39869.86	2364.489	1911.31
43	21.320	39930	2365.7	39525	3807.0	39929.57	2365.690	1872.87
44	21.780	39989	2366.9	39583	3792.0	39989.09	2366.903	1836.05
45	22.240	40049	2368.1	39640	3777.2	40048.50	2368.121	1800.74
46	22.700	40108	2369.3	39697	3762.4	40107.82	2369.341	1766.86
47	23.160	40167	2370.6	39755	3747.8	40167.04	2370.565	1734.33
48	23.620	40226	2371.8	39812	3733.2	40226.16	2371.791	1703.06
49	24.080	40285	2373.0	39869	3718.8	40285.18	2373.020	1672.97
50	24.540	40344	2374.3	39926	3704.4	40344.10	2374.253	1644.01
51	25.000	40403	2375.5	39983	3690.2	40402.82	2375.499	1616.11

(2) 終局水平耐力

$$P_u(\min) = 1616.11 \text{ (kN)}$$

(表中のPuの最小値を終局水平耐力とする。)

3-2-9 水平力ー水平変位関係

(1) 初降伏変位

初降伏変位 δy_0 は上部構造の慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布より求める。この算出方法は以下の式による。

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

ここに、

- ϕ_i : i番目の断面の降伏曲率(1/m)
- y_i : i番目の断面から慣性力の作用位置までの距離(m)
- Δy_i : i番目の断面からi-1番目の断面までの距離(m)

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面番号	y_i (m)	Δy_i (m)	My_{0i} (kN・m)	ϕ_{y0i} $\times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i$ ($\times 10^2$)	δy_{0i} (m)
1	2.000	2.000	2874.91	3.360	0.00672	0.000000
2	2.460	0.460	3536.14	4.133	0.01017	0.000039
3	2.920	0.460	4197.37	4.905	0.01432	0.000056
4	3.380	0.460	4858.60	5.678	0.01919	0.000077
5	3.840	0.460	5519.83	6.451	0.02477	0.000101
6	4.300	0.460	6181.06	7.224	0.03106	0.000128
7	4.760	0.460	6842.29	7.997	0.03806	0.000159
8	5.220	0.460	7503.51	8.769	0.04578	0.000193
9	5.680	0.460	8164.74	9.542	0.05420	0.000230
10	6.140	0.460	8825.97	10.315	0.06333	0.000270
11	6.600	0.460	9487.20	11.088	0.07318	0.000314
12	7.060	0.460	10148.43	14.636	0.10333	0.000406
13	7.520	0.460	10809.66	18.390	0.13830	0.000556
14	7.980	0.460	11470.89	22.139	0.17667	0.000724
15	8.440	0.460	12132.12	25.883	0.21845	0.000909
16	8.900	0.460	12793.35	29.620	0.26362	0.001109
17	9.360	0.460	13454.58	33.352	0.31218	0.001324
18	9.820	0.460	14115.81	37.079	0.36411	0.001555
19	10.280	0.460	14777.04	40.800	0.41942	0.001802
20	10.740	0.460	15438.27	44.515	0.47809	0.002064
21	11.200	0.460	16099.50	48.225	0.54012	0.002342
22	11.660	0.460	16760.72	51.930	0.60550	0.002635
23	12.120	0.460	17421.95	55.629	0.67422	0.002943
24	12.580	0.460	18083.18	59.323	0.74628	0.003267
25	13.040	0.460	18744.41	63.011	0.82166	0.003606
26	13.500	0.460	19405.64	66.694	0.90037	0.003961
27	13.960	0.460	20066.87	70.372	0.98239	0.004330
28	14.420	0.460	20728.10	74.044	1.06772	0.004715
29	14.880	0.460	21389.33	77.712	1.15635	0.005115
30	15.340	0.460	22050.56	81.374	1.24827	0.005531
31	15.800	0.460	22711.79	85.031	1.34349	0.005961
32	16.260	0.460	23373.02	88.683	1.44198	0.006407
33	16.720	0.460	24034.25	92.329	1.54375	0.006867
34	17.180	0.460	24695.48	95.971	1.64878	0.007343
35	17.640	0.460	25356.71	99.608	1.75708	0.007833
36	18.100	0.460	26017.94	103.239	1.86863	0.008339
37	18.560	0.460	26679.16	106.866	1.98343	0.008860
38	19.020	0.460	27340.39	110.487	2.10147	0.009395
39	19.480	0.460	28001.62	114.104	2.22275	0.009946
40	19.940	0.460	28662.85	117.716	2.34725	0.010511
41	20.400	0.460	29324.08	121.323	2.47498	0.011091
42	20.860	0.460	29985.31	124.925	2.60593	0.011686
43	21.320	0.460	30646.54	128.522	2.74009	0.012296
44	21.780	0.460	31307.77	132.115	2.87746	0.012920
45	22.240	0.460	31969.00	135.702	3.01802	0.013560
46	22.700	0.460	32630.23	139.285	3.16178	0.014214
47	23.160	0.460	33291.46	142.864	3.30872	0.014882
48	23.620	0.460	33952.69	146.437	3.45884	0.015565
49	24.080	0.460	34613.91	150.006	3.61214	0.016263
50	24.540	0.460	35275.14	153.570	3.76861	0.016976
51	25.000	0.460	35936.38	157.130	3.92825	0.017703

2) 初降伏変位

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2.0 = 0.2890814 \text{ (m)}$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{s2}}{h} = \frac{40402.82}{25.000} = 1616.11 \text{ (kN)}$$

ここに、

M_{s2} : 耐震性能 2 の限界状態における曲げモーメント (kN・m)
 h : 終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

2) 骨格曲線における降伏曲率 ϕ_y

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0} \\ &= \frac{40402.82}{35936.38} \times 1.57130 \times 10^{-3} = 1.76659 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

ここに、

M_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲げモーメント (kN・m)
 ϕ_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲率 (1/m)

3) 骨格曲線における降伏変位 δ_y

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{M_{s2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \\ &= \frac{40402.82}{35936.38} \times 0.28908 = 0.3250107 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

δ_{y0} : 初降伏変位 (m)

(3) 塑性ヒンジ長 L_p 1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

$$\begin{aligned} \beta_s &= \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s} \\ &= \frac{384 \times 200000 \times 6533.0}{12 \times 875^3 \times 150.0} = 0.416 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{c0}

$$\beta_{c0} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 134.100 = 1.341 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} = 0.416 + 1.341 = 1.757 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leq 0.15 \cdot h \\ &= 9.5 \times 390.0^{1/6} \times 1.757^{-1/3} \times 31.8 = 677 \text{ (mm)} = 0.677 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$L_p \leq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 25.000 = 3.750 \text{ (m)}$$

以上により、 $L_p = 0.677 \text{ (m)}$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm)
 h : 橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離 (m)

(4) 耐震性能2に対する限界状態に相当する変位 δ_{ls2}

$$\begin{aligned}\delta_{ls2} &= \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2) \\ &= 0.32501 + (23.75499 \times 10^{-3} - 1.76659 \times 10^{-3}) \times 0.677 \times (25.000 - 0.677 / 2) \\ &= 0.69197 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

- δ_y : 降伏変位(m)
- ϕ_y : 降伏曲率(1/m)
- ϕ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率(1/m)

3-2-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性

(1) 水平力－水平変位関係

	水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ限界状態	431.80	0.02629
初降伏限界状態	1437.45	0.28908
降伏限界状態	1616.11	0.32501
耐震性能2の限界状態	1616.11	0.69197

(2) 許容塑性率 μ_a

$$\mu_a = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha \cdot \delta_y}$$

$$= \frac{0.69197}{1.2 \times 0.32501} = 1.774$$

ここに、
 δ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(m)
 α : 安全係数
 δ_y : 降伏変位(m)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_y

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y}$$

$$= \frac{1616.11}{0.32501} = 4972.49 \text{ (kN/m)}$$

ここに、
 P_y : 降伏耐力(kN)

3-3 橋軸直角方向の照査

3-3-1 各計算位置の断面力集計

断面 番号	y1 (m)	y2 (m)	躯体自重 Wc (kN)	軸力 N (kN)
1	23.000	4.500	906.50	6939.24
2	22.540	4.960	996.66	7029.40
3	22.080	5.420	1086.82	7119.56
4	21.620	5.880	1176.98	7209.72
5	21.160	6.340	1267.14	7299.88
6	20.700	6.800	1357.30	7390.04
7	20.240	7.260	1447.46	7480.20
8	19.780	7.720	1537.62	7570.36
9	19.320	8.180	1627.78	7660.52
10	18.860	8.640	1717.94	7750.68
11	18.400	9.100	1808.10	7840.84
12	17.940	9.560	1898.26	7931.00
13	17.480	10.020	1988.42	8021.16
14	17.020	10.480	2078.58	8111.32
15	16.560	10.940	2168.74	8201.48
16	16.100	11.400	2258.90	8291.64
17	15.640	11.860	2349.06	8381.80
18	15.180	12.320	2439.22	8471.96
19	14.720	12.780	2529.38	8562.12
20	14.260	13.240	2619.54	8652.28
21	13.800	13.700	2709.70	8742.44
22	13.340	14.160	2799.86	8832.60
23	12.880	14.620	2890.02	8922.76
24	12.420	15.080	2980.18	9012.92
25	11.960	15.540	3070.34	9103.08
26	11.500	16.000	3160.50	9193.24
27	11.040	16.460	3250.66	9283.40
28	10.580	16.920	3340.82	9373.56
29	10.120	17.380	3430.98	9463.72
30	9.660	17.840	3521.14	9553.88
31	9.200	18.300	3611.30	9644.04
32	8.740	18.760	3701.46	9734.20
33	8.280	19.220	3791.62	9824.36
34	7.820	19.680	3881.78	9914.52
35	7.360	20.140	3971.94	10004.68
36	6.900	20.600	4062.10	10094.84
37	6.440	21.060	4152.26	10185.00
38	5.980	21.520	4242.42	10275.16
39	5.520	21.980	4332.58	10365.32
40	5.060	22.440	4422.74	10455.48
41	4.600	22.900	4512.90	10545.64
42	4.140	23.360	4603.06	10635.80
43	3.680	23.820	4693.22	10725.96
44	3.220	24.280	4783.38	10816.12
45	2.760	24.740	4873.54	10906.28
46	2.300	25.200	4963.70	10996.44
47	1.840	25.660	5053.86	11086.60
48	1.380	26.120	5144.02	11176.76
49	0.920	26.580	5234.18	11266.92
50	0.460	27.040	5324.34	11357.08
51	0.000	27.500	5414.50	11447.24

y1 : 柱部根元からの距離(m)

y2 : 上部工慣性力作用位置からの距離(m)

3-3-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線

- (1) 横拘束鉄筋の体積比
- ρ_s

$$\rho_s = \frac{4.0 \cdot A_h}{s \cdot d} \leq 0.018$$

ここに、

- A_h : 横拘束鉄筋断面積 (mm²)
 s : 横拘束鉄筋の間隔(ピッチ) (mm)
 d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

- (2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリート設計基準強度
- σ_{cc}
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

ここに、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 α : 断面補正係数 $\alpha = 0.2$

- (3) 下降勾配
- E_{des}
- (N/mm
- ²
-)

$$E_{des} = 11.2 \cdot \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}$$

- (4) コンクリートの最大圧縮応力ひずみ
- ε_{cc}

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

ここに、

- β : 断面補正係数 $\beta = 0.4$

- (5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ
- ε_{ccl}

$$\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

- (6) 定数
- n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

- (7) コンクリート応力度
- σ_c
- (N/mm
- ²
-)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	有効長 (mm)	ρs	n	E _{des} (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{cc1}
0.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.460	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
0.920	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.380	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
1.840	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.300	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
2.760	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.220	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
3.680	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.140	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
4.600	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.060	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.520	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
5.980	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.440	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
6.900	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.360	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
7.820	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.280	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
8.740	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
9.200	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
9.660	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
10.120	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
10.580	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.040	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.500	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
11.960	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
12.420	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
12.880	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
13.340	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
13.800	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
14.260	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
14.720	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
15.180	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
15.640	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
16.100	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
16.560	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.020	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.480	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
17.940	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
18.400	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
18.860	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
19.320	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
19.780	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
20.240	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
20.700	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
21.160	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
21.620	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
22.080	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
22.540	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815
23.000	875.0	0.008731	1.531	3346.2	32.29	0.00333	0.00815

3-3-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s}$$

ここに、

- E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

(2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{co} (N/mm²)

$$\beta_{co} = 0.01 \cdot c_0$$

ここに、

- c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

(3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co}$$

(4) 塑性ヒンジ長 L_p (mm)

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi'$$

ここに、

- σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm) (≤ 40 mm)

(5) 耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ε_{st2}

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi'^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

ここに、

- ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	Ih (mm ⁴)	ns	d ⁷ (mm)	s (mm)	βs (N/mm ²)	c0 (mm)	$\beta c0$ (N/mm ²)	βn (N/mm ²)	ϕ' (mm)	Lp (mm)	ϕ (mm)	$\epsilon st2$
0.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.460	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
0.920	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.380	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
1.840	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.300	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
2.760	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.220	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
3.680	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.140	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
4.600	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.060	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.520	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
5.980	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.440	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
6.900	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.360	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
7.820	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.280	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
8.740	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
9.200	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
9.660	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
10.120	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
10.580	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.040	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.500	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
11.960	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
12.420	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
12.880	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
13.340	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
13.800	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
14.260	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
14.720	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
15.180	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
15.640	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
16.100	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
16.560	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.020	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.480	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
17.940	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
18.400	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
18.860	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
19.320	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
19.780	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
20.240	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
20.700	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
21.160	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
21.620	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
22.080	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
22.540	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540
23.000	6533.0	12	875.0	150.0	0.416	134.1	1.341	1.757	31.8	677	31.8	0.03540

3-3-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に50分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

$$M_c = Z_{ci} \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c \cdot I_i}$$

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_c : ひび割れ曲率 (1/mm)
- Z_{ci} : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- N_i : 上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- A_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²)
- E_i : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- I_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント (mm⁴)

(2) 初降伏限界及び耐震性能2又は耐震性能3の限界状態

各要素の断面を慣性力の作用方向にn分割し、平面保持の仮定が成立するとして求めた中立軸からの距離に比例する歪み及びこれに対応する応力度が各微小要素内では一定として、以下の釣合い条件を満たす中立軸を試算によって求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj}$$

ここに、

- N_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力 (N)
- σ_{cj}, σ_{sj} : j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度 (N/mm²)
- $\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j番目の微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積 (mm²)

中立軸の位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下により求める。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj}$$

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / x_0$$

ここに、

- M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率 (1/mm)
- x_j : j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離 (mm)
- ε_{c0} : コンクリートの圧縮縁歪み
- x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

- ・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じる歪みが降伏歪み ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメント M_{y0} 及び初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。
- ・最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能2の許容引張歪み ε_{st2} に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張歪みが耐震性能3の許容引張歪み ε_{st3} に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪み ε_{ccl1} に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
- ・耐震性能2又は耐震性能3の限界状態における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張歪みが各耐震性能の許容引張歪みに達するときの曲率とコンクリートの圧縮歪みが限界圧縮歪みに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

3-3-5 各計算断面位置による断面諸元の計算

No	計算位置 Y1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 Ac (m ²)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m ²)	I (m ⁴)	W (m ³)
1	0.000 ~ 23.000	2.000	4.000	8.0000	8.7261	11.9431	5.9716

3-3-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れ限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	Mc (kN・m)	$\phi c (\times 10^{-5})$ (1/m)	Pc=Mc/Y2 (kN)
1	4.500	6939.24	18009.35	5.385	4002.08
2	4.960	7029.40	18071.05	5.404	3643.36
3	5.420	7119.56	18132.75	5.422	3345.53
4	5.880	7209.72	18194.45	5.441	3094.29
5	6.340	7299.88	18256.15	5.459	2879.52
6	6.800	7390.04	18317.85	5.478	2693.80
7	7.260	7480.20	18379.55	5.496	2531.62
8	7.720	7570.36	18441.25	5.515	2388.76
9	8.180	7660.52	18502.95	5.533	2261.97
10	8.640	7750.68	18564.65	5.552	2148.69
11	9.100	7840.84	18626.35	5.570	2046.85
12	9.560	7931.00	18688.04	5.588	1954.82
13	10.020	8021.16	18749.74	5.607	1871.23
14	10.480	8111.32	18811.44	5.625	1794.99
15	10.940	8201.48	18873.14	5.644	1725.15
16	11.400	8291.64	18934.84	5.662	1660.95
17	11.860	8381.80	18996.54	5.681	1601.73
18	12.320	8471.96	19058.24	5.699	1546.94
19	12.780	8562.12	19119.94	5.718	1496.08
20	13.240	8652.28	19181.64	5.736	1448.76
21	13.700	8742.44	19243.34	5.754	1404.62
22	14.160	8832.60	19305.04	5.773	1363.35
23	14.620	8922.76	19366.74	5.791	1324.67
24	15.080	9012.92	19428.44	5.810	1288.36
25	15.540	9103.08	19490.14	5.828	1254.19
26	16.000	9193.24	19551.84	5.847	1221.99
27	16.460	9283.40	19613.54	5.865	1191.59
28	16.920	9373.56	19675.23	5.884	1162.84
29	17.380	9463.72	19736.93	5.902	1135.61
30	17.840	9553.88	19798.63	5.921	1109.79
31	18.300	9644.04	19860.33	5.939	1085.26
32	18.760	9734.20	19922.03	5.957	1061.94
33	19.220	9824.36	19983.73	5.976	1039.74
34	19.680	9914.52	20045.43	5.994	1018.57
35	20.140	10004.68	20107.13	6.013	998.37
36	20.600	10094.84	20168.83	6.031	979.07
37	21.060	10185.00	20230.53	6.050	960.61
38	21.520	10275.16	20292.23	6.068	942.95
39	21.980	10365.32	20353.93	6.087	926.02
40	22.440	10455.48	20415.63	6.105	909.79
41	22.900	10545.64	20477.33	6.123	894.21
42	23.360	10635.80	20539.03	6.142	879.24
43	23.820	10725.96	20600.72	6.160	864.85
44	24.280	10816.12	20662.42	6.179	851.01
45	24.740	10906.28	20724.12	6.197	837.68
46	25.200	10996.44	20785.82	6.216	824.83
47	25.660	11086.60	20847.52	6.234	812.45
48	26.120	11176.76	20909.22	6.253	800.51
49	26.580	11266.92	20970.92	6.271	788.97
50	27.040	11357.08	21032.62	6.290	777.83
51	27.500	11447.24	21094.32	6.308	767.07

(2) ひび割れ水平耐力

Pc(min) = 767.07 (kN)

(表中のPcの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

3-3-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏限界の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置	作用軸力	中立軸	ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	Py0=My0/Y2 (kN)
	Y2 (m)	N (kN)	X0 (m)				
1	4.500	6939.24	1.135071	0.815	57043.23	71.825	12676.27
2	4.960	7029.40	1.136968	0.817	57161.76	71.875	11524.55
3	5.420	7119.56	1.138864	0.819	57280.25	71.926	10568.31
4	5.880	7209.72	1.140755	0.821	57398.65	71.976	9761.68
5	6.340	7299.88	1.142643	0.823	57517.02	72.026	9072.08
6	6.800	7390.04	1.144526	0.825	57635.28	72.076	8475.78
7	7.260	7480.20	1.146406	0.827	57753.48	72.126	7955.02
8	7.720	7570.36	1.148283	0.829	57871.67	72.176	7496.33
9	8.180	7660.52	1.150155	0.831	57989.72	72.226	7089.21
10	8.640	7750.68	1.152026	0.833	58107.76	72.276	6725.44
11	9.100	7840.84	1.153890	0.835	58225.69	72.326	6398.43
12	9.560	7931.00	1.155751	0.836	58343.54	72.376	6102.88
13	10.020	8021.16	1.157610	0.838	58461.39	72.426	5834.47
14	10.480	8111.32	1.159464	0.840	58579.13	72.476	5589.61
15	10.940	8201.48	1.161316	0.842	58696.84	72.526	5365.34
16	11.400	8291.64	1.163162	0.844	58814.40	72.576	5159.16
17	11.860	8381.80	1.165007	0.846	58931.97	72.626	4968.97
18	12.320	8471.96	1.166848	0.848	59049.46	72.676	4792.98
19	12.780	8562.12	1.168685	0.850	59166.87	72.725	4629.65
20	13.240	8652.28	1.170519	0.852	59284.25	72.775	4477.66
21	13.700	8742.44	1.172348	0.854	59401.53	72.825	4335.88
22	14.160	8832.60	1.174174	0.856	59518.73	72.875	4203.30
23	14.620	8922.76	1.175997	0.858	59635.86	72.924	4079.06
24	15.080	9012.92	1.177817	0.860	59752.96	72.974	3962.40
25	15.540	9103.08	1.179633	0.861	59869.97	73.024	3852.64
26	16.000	9193.24	1.181446	0.863	59986.96	73.073	3749.18
27	16.460	9283.40	1.183255	0.865	60103.84	73.123	3651.51
28	16.920	9373.56	1.185062	0.867	60220.66	73.172	3559.14
29	17.380	9463.72	1.186864	0.869	60337.41	73.222	3471.66
30	17.840	9553.88	1.188664	0.871	60454.14	73.271	3388.69
31	18.300	9644.04	1.190459	0.873	60570.73	73.321	3309.88
32	18.760	9734.20	1.192253	0.875	60687.32	73.370	3234.93
33	19.220	9824.36	1.194042	0.877	60803.81	73.420	3163.57
34	19.680	9914.52	1.195828	0.879	60920.24	73.469	3095.54
35	20.140	10004.68	1.197612	0.880	61036.62	73.519	3030.62
36	20.600	10094.84	1.199392	0.882	61152.95	73.568	2968.59
37	21.060	10185.00	1.201174	0.884	61269.34	73.618	2909.28
38	21.520	10275.16	1.202941	0.886	61385.36	73.667	2852.48
39	21.980	10365.32	1.204711	0.888	61501.45	73.716	2798.06
40	22.440	10455.48	1.206478	0.890	61617.51	73.765	2745.88
41	22.900	10545.64	1.208242	0.892	61733.50	73.814	2695.79
42	23.360	10635.80	1.210002	0.894	61849.40	73.864	2647.66
43	23.820	10725.96	1.211759	0.896	61965.24	73.913	2601.40
44	24.280	10816.12	1.213513	0.898	62081.02	73.962	2556.88
45	24.740	10906.28	1.215264	0.899	62196.75	74.011	2514.02
46	25.200	10996.44	1.217013	0.901	62312.44	74.060	2472.72
47	25.660	11086.60	1.218759	0.903	62428.05	74.109	2432.89
48	26.120	11176.76	1.220500	0.905	62543.57	74.159	2394.47
49	26.580	11266.92	1.222238	0.907	62659.01	74.208	2357.37
50	27.040	11357.08	1.223975	0.909	62774.43	74.257	2321.54
51	27.500	11447.24	1.225707	0.911	62889.77	74.306	2286.90

(2) 初降伏水平耐力

$$Py0(\min) = 2286.90 \text{ (kN)}$$

(表中のPy0の最小値を初降伏水平耐力とする。)

3-3-8 終局水平耐力

(1) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xst2(m)	ϵ_{st2} ($\times 10^{-3}$)	Mst2 (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	4.500	6939.24	0.694676	35.400	76921.24	1121.919
2	4.960	7029.40	0.696197	35.400	77034.00	1122.460
3	5.420	7119.56	0.697719	35.400	77146.55	1123.002
4	5.880	7209.72	0.699244	35.400	77258.89	1123.545
5	6.340	7299.88	0.700772	35.400	77370.96	1124.091
6	6.800	7390.04	0.702303	35.400	77482.86	1124.637
7	7.260	7480.20	0.703836	35.400	77594.51	1125.185
8	7.720	7570.36	0.705372	35.400	77705.91	1125.735
9	8.180	7660.52	0.706911	35.400	77817.10	1126.286
10	8.640	7750.68	0.708464	35.400	77927.82	1126.843
11	9.100	7840.84	0.710022	35.400	78038.24	1127.402
12	9.560	7931.00	0.711582	35.400	78148.45	1127.962
13	10.020	8021.16	0.713146	35.400	78258.41	1128.525
14	10.480	8111.32	0.714713	35.400	78368.12	1129.088
15	10.940	8201.48	0.716281	35.400	78477.62	1129.654
16	11.400	8291.64	0.717830	35.400	78586.71	1130.212
17	11.860	8381.80	0.719317	35.400	78695.24	1130.749
18	12.320	8471.96	0.720806	35.400	78803.50	1131.287
19	12.780	8562.12	0.722298	35.400	78911.61	1131.827
20	13.240	8652.28	0.723792	35.400	79019.46	1132.368
21	13.700	8742.44	0.725288	35.400	79127.07	1132.910
22	14.160	8832.60	0.726798	35.400	79234.21	1133.458
23	14.620	8922.76	0.728313	35.400	79341.13	1134.008
24	15.080	9012.92	0.729831	35.400	79447.77	1134.559
25	15.540	9103.08	0.731351	35.400	79554.17	1135.112
26	16.000	9193.24	0.732874	35.400	79660.36	1135.667
27	16.460	9283.40	0.734399	35.400	79766.30	1136.223
28	16.920	9373.56	0.735927	35.400	79872.05	1136.780
29	17.380	9463.72	0.737458	35.400	79977.51	1137.339
30	17.840	9553.88	0.738991	35.400	80082.75	1137.900
31	18.300	9644.04	0.740529	35.400	80187.77	1138.463
32	18.760	9734.20	0.742067	35.400	80292.52	1139.026
33	19.220	9824.36	0.743610	35.400	80397.05	1139.592
34	19.680	9914.52	0.745154	35.400	80501.31	1140.159
35	20.140	10004.68	0.746716	35.400	80605.03	1140.733
36	20.600	10094.84	0.748282	35.400	80708.51	1141.309
37	21.060	10185.00	0.749850	35.400	80811.69	1141.886
38	21.520	10275.16	0.751421	35.400	80914.63	1142.465
39	21.980	10365.32	0.752995	35.400	81017.34	1143.045
40	22.440	10455.48	0.754573	35.400	81119.80	1143.628
41	22.900	10545.64	0.756154	35.400	81221.96	1144.212
42	23.360	10635.80	0.757737	35.400	81323.91	1144.798
43	23.820	10725.96	0.759324	35.400	81425.57	1145.386
44	24.280	10816.12	0.760915	35.400	81526.94	1145.976
45	24.740	10906.28	0.762508	35.400	81628.11	1146.567
46	25.200	10996.44	0.764105	35.400	81728.96	1147.161
47	25.660	11086.60	0.765705	35.400	81829.56	1147.756
48	26.120	11176.76	0.767318	35.400	81929.67	1148.356
49	26.580	11266.92	0.768944	35.400	82029.33	1148.962
50	27.040	11357.08	0.770568	35.400	82128.77	1149.568
51	27.500	11447.24	0.772196	35.400	82227.91	1150.176

2) コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(kN)	中立軸 Xcon(m)	ϵ con ($\times 10^{-3}$)	Mcon (kN \cdot m)	ϕ con ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	4.500	6939.24	0.718084	8.150	75916.46	1434.678
2	4.960	7029.40	0.719466	8.150	76032.16	1431.194
3	5.420	7119.56	0.720851	8.150	76147.75	1427.722
4	5.880	7209.72	0.722238	8.150	76263.23	1424.262
5	6.340	7299.88	0.723626	8.150	76378.64	1420.815
6	6.800	7390.04	0.725016	8.150	76493.98	1417.381
7	7.260	7480.20	0.726409	8.150	76609.23	1413.956
8	7.720	7570.36	0.727803	8.150	76724.33	1410.544
9	8.180	7660.52	0.729198	8.150	76839.42	1407.147
10	8.640	7750.68	0.730596	8.150	76954.37	1403.759
11	9.100	7840.84	0.731996	8.150	77069.23	1400.383
12	9.560	7931.00	0.733397	8.150	77184.02	1397.019
13	10.020	8021.16	0.734800	8.150	77298.73	1393.667
14	10.480	8111.32	0.736205	8.150	77413.35	1390.327
15	10.940	8201.48	0.737612	8.150	77527.86	1386.999
16	11.400	8291.64	0.739020	8.150	77642.27	1383.683
17	11.860	8381.80	0.740430	8.150	77756.59	1380.378
18	12.320	8471.96	0.741842	8.150	77870.85	1377.085
19	12.780	8562.12	0.743256	8.150	77985.00	1373.803
20	13.240	8652.28	0.744671	8.150	78099.05	1370.533
21	13.700	8742.44	0.746089	8.150	78212.99	1367.275
22	14.160	8832.60	0.747478	8.150	78326.56	1364.094
23	14.620	8922.76	0.748788	8.150	78439.25	1361.111
24	15.080	9012.92	0.750100	8.150	78551.91	1358.134
25	15.540	9103.08	0.751414	8.150	78664.47	1355.167
26	16.000	9193.24	0.752730	8.150	78776.92	1352.209
27	16.460	9283.40	0.754047	8.150	78889.34	1349.261
28	16.920	9373.56	0.755366	8.150	79001.66	1346.320
29	17.380	9463.72	0.756687	8.150	79113.90	1343.389
30	17.840	9553.88	0.758013	8.150	79226.05	1340.460
31	18.300	9644.04	0.759403	8.150	79337.47	1337.403
32	18.760	9734.20	0.760795	8.150	79448.78	1334.354
33	19.220	9824.36	0.762190	8.150	79560.06	1331.315
34	19.680	9914.52	0.763585	8.150	79671.23	1328.287
35	20.140	10004.68	0.764983	8.150	79782.31	1325.268
36	20.600	10094.84	0.766382	8.150	79893.32	1322.259
37	21.060	10185.00	0.767783	8.150	80004.21	1319.262
38	21.520	10275.16	0.769185	8.150	80115.04	1316.274
39	21.980	10365.32	0.770590	8.150	80225.78	1313.294
40	22.440	10455.48	0.771995	8.150	80336.41	1310.326
41	22.900	10545.64	0.773404	8.150	80446.98	1307.366
42	23.360	10635.80	0.774813	8.150	80557.42	1304.417
43	23.820	10725.96	0.776224	8.150	80667.82	1301.478
44	24.280	10816.12	0.777637	8.150	80778.11	1298.548
45	24.740	10906.28	0.779051	8.150	80888.30	1295.630
46	25.200	10996.44	0.780467	8.150	80998.41	1292.719
47	25.660	11086.60	0.781885	8.150	81108.42	1289.818
48	26.120	11176.76	0.783304	8.150	81218.30	1286.928
49	26.580	11266.92	0.784726	8.150	81328.17	1284.045
50	27.040	11357.08	0.786148	8.150	81437.88	1281.174
51	27.500	11447.24	0.787573	8.150	81547.54	1278.312

3) 耐震性能2の限界状態における曲げモーメント及び曲率

断面 番号	計算位置 Y2(m)	鉄筋		コンクリート		M1s2 (kN・m)	φ 1s2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Pu=M1s2/Y2 (kN)
		Mst2 (kN・m)	φ st2 (×10 ⁻⁵) (1/m)	Mcon (kN・m)	φ con (×10 ⁻⁵) (1/m)			
1	4.500	76921	1121.9	75916	1434.7	76921.24	1121.919	17093.61
2	4.960	77034	1122.5	76032	1431.2	77034.00	1122.460	15531.05
3	5.420	77147	1123.0	76148	1427.7	77146.55	1123.002	14233.68
4	5.880	77259	1123.5	76263	1424.3	77258.89	1123.545	13139.27
5	6.340	77371	1124.1	76379	1420.8	77370.96	1124.091	12203.62
6	6.800	77483	1124.6	76494	1417.4	77482.86	1124.637	11394.54
7	7.260	77595	1125.2	76609	1414.0	77594.51	1125.185	10687.95
8	7.720	77706	1125.7	76724	1410.5	77705.91	1125.735	10065.53
9	8.180	77817	1126.3	76839	1407.1	77817.10	1126.286	9513.09
10	8.640	77928	1126.8	76954	1403.8	77927.82	1126.843	9019.42
11	9.100	78038	1127.4	77069	1400.4	78038.24	1127.402	8575.63
12	9.560	78148	1128.0	77184	1397.0	78148.45	1127.962	8174.52
13	10.020	78258	1128.5	77299	1393.7	78258.41	1128.525	7810.22
14	10.480	78368	1129.1	77413	1390.3	78368.12	1129.088	7477.87
15	10.940	78478	1129.7	77528	1387.0	78477.62	1129.654	7173.46
16	11.400	78587	1130.2	77642	1383.7	78586.71	1130.212	6893.57
17	11.860	78695	1130.7	77757	1380.4	78695.24	1130.749	6635.35
18	12.320	78804	1131.3	77871	1377.1	78803.50	1131.287	6396.39
19	12.780	78912	1131.8	77985	1373.8	78911.61	1131.827	6174.62
20	13.240	79019	1132.4	78099	1370.5	79019.46	1132.368	5968.24
21	13.700	79127	1132.9	78213	1367.3	79127.07	1132.910	5775.70
22	14.160	79234	1133.5	78327	1364.1	79234.21	1133.458	5595.64
23	14.620	79341	1134.0	78439	1361.1	79341.13	1134.008	5426.89
24	15.080	79448	1134.6	78552	1358.1	79447.77	1134.559	5268.42
25	15.540	79554	1135.1	78664	1355.2	79554.17	1135.112	5119.32
26	16.000	79660	1135.7	78777	1352.2	79660.36	1135.667	4978.77
27	16.460	79766	1136.2	78889	1349.3	79766.30	1136.223	4846.07
28	16.920	79872	1136.8	79002	1346.3	79872.05	1136.780	4720.57
29	17.380	79978	1137.3	79114	1343.4	79977.51	1137.339	4601.70
30	17.840	80083	1137.9	79226	1340.5	80082.75	1137.900	4488.94
31	18.300	80188	1138.5	79337	1337.4	80187.77	1138.463	4381.85
32	18.760	80293	1139.0	79449	1334.4	80292.52	1139.026	4279.99
33	19.220	80397	1139.6	79560	1331.3	80397.05	1139.592	4182.99
34	19.680	80501	1140.2	79671	1328.3	80501.31	1140.159	4090.51
35	20.140	80605	1140.7	79782	1325.3	80605.03	1140.733	4002.24
36	20.600	80709	1141.3	79893	1322.3	80708.51	1141.309	3917.89
37	21.060	80812	1141.9	80004	1319.3	80811.69	1141.886	3837.21
38	21.520	80915	1142.5	80115	1316.3	80914.63	1142.465	3759.97
39	21.980	81017	1143.0	80226	1313.3	81017.34	1143.045	3685.96
40	22.440	81120	1143.6	80336	1310.3	81119.80	1143.628	3614.96
41	22.900	81222	1144.2	80447	1307.4	81221.96	1144.212	3546.81
42	23.360	81324	1144.8	80557	1304.4	81323.91	1144.798	3481.33
43	23.820	81426	1145.4	80668	1301.5	81425.57	1145.386	3418.37
44	24.280	81527	1146.0	80778	1298.5	81526.94	1145.976	3357.78
45	24.740	81628	1146.6	80888	1295.6	81628.11	1146.567	3299.44
46	25.200	81729	1147.2	80998	1292.7	81728.96	1147.161	3243.21
47	25.660	81830	1147.8	81108	1289.8	81829.56	1147.756	3188.99
48	26.120	81930	1148.4	81218	1286.9	81929.67	1148.356	3136.66
49	26.580	82029	1149.0	81328	1284.0	82029.33	1148.962	3086.13
50	27.040	82129	1149.6	81438	1281.2	82128.77	1149.568	3037.31
51	27.500	82228	1150.2	81548	1278.3	82227.91	1150.176	2990.11

(2) 終局水平耐力

Pu(min) = 2990.11 (kN)

(表中のPuの最小値を終局水平耐力とする。)

3-3-9 水平力ー水平変位関係

(1) 初降伏変位

初降伏変位 δy_0 は上部構造の慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布より求める。この算出方法は以下の式による。

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

ここに、

- ϕ_i : i番目の断面の降伏曲率(1/m)
- y_i : i番目の断面から慣性力の作用位置までの距離(m)
- Δy_i : i番目の断面からi-1番目の断面までの距離(m)

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面番号	y_i (m)	Δy_i (m)	M_{y0i} (kN・m)	ϕ_{y0i} $\times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i$ ($\times 10^2$)	δy_{0i} (m)
1	4.500	4.500	10291.05	3.077	0.01385	0.000000
2	4.960	0.460	11343.03	3.392	0.01682	0.000071
3	5.420	0.460	12395.00	3.707	0.02009	0.000085
4	5.880	0.460	13446.98	4.021	0.02364	0.000101
5	6.340	0.460	14498.95	4.336	0.02749	0.000118
6	6.800	0.460	15550.92	4.650	0.03162	0.000136
7	7.260	0.460	16602.90	4.965	0.03604	0.000156
8	7.720	0.460	17654.87	5.279	0.04076	0.000177
9	8.180	0.460	18706.85	5.877	0.04808	0.000204
10	8.640	0.460	19758.82	7.567	0.06537	0.000261
11	9.100	0.460	20810.80	9.252	0.08420	0.000344
12	9.560	0.460	21862.77	10.935	0.10454	0.000434
13	10.020	0.460	22914.75	12.615	0.12640	0.000531
14	10.480	0.460	23966.72	14.292	0.14978	0.000635
15	10.940	0.460	25018.70	15.965	0.17466	0.000746
16	11.400	0.460	26070.67	17.635	0.20104	0.000864
17	11.860	0.460	27122.64	19.303	0.22893	0.000989
18	12.320	0.460	28174.62	20.967	0.25831	0.001121
19	12.780	0.460	29226.59	22.628	0.28919	0.001259
20	13.240	0.460	30278.57	24.287	0.32156	0.001405
21	13.700	0.460	31330.54	25.942	0.35541	0.001557
22	14.160	0.460	32382.52	27.594	0.39074	0.001716
23	14.620	0.460	33434.49	29.244	0.42754	0.001882
24	15.080	0.460	34486.46	30.890	0.46583	0.002055
25	15.540	0.460	35538.44	32.534	0.50558	0.002234
26	16.000	0.460	36590.41	34.175	0.54679	0.002420
27	16.460	0.460	37642.39	35.813	0.58947	0.002613
28	16.920	0.460	38694.36	37.448	0.63361	0.002813
29	17.380	0.460	39746.34	39.080	0.67921	0.003019
30	17.840	0.460	40798.31	40.709	0.72625	0.003233
31	18.300	0.460	41850.29	42.336	0.77474	0.003452
32	18.760	0.460	42902.26	43.959	0.82468	0.003679
33	19.220	0.460	43954.24	45.581	0.87606	0.003912
34	19.680	0.460	45006.21	47.199	0.92887	0.004151
35	20.140	0.460	46058.18	48.814	0.98312	0.004398
36	20.600	0.460	47110.16	50.427	1.03880	0.004650
37	21.060	0.460	48162.13	52.037	1.09591	0.004910
38	21.520	0.460	49214.11	53.645	1.15444	0.005176
39	21.980	0.460	50266.08	55.250	1.21439	0.005448
40	22.440	0.460	51318.06	56.852	1.27576	0.005727
41	22.900	0.460	52370.03	58.451	1.33854	0.006013
42	23.360	0.460	53422.01	60.048	1.40273	0.006305
43	23.820	0.460	54473.98	61.643	1.46833	0.006603
44	24.280	0.460	55525.95	63.234	1.53533	0.006908
45	24.740	0.460	56577.93	64.824	1.60374	0.007220
46	25.200	0.460	57629.90	66.410	1.67354	0.007538
47	25.660	0.460	58681.88	67.994	1.74473	0.007862
48	26.120	0.460	59733.85	69.576	1.81732	0.008193
49	26.580	0.460	60785.82	71.155	1.89130	0.008530
50	27.040	0.460	61837.80	72.732	1.96666	0.008873
51	27.500	0.460	62889.77	74.306	2.04341	0.009223

2) 初降伏変位

$$\delta y_0 = \sum_{i=1}^n (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2.0 = 0.1619502 \text{ (m)}$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{ls2}}{h} = \frac{82227.91}{27.500} = 2990.11 \text{ (kN)}$$

ここに、

M_{ls2} : 耐震性能 2 の限界状態における曲げモーメント (kN・m)
 h : 終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

2) 骨格曲線における降伏曲率 ϕ_y

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0} \\ &= \frac{82227.91}{62889.77} \times 0.74306 \times 10^{-3} = 0.97154 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

ここに、

M_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲げモーメント (kN・m)
 ϕ_{y0} : 初降伏水平耐力が発生する断面の初降伏曲率 (1/m)

3) 骨格曲線における降伏変位 δ_y

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \\ &= \frac{82227.91}{62889.77} \times 0.16195 = 0.2117487 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

δ_{y0} : 初降伏変位 (m)

(3) 塑性ヒンジ長 L_p 1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

$$\begin{aligned} \beta_s &= \frac{384 \cdot E_0 \cdot I_h}{n_s \cdot d'^3 \cdot s} \\ &= \frac{384 \times 200000 \times 6533.0}{12 \times 875^3 \times 150.0} = 0.416 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)
 n_s : 圧縮側軸方向鉄筋の本数
 d' : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{c0}

$$\beta_{c0} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 134.100 = 1.341 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} = 0.416 + 1.341 = 1.757 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leq 0.15 \cdot h \\ &= 9.5 \times 390.0^{1/6} \times 1.757^{-1/3} \times 31.8 = 677 \text{ (mm)} = 0.677 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$L_p \leq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 27.500 = 4.125 \text{ (m)}$$

以上により、 $L_p = 0.677 \text{ (m)}$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm)
 h : 橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離 (m)

(4) 耐震性能2に対する限界状態に相当する変位 δ_{ls2}

$$\begin{aligned}\delta_{ls2} &= \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2) \\ &= 0.21175 + (11.50176 \times 10^{-3} - 0.97154 \times 10^{-3}) \times 0.677 \times (27.500 - 0.677 / 2) \\ &= 0.40530 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

- δ_y : 降伏変位(m)
- ϕ_y : 降伏曲率(1/m)
- ϕ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率(1/m)

3-3-10 地震時保有水平耐力及び許容塑性率ならびに柱部の降伏剛性

(1) 水平力－水平変位関係

	水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ限界状態	767.07	0.01594
初降伏限界状態	2286.90	0.16195
降伏限界状態	2990.11	0.21175
耐震性能2の限界状態	2990.11	0.40530

(2) 許容塑性率 μ_a

$$\mu_a = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha \cdot \delta_y}$$

$$= \frac{0.40530}{1.2 \times 0.21175} = 1.595$$

ここに、
 δ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(m)
 α : 安全係数
 δ_y : 降伏変位(m)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_y

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y}$$

$$= \frac{2990.11}{0.21175} = 14121.01 \text{ (kN/m)}$$

ここに、
 P_y : 降伏耐力(kN)

4 計算結果(レベル1地震動)

4-1 橋軸方向

4-1-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.000^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} \\ &= 0.00059 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端 から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 4727.030 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 13439.157 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4727.030 \times (4.440 \times 10^7) - (13439.157) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00130 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4727.030 \times (0.000) + (13439.157) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00030 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00059 + 0.00130 + 0.00030 \times 7.700 \\ &= 0.00422 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.131 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2) 振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{16452.936 \times 10.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 2.6667} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 2.6667} \\ &= 0.07676 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 16452.936 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000) \\ &= 20784.536 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 16452.936 \times 12.000 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000) \\ &\quad + 0.8 \times 2940.000 \times 1.000 \\ &= 213644.432 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{20784.536 \times (1.396 \times 10^7) - (213644.432) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.03473 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-20784.536 \times (-3.693 \times 10^6) + (213644.432) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.02449 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.07676 + 0.03473 + 0.02449 \times 12.000 \\ &= 0.40542 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.280 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 25.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 2.6667} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 2.6667} \\ &= 0.11331 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500) \\ &= 8741.600 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 27.500 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000/2 + 2.500) \\ &\quad + 0.8 \times 5512.500 \times 1.250 \\ &= 70486.501 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{8741.600 \times (8.091 \times 10^7) - (70486.501) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00219 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-8741.600 \times (0.000) + (70486.501) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00087 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.11331 + 0.00219 + 0.00087 \times 27.500 \\ &= 0.13945 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.751 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4) 振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.200^3}{3 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} \\ &= 0.00081 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050) \\ &= 4089.932 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500) \\ &\quad + 0.8 \times 2129.050 \times 0.750 \\ &= 12256.213 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4089.932 \times (2.962 \times 10^7) - (12256.213) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00124 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4089.932 \times (0.000) + (12256.213) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00041 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00081 + 0.00124 + 0.00041 \times 7.700 \\ &= 0.00523 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.145 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

4-1-2 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.200 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.200$ ($0.10 \leq T=0.131 \leq 1.10$)

ここで、土の重量に起因する設計水平震度

$$\begin{aligned} K_{hg} &= c_z \cdot K_{hg0} \\ &= 1.00 \times 0.16 \\ &= 0.16 \end{aligned}$$

※ ただし、 K_{hg0} 設計水平震度の標準値は 0.16 とする

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.250 \\ &= 0.25 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.250$ ($0.20 \leq T=1.280 \leq 1.30$)

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.200 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.200$ ($0.10 \leq T=0.751 \leq 1.10$)

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$K_h = c_z \cdot K_{h0}$$

$$= 1.00 \times 0.200$$

$$= 0.20$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数

K_{h0} 設計水平震度の標準値

$$K_{h0} = 0.200 \quad (0.10 \leq T = 0.145 \leq 1.10)$$

ここで、土の重量に起因する設計水平震度

$$K_{hg} = c_z \cdot K_{hg0}$$

$$= 1.00 \times 0.16$$

$$= 0.16$$

※ ただし、 K_{hg0} 設計水平震度の標準値は 0.16 とする

4-1-3 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固 定 支 承

$$H=K_h \cdot W_u$$

$$=0.25 \times 16452.936$$

$$=4113.234 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_h : 設計水平震度W_u : 上部構造部分の重量 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 6032.743$$

$$=1206.549 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

4-2 橋軸直角方向

4-2-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{2193.725 \times 8.500^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} \\ &= 0.00011 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 2193.725 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 6920.755 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 35815.148 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6920.755 \times (1.096 \times 10^8) - (35815.148) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6920.755 \times (0.000) + (35815.148) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00033 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00011 + 0.00191 + 0.00033 \times 10.200 \\ &= 0.00535 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.147 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2) 振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{6032.743 \times 12.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^4 \times 1.0667 \times 10^1} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^4 \times 1.0667 \times 10^1}$$

$$= 0.01398 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 6032.743 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000)$$

$$= 10364.343 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 6032.743 \times 14.500 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000)$$

$$+ 0.8 \times 2940.000 \times 1.000$$

$$= 103683.976 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{10364.343 \times (3.573 \times 10^7) - (103683.976) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00747 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-10364.343 \times (-3.693 \times 10^6) + (103683.976) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00367 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.01398 + 0.00747 + 0.00367 \times 14.500 \\ &= 0.07472 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.549 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{6032.743 \times 27.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 1.0667 \times 10^4} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 1.0667 \times 10^4}$$

$$= 0.16835 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 6032.743 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500)$$

$$= 14774.343 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 6032.743 \times 30.000 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000/2 + 2.500)$$

$$+ 0.8 \times 5512.500 \times 1.250$$

$$= 251468.796 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{14774.343 \times (9.989 \times 10^7) - (251468.796) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00370 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-14774.343 \times (0.000) + (251468.796) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00252 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.16835 + 0.00370 + 0.00252 \times 30.000 \\ &= 0.24757 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.000 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4)振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{2193.725 \times 8.700^3}{3 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2}$$

$$= 0.00013 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 2193.725 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050)$$

$$= 6283.657 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500)$$

$$+ 0.8 \times 2129.050 \times 0.750$$

$$= 34632.204 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6283.657 \times (9.957 \times 10^7) - (34632.204) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6283.657 \times (0.000) + (34632.204) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00035 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00013 + 0.00191 + 0.00035 \times 10.200 \\ &= 0.00559 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.150 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

4-2-2 橋脚間の固有周期特性

$$\frac{T_{\max}}{T_{\min}} = \frac{1.000}{0.549}$$

$$=1.820 \geq 1.5$$

※ ただし、 T_{\max} 固有周期の最大値
 T_{\min} 固有周期の最小値

したがって、橋脚間の固有周期特性は、大きく異なると判断し、橋全体を一つの設計振動単位として以下の計算を進める。

4-2-3 桁と複数の脚との一体系の計算結果

(1) 振動単位 No. 5

振動単位内に含まれる下部工

下部工番号	1	2	3	4
下部工名称	A1	P1	P2	A2

1) 各節点の重量及びはりの剛性

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量 (kN)	はり要素	E I $\times 10^7$ (kN \cdot m 2)	G J $\times 10^7$ (kN \cdot m 2)
1	0.000	0.000	1371.078	1 - 2	113.8500	0.0680
2	15.000	0.000	2742.156	2 - 3	113.8500	0.0680
3	30.000	0.000	2742.156	3 - 4	113.8500	0.0680
4	45.000	0.000	2742.156	4 - 5	113.8500	0.0680
5	60.000	0.000	2742.156	5 - 6	113.8500	0.0680
6	75.000	0.000	2742.156	6 - 7	113.8500	0.0680
7	90.000	0.000	1371.078	1 - 8	39062.5000	16983.6953
8	0.000	-2.500	0.000	8 - 9	471.3958	17.6744
9	0.000	-5.500	3058.825	9 - 10	471.3958	17.6744
10	0.000	-8.500	0.000	10 - 11	1941.0417	826.4643
11	0.000	-9.436	2849.963	11 - 12	1116.5299	485.4478
12	0.000	-10.200	0.000	3 - 13	43750.0000	19021.7391
13	30.000	-2.500	0.000	13 - 14	621.1333	31.6201
14	30.000	-3.374	906.500	14 - 15	621.1333	31.6201
15	30.000	-4.500	0.000	15 - 16	29.8667	8.9164
16	30.000	-8.500	1568.000	16 - 17	29.8667	8.9164
17	30.000	-12.500	0.000	17 - 18	1250.0000	489.9775
18	30.000	-13.500	2940.000	18 - 19	1250.0000	489.9775
19	30.000	-14.500	0.000	5 - 20	43750.0000	19021.7391
20	60.000	-2.500	0.000	20 - 21	621.1333	31.6201
21	60.000	-3.374	906.500	21 - 22	621.1333	31.6201
22	60.000	-4.500	0.000	22 - 23	29.8667	8.9164
23	60.000	-16.000	4508.000	23 - 24	29.8667	8.9164
24	60.000	-27.500	0.000	24 - 25	1875.0000	1225.5671
25	60.000	-28.750	5512.500	25 - 26	1875.0000	1225.5671
26	60.000	-30.000	0.000	7 - 27	36718.7500	15964.6739
27	90.000	-2.500	0.000	27 - 28	417.0467	13.9390
28	90.000	-5.600	2983.365	28 - 29	417.0467	13.9390
29	90.000	-8.700	0.000	29 - 30	1349.6511	533.1921
30	90.000	-9.531	2129.050	30 - 31	702.9276	305.6207
31	90.000	-10.200	0.000			

*I, *J

*I, *J

E : ヤング係数 (kN/m 2)
 G : せん断弾性係数 (kN/m 2)
 I : 断面二次モーメント (m 4)
 J : ねじり定数 (m 4)

*I : 断面二次モーメントに上限値を設定 (I=1000 \times 部材長 3)*J : ねじり定数に上限値を設定 (J=1000 \times 部材長 3)

2) 基礎のばね定数

節点番号	X軸回り (kN \cdot m/rad)	Y軸回り (kN \cdot m/rad)	Z軸方向 (kN/m)	X-Y (kN \cdot m/rad)	X-Z (kN/rad)	Y-Z (kN/rad)
12	1.096 $\times 10^8$	0.000	3.624 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
19	3.573 $\times 10^7$	0.000	3.203 $\times 10^6$	0.000	-3.693 $\times 10^6$	0.000
26	9.989 $\times 10^7$	0.000	3.995 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
31	9.957 $\times 10^7$	0.000	3.291 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000

(3) 水平変位及び固有周期の算出

節点番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i \cdot w _i (kN \cdot mm)	u _i 2 \cdot w _i (kN \cdot mm 2)	種類
1	9.236	1371.078	12663.852	116968.658	桁
2	44.114	2742.156	120967.470	5336358.962	桁
3	70.444	2742.156	193167.066	13607364.227	桁
4	83.891	2742.156	230041.661	19298378.938	桁
5	78.011	2742.156	213918.606	16688025.759	桁
6	51.839	2742.156	142149.802	7368860.953	桁
7	12.178	1371.078	16696.851	203332.579	桁
8	7.654	0.000	0.000	0.000	A1
9	5.771	3058.825	17652.234	101869.632	A1
10	3.940	0.000	0.000	0.000	A1

節点 番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i ・w _i (kN・mm)	u _i ² ・w _i (kN・mm ²)	種類
11	3.383	2849.963	9641.795	32619.447	A1
12	2.930	0.000	0.000	0.000	A1
13	58.328	0.000	0.000	0.000	P1
14	54.094	906.500	49035.939	2652535.376	P1
15	48.641	0.000	0.000	0.000	P1
16	30.145	1568.000	47267.203	1424865.114	P1
17	14.306	0.000	0.000	0.000	P1
18	10.812	2940.000	31786.398	343664.999	P1
19	7.324	0.000	0.000	0.000	P1
20	70.233	0.000	0.000	0.000	P2
21	67.514	906.500	61201.169	4131917.367	P2
22	64.010	0.000	0.000	0.000	P2
23	29.561	4508.000	133259.636	3939248.110	P2
24	5.288	0.000	0.000	0.000	P2
25	4.030	5512.500	22217.745	89547.067	P2
26	2.780	0.000	0.000	0.000	P2
27	9.992	0.000	0.000	0.000	A2
28	7.308	2983.365	21803.744	159351.356	A2
29	4.710	0.000	0.000	0.000	A2
30	4.033	2129.050	8585.692	34623.006	A2
31	3.491	0.000	0.000	0.000	A2
合計	---	43815.639	1332056.864	75529531.551	---

※ ただし、u_i は 水平変位、w_i は 重量

水平変位

$$\delta = \frac{\sum w_i \cdot u_i^2}{\sum w_i \cdot u_i} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= \frac{75529531.551}{1332056.864} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= 0.05670 \text{ (m)}$$

固有周期

$$T = 2.01 \sqrt{\delta}$$

$$= 0.479 \text{ (sec)}$$

4) 設計震度が1.0のときの断面力

部材 番号	はり要素		せん断力(Sa) (kN)	曲げ(Ma) (kN・m)	せん断力(Sb) (kN)	曲げ(Mb) (kN・m)	種類
	a端	b端					
1	1	2	3340.607	0.000	3340.607	50109.105	桁
2	2	3	598.451	50109.105	598.451	59085.871	桁
3	3	4	3037.611	59085.871	3037.611	104650.031	桁
4	4	5	295.455	104650.031	295.455	109081.852	桁
5	5	6	-2264.984	109081.852	-2264.984	75107.094	桁
6	6	7	-5007.140	75107.094	-5007.140	0.000	桁
7	1	8	-4711.685	-95.471	-4711.685	-11874.684	A1
8	8	9	-4711.685	-11874.684	-4711.685	-26009.738	A1
9	9	10	-7770.510	-26009.738	-7770.510	-49321.270	A1
10	10	11	-7770.510	-49321.270	-7770.510	-56591.504	A1
11	11	12	-10620.473	-56591.504	-10620.473	-64709.594	A1
12	3	13	-5181.316	134.783	-5181.316	-12818.506	P1
13	13	14	-5181.316	-12818.506	-5181.316	-17346.322	P1
14	14	15	-6087.816	-17346.322	-6087.816	-24201.971	P1
15	15	16	-6087.816	-24201.971	-6087.816	-48553.234	P1
16	16	17	-7655.816	-48553.234	-7655.816	-79176.500	P1
17	17	18	-7655.816	-79176.500	-7655.816	-86832.313	P1
18	18	19	-10595.815	-86832.313	-10595.815	-97428.125	P1
19	5	20	-181.718	11.381	-181.718	-442.913	P2
20	20	21	-181.718	-442.913	-181.718	-601.711	P2
21	21	22	-1088.218	-601.711	-1088.218	-1827.182	P2
22	22	23	-1088.218	-1827.182	-1088.218	-14341.684	P2
23	23	24	-5596.218	-14341.684	-5596.218	-78698.188	P2
24	24	25	-5596.218	-78698.188	-5596.218	-85693.461	P2
25	25	26	-11108.718	-85693.461	-11108.718	-99579.352	P2
26	7	27	-6378.218	-50.693	-6378.218	-15996.237	A2
27	27	28	-6378.218	-15996.237	-6378.218	-35768.711	A2
28	28	29	-9361.583	-35768.711	-9361.583	-64789.617	A2
29	29	30	-9361.583	-64789.617	-9361.583	-72571.188	A2
30	30	31	-11490.633	-72571.188	-11490.633	-80255.852	A2

4-2-4 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.200 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.200$ ($0.10 \leq T=0.479 \leq 1.10$)

ここで、土の重量に起因する設計水平震度

$$\begin{aligned} K_{hg} &= c_z \cdot K_{hg0} \\ &= 1.00 \times 0.16 \\ &= 0.16 \end{aligned}$$

※ ただし、 K_{hg0} 設計水平震度の標準値は 0.16 とする

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.250 \\ &= 0.25 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.250$ ($0.20 \leq T=0.479 \leq 1.30$)

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= c_z \cdot K_{h0} \\ &= 1.00 \times 0.200 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数
 K_{h0} 設計水平震度の標準値
 $K_{h0}=0.200$ ($0.10 \leq T=0.479 \leq 1.10$)

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$K_h = c_z \cdot K_{h0}$$

$$= 1.00 \times 0.200$$

$$= 0.20$$

※ ただし、 c_z 地域別補正係数

K_{h0} 設計水平震度の標準値

$$K_{h0} = 0.200 \quad (0.10 \leq T = 0.479 \leq 1.10)$$

ここで、土の重量に起因する設計水平震度

$$K_{hg} = c_z \cdot K_{hg0}$$

$$= 1.00 \times 0.16$$

$$= 0.16$$

※ ただし、 K_{hg0} 設計水平震度の標準値は 0.16 とする

4-2-5 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_h \cdot F$$

$$=0.25 \times 4711.685$$

$$=1177.921 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Kh : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_h \cdot F$$

$$=0.25 \times 5181.316$$

$$=1295.329 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Kh : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_h \cdot F$$

$$=0.25 \times 181.718$$

$$=45.429 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Kh : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_h \cdot F$$

$$=0.25 \times 6378.218$$

$$=1594.554 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Kh : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

5 計算結果(レベル2地震動(タイプI))
5-1 橋軸方向

5-1-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.000^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} \\ &= 0.00059 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 4727.030 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 13439.157 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4727.030 \times (4.440 \times 10^7) - (13439.157) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00130 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4727.030 \times (0.000) + (13439.157) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00030 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00059 + 0.00130 + 0.00030 \times 7.700 \\ &= 0.00422 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.131 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2) 振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{16452.936 \times 10.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.0484 \times 10^{-1}} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.0484 \times 10^{-1}} \\ &= 0.22623 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 16452.936 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000) \\ &= 20784.536 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 16452.936 \times 12.000 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000) \\ &\quad + 0.8 \times 2940.000 \times 1.000 \\ &= 213644.432 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{20784.536 \times (1.396 \times 10^7) - (213644.432) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.03473 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-20784.536 \times (-3.693 \times 10^6) + (213644.432) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.02449 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= -0.22623 + 0.03473 + 0.02449 \times 12.000 \\ &= -0.55489 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.497 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{3016.372 \times 25.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.2494 \times 10^{-1}} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.2494 \times 10^{-1}}$$

$$= 0.93328 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 3016.372 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500)$$

$$= 11757.972 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p / 2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 3016.372 \times 27.500 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000 / 2 + 2.500)$$

$$+ 0.8 \times 5512.500 \times 1.250$$

$$= 153436.720 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{11757.972 \times (8.091 \times 10^7) - (153436.720) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00294 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-11757.972 \times (0.000) + (153436.720) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00190 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.93328 + 0.00294 + 0.00190 \times 27.500 \\ &= 0.98837 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.998 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4) 振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.200^3}{3 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} \\ &= 0.00081 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050) \\ &= 4089.932 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500) \\ &\quad + 0.8 \times 2129.050 \times 0.750 \\ &= 12256.213 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4089.932 \times (2.962 \times 10^7) - (12256.213) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00124 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4089.932 \times (0.000) + (12256.213) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00041 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00081 + 0.00124 + 0.00041 \times 7.700 \\ &= 0.00523 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.145 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

5-1-2 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot K_{hc0} = 1.20 \times 1.3090$$

$$= 1.5708$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 2.58 \times 0.131^{1/3} \quad (T = 0.131 < 0.16)$$

$$= 1.3090$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{1z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4472 \times 1.5708$$

$$= 0.70$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.0000 - 1)}}$$

$$= 0.4472$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot K_{hc0} = 1.20 \times 0.9245$$

$$= 1.1094$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 1.21 \times 1.497^{-2/3} \quad (0.90 < T = 1.497)$$

$$= 0.9245$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{1z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4332 \times 1.1094$$

$$= 0.48$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.1643 - 1)}}$$

$$= 0.4332$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot Khc0 = 1.20 \times 0.6278$$

$$= 0.7534$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 0.996 \times 1.998^{-2/3} \quad (0.60 < T = 1.998)$$

$$= 0.6278$$

$$Khc = c_s \cdot c_{1z} \cdot Khc0$$

$$= 0.6264 \times 0.7534$$

$$= 0.47$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 1.7742 - 1)}}$$

$$= 0.6264$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

また、 Khc が $0.47 < 0.4 \cdot c_{1z} = 0.48$ なので
 $Khc = 0.48$ とする

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot Khc0 = 1.20 \times 0.0000$$

$$= 0.0000$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 2.58 \times 0.145^{1/3} \quad (T = 0.145 < 0.16)$$

$$= 1.3567$$

$$Khc = c_s \cdot c_{1z} \cdot Khc0$$

$$= 0.0000 \times 0.0000$$

$$= 0.00$$

5-1-3 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固 定 支 承

$$H=Khc \cdot Wu$$

$$=0.48 \times 16452.936$$

$$=7897.409 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Khc : 設計水平震度

Wu : 上部構造部分の重量 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=Khc \cdot R/2$$

$$=0.48 \times 6032.743/2$$

$$=1447.858 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Khc : 橋脚躯体の設計水平震度

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

5-2 橋軸直角方向

5-2-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{2193.725 \times 8.500^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} \\ &= 0.00011 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端 から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 2193.725 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 6920.755 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 35815.148 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6920.755 \times (1.096 \times 10^8) - (35815.148) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6920.755 \times (0.000) + (35815.148) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00033 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00011 + 0.00191 + 0.00033 \times 10.200 \\ &= 0.00535 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.147 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2)振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned}\delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{6032.743 \times 12.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4517} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4517} \\ &= 0.04320 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned}H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 6032.743 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000) \\ &= 10364.343 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned}M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 6032.743 \times 14.500 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000) \\ &\quad + 0.8 \times 2940.000 \times 1.000 \\ &= 103683.976 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{10364.343 \times (3.573 \times 10^7) - (103683.976) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00747 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-10364.343 \times (-3.693 \times 10^6) + (103683.976) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00367 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.04320 + 0.00747 + 0.00367 \times 14.500 \\ &= 0.10394 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.648 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{6032.743 \times 27.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4961} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4961} \\ &= 0.51364 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 6032.743 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500) \\ &= 14774.343 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 6032.743 \times 30.000 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000/2 + 2.500) \\ &\quad + 0.8 \times 5512.500 \times 1.250 \\ &= 251468.796 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{14774.343 \times (9.989 \times 10^7) - (251468.796) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00370 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-14774.343 \times (0.000) + (251468.796) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00252 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.51364 + 0.00370 + 0.00252 \times 30.000 \\ &= 0.59287 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.548 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4)振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{2193.725 \times 8.700^3}{3 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2}$$

$$= 0.00013 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 2193.725 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050)$$

$$= 6283.657 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500)$$

$$+ 0.8 \times 2129.050 \times 0.750$$

$$= 34632.204 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6283.657 \times (9.957 \times 10^7) - (34632.204) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6283.657 \times (0.000) + (34632.204) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00035 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00013 + 0.00191 + 0.00035 \times 10.200 \\ &= 0.00559 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.150 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

5-2-2 橋脚間の固有周期特性

$$\frac{T_{\max}}{T_{\min}} = \frac{1.548}{0.648}$$

$$=2.388 \geq 1.5$$

※ ただし、 T_{\max} 固有周期の最大値
 T_{\min} 固有周期の最小値

したがって、橋脚間の固有周期特性は、大きく異なると判断し、橋全体を一つの設計振動単位として以下の計算を進める。

5-2-3 桁と複数の脚との一体系の計算結果

(1) 振動単位 No. 5

振動単位内に含まれる下部工

下部工番号	1	2	3	4
下部工名称	A1	P1	P2	A2

1) 各節点の重量及びはりの剛性

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量 (kN)	はり要素	E I $\times 10^7$ (kN \cdot m 2)	G J $\times 10^7$ (kN \cdot m 2)
1	0.000	0.000	1371.078	1 - 2	113.8500	0.0680
2	15.000	0.000	2742.156	2 - 3	113.8500	0.0680
3	30.000	0.000	2742.156	3 - 4	113.8500	0.0680
4	45.000	0.000	2742.156	4 - 5	113.8500	0.0680
5	60.000	0.000	2742.156	5 - 6	113.8500	0.0680
6	75.000	0.000	2742.156	6 - 7	113.8500	0.0680
7	90.000	0.000	1371.078	1 - 8	39062.5000	16983.6953
8	0.000	-2.500	0.000	8 - 9	471.3958	17.6744
9	0.000	-5.500	3058.825	9 - 10	471.3958	17.6744
10	0.000	-8.500	0.000	10 - 11	1941.0417	826.4643
11	0.000	-9.436	2849.963	11 - 12	1116.5299	485.4478
12	0.000	-10.200	0.000	3 - 13	43750.0000	19021.7391
13	30.000	-2.500	0.000	13 - 14	621.1333	31.6201
14	30.000	-3.374	906.500	14 - 15	621.1333	31.6201
15	30.000	-4.500	0.000	15 - 16	9.6647	8.9164
16	30.000	-8.500	1568.000	16 - 17	9.6647	8.9164
17	30.000	-12.500	0.000	17 - 18	1250.0000	489.9775
18	30.000	-13.500	2940.000	18 - 19	1250.0000	489.9775
19	30.000	-14.500	0.000	5 - 20	43750.0000	19021.7391
20	60.000	-2.500	0.000	20 - 21	621.1333	31.6201
21	60.000	-3.374	906.500	21 - 22	621.1333	31.6201
22	60.000	-4.500	0.000	22 - 23	9.7891	8.9164
23	60.000	-16.000	4508.000	23 - 24	9.7891	8.9164
24	60.000	-27.500	0.000	24 - 25	1875.0000	1225.5671
25	60.000	-28.750	5512.500	25 - 26	1875.0000	1225.5671
26	60.000	-30.000	0.000	7 - 27	36718.7500	15964.6739
27	90.000	-2.500	0.000	27 - 28	417.0467	13.9390
28	90.000	-5.600	2983.365	28 - 29	417.0467	13.9390
29	90.000	-8.700	0.000	29 - 30	1349.6511	533.1921
30	90.000	-9.531	2129.050	30 - 31	702.9276	305.6207
31	90.000	-10.200	0.000			

*I, *J

*I, *J

E : ヤング係数 (kN/m 2)
 G : せん断弾性係数 (kN/m 2)
 I : 断面二次モーメント (m 4)
 J : ねじり定数 (m 4)

*I : 断面二次モーメントに上限値を設定 (I=1000 \times 部材長 3)*J : ねじり定数に上限値を設定 (J=1000 \times 部材長 3)

2) 基礎のばね定数

節点番号	X軸回り (kN \cdot m/rad)	Y軸回り (kN \cdot m/rad)	Z軸方向 (kN/m)	X-Y (kN \cdot m/rad)	X-Z (kN/rad)	Y-Z (kN/rad)
12	1.096 $\times 10^8$	0.000	3.624 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
19	3.573 $\times 10^7$	0.000	3.203 $\times 10^6$	0.000	-3.693 $\times 10^6$	0.000
26	9.989 $\times 10^7$	0.000	3.995 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
31	9.957 $\times 10^7$	0.000	3.291 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000

(3) 水平変位及び固有周期の算出

節点番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i \cdot w _i (kN \cdot mm)	u _i 2 \cdot w _i (kN \cdot mm 2)	種類
1	10.189	1371.078	13969.228	142325.482	桁
2	53.934	2742.156	147895.442	7976592.753	桁
3	86.933	2742.156	238383.025	20723279.989	桁
4	102.969	2742.156	282357.061	29074024.231	桁
5	94.981	2742.156	260451.348	24737799.255	桁
6	62.169	2742.156	170477.645	10598458.795	桁
7	13.371	1371.078	18332.821	245129.983	桁
8	8.417	0.000	0.000	0.000	A1
9	6.310	3058.825	19302.379	121805.537	A1
10	4.264	0.000	0.000	0.000	A1

節点 番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i · w _i (kN·mm)	u _i ² · w _i (kN·mm ²)	種類
11	3.641	2849.963	10376.744	37781.828	A1
12	3.135	0.000	0.000	0.000	A1
13	69.752	0.000	0.000	0.000	P1
14	63.748	906.500	57787.381	3683818.387	P1
15	56.013	0.000	0.000	0.000	P1
16	30.904	1568.000	48457.942	1497558.789	P1
17	13.093	0.000	0.000	0.000	P1
18	9.920	2940.000	29165.212	289322.982	P1
19	6.754	0.000	0.000	0.000	P1
20	85.997	0.000	0.000	0.000	P2
21	82.857	906.500	75109.961	6223393.562	P2
22	78.810	0.000	0.000	0.000	P2
23	36.235	4508.000	163346.478	5918826.976	P2
24	4.339	0.000	0.000	0.000	P2
25	3.439	5512.500	18957.212	65192.904	P2
26	2.544	0.000	0.000	0.000	P2
27	10.949	0.000	0.000	0.000	A2
28	7.975	2983.365	23791.083	189723.894	A2
29	5.097	0.000	0.000	0.000	A2
30	4.347	2129.050	9254.491	40227.142	A2
31	3.747	0.000	0.000	0.000	A2
合計	---	43815.639	1587415.452	111565262.489	---

※ ただし、u_i は 水平変位、w_i は 重量

水平変位

$$\delta = \frac{\sum w_i \cdot u_i^2}{\sum w_i \cdot u_i} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= \frac{111565262.489}{1587415.452} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= 0.07028 \text{ (m)}$$

固有周期

$$T = 2.01 \sqrt{\delta}$$

$$= 0.533 \text{ (sec)}$$

4) 設計震度が1.0のときの断面力

部材 番号	はり a 端	要素 b 端	せん断力(S a) (kN)	曲げ(Ma) (kN・m)	せん断力(S b) (kN)	曲げ(Mb) (kN・m)	種類
1	1	2	4082.256	0.000	4082.256	61233.836	桁
2	2	3	1340.100	61233.836	1340.100	81335.328	桁
3	3	4	3138.769	81335.328	3138.769	128416.867	桁
4	4	5	396.613	128416.867	396.613	134366.063	桁
5	5	6	-3107.791	134366.063	-3107.791	87749.195	桁
6	6	7	-5849.947	87749.195	-5849.947	0.000	桁
7	1	8	-5453.334	-139.666	-5453.334	-13773.000	A1
8	8	9	-5453.334	-13773.000	-5453.334	-30133.000	A1
9	9	10	-8512.158	-30133.000	-8512.158	-55669.477	A1
10	10	11	-8512.158	-55669.477	-8512.158	-63633.609	A1
11	11	12	-11362.121	-63633.609	-11362.121	-72318.602	A1
12	3	13	-4540.825	213.963	-4540.825	-11138.100	P1
13	13	14	-4540.825	-11138.100	-4540.825	-15106.208	P1
14	14	15	-5447.325	-15106.208	-5447.325	-21240.584	P1
15	15	16	-5447.325	-21240.584	-5447.325	-43029.883	P1
16	16	17	-7015.325	-43029.883	-7015.325	-71091.188	P1
17	17	18	-7015.325	-71091.188	-7015.325	-78106.508	P1
18	18	19	-9955.325	-78106.508	-9955.325	-88061.836	P1
19	5	20	762.247	-14.832	762.247	1890.786	P2
20	20	21	762.247	1890.786	762.247	2556.895	P2
21	21	22	-144.253	2556.895	-144.253	2394.448	P2
22	22	23	-144.253	2394.448	-144.253	735.544	P2
23	23	24	-4652.252	735.544	-4652.252	-52765.359	P2
24	24	25	-4652.252	-52765.359	-4652.252	-58580.676	P2
25	25	26	-10164.753	-58580.676	-10164.753	-71286.617	P2
26	7	27	-7221.024	-59.466	-7221.024	-18112.027	A2
27	27	28	-7221.024	-18112.027	-7221.024	-40497.203	A2
28	28	29	-10204.390	-40497.203	-10204.390	-72130.813	A2
29	29	30	-10204.390	-72130.813	-10204.390	-80612.938	A2
30	30	31	-12333.439	-80612.938	-12333.439	-88861.250	A2

5-2-4 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot K_{hc0} = 1.20 \times 1.4000$$

$$= 1.6800$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 1.4000 \quad (0.16 \leq T = 0.533 \leq 0.60)$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{1z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4472 \times 1.6800$$

$$= 0.75$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.0000 - 1)}}$$

$$= 0.4472$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot K_{hc0} = 1.20 \times 1.3000$$

$$= 1.5600$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 1.3000 \quad (0.22 \leq T = 0.533 \leq 0.90)$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{1z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4996 \times 1.5600$$

$$= 0.78$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 2.5031 - 1)}}$$

$$= 0.4996$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot Khc0 = 1.20 \times 1.4000$$

$$= 1.6800$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 1.4000 \quad (0.16 \leq T = 0.533 \leq 0.60)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{1z} \cdot Khc0$$

$$= 0.6757 \times 1.6800$$

$$= 1.14$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 1.5950 - 1)}}$$

$$= 0.6757$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$c_{1z} \cdot Khc0 = 1.20 \times 0.0000$$

$$= 0.0000$$

※ ただし、 c_{1z} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 1.4000 \quad (0.16 \leq T = 0.533 \leq 0.60)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{1z} \cdot Khc0$$

$$= 0.0000 \times 0.0000$$

$$= 0.00$$

5-2-5 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.14 \times 5453.333$$

$$=6216.800 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.14 \times 4540.825$$

$$=5176.541 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.14 \times 762.247$$

$$=868.962 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=0.00 \times 7221.024$$

$$=0.000 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

6 計算結果(レベル2地震動(タイプII))
6-1 橋軸方向

6-1-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.000^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 4.5036} \\ &= 0.00059 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 4727.030 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 13439.157 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4727.030 \times (4.440 \times 10^7) - (13439.157) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00130 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4727.030 \times (0.000) + (13439.157) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (4.440 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00030 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00059 + 0.00130 + 0.00030 \times 7.700 \\ &= 0.00422 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.131 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2) 振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{16452.936 \times 10.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.0484 \times 10^{-1}} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.0484 \times 10^{-1}} \\ &= 0.22623 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 16452.936 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000) \\ &= 20784.536 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 16452.936 \times 12.000 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000) \\ &\quad + 0.8 \times 2940.000 \times 1.000 \\ &= 213644.432 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{20784.536 \times (1.396 \times 10^7) - (213644.432) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.03473 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-20784.536 \times (-3.693 \times 10^6) + (213644.432) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (1.396 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.02449 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= -0.22623 + 0.03473 + 0.02449 \times 12.000 \\ &= 0.55489 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.497 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{3016.372 \times 25.000^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.2494 \times 10^{-1}} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 9.2494 \times 10^{-1}}$$

$$= 0.93328 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 3016.372 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500)$$

$$= 11757.972 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 3016.372 \times 27.500 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000/2 + 2.500)$$

$$+ 0.8 \times 5512.500 \times 1.250$$

$$= 153436.720 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{Ho \cdot Arr - Mo \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{11757.972 \times (8.091 \times 10^7) - (153436.720) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00294 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-Ho \cdot Ars + Mo \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-11757.972 \times (0.000) + (153436.720) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (8.091 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00190 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.93328 + 0.00294 + 0.00190 \times 27.500 \\ &= 0.98837 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.998 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4) 振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{0.000 \times 6.200^3}{3 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^7 \times 3.7547} \\ &= 0.00081 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 0.000 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050) \\ &= 4089.932 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 0.000 \times 7.700 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500) \\ &\quad + 0.8 \times 2129.050 \times 0.750 \\ &= 12256.213 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{4089.932 \times (2.962 \times 10^7) - (12256.213) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00124 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-4089.932 \times (0.000) + (12256.213) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (2.962 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00041 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00081 + 0.00124 + 0.00041 \times 7.700 \\ &= 0.00523 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.145 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

6-1-2 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot K_{hc0} = 1.00 \times 1.1481$$

$$= 1.1481$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 4.46 \times 0.131^{2/3} \quad (T = 0.131 < 0.30)$$

$$= 1.1481$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{Hz} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4472 \times 1.1481$$

$$= 0.51$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.0000 - 1)}}$$

$$= 0.4472$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot K_{hc0} = 1.00 \times 1.3019$$

$$= 1.3019$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数
 K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 2.23 \times 1.497^{-4/3} \quad (1.20 < T = 1.497)$$

$$= 1.3019$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{Hz} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.4332 \times 1.3019$$

$$= 0.56$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.1643 - 1)}}$$

$$= 0.4332$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$c_{\Pi z} \cdot K_{hc0} = 1.00 \times 0.4927$$

$$= 0.4927$$

※ ただし、 $c_{\Pi z}$ 地域別補正係数

K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 1.24 \times 1.998^{-4/3} \quad (0.70 < T = 1.998)$$

$$= 0.4927$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{\Pi z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.6264 \times 0.4927$$

$$= 0.31$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 1.7742 - 1)}}$$

$$= 0.6264$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

ただし、 $c_{\Pi z} \cdot K_{hc0} < 0.60$ なので、

$$K_{hc} = 0.60 \cdot c_s$$

$$= 0.38 \text{ とする}$$

また、 K_{hc} が $0.38 < 0.4 \cdot c_{\Pi z} = 0.40$ なので

$$K_{hc} = 0.40 \text{ とする}$$

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$c_{\Pi z} \cdot K_{hc0} = 1.00 \times 0.0000$$

$$= 0.0000$$

※ ただし、 $c_{\Pi z}$ 地域別補正係数

K_{hc0} 設計水平震度の標準値

$$K_{hc0} = 4.46 \times 0.145^{2/3} \quad (T = 0.145 < 0.30)$$

$$= 1.2333$$

$$K_{hc} = c_s \cdot c_{\Pi z} \cdot K_{hc0}$$

$$= 0.0000 \times 0.0000$$

$$= 0.00$$

6-1-3 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固 定 支 承

$$H=Khc \cdot Wu$$

$$=0.56 \times 16452.936$$

$$=9213.644 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Khc : 設計水平震度

Wu : 上部構造部分の重量 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=Khc \cdot R/2$$

$$=0.40 \times 6032.743/2$$

$$=1206.549 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

Khc : 橋脚躯体の設計水平震度

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

可 動 支 承

$$H=f \cdot R$$

$$=0.20 \times 2193.725$$

$$=438.745 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

f : 摩擦係数

R : 上部構造の鉛直死荷重反力 (kN)

6-2 橋軸直角方向

6-2-1 躯体の固有周期

(1) 振動単位 No. 1

躯体名称 [A1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{2193.725 \times 8.500^3}{3 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 3058.825 \times 6.000^3}{8 \times 2.500 \times 10^7 \times 1.8856 \times 10^2} \\ &= 0.00011 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端 から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 2193.725 + 0.8 \times (3058.825 + 2849.963) \\ &= 6920.755 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 3058.825 \times (6.000/2 + 1.700) \\ &\quad + 0.8 \times 2849.963 \times 0.850 \\ &= 35815.148 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6920.755 \times (1.096 \times 10^8) - (35815.148) \times (0.000)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6920.755 \times (0.000) + (35815.148) \times (3.624 \times 10^6)}{3.624 \times 10^6 \times (1.096 \times 10^8) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00033 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00011 + 0.00191 + 0.00033 \times 10.200 \\ &= 0.00535 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.147 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(2) 振動単位 No 2

躯体名称 [P1] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{6032.743 \times 12.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4517} + \frac{0.8 \times 2474.500 \times 10.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4517} \\ &= 0.04320 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 6032.743 + 0.8 \times (2474.500 + 2940.000) \\ &= 10364.343 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 6032.743 \times 14.500 + 0.8 \times 2474.500 \times (10.000/2 + 2.000) \\ &\quad + 0.8 \times 2940.000 \times 1.000 \\ &= 103683.976 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{10364.343 \times (3.573 \times 10^7) - (103683.976) \times (-3.693 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00747 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-10364.343 \times (-3.693 \times 10^6) + (103683.976) \times (3.203 \times 10^6)}{3.203 \times 10^6 \times (3.573 \times 10^7) - (-3.693 \times 10^6) \times (-3.693 \times 10^6)} \\ &= 0.00367 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.04320 + 0.00747 + 0.00367 \times 14.500 \\ &= 0.10394 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.648 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(3)振動単位 No 3

躯体名称 [P2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\begin{aligned} \delta p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{6032.743 \times 27.500^3}{3 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4961} + \frac{0.8 \times 5414.500 \times 25.000^3}{8 \times 2.800 \times 10^7 \times 3.4961} \\ &= 0.51364 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋脚天端までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$\begin{aligned} H_o &= W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F) \\ &= 6032.743 + 0.8 \times (5414.500 + 5512.500) \\ &= 14774.343 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量
または ケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$\begin{aligned} M_o &= W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g \\ &= 6032.743 \times 30.000 + 0.8 \times 5414.500 \times (25.000/2 + 2.500) \\ &\quad + 0.8 \times 5512.500 \times 1.250 \\ &= 251468.796 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたは ケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{14774.343 \times (9.989 \times 10^7) - (251468.796) \times (0.000)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00370 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-14774.343 \times (0.000) + (251468.796) \times (3.995 \times 10^6)}{3.995 \times 10^6 \times (9.989 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00252 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.51364 + 0.00370 + 0.00252 \times 30.000 \\ &= 0.59287 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 1.548 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

(4) 振動単位 No 4

躯体名称 [A2] の固有周期

躯体の曲げ変形

$$\delta p = \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{2193.725 \times 8.700^3}{3 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2} + \frac{0.8 \times 2983.365 \times 6.200^3}{8 \times 2.350 \times 10^4 \times 1.7747 \times 10^2}$$

$$= 0.00013 \quad (\text{m})$$

- ※ ただし、 W_u 上部構造部分の重量 (kN)
 W_p 躯体の重量 (kN)
 h フーチング天端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_p フーチング天端から橋座面までの高さ (m)

耐震設計の地盤面における水平荷重

$$H_o = W_u + 0.8 \cdot (W_p + W_F)$$

$$= 2193.725 + 0.8 \times (2983.365 + 2129.050)$$

$$= 6283.657 \quad (\text{kN})$$

- ※ ただし、 W_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング重量またはケーソンの重量 (kN)

耐震設計の地盤面における外力のモーメント

$$M_o = W_u \cdot h_o + 0.8 \cdot W_p \cdot (h_p/2 + h_F) + 0.8 \cdot W_F \cdot h_g$$

$$= 2193.725 \times 10.200 + 0.8 \times 2983.365 \times (6.200/2 + 1.500)$$

$$+ 0.8 \times 2129.050 \times 0.750$$

$$= 34632.204 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

- ※ ただし、 h_o 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
 h_F 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングまたはケーソンの高さ (m)
 h_g 耐震設計上の地盤面からフーチングの重量の作用位置までの高さ (m)

基礎の水平変位

$$\begin{aligned}\delta_o &= \frac{H_o \cdot Arr - M_o \cdot Asr}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{6283.657 \times (9.957 \times 10^7) - (34632.204) \times (0.000)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00191 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

※ ただし、Arr 基礎の回転方向のばね定数 (kN・m/rad)
Ass 基礎の水平方向のばね定数 (kN/m)
Asr, Ars 基礎の連成ばね定数 (kN/rad, kN・m/m)

基礎の回転角

$$\begin{aligned}\theta_o &= \frac{-H_o \cdot Ars + M_o \cdot Ass}{Ass \cdot Arr - Asr \cdot Ars} \\ &= \frac{-6283.657 \times (0.000) + (34632.204) \times (3.291 \times 10^6)}{3.291 \times 10^6 \times (9.957 \times 10^7) - (0.000) \times (0.000)} \\ &= 0.00035 \quad (\text{rad})\end{aligned}$$

上部構造慣性力作用位置の変位

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o \\ &= 0.00013 + 0.00191 + 0.00035 \times 10.200 \\ &= 0.00559 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

固有周期

$$\begin{aligned}T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 0.150 \quad (\text{sec})\end{aligned}$$

6-2-2 橋脚間の固有周期特性

$$\frac{T_{\max}}{T_{\min}} = \frac{1.548}{0.648}$$

$$= 2.388 \geq 1.5$$

※ ただし、 T_{\max} 固有周期の最大値
 T_{\min} 固有周期の最小値

したがって、橋脚間の固有周期特性は、大きく異なると判断し、橋全体を一つの設計振動単位として以下の計算を進める。

6-2-3 桁と複数の脚との一体系の計算結果

(1) 振動単位 No. 5

振動単位内に含まれる下部工

下部工番号	1	2	3	4
下部工名称	A1	P1	P2	A2

1) 各節点の重量及びはりの剛性

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量 (kN)	はり要素	E I $\times 10^7$ (kN \cdot m ²)	G J $\times 10^7$ (kN \cdot m ²)
1	0.000	0.000	1371.078	1 - 2	113.8500	0.0680
2	15.000	0.000	2742.156	2 - 3	113.8500	0.0680
3	30.000	0.000	2742.156	3 - 4	113.8500	0.0680
4	45.000	0.000	2742.156	4 - 5	113.8500	0.0680
5	60.000	0.000	2742.156	5 - 6	113.8500	0.0680
6	75.000	0.000	2742.156	6 - 7	113.8500	0.0680
7	90.000	0.000	1371.078	1 - 8	39062.5000	16983.6953
8	0.000	-2.500	0.000	8 - 9	471.3958	17.6744
9	0.000	-5.500	3058.825	9 - 10	471.3958	17.6744
10	0.000	-8.500	0.000	10 - 11	1941.0417	826.4643
11	0.000	-9.436	2849.963	11 - 12	1116.5299	485.4478
12	0.000	-10.200	0.000	3 - 13	43750.0000	19021.7391
13	30.000	-2.500	0.000	13 - 14	621.1333	31.6201
14	30.000	-3.374	906.500	14 - 15	621.1333	31.6201
15	30.000	-4.500	0.000	15 - 16	9.6647	8.9164
16	30.000	-8.500	1568.000	16 - 17	9.6647	8.9164
17	30.000	-12.500	0.000	17 - 18	1250.0000	489.9775
18	30.000	-13.500	2940.000	18 - 19	1250.0000	489.9775
19	30.000	-14.500	0.000	5 - 20	43750.0000	19021.7391
20	60.000	-2.500	0.000	20 - 21	621.1333	31.6201
21	60.000	-3.374	906.500	21 - 22	621.1333	31.6201
22	60.000	-4.500	0.000	22 - 23	9.7891	8.9164
23	60.000	-16.000	4508.000	23 - 24	9.7891	8.9164
24	60.000	-27.500	0.000	24 - 25	1875.0000	1225.5671
25	60.000	-28.750	5512.500	25 - 26	1875.0000	1225.5671
26	60.000	-30.000	0.000	7 - 27	36718.7500	15964.6739
27	90.000	-2.500	0.000	27 - 28	417.0467	13.9390
28	90.000	-5.600	2983.365	28 - 29	417.0467	13.9390
29	90.000	-8.700	0.000	29 - 30	1349.6511	533.1921
30	90.000	-9.531	2129.050	30 - 31	702.9276	305.6207
31	90.000	-10.200	0.000			

*I, *J

*I, *J

E : ヤング係数 (kN/m²)
 G : せん断弾性係数 (kN/m²)
 I : 断面二次モーメント (m⁴)
 J : ねじり定数 (m⁴)

*I : 断面二次モーメントに上限値を設定 (I=1000×部材長³)*J : ねじり定数に上限値を設定 (J=1000×部材長³)

2) 基礎のばね定数

節点番号	X軸回り (kN \cdot m/rad)	Y軸回り (kN \cdot m/rad)	Z軸方向 (kN/m)	X-Y (kN \cdot m/rad)	X-Z (kN/rad)	Y-Z (kN/rad)
12	1.096 $\times 10^8$	0.000	3.624 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
19	3.573 $\times 10^7$	0.000	3.203 $\times 10^6$	0.000	-3.693 $\times 10^6$	0.000
26	9.989 $\times 10^7$	0.000	3.995 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000
31	9.957 $\times 10^7$	0.000	3.291 $\times 10^6$	0.000	0.000	0.000

(3) 水平変位及び固有周期の算出

節点番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i · w _i (kN \cdot mm)	u _i ² · w _i (kN \cdot mm ²)	種類
1	10.189	1371.078	13969.228	142325.482	桁
2	53.934	2742.156	147895.442	7976592.753	桁
3	86.933	2742.156	238383.025	20723279.989	桁
4	102.969	2742.156	282357.061	29074024.231	桁
5	94.981	2742.156	260451.348	24737799.255	桁
6	62.169	2742.156	170477.645	10598458.795	桁
7	13.371	1371.078	18332.821	245129.983	桁
8	8.417	0.000	0.000	0.000	A1
9	6.310	3058.825	19302.379	121805.537	A1
10	4.264	0.000	0.000	0.000	A1

節点 番号	u _i (mm)	w _i (kN)	u _i · w _i (kN·mm)	u _i ² · w _i (kN·mm ²)	種類
11	3.641	2849.963	10376.744	37781.828	A1
12	3.135	0.000	0.000	0.000	A1
13	69.752	0.000	0.000	0.000	P1
14	63.748	906.500	57787.381	3683818.387	P1
15	56.013	0.000	0.000	0.000	P1
16	30.904	1568.000	48457.942	1497558.789	P1
17	13.093	0.000	0.000	0.000	P1
18	9.920	2940.000	29165.212	289322.982	P1
19	6.754	0.000	0.000	0.000	P1
20	85.997	0.000	0.000	0.000	P2
21	82.857	906.500	75109.961	6223393.562	P2
22	78.810	0.000	0.000	0.000	P2
23	36.235	4508.000	163346.478	5918826.976	P2
24	4.339	0.000	0.000	0.000	P2
25	3.439	5512.500	18957.212	65192.904	P2
26	2.544	0.000	0.000	0.000	P2
27	10.949	0.000	0.000	0.000	A2
28	7.975	2983.365	23791.083	189723.894	A2
29	5.097	0.000	0.000	0.000	A2
30	4.347	2129.050	9254.491	40227.142	A2
31	3.747	0.000	0.000	0.000	A2
合計	---	43815.639	1587415.452	111565262.489	---

※ ただし、u_i は 水平変位、w_i は 重量

水平変位

$$\delta = \frac{\sum w_i \cdot u_i^2}{\sum w_i \cdot u_i} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= \frac{111565262.489}{1587415.452} \times \frac{10^3}{10^6}$$

$$= 0.07028 \text{ (m)}$$

固有周期

$$T = 2.01 \sqrt{\delta}$$

$$= 0.533 \text{ (sec)}$$

4) 設計震度が1.0のときの断面力

部材 番号	はり a 端	要素 b 端	せん断力(S a) (kN)	曲げ(Ma) (kN・m)	せん断力(S b) (kN)	曲げ(Mb) (kN・m)	種類
1	1	2	4082.256	0.000	4082.256	61233.836	桁
2	2	3	1340.100	61233.836	1340.100	81335.328	桁
3	3	4	3138.769	81335.328	3138.769	128416.867	桁
4	4	5	396.613	128416.867	396.613	134366.063	桁
5	5	6	-3107.791	134366.063	-3107.791	87749.195	桁
6	6	7	-5849.947	87749.195	-5849.947	0.000	桁
7	1	8	-5453.334	-139.666	-5453.334	-13773.000	A1
8	8	9	-5453.334	-13773.000	-5453.334	-30133.000	A1
9	9	10	-8512.158	-30133.000	-8512.158	-55669.477	A1
10	10	11	-8512.158	-55669.477	-8512.158	-63633.609	A1
11	11	12	-11362.121	-63633.609	-11362.121	-72318.602	A1
12	3	13	-4540.825	213.963	-4540.825	-11138.100	P1
13	13	14	-4540.825	-11138.100	-4540.825	-15106.208	P1
14	14	15	-5447.325	-15106.208	-5447.325	-21240.584	P1
15	15	16	-5447.325	-21240.584	-5447.325	-43029.883	P1
16	16	17	-7015.325	-43029.883	-7015.325	-71091.188	P1
17	17	18	-7015.325	-71091.188	-7015.325	-78106.508	P1
18	18	19	-9955.325	-78106.508	-9955.325	-88061.836	P1
19	5	20	762.247	-14.832	762.247	1890.786	P2
20	20	21	762.247	1890.786	762.247	2556.895	P2
21	21	22	-144.253	2556.895	-144.253	2394.448	P2
22	22	23	-144.253	2394.448	-144.253	735.544	P2
23	23	24	-4652.252	735.544	-4652.252	-52765.359	P2
24	24	25	-4652.252	-52765.359	-4652.252	-58580.676	P2
25	25	26	-10164.753	-58580.676	-10164.753	-71286.617	P2
26	7	27	-7221.024	-59.466	-7221.024	-18112.027	A2
27	27	28	-7221.024	-18112.027	-7221.024	-40497.203	A2
28	28	29	-10204.390	-40497.203	-10204.390	-72130.813	A2
29	29	30	-10204.390	-72130.813	-10204.390	-80612.938	A2
30	30	31	-12333.439	-80612.938	-12333.439	-88861.250	A2

6-2-4 設計水平震度

(1) 躯体名称 [A1] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot Khc0 = 1.00 \times 2.0000$$

$$= 2.0000$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数

Khc0 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 2.0000 \quad (0.30 \leq T = 0.533 \leq 0.70)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{Hz} \cdot Khc0$$

$$= 0.4472 \times 2.0000$$

$$= 0.89$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 3.0000 - 1)}}$$

$$= 0.4472$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(2) 躯体名称 [P1] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot Khc0 = 1.00 \times 1.7500$$

$$= 1.7500$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数

Khc0 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 1.7500 \quad (0.40 \leq T = 0.533 \leq 1.20)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{Hz} \cdot Khc0$$

$$= 0.4996 \times 1.7500$$

$$= 0.87$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 2.5031 - 1)}}$$

$$= 0.4996$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(3) 躯体名称 [P2] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot Khc0 = 1.00 \times 2.0000$$

$$= 2.0000$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 2.0000 \quad (0.30 \leq T = 0.533 \leq 0.70)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{Hz} \cdot Khc0$$

$$= 0.6757 \times 2.0000$$

$$= 1.35$$

※ ただし、 c_s 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{(2 \times 1.5950 - 1)}}$$

$$= 0.6757$$

※ ただし、 μ は、許容塑性率

(4) 躯体名称 [A2] の設計水平震度

$$c_{Hz} \cdot Khc0 = 1.00 \times 0.0000$$

$$= 0.0000$$

※ ただし、 c_{Hz} 地域別補正係数

$Khc0$ 設計水平震度の標準値

$$Khc0 = 2.0000 \quad (0.30 \leq T = 0.533 \leq 0.70)$$

$$Khc = c_s \cdot c_{Hz} \cdot Khc0$$

$$= 0.0000 \times 0.0000$$

$$= 0.00$$

6-2-5 慣性力

(1) 躯体名称 [A1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.35 \times 5453.333$$

$$=7362.000 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(2) 躯体名称 [P1] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.35 \times 4540.825$$

$$=6130.114 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(3) 躯体名称 [P2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=1.35 \times 762.247$$

$$=1029.034 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

(4) 躯体名称 [A2] の 慣性力

固定支承

$$H=K_{hc} \cdot F$$

$$=0.00 \times 7221.024$$

$$=0.000 \text{ (kN)}$$

※ ここに、

K_{hc} : 設計水平震度

F : 設計水平震度が 1.0 のときの断面力 (kN)

7 結果一覧表(レベル1地震動)

7-1 橋軸方向

	単位	A1	P1	P2	A2
支承条件		可動	固定	可動	可動
地盤種別		I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形 δp	m	0.00059	0.07676	0.11331	0.00081
基礎の水平変位 $\delta 0$	m	0.00130	0.03473	0.00219	0.00124
基礎の回転角 $\theta 0$	rad	0.00030	0.02449	0.00087	0.00041
変位 δ	m	0.00422	0.40542	0.13945	0.00523
固有周期 T	sec	0.131	1.280	0.751	0.145
設計水平震度 Kh		0.20	0.25	0.20	0.20
慣性力 H	kN	438.745	4113.234	1206.549	438.745
死荷重反力	kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

	単位	A1	P1	P2	A2
解析結果	kN	---	16452.936	---	---
分担率		---	1.000	---	---

7-2 橋軸直角方向

	単位	A1	P1	P2	A2
支承条件		固定	固定	固定	固定
地盤種別		I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形 δp	m	0.00011	0.01398	0.16835	0.00013
基礎の水平変位 $\delta 0$	m	0.00191	0.00747	0.00370	0.00191
基礎の回転角 $\theta 0$	rad	0.00033	0.00367	0.00252	0.00035
変位 δ	m	0.00535	0.07472	0.24757	0.00559
固有周期 T'	sec	0.147	0.549	1.000	0.150
一体系での水平変位 δ	m	0.05670			
一体系での固有周期 T	sec	0.479			
設計水平震度 Kh		0.20	0.25	0.20	0.20
慣性力 H	kN	1177.921	1295.329	45.429	1594.554
死荷重反力	kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

	単位	A1	P1	P2	A2
解析結果	kN	4711.685	5181.316	181.718	6378.218
分担率		0.286	0.315	0.011	0.388

8 結果一覧表(レベル2地震動 (タイプ I))

8-1 橋軸方向

	単位	A1	P1	P2	A2
支承条件		可動	固定	可動	可動
地盤種別		I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形 δp	m	0.00059	0.22623	0.93328	0.00081
基礎の水平変位 $\delta 0$	m	0.00130	0.03473	0.00294	0.00124
基礎の回転角 $\theta 0$	rad	0.00030	0.02449	0.00190	0.00041
変位 δ	m	0.00422	0.55489	0.98837	0.00523
固有周期 T	sec	0.131	1.497	1.998	0.145
設計水平震度 Khc		0.70	0.48	0.48	----
慣性力 H	kN	438.745	7897.409	1447.858	438.745
死荷重反力	kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

	単位	A1	P1	P2	A2
解析結果	kN	---	16452.936	3016.372	---
分担率		---	1.000	---	---

※分担率：可動支承のみを有する下部構造の分担重量は含まない

8-2 橋軸直角方向

		単位	A1	P1	P2	A2
支承条件			固定	固定	固定	固定
地盤種別			I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形	δp	m	0.00011	0.04320	0.51364	0.00013
基礎の水平変位	$\delta 0$	m	0.00191	0.00747	0.00370	0.00191
基礎の回転角	$\theta 0$	rad	0.00033	0.00367	0.00252	0.00035
変位	δ	m	0.00535	0.10394	0.59287	0.00559
固有周期	T'	sec	0.147	0.648	1.548	0.150
一体系での水平変位		δ	0.07028			
一体系での固有周期		T	0.533			
設計水平震度	Khc		0.75	0.78	1.14	----
慣性力	H	kN	6216.800	5176.541	868.962	0.000
死荷重反力		kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

		単位	A1	P1	P2	A2
解析結果		kN	5453.333	4540.825	762.247	7221.024
分担率			0.303	0.253	0.042	0.402

9 結果一覧表(レベル2地震動(タイプII))

9-1 橋軸方向

		単位	A1	P1	P2	A2
支承条件			可動	固定	可動	可動
地盤種別			I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形	δp	m	0.00059	0.22623	0.93328	0.00081
基礎の水平変位	$\delta 0$	m	0.00130	0.03473	0.00294	0.00124
基礎の回転角	$\theta 0$	rad	0.00030	0.02449	0.00190	0.00041
変位	δ	m	0.00422	0.55489	0.98837	0.00523
固有周期	T	sec	0.131	1.497	1.998	0.145
設計水平震度	Khc		0.51	0.56	0.40	----
慣性力	H	kN	438.745	9213.644	1206.549	438.745
死荷重反力		kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

		単位	A1	P1	P2	A2
解析結果		kN	---	16452.936	3016.372	---
分担率			---	1.000	---	---

※分担率：可動支承のみを有する下部構造の分担重量は含まない

9-2 橋軸直角方向

		単位	A1	P1	P2	A2
支承条件			固定	固定	固定	固定
地盤種別			I種	II種	I種	I種
躯体の曲げ変形	δp	m	0.00011	0.04320	0.51364	0.00013
基礎の水平変位	$\delta 0$	m	0.00191	0.00747	0.00370	0.00191
基礎の回転角	$\theta 0$	rad	0.00033	0.00367	0.00252	0.00035
変位	δ	m	0.00535	0.10394	0.59287	0.00559
固有周期	T'	sec	0.147	0.648	1.548	0.150
一体系での水平変位		δ	0.07028			
一体系での固有周期		T	0.533			
設計水平震度	Khc		0.89	0.87	1.35	----
慣性力	H	kN	7362.000	6130.114	1029.034	0.000
死荷重反力		kN	2193.725	6032.743	6032.743	2193.725

下部構造が支持する上部構造部分の重量

		単位	A1	P1	P2	A2
解析結果		kN	5453.333	4540.825	762.247	7221.024
分担率			0.303	0.253	0.042	0.402