

ラーメン橋脚の設計計算 サンプルデータ

出力例

Rahmen_K2

補強設計: 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法(柱)

鋼板巻立て工法(はり)により補強

目次

1章 設計条件	1
1.1 基本条件	1
1.2 橋脚形状	2
1.2.1 外形寸法	2
1.2.2 はり形状詳細	4
1.2.3 柱形状詳細	4
1.3 橋脚鉄筋	5
1.3.1 はり	5
はり張出し:左側	5
はり支間1:左端部	6
はり支間1:中央部	7
はり支間1:右端部	8
はり張出し:右側	9
1.3.2 柱	10
柱1:主鉄筋:段落前	10
柱1:主鉄筋:段落後	11
柱1:帯鉄筋:上側	12
柱1:帯鉄筋:中央	13
柱1:帯鉄筋:下側	14
柱2:主鉄筋:段落前	15
柱2:主鉄筋:段落後	16
柱2:帯鉄筋:上側	17
柱2:帯鉄筋:中央	18
柱2:帯鉄筋:下側	19
1.3.3 フーチング(橋軸方向断面)	20
フーチング張出し:左側	20
フーチング支間1:支間1:左端	21
フーチング支間1:支間1:中央	22
フーチング支間1:支間1:右端	23
フーチング張出し:右側	24
1.3.4 フーチング(直角方向断面)	25
フーチング張出し:前側	25
フーチング張出し:後側	26
1.4 上部工/支承	27
1.4.1 上部工1	27
2章 許容応力度法荷重ケース	28
2.1 基本荷重ケース	28
2.1.1 荷重条件	28
2.1.2 上部工基本荷重	29
死	29
2.2 組合せ荷重ケース	30
2.2.1 橋軸方向検討用荷重ケース	30
2.2.2 直角方向検討用荷重ケース	30
3章 はりの設計(許容応力度法)	31
3.1 曲げモーメントに対する検討	31
3.1.1 照査結果一覧	31
左張出隅角	31
梁第1支間左隅角部	31
梁第1支間右隅角部	32

右張出隅角	32
梁第1支間左ハンチ	32
梁第1支間右ハンチ	33
梁第1支間最大値	33
3.2 せん断力に対する検討	34
3.2.1 照査結果一覧	34
梁第1支間左ハンチ	34
梁第1支間右ハンチ	34
梁上部工1-支承1位置	35
梁上部工1-支承8位置	35
左張出断面H/2	35
梁第1支間左断面H/2	36
梁第1支間右断面H/2	36
右張出断面H/2	37
4章 左柱の設計(許容応力度法)	38
4.1 曲げモーメントに対する検討	38
4.1.1 照査結果一覧	38
左柱段落し	38
左柱基部	38
左柱上端	39
4.2 せん断力に対する検討	40
4.2.1 照査結果一覧	40
左柱段落し	40
左柱基部	40
左柱上端	41
5章 右柱の設計(許容応力度法)	42
5.1 曲げモーメントに対する検討	42
5.1.1 照査結果一覧	42
右柱段落し	42
右柱基部	42
右柱上端	43
5.2 せん断力に対する検討	44
5.2.1 照査結果一覧	44
右柱段落し	44
右柱基部	44
右柱上端	45
6章 フーチングの設計(許容応力度法)	46
6.1 曲げモーメントに対する検討	46
6.1.1 照査結果一覧	46
左張出隅角	46
第1支間左隅角部	46
第1支間右隅角部	47
右張出隅角	47
前隅角部	47
後隅角部	48
6.2 せん断力に対する検討	49
6.2.1 照査結果一覧	49
第1支間左断面H/2	49
第1支間右断面H/2	49
後断面H/2	50

前断面H/2	50
7章 柱の保有耐力法照査(面外方向)	51
7.1 照査条件	51
7.2 断面データ	52
7.2.1 左柱	52
7.2.2 右柱	55
7.3 地震動タイプII	58
7.3.1 計算結果一覧表	58
7.3.2 各柱の分担重量 W_u	60
7.3.3 左柱	61
(1) 損傷位置	61
(2) コンクリート応力度 - ひずみ曲線	64
(3) 水平耐力および水平変位	67
(4) せん断耐力	71
(5) 破壊形態の判定および地震時水平耐力	75
(6) 地震時保有水平耐力の照査	75
7.3.4 右柱	77
(1) 損傷位置	77
(2) コンクリート応力度 - ひずみ曲線	80
(3) 水平耐力および水平変位	83
(4) せん断耐力	87
(5) 破壊形態の判定および地震時水平耐力	91
(6) 地震時保有水平耐力の照査	91
8章 ラーメン橋脚の保有耐力法照査(面内方向)	93
8.1 照査条件	93
8.2 断面データ	94
8.2.1 梁左側 - 線形部材端左側	94
8.2.2 梁左側	95
8.2.3 梁左側 - 線形部材端右側	97
8.2.4 梁中央	98
8.2.5 梁右側 - 線形部材端左側	99
8.2.6 梁右側	100
8.2.7 梁右側 - 線形部材端右側	102
8.2.8 左柱基部	103
8.2.9 左柱上端	105
8.2.10 右柱基部	107
8.2.11 右柱上端	109
8.3 地震動タイプII	111
8.3.1 計算結果一覧表	111
8.3.2 コンクリート応力度 - ひずみ曲線	113
8.3.3 右向き of 照査	125
(1) 降伏剛性	125
(2) せん断耐力	125
(3) 水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	132
(4) 破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	133
(5) 終局変位	133
(6) 地震時保有水平耐力の照査	136
(7) はりに生じるせん断力に対する照査	137
(8) はりの線形部材端の照査	137
(9) 軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	139

(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	145
8.3.4 左向き の 照査	147
(1)降伏剛性	147
(2)せん断耐力	147
(3)水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	154
(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	155
(5)終局変位	155
(6)地震時保有水平耐力の照査	158
(7)はりに生じるせん断力に対する照査	159
(8)はりの線形部材端の照査	159
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	161
(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	167
9章 直接基礎 の 安定計算	169
9.1 作用力	169
9.2 鉛直支持力の照査	170
9.3 転倒に対する照査	172
9.4 滑動に対する照査	173
9.5 鉛直地盤反力に対する照査	174
9.6 フーチング剛体照査	175
10章 直接基礎 の レベル2地震時照査	176
10.1 地震動タイプII	176
10.1.1 作用荷重	176
10.1.2 橋軸方向 - 低水位	179
曲げ照査	179
せん断照査	181
10.1.3 直角方向 - 低水位	183
曲げ照査	183
せん断照査	185

1章 設計条件

1.1 基本条件

《一般事項》

データ名:Rahmen_K2.F9U

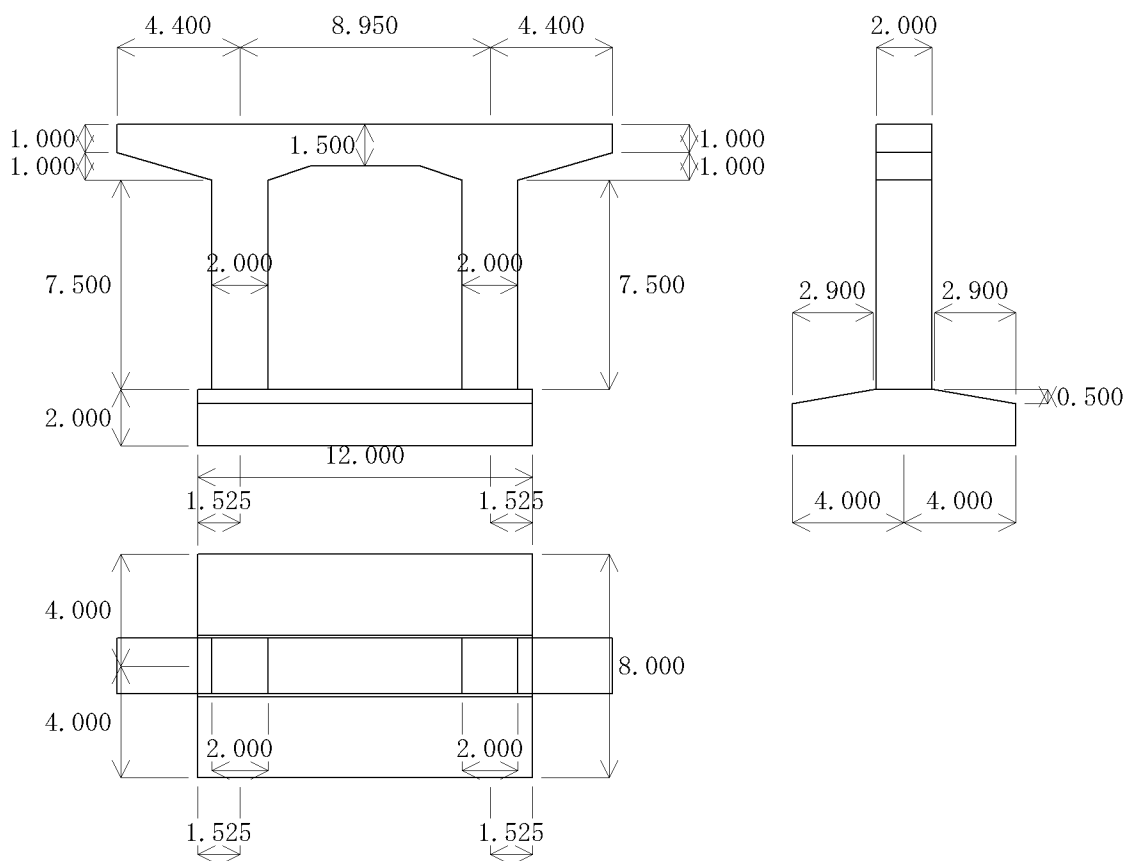
タイトル:

コメント:

検討対象 : 既設設計
基礎形式 : 直接基礎
地域別補正係数Cz : A地域(1.0)
地盤種別 : II種
鉄筋コンクリートの単位重量: 24.5 (kN/m³)
水の単位重量 w : 9.80 (kN/m³)
コンクリートの設計基準強度 ck
はり : 21 (N/mm²)
柱 : 21 (N/mm²)
フーチング : 21 (N/mm²)
鉄筋材質
はり : SD295A (295.0 (N/mm²))
柱 : SD295A (295.0 (N/mm²))
フーチング : SD295A (295.0 (N/mm²))

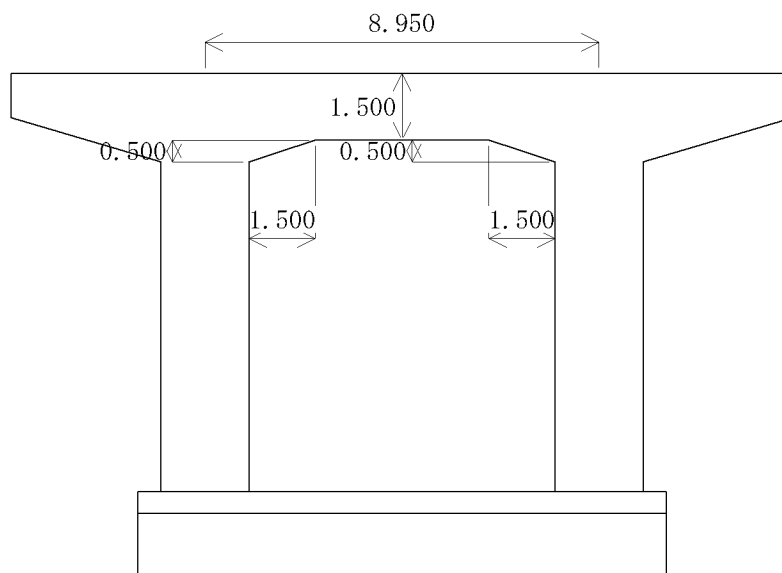
1.2 橋脚形状

1.2.1 外形寸法



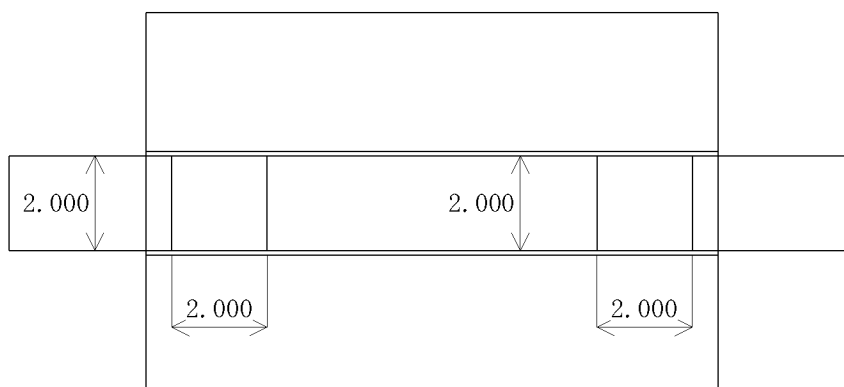
橋脚形状	はり奥行幅			(m)	2.000	
	左側張出し	張出長		W	(m)	4.400
		断面高	先端部	H1	(m)	1.000
			付け根部	H2	(m)	2.000
		柱高			(m)	7.500
	右側張出し	張出長		W	(m)	4.400
		断面高	先端部	H1	(m)	1.000
			付け根部	H2	(m)	2.000
		柱高			(m)	7.500
	フーチング形状	高さ			(m)	2.000
左側張出し			(m)	1.525		
右側張出し			(m)	1.525		
前後張出し			(m)	4.000		
面取り寸法		幅	W	(m)	2.900	
		高さ	H	(m)	0.500	

1.2.2 はり形状詳細



径間長(m)	断面高(m)	ハンチ			
		左側		右側	
		幅(m)	高さ(m)	幅(m)	高さ(m)
8.950	1.500	1.500	0.500	1.500	0.500

1.2.3 柱形状詳細



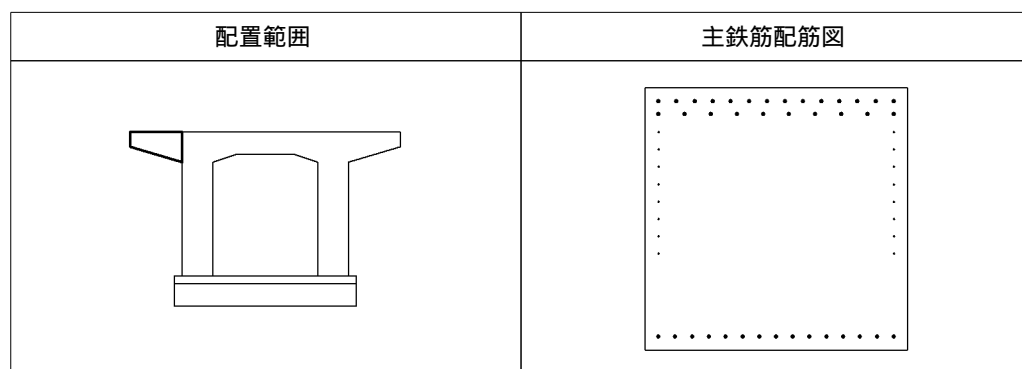
柱形状: 矩形

柱番号 (左から順)	幅 (m)	高さ (m)
1	2.000	2.000
2	2.000	2.000

1.3 橋脚鉄筋

1.3.1 はり

はり張出し:左側



【主鉄筋データ】

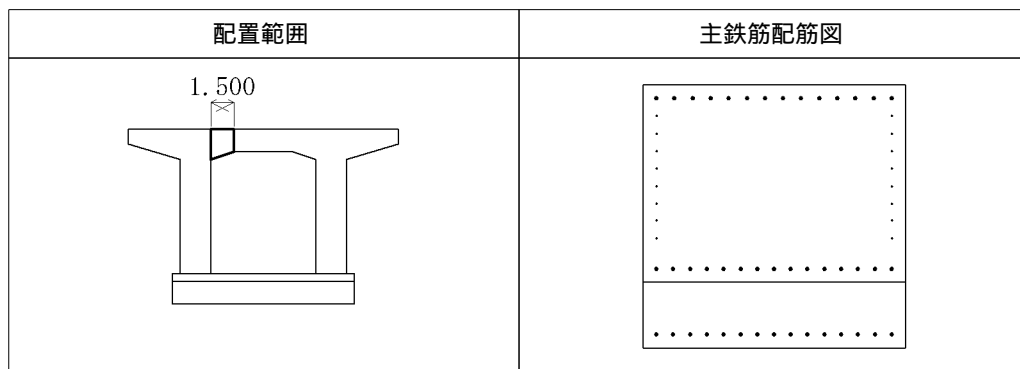
主鉄筋総本数 : 55 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	32	14	138.5	---
上側	200.0	32	10	200.0	---
下側	100.0	32	15	128.6	---
側面	100.0	19	8	133.3	333.3

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	16	2	2	150.0
スターラップ	16	2	2	150.0

はり支間1:左端部



【主鉄筋データ】

断面の有効長さ : 1.500 (m)

主鉄筋総本数 : 60 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)	有効範囲 (m)
上側	100.0	32	14	138.5	---	---
下側	100.0	32	15	128.6	---	---
側面	100.0	19	8	133.3	233.3	---
ハンチ筋	100.0	32	15	128.6	---	1.500

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

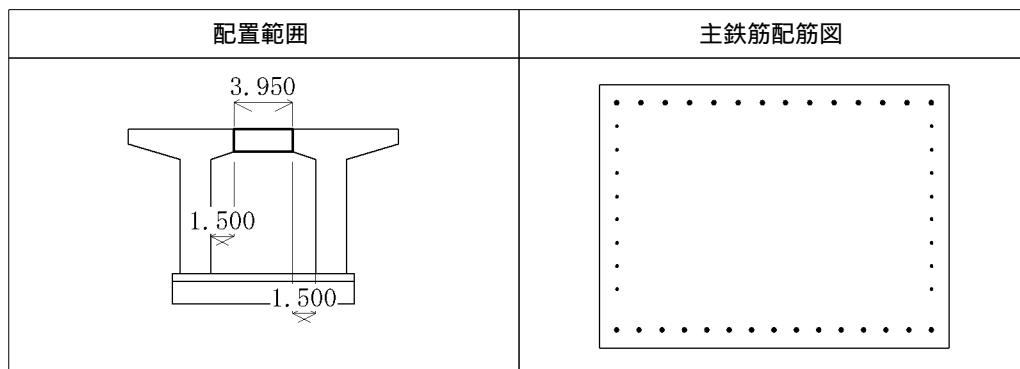
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	16	2	2	150.0
中間帯鉄筋	16	1	2	150.0

有効長 直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

はり支間1:中央部



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 45 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	32	14	138.5	---
下側	100.0	32	15	128.6	---
側面	100.0	19	8	133.3	233.3

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

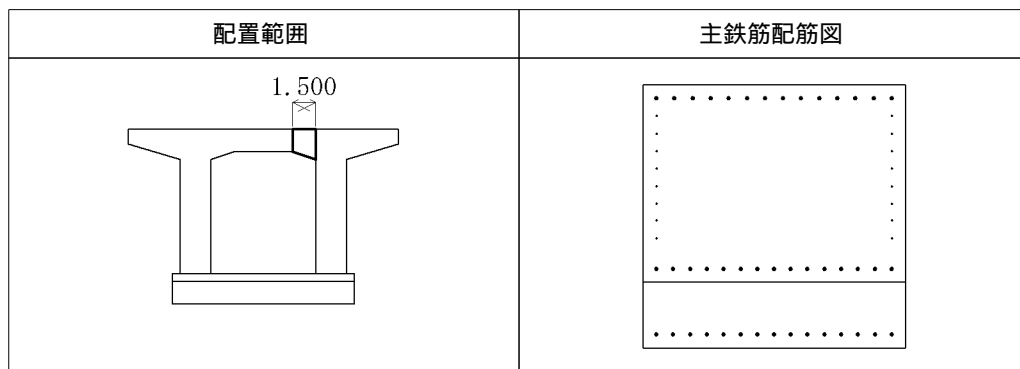
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	16	2	2	150.0
中間帯鉄筋	16	1	2	150.0

有効長 直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

はり支間1:右端部



【主鉄筋データ】

断面の有効長さ : 1.500 (m)

主鉄筋総本数 : 60 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)	有効範囲 (m)
上側	100.0	32	14	138.5	---	---
下側	100.0	32	15	128.6	---	---
側面	100.0	19	8	133.3	233.3	---
ハンチ筋	100.0	32	15	128.6	---	1.500

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

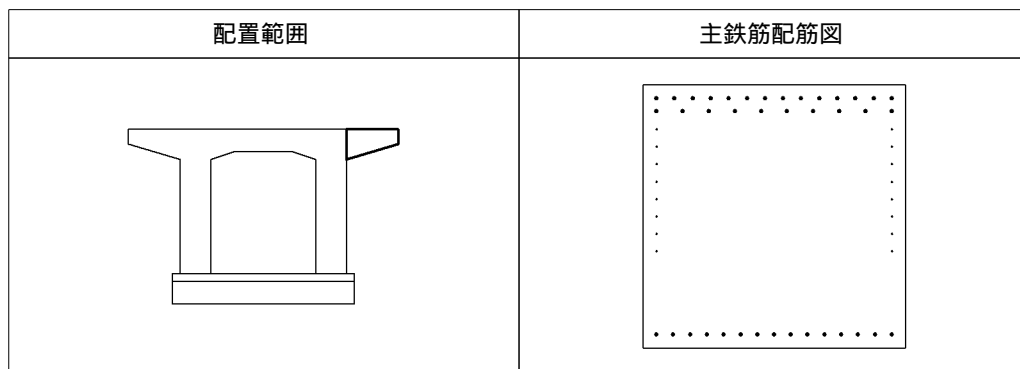
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	16	2	2	150.0
中間帯鉄筋	16	1	2	150.0

有効長 直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

はり張出し:右側



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 55 本

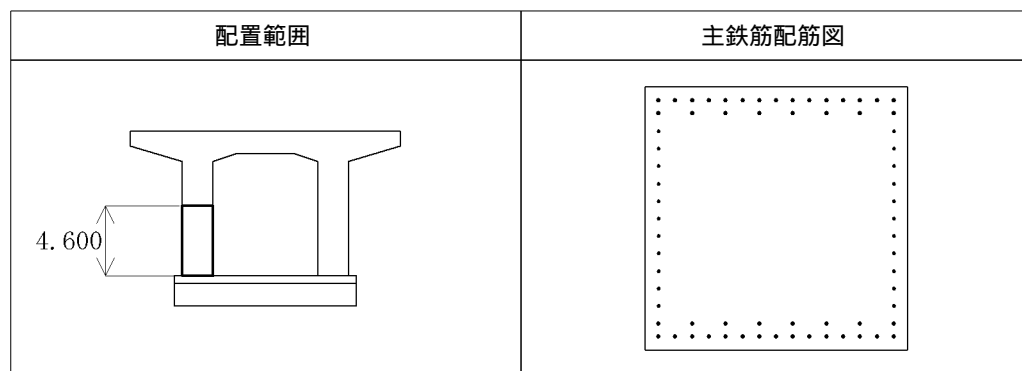
配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	32	14	138.5	---
上側	200.0	32	10	200.0	---
下側	100.0	32	15	128.6	---
側面	100.0	19	8	133.3	333.3

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	16	2	2	150.0
スターラップ	16	2	2	150.0

1.3.2 柱

柱1:主鉄筋:段落前

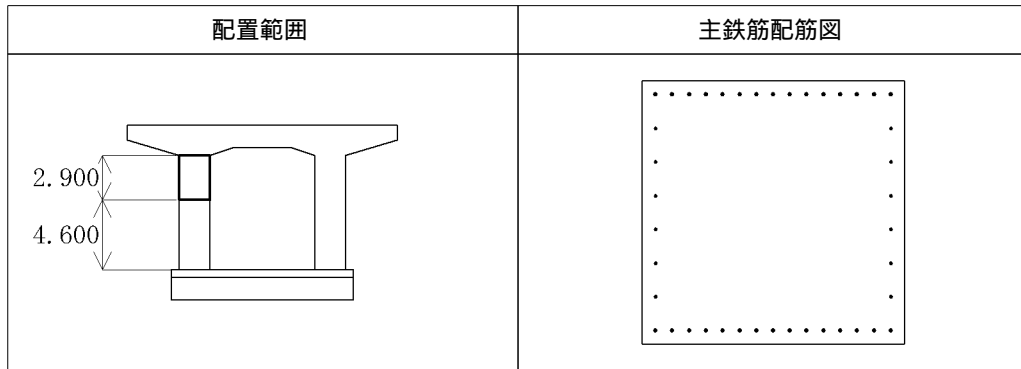


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 68 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	1800.0
前後	200.0	32	2	1800.0
前後	100.0	32	13	128.6
前後	200.0	32	6	257.1
左右	100.0	29	11	133.3

柱1:主鉄筋:段落後

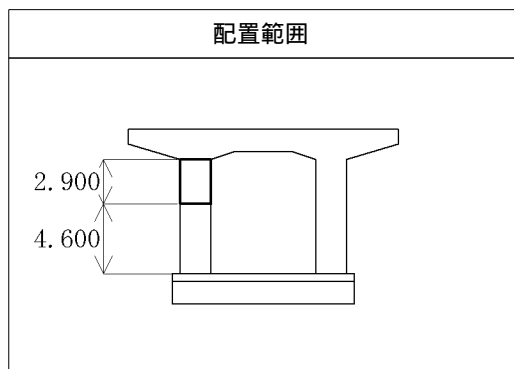


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 42 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	1800.0
前後	100.0	32	13	128.6
左右	100.0	29	6	257.1

柱1:帯鉄筋:上側



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

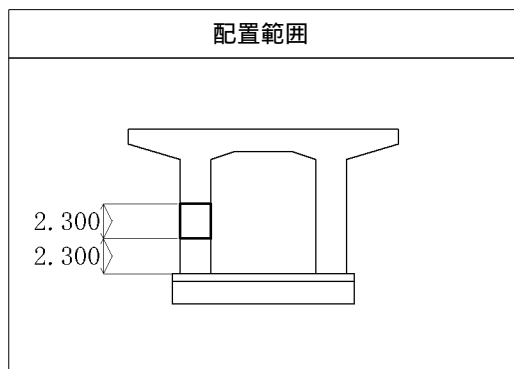
有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

柱1:帯鉄筋:中央



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

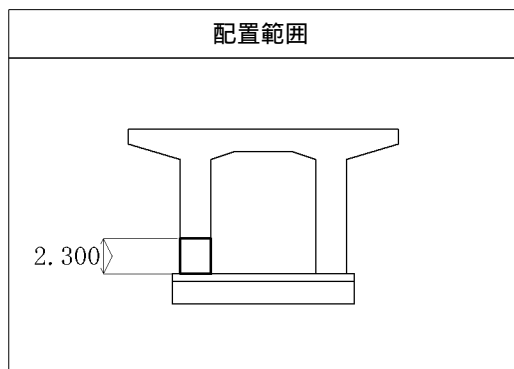
有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

柱1:帯鉄筋:下側



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

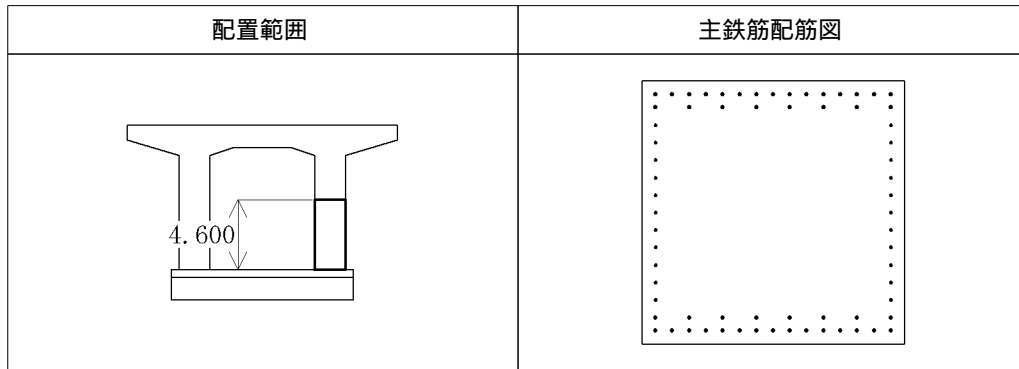
有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

柱2:主鉄筋:段落前

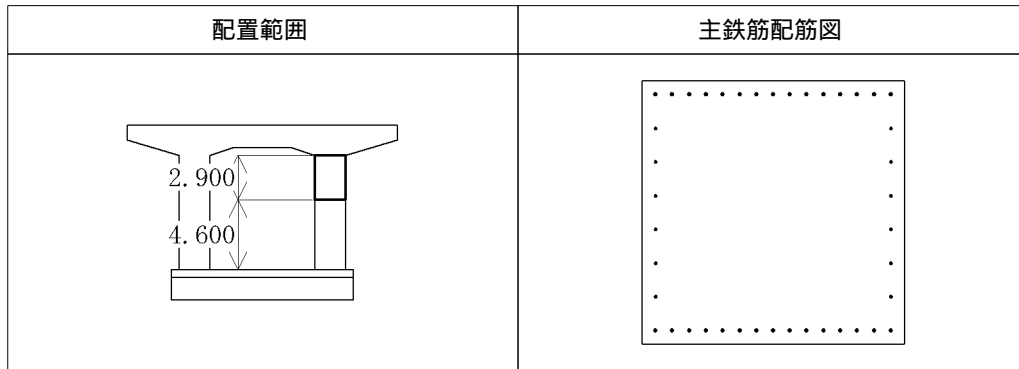


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 68 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	1800.0
前後	200.0	32	2	1800.0
前後	100.0	32	13	128.6
前後	200.0	32	6	257.1
左右	100.0	29	11	133.3

柱2:主鉄筋:段落後

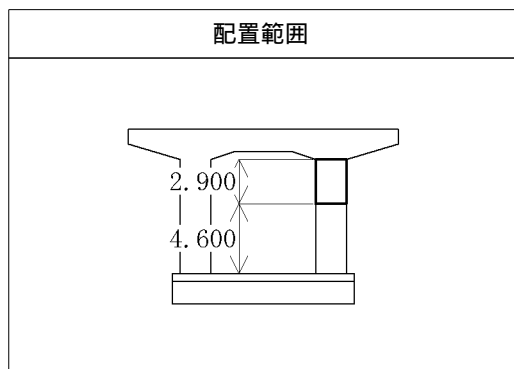


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 42 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	1800.0
前後	100.0	32	13	128.6
左右	100.0	29	6	257.1

柱2:帯鉄筋:上側



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

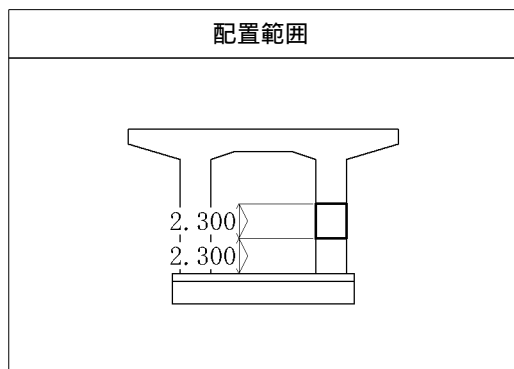
有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

柱2:帯鉄筋:中央



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

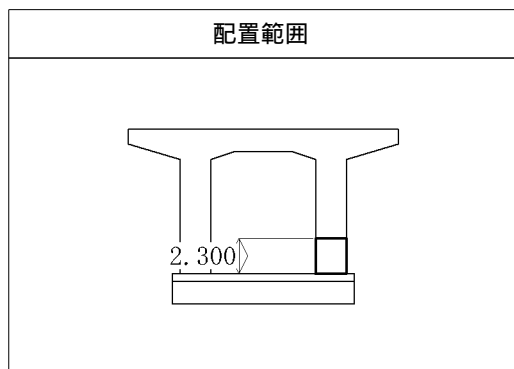
有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

柱2:帯鉄筋:下側



【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	0	4	150.0

有効長 橋軸方向: 1.800 (m)

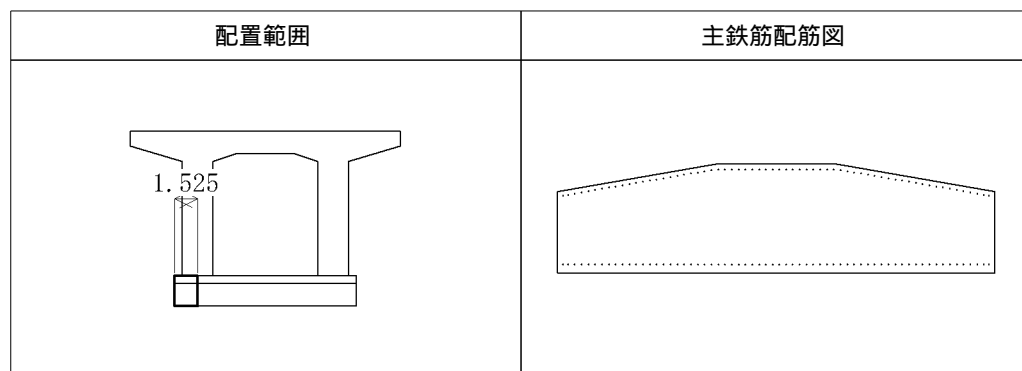
直角方向: 1.800 (m)

断面補正係数 : 0.200

断面補正係数 : 0.400

1.3.3 フーチング(橋軸方向断面)

フーチング張出し:左側



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 128 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
上側	100.0	25	62	125.0
上側	100.0	25	2	7800.0
下側	150.0	25	62	125.0
下側	150.0	25	2	7800.0

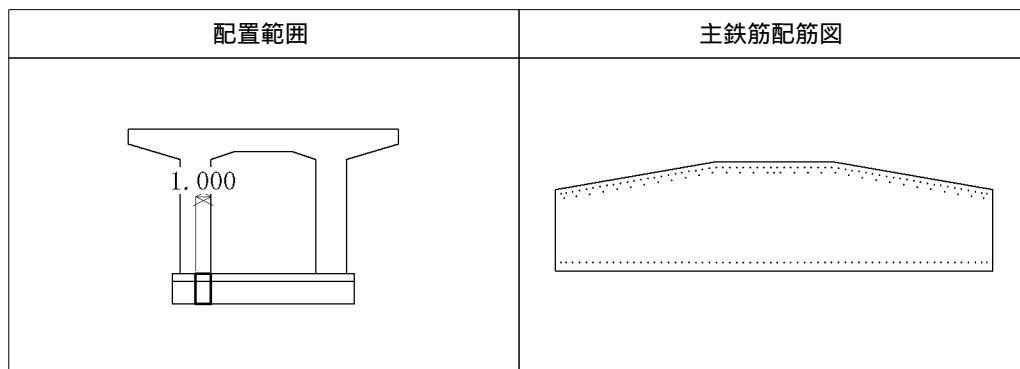
【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数 (直角方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw(mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

フーチング支間1:支間1:左端



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 161 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	62	125.0	---
上側	100.0	25	2	7800.0	---
上側	200.0	25	2	7675.0	---
上側両端	200.0	25	15	250.0	375.0
上側	200.0	25	1	0.0	---
下側	150.0	25	62	125.0	---
下側	150.0	25	2	7800.0	---

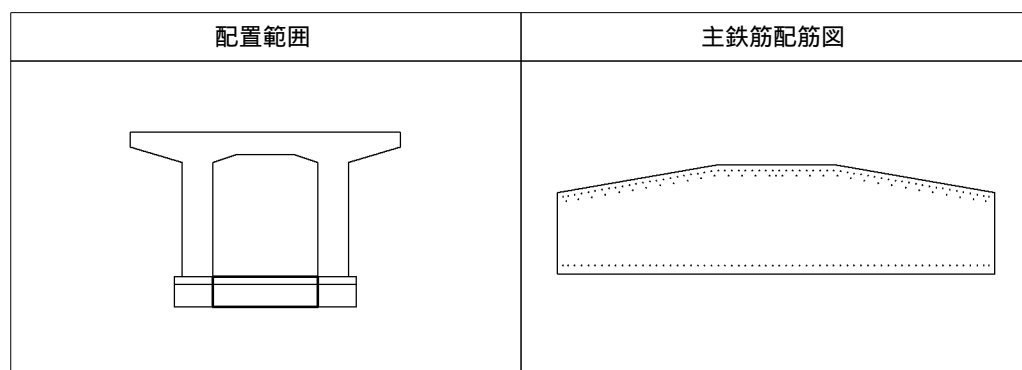
【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数 (直角方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

フーチング支間1:支間1:中央



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 161 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	62	125.0	---
上側	100.0	25	2	7800.0	---
上側	200.0	25	2	7675.0	---
上側両端	200.0	25	15	250.0	375.0
上側	200.0	25	1	0.0	---
下側	150.0	25	62	125.0	---
下側	150.0	25	2	7800.0	---

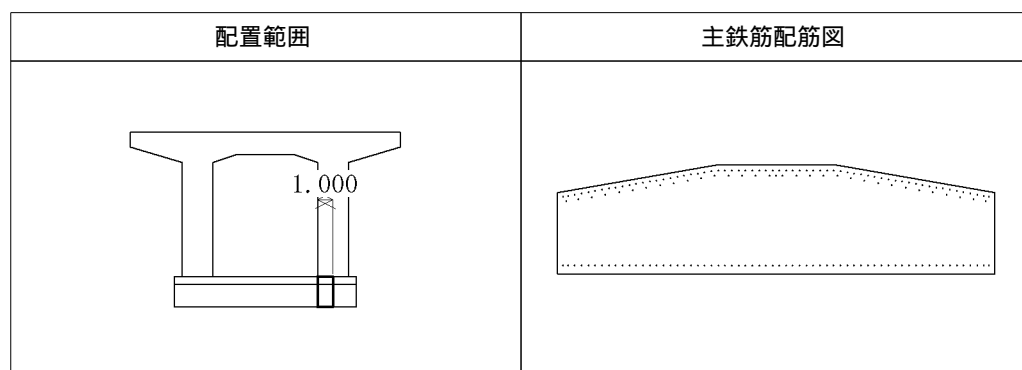
【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数 (直角方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

フーチング支間1:支間1:右端



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 161 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	62	125.0	---
上側	100.0	25	2	7800.0	---
上側	200.0	25	2	7675.0	---
上側両端	200.0	25	15	250.0	375.0
上側	200.0	25	1	0.0	---
下側	150.0	25	62	125.0	---
下側	150.0	25	2	7800.0	---

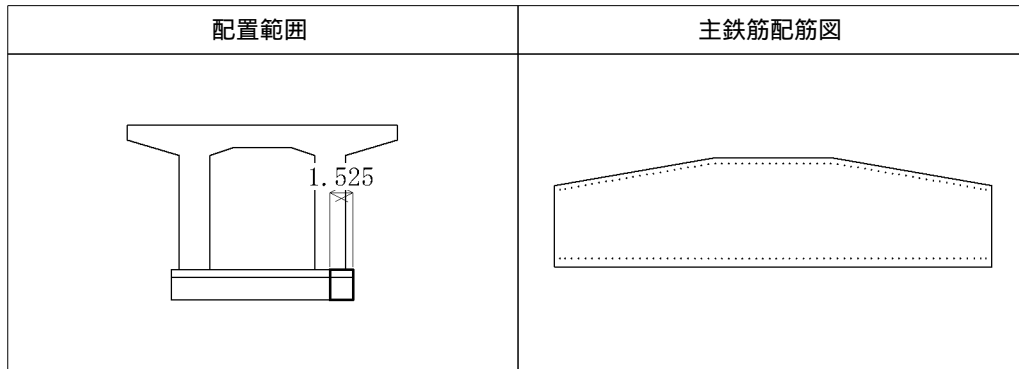
【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数 (直角方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

フーチング張出し:右側



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 128 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
上側	100.0	25	62	125.0
上側	100.0	25	2	7800.0
下側	150.0	25	62	125.0
下側	150.0	25	2	7800.0

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

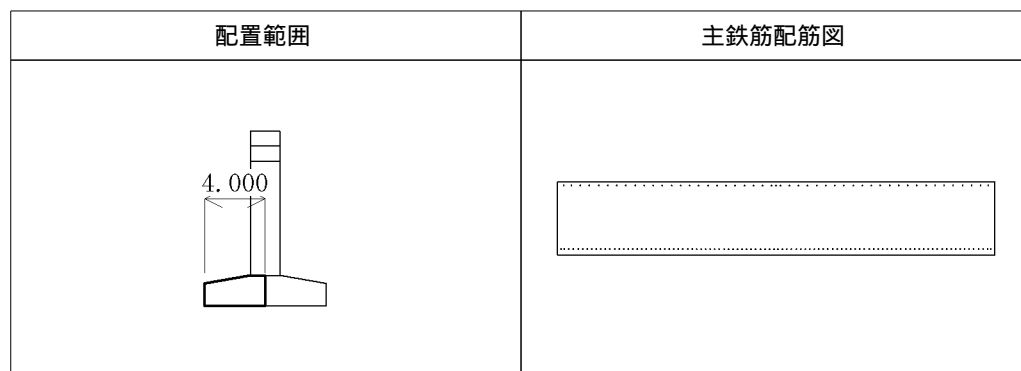
種類	鉄筋径	本数 (直角方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

1.3.4 フーチング(直角方向断面)

フーチング張出し:前側



【主鉄筋データ】

断面の有効長さ : 4.000 (m)

主鉄筋総本数 : 145 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	2	11675.0	---
左上端部	100.0	25	23	250.0	375.0
右上端部	100.0	25	23	250.0	375.0
上側	100.0	25	1	0.0	---
下側	150.0	25	94	125.0	---
下側	150.0	25	2	11800.0	---

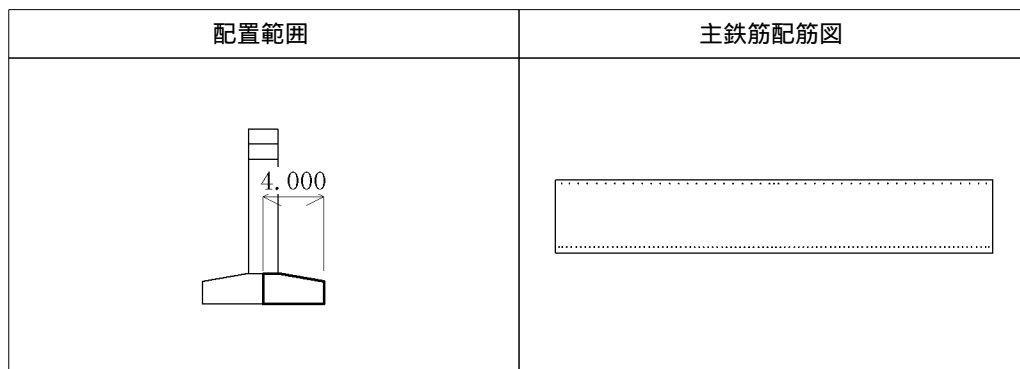
【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

種類	鉄筋径	本数 (橋軸方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋 A_w は、下記の値を使用する。

A_w (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

フーチング張出し:後側



【主鉄筋データ】

断面の有効長さ : 4.000 (m)

主鉄筋総本数 : 145 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	2	11675.0	---
左上端部	100.0	25	23	250.0	375.0
右上端部	100.0	25	23	250.0	375.0
上側	100.0	25	1	0.0	---
下側	150.0	25	94	125.0	---
下側	150.0	25	2	11800.0	---

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

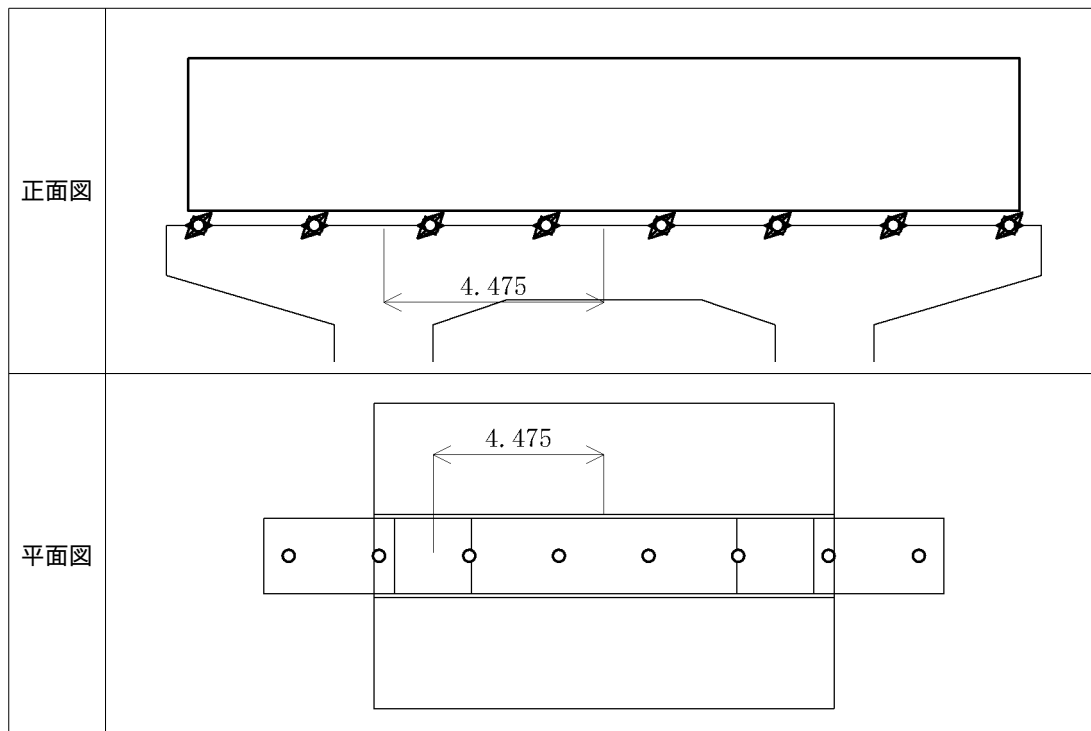
種類	鉄筋径	本数 (橋軸方向)	間隔 (mm)
スターラップ	22	2	0.0

斜引張鉄筋Awは、下記の値を使用する。

Aw (mm ²)	レベル1	レベル2
橋軸方向	0.0	0.0
直角方向	0.0	0.0

1.4 上部工/支承

1.4.1 上部工1



左側柱中心からの水平距離：4.475

【支承データ】

支承	位置 (m)		レベル1慣性力作用高 (m)		荷重負担
	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	
支承1	-8.225	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承2	-5.875	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承3	-3.525	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承4	-1.175	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承5	1.175	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承6	3.525	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承7	5.875	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承8	8.225	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平

直角方向位置は上部工からの相対距離

2章 許容応力度法荷重ケース

2.1 基本荷重ケース

2.1.1 荷重条件

温度荷重		上昇	(Deg)	10.000	
		下降	(Deg)	10.000	
乾燥収縮			(Deg)	-15.000	
風荷重	風荷重係数	活荷重載荷時	はり,フーチング	1.500	
			矩形柱	1.500	
		活荷重無載荷時	はり,フーチング	3.000	
			矩形柱	3.000	
慣性力	設計水平震度 kh	橋軸方向		0.25	
		直角方向		0.25	
上載土砂/水位	湿潤重量			(kN/m ³)	18.000
	飽和重量			(kN/m ³)	19.000
	上載土高			(m)	3.000
	水位ケース	ケース数			2ケース
		低水位	(m)	0.000	
		高水位	(m)	2.000	

2.1.2 上部工基本荷重

表中の「支承位置」は左柱中心軸からの水平距離を示す。

荷重タイプの記号は以下の通りとする。

- D : 死荷重
- L : 活荷重
- I : 衝撃荷重
- T : 温度変化の影響
- W : 風荷重
- EL: 橋軸方向の地震の影響
- ET: 直角方向の地震の影響

死

荷重タイプ:D

上部工	支承	支承位置 (m)	鉛直方向 (kN)	直角方向 (kN)	橋軸回り (kN.m)	橋軸方向 (kN)	直角回り (kN.m)
上部工1	支承1	-3.750	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承2	-1.400	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承3	0.950	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承4	3.300	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承5	5.650	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承6	8.000	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承7	10.350	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承8	12.700	780.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2.2 組合せ荷重ケース

活荷重衝撃有のケースは、はり、柱の設計に用い、安定計算、フーチングの設計には適用しない。
 活荷重衝撃無のケースは、安定計算、フーチングの設計に用い、はり、柱の設計には適用しない。
 荷重タイプの記号は以下の通りとする。

- D : 死荷重
- L : 活荷重
- I : 衝撃荷重
- T : 温度変化の影響
- W : 風荷重
- EL : 橋軸方向の地震の影響
- ET : 直角方向の地震の影響

2.2.1 橋軸方向検討用荷重ケース

番号	種類	タイプ	水位	温度	荷重ケース名	慣性力	割増係数	照査	
								はり/ 柱	基礎/ フーチ ング
1	常時	D	低	---	死	---	1.000		

2.2.2 直角方向検討用荷重ケース

番号	種類	タイプ	水位	温度	荷重ケース名	慣性力	割増係数	照査	
								はり/ 柱	基礎/ フーチ ング
1	常時	D	低	なし	死	---	1.000		

3章 はりの設計(許容応力度法)

3.1 曲げモーメントに対する検討

【照査条件】

常時荷重ケースの鉄筋許容応力度:死荷重時は「活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合」とする。

張出し部の主鉄筋のモデル化 :複鉄筋断面として照査する。

支間部の主鉄筋のモデル化 :複鉄筋断面として照査する。

張出し部の軸力 :考慮しない。

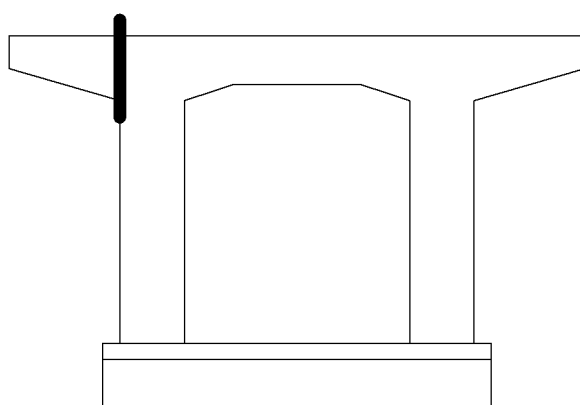
橋軸方向の照査 :常時荷重ケースを含めない。

ハンチ筋の取扱い :ハンチ勾配が1:3より急勾配の場合はハンチ筋を考慮しない。

橋軸方向の照査 :鉄筋配置「上側両端,下側両端」の上下主鉄筋を考慮しない

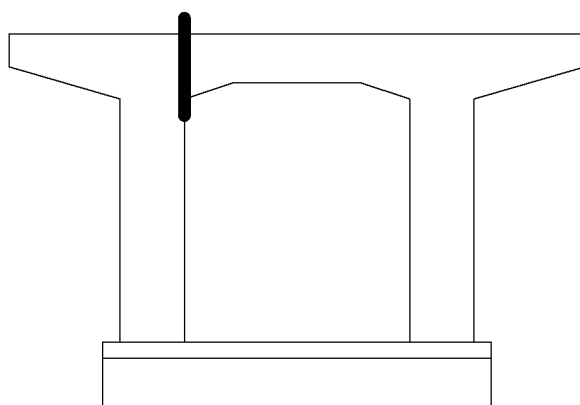
3.1.1 照査結果一覧

左張出隅角



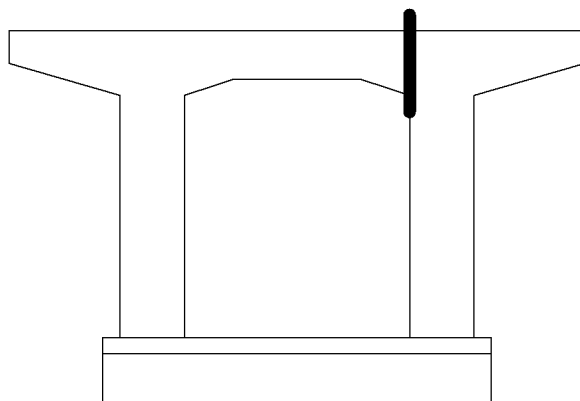
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	2.422	7.000	90.462	100.000	-2334.2	9530.4	OK

梁第1支間左隅角部



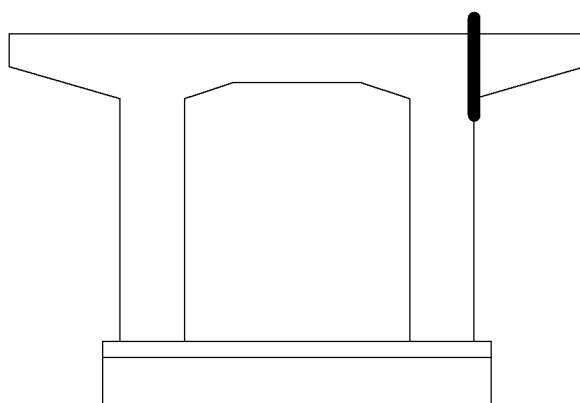
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	1.454	7.000	84.184	100.000	-2228.6	5559.4	OK

梁第1支間右隅角部



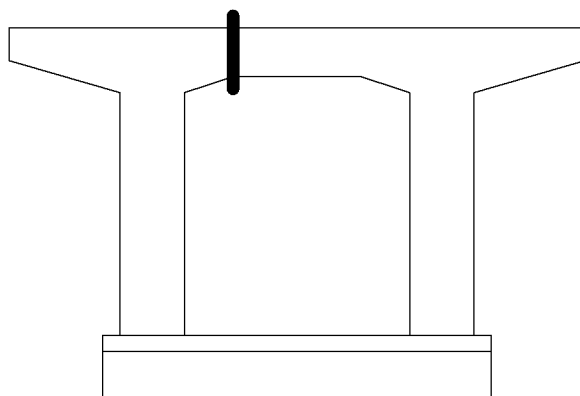
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	1.454	7.000	84.184	100.000	-2228.6	5559.4	OK

右張出隅角



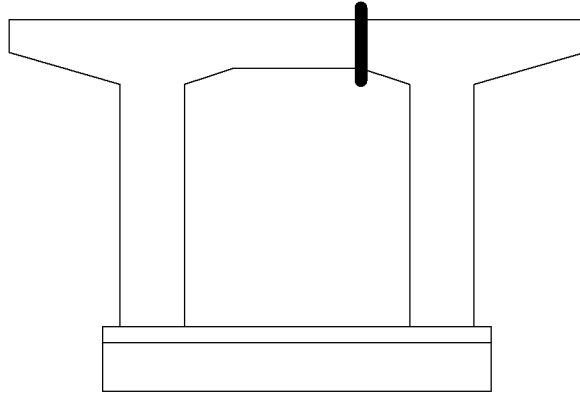
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	2.422	7.000	90.462	100.000	-2334.2	9530.4	OK

梁第1支間左ハンチ



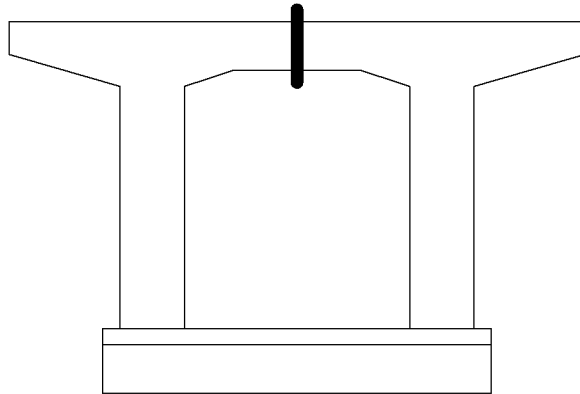
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.000	7.000	12.227	100.000	1233.7	11913.0	OK

梁第1支間右ハンチ



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.000	7.000	12.227	100.000	1233.7	11913.0	OK

梁第1支間最大値



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	1.131	7.000	64.656	100.000	1233.7	5956.5	OK

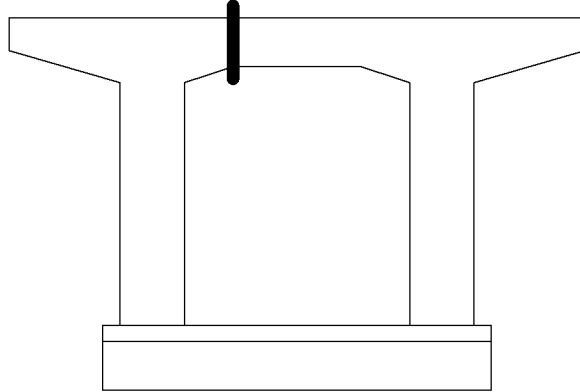
3.2 せん断力に対する検討

【照査条件】

- 常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 死荷重時は「活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合」とする。
- 引張鉄筋比 ρ_t の取扱い : 側面鉄筋を考慮しない。
- 軸方向圧縮力による補正係数 C_N の影響: 考慮する。

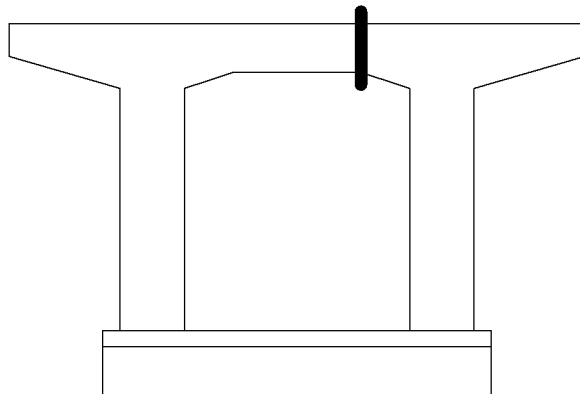
3.2.1 照査結果一覧

梁第1支間左ハンチ



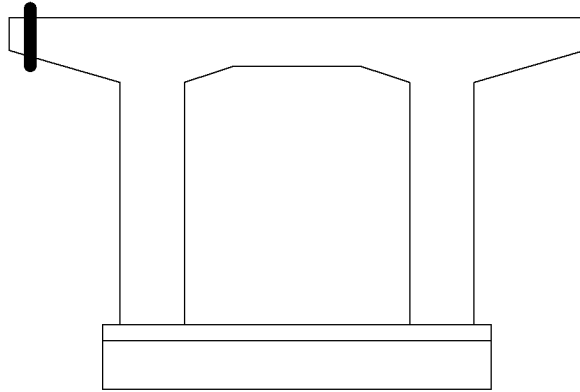
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.331	0.292	1.600	794.4	74.8	OK

梁第1支間右ハンチ



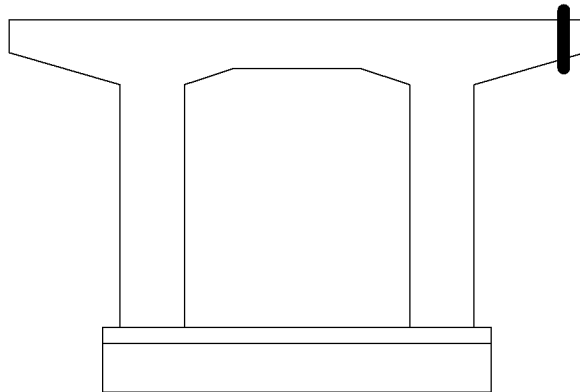
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.331	0.292	1.600	794.4	74.8	OK

梁上部工1-支承1位置



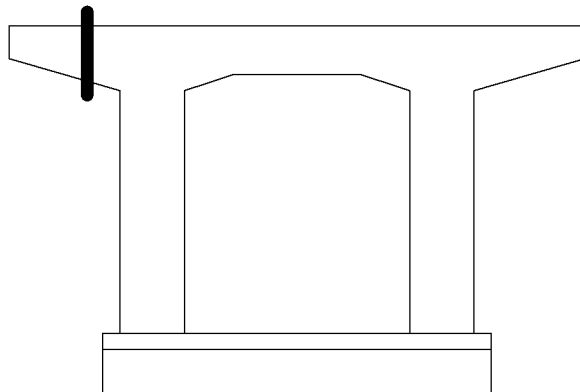
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.387	0.316	1.600	794.4	136.6	OK

梁上部工1-支承8位置



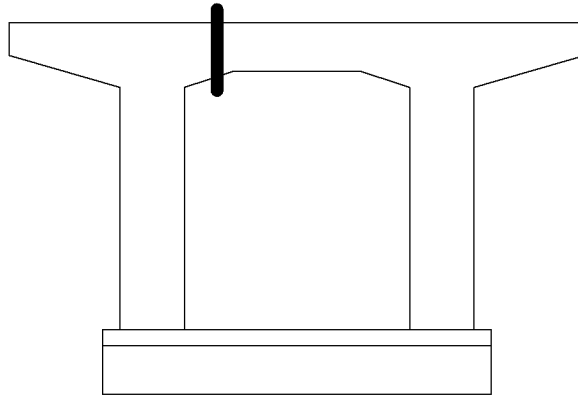
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.387	0.316	1.600	794.4	136.6	OK

左張出断面H/2



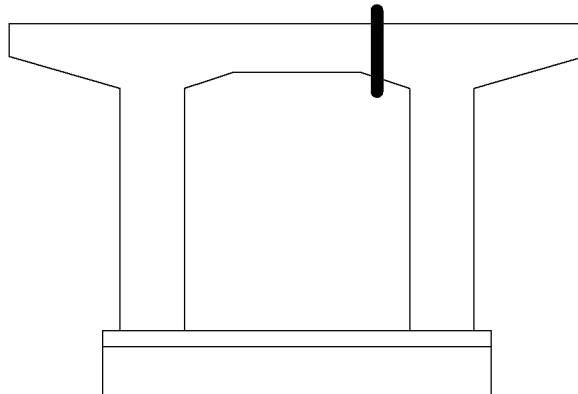
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.208	0.255	1.600	794.4	0.0	OK

梁第1支間左断面H/2



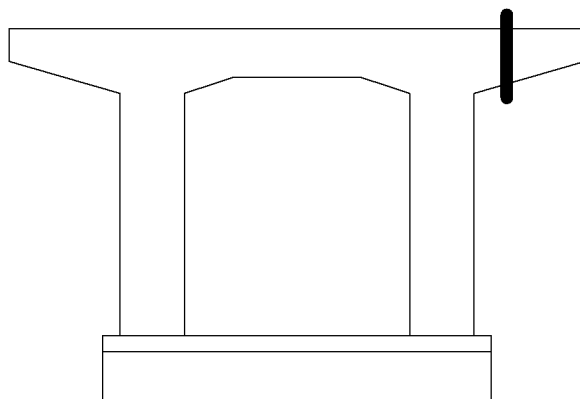
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.308	0.212	1.600	794.4	182.7	OK

梁第1支間右断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.308	0.212	1.600	794.4	182.7	OK

右張出断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.208	0.255	1.600	794.4	0.0	OK

4章 左柱の設計(許容応力度法)

4.1 曲げモーメントに対する検討

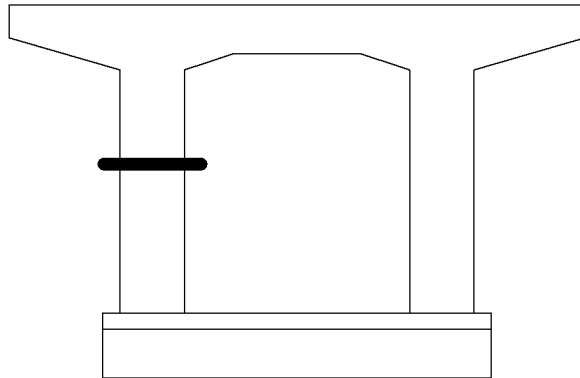
【照査条件】

常時荷重ケースの鉄筋許容応力度:「一般の部材」として扱う。

側面鉄筋の取扱い :考慮しない。

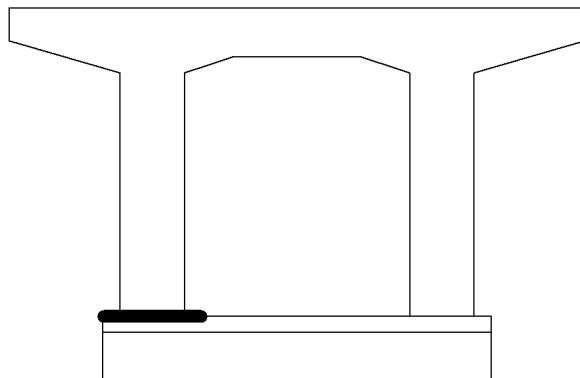
4.1.1 照査結果一覧

左柱段落し



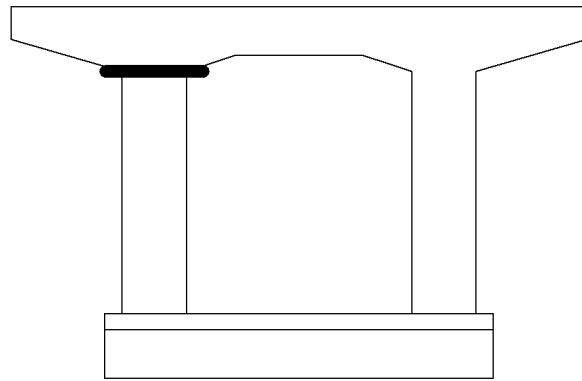
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死	無	低	右後	1.047	7.000	-15.624	180.000	-3708.9	2721.4	OK
					0.946	7.000	-14.196	180.000	-3708.9	5956.5	OK

左柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死	無	低	左後	1.931	7.000	-27.665	180.000	3859.1	5121.6	OK
					1.006	7.000	-15.088	180.000	-3859.1	9133.3	OK

左柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	右 後	1.606 0.881	7.000 7.000	-23.070 -13.218	180.000 180.000	-3614.1 -3614.1	2721.4 5956.5	OK OK

4.2 せん断力に対する検討

【照査条件】

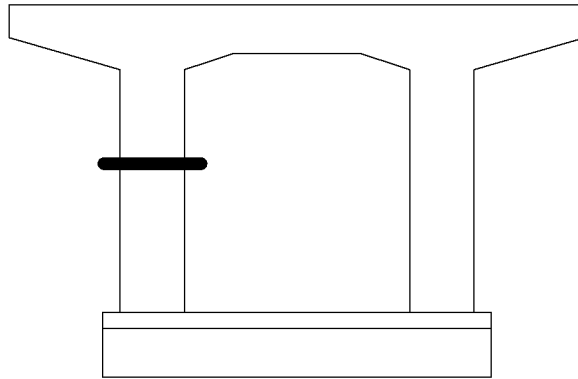
常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 「一般の部材」として扱う。

引張鉄筋比 ρ_t の取扱い : 側面鉄筋を考慮する。

軸方向圧縮力による補正係数 C_N の影響: 考慮する。

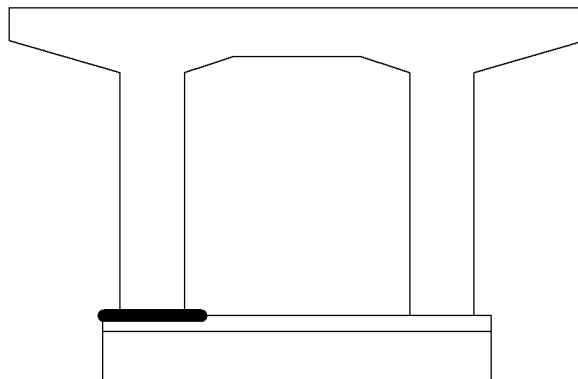
4.2.1 照査結果一覧

左柱段落し



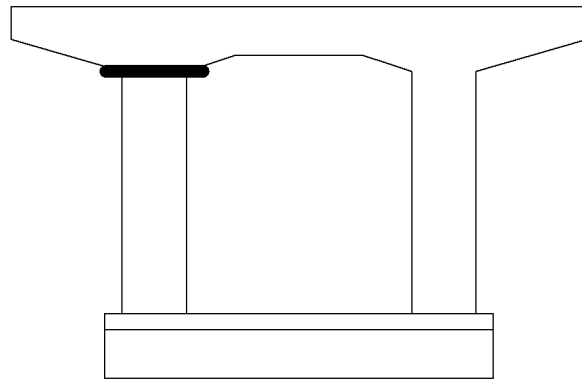
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	右 後	0.083	0.424	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.424	1.600	573.0	0.0	OK

左柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	左 後	0.083	0.495	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.501	1.600	573.0	0.0	OK

左柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死死	無-	低低	右後	0.083	0.424	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.424	1.600	573.0	0.0	OK

5章 右柱の設計(許容応力度法)

5.1 曲げモーメントに対する検討

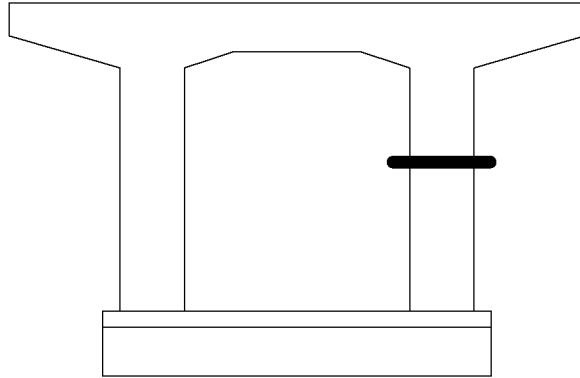
【照査条件】

常時荷重ケースの鉄筋許容応力度:「一般の部材」として扱う。

側面鉄筋の取扱い :考慮しない。

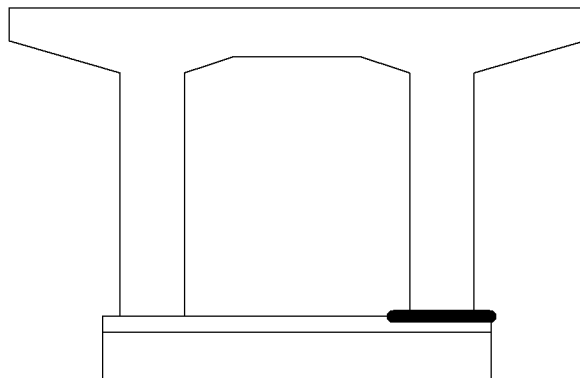
5.1.1 照査結果一覧

右柱段落し



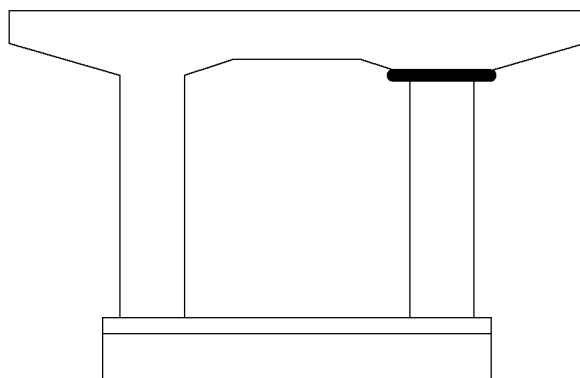
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死	無	低	左	1.047	7.000	-15.624	180.000	3708.9	2721.4	OK
					0.946	7.000	-14.196	180.000	-3708.9	5956.5	

右柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死	無	低	右	1.931	7.000	-27.665	180.000	-3859.1	5121.6	OK
					1.006	7.000	-15.088	180.000	-3859.1	9133.3	

右柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	左 後	1.606 0.881	7.000 7.000	-23.070 -13.218	180.000 180.000	3614.1 -3614.1	2721.4 5956.5	OK OK

5.2 せん断力に対する検討

【照査条件】

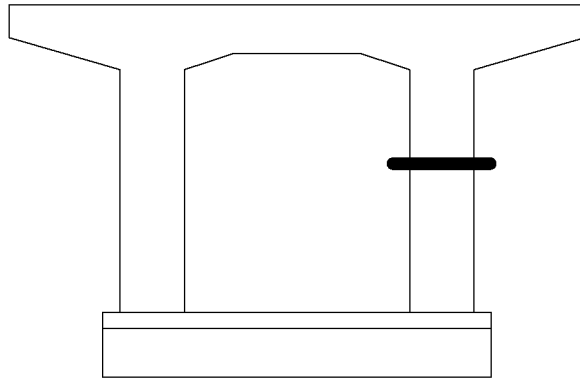
常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 「一般の部材」として扱う。

引張鉄筋比 ρ_t の取扱い : 側面鉄筋を考慮する。

軸方向圧縮力による補正係数 C_N の影響: 考慮する。

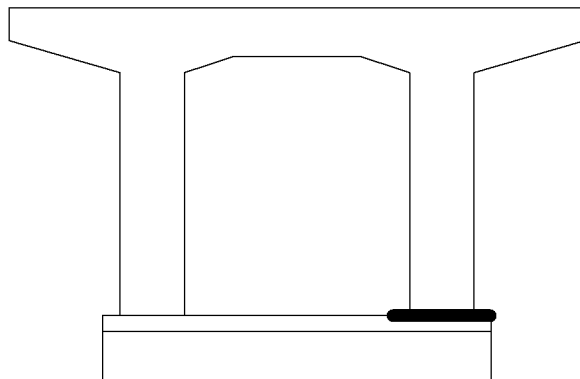
5.2.1 照査結果一覧

右柱段落し



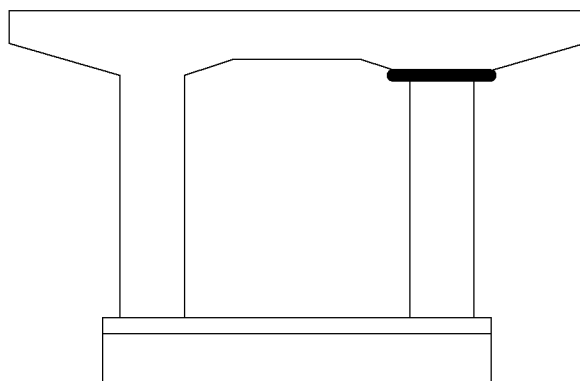
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	左 後	0.083	0.424	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.424	1.600	573.0	0.0	OK

右柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	右 後	0.083	0.495	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.501	1.600	573.0	0.0	OK

右柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直軸	死死	無-	低低	左後	0.083	0.424	1.600	1719.0	0.0	OK
					0.000	0.424	1.600	573.0	0.0	OK

6章 フーチングの設計(許容応力度法)

6.1 曲げモーメントに対する検討

【照査条件】

常時荷重ケースの鉄筋許容応力度:「水中部材」として扱う。

主鉄筋のモデル化 :複鉄筋断面として照査する。

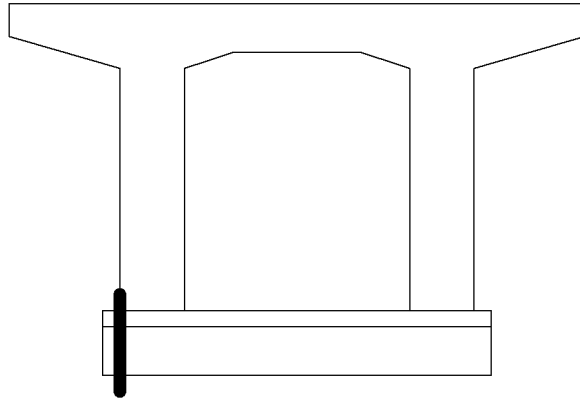
軸力の取扱い :考慮する。

柱内面の曲げモーメントの取扱い:柱内面から取得する。

橋軸方向の照査位置 :最大柱幅の位置とする。(1.000 m)

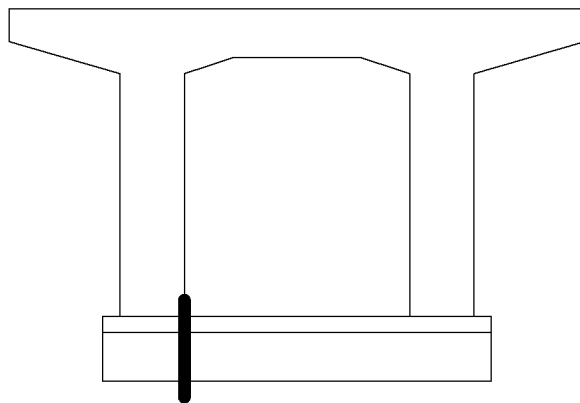
6.1.1 照査結果一覧

左張出隅角



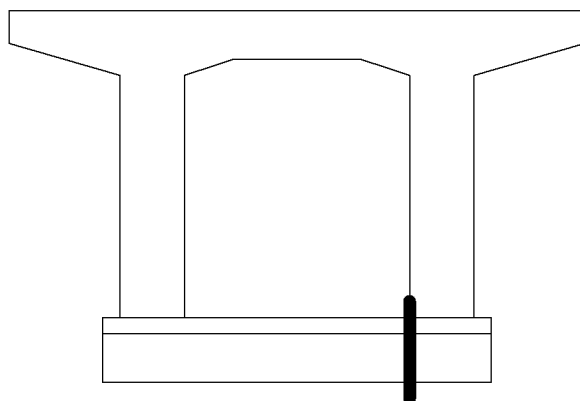
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.057	7.000	2.651	160.000	6131.6	4089.2	OK

第1支間左隅角部



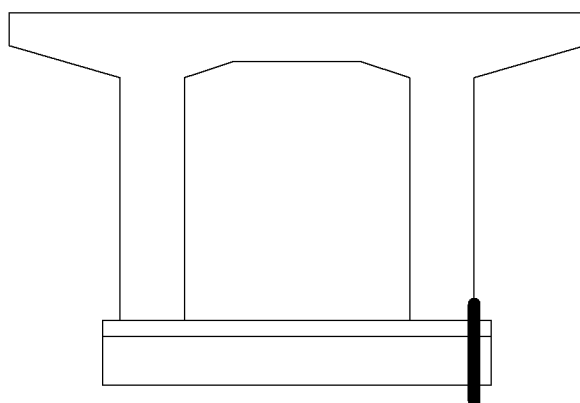
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.245	7.000	4.743	160.000	-4305.2	6184.4	OK

第1支間右隅角部



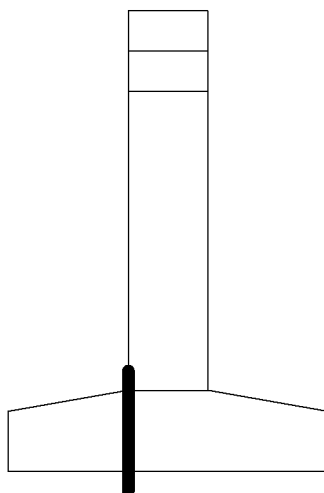
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.245	7.000	4.743	160.000	-4305.2	6184.4	OK

右張出隅角



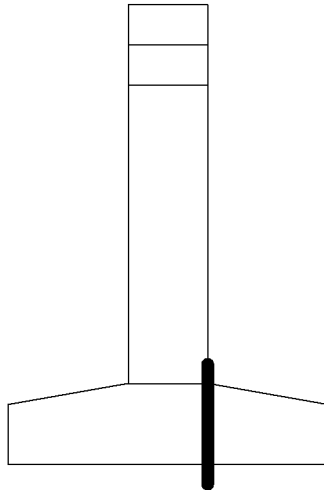
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
直	死	無	低	下	0.057	7.000	2.651	160.000	6131.6	4089.2	OK

前隅角部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
軸	死	-	低	下	1.529	7.000	83.833	160.000	10212.3	4053.6	OK

後隅角部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	s (N/mm ²)	sa (N/mm ²)	Mc (kN.m)	As (mm ²)	判定
軸	死	-	低	下	1.529	7.000	83.833	160.000	10212.3	4053.6	OK

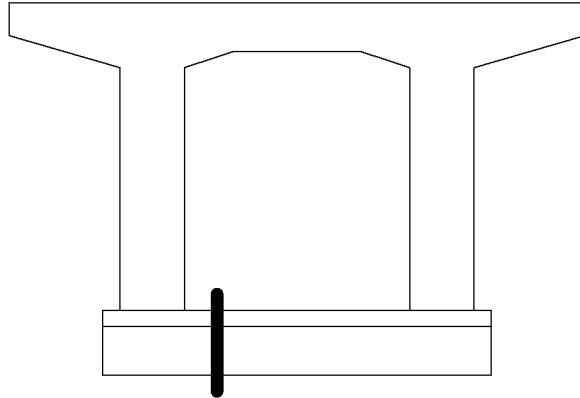
6.2 せん断力に対する検討

【照査条件】

- 常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 「水中部材」として扱う。
- 柱間のせん断スパンの影響 : 考慮しない。
- せん断スパンの上限値 : 考慮しない。
- 橋軸方向の柱前面位置 : 最大柱幅の位置とする。(1.000 m)
- 軸方向圧縮力による補正係数CNの影響: 考慮する。

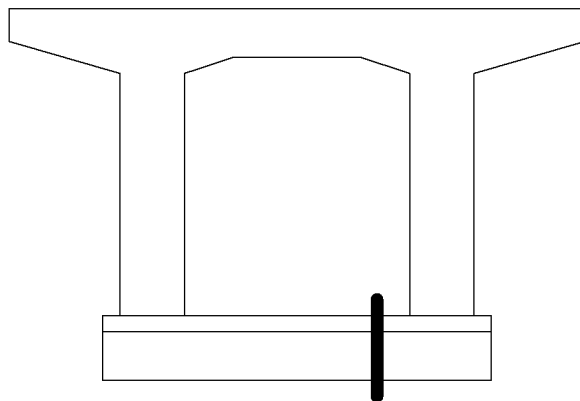
6.2.1 照査結果一覧

第1支間左断面H/2



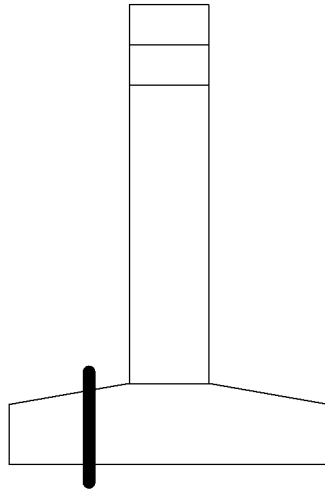
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.138	0.217	1.600	0.0	0.0	OK

第1支間右断面H/2



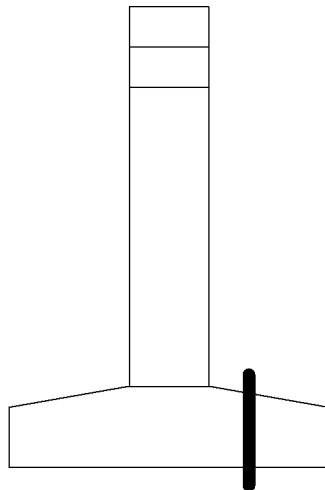
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
直	死	無	低	上	0.138	0.217	1.600	0.0	0.0	OK

後断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
軸	死	-	低	下	0.112	0.904	1.600	0.0	0.0	OK

前断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Aw (mm ²)	AwReq (mm ²)	判定
軸	死	-	低	下	0.112	0.904	1.600	0.0	0.0	OK

7章 柱の保有耐力法照査(面外方向)

7.1 照査条件

【基本条件】

照査する地震動タイプ : 地震動タイプII

死荷重時の荷重ケース : 死!温無!水低

設計水平震度

	$C_z \cdot khco$	khc	固有周期
タイプII	1.7500	0.00	0.700

$C_z \cdot khco$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値

khc : 算出した khc より入力値の方が大きい場合、入力値を用いて計算する

【荷重条件】

		上部工重量 W_u (kN)	作用高さ h (m)
タイプII	上部工1	6240.000	0.000

作用高さははり天端からの距離

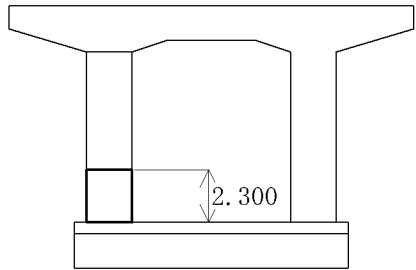
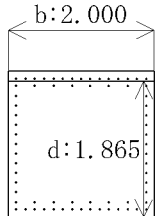
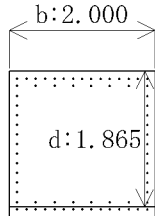
7.2 断面データ

7.2.1 左柱

【基部:下側】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)
	 断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m	 断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	8	6353.60	0.200	1.800	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.333	1.667	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.467	1.533	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.600	1.400	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.733	1.267	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.867	1.133	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
29	2	1284.80	1.133	0.867	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.267	0.733	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.400	0.600	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.533	0.467	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.667	0.333	295.00	0.0	1.0
32	8	6353.60	1.800	0.200	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

2) 横拘束筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

【基部:中央】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)
	<p>断面幅:2.000m 断面高:2.000m</p>	<p>断面幅:2.000m 断面高:2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	8	6353.60	0.200	1.800	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.333	1.667	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.467	1.533	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.600	1.400	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.733	1.267	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.867	1.133	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
29	2	1284.80	1.133	0.867	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.267	0.733	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.400	0.600	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.533	0.467	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.667	0.333	295.00	0.0	1.0
32	8	6353.60	1.800	0.200	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

2) 横拘束筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

【段落部:上側】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	42	31534.80	---	---	---	---	---

2) 横拘束鉄筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

7.2.2 右柱

【基部:下側】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	8	6353.60	0.200	1.800	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.333	1.667	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.467	1.533	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.600	1.400	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.733	1.267	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.867	1.133	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
29	2	1284.80	1.133	0.867	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.267	0.733	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.400	0.600	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.533	0.467	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.667	0.333	295.00	0.0	1.0
32	8	6353.60	1.800	0.200	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

2) 横拘束筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

【基部|中央】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	8	6353.60	0.200	1.800	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.333	1.667	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.467	1.533	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.600	1.400	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.733	1.267	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.867	1.133	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
29	2	1284.80	1.133	0.867	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.267	0.733	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.400	0.600	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.533	0.467	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.667	0.333	295.00	0.0	1.0
32	8	6353.60	1.800	0.200	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

2) 横拘束筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

【段落部:上側】

(1) M- 関係算出条件

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

位置	断面図(後 前)	断面図(前 後)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	後側引張 pt 加算率	前側引張 pt 加算率
32	15	11913.00	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
29	2	1284.80	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
29	2	1284.80	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	42	31534.80	---	---	---	---	---

2) 横拘束筋断面積Ah内訳

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

3) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	橋軸方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	0	0.0	0.0
合計	---	---	---	---	---	573.0

7.3 地震動タイプII

7.3.1 計算結果一覧表

計算条件

項目		単位	左柱	右柱
重要度の区分		---	B	
地盤種別		---	II種	
地震動タイプ		---	II	
固有周期	T	sec	0.700	
上部工重量	Wu	kN	3120.0	3120.0
橋脚躯体の重量	Wp	kN	1454.7	1454.7
Cz.khco		---	1.7500	1.7500

損傷位置の判定

$$\frac{(MT_{yo}/ht)}{(MByo/hB)} \geq 1.2 \quad \dots \quad \text{基部損傷}$$

$$< 1.2 \quad \dots \quad \text{段落し部損傷}$$

項目		単位	左柱		右柱		
慣性力方向		---	後 前	前 後	後 前	前 後	
判定		---	1.44 1.2 OK 基部損傷	1.44 1.2 OK 基部損傷	1.44 1.2 OK 基部損傷	1.44 1.2 OK 基部損傷	
初降伏曲げ モーメント	段落し	MTyo	kN.m	10244.8	10244.8	10244.8	10244.8
	基部	MByo	kN.m	13791.6	13791.6	13791.6	13791.6
慣性力 作用高	段落し	ht	m	4.900	4.900	4.900	4.900
	基部	hB	m	9.500	9.500	9.500	9.500

耐震性の照査

項目		単位	左柱		右柱	
慣性力方向		---	後 前	前 後	後 前	前 後
耐震性の照査		---	OUT	OUT	OUT	OUT
終局位置		---	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
破壊形態		---	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	1705.6	1705.6	1705.6	1705.6
慣性力	khc.W	kN	3385.7	3385.7	3385.7	3385.7
終局水平耐力	Pu	kN	1705.6	1705.6	1705.6	1705.6
せん断耐力 (Cc=1.0)	Pso	kN	3071.2	3071.2	3071.2	3071.2
せん断耐力	Ps	kN	2948.3	2948.3	2948.3	2948.3
設計水平震度	khc	---	0.88	0.88	0.88	0.88
等価重量	W	kN	3847.3	3847.3	3847.3	3847.3
等価重量算出係数	Cp	---	0.500	0.500	0.500	0.500
許容塑性率	μa	---	2.465	2.465	2.465	2.465
安全率		---	1.500	1.500	1.500	1.500

残留変位の照査

項 目		単位	左柱		右柱	
慣性力方向		---	後 前	前 後	後 前	前 後
残留変位の照査		---	NG	NG	NG	NG
許容残留変位	Ra	mm	95.0	95.0	95.0	95.0
残留変位	R	mm	162.8	162.8	162.8	162.8
応答塑性率	μR	---	8.291	8.291	8.291	8.291
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600	0.600	0.600

7.3.2 各柱の分担重量 W_u

降伏曲げ剛性: $EI_y = My_0 / y_0$

平均 EI_y : $EI_y' = (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2$

分担 : 分担 = EI_y' / h

分担率 : 分担率 = 分担 / 合計分担

		柱高 $h(m)$	初降伏曲げ モーメント $My_0(kN.m)$	初降伏曲率 $y_0(1/m)$	降伏曲げ 剛性 $EI_y(kN.m^2)$	平均 EI_y $EI_y'(kN.m^2)$	分担 EI_y'/h ($kN.m$)	分担率	分担重量 $W_u(kN)$
左柱	上端	7.500	10045.762	0.00112352	8941327	10278788	1370505	0.50000000	3120.0
	下端		13791.554	0.00118726	11616248				
右柱	上端	7.500	10045.762	0.00112352	8941327	10278788	1370505	0.50000000	3120.0
	下端		13791.554	0.00118726	11616248				
合計							2741010	---	6240.0

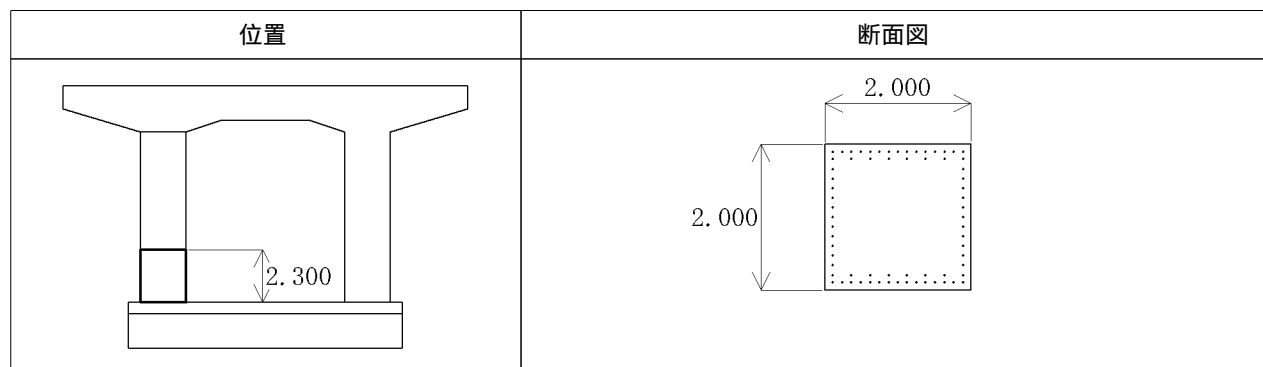
7.3.3 左柱

(1) 損傷位置

$$\frac{(M_{Ty0}/ht)}{(M_{By0}/hB)} = 1.440 \geq 1.2 \quad [\text{基部損傷}]$$

位置	慣性力位置までの高さ(m)			My0 (kN.m)	Py0 (kN)
	断面位置 Yi	慣性力位置 Yj	高さ h Yj-Yi		
基部	0.000	9.500	9.500	13791.6	1451.7
段落し	4.600		4.900	10244.8	2090.8

【基部断面】



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $c_k = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $E_c = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

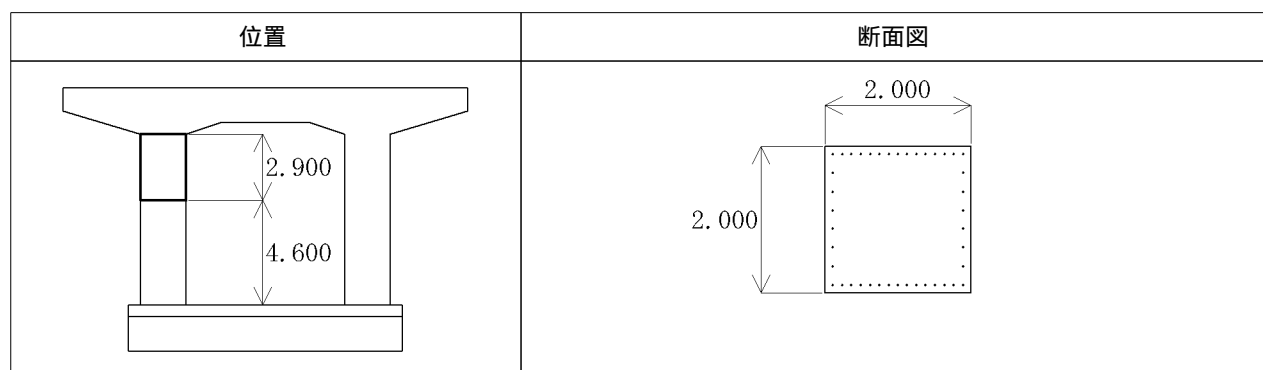
項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm ² 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 1800.0
降伏強度	sy	N/mm ² 295.0
断面補正係数		--- 0.200
		--- 0.400
体積比	s	--- 0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ² 3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ² 21.95
コンクリートひずみ	cc	--- 2.787E-003
	cu	--- 2.787E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 100.0
$n = E_c \cdot cc / (E_c \cdot cc - cc)$	n	--- 1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 cu= ccとする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項目		単位	上端	下端
終局モーメント	Mu	kN.m	16051.0	16203.4
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	13643.0	13791.6
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4339.2	4420.0
終局曲率	u	1/m	1.073E-002	1.048E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.182E-003	1.187E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.163E-004	1.184E-004
降伏曲げ剛性	EIy	kN.m ²	1.155E+007	1.162E+007
死荷重時の軸力	Nd	kN	4349.3	4574.7

【段落し断面】



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリート ひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 cu= ccとする。

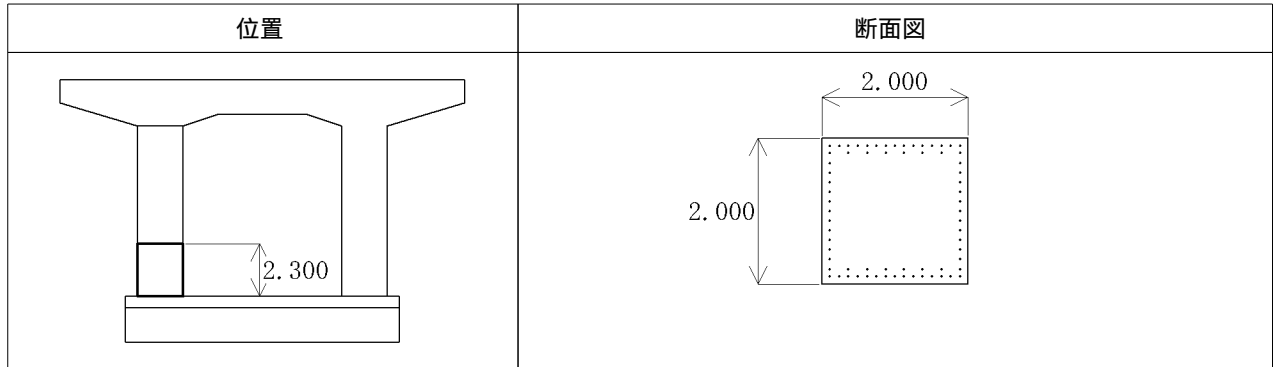
2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	Mu	kN.m	11340.9	11549.2
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	10045.8	10244.8
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4002.5	4103.0
終局曲率	u	1/m	1.435E-002	1.378E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.124E-003	1.132E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.128E-004	1.156E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	8.941E+006	9.054E+006
死荷重時の軸力	Nd	kN	3839.7	4123.9

(2) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

【基部下側】

・ 帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	Edes	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

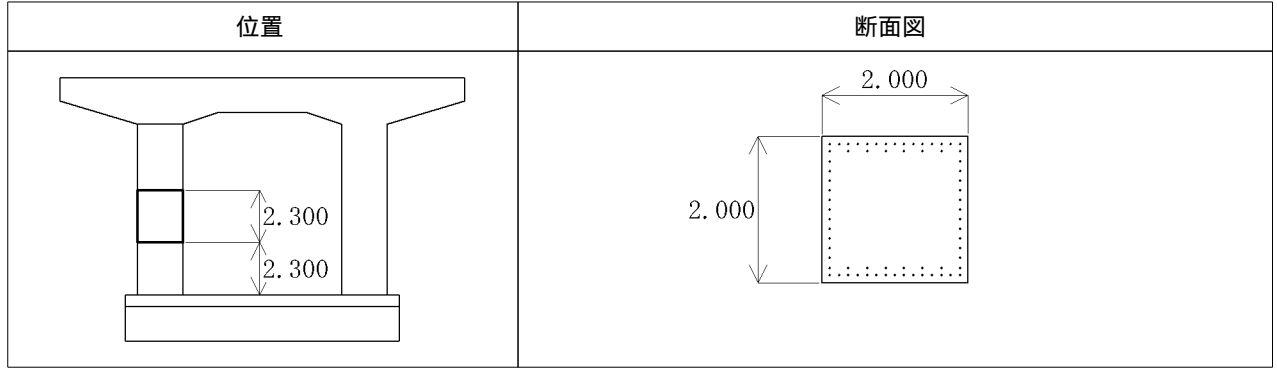
「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	Mu	kN.m	16051.0	16203.4
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	13643.0	13791.6
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4339.2	4420.0
終局曲率	u	1/m	1.073E-002	1.048E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.182E-003	1.187E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.163E-004	1.184E-004
降伏曲げ剛性	Ely	kN.m ²	1.155E+007	1.162E+007
死荷重時の軸力	Nd	kN	4349.3	4574.7

【基部|中央】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の

"帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、

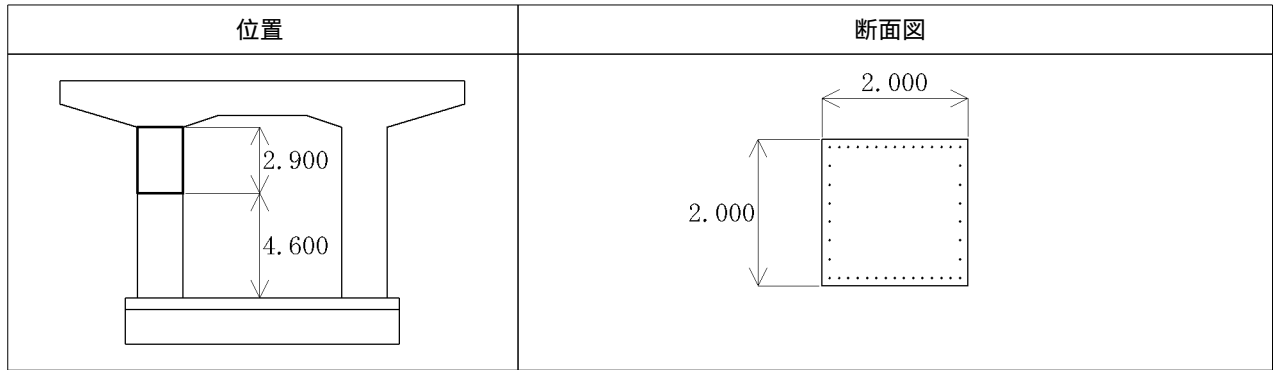
$cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	M _u	kN.m	15897.6	16051.0
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	13493.8	13643.0
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	4258.4	4339.2
終局曲率	u	1/m	1.098E-002	1.073E-002
初降伏曲率	y ₀	1/m	1.176E-003	1.182E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.141E-004	1.163E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.147E+007	1.155E+007
死荷重時の軸力	N _d	kN	4123.9	4349.3

【段落部:上側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の

"帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、

$cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項目		単位	上端	下端
終局モーメント	Mu	kN.m	11340.9	11549.2
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	10045.8	10244.8
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4002.5	4103.0
終局曲率	u	1/m	1.435E-002	1.378E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.124E-003	1.132E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.128E-004	1.156E-004
降伏曲げ剛性	EIy	kN.m ²	8.941E+006	9.054E+006
死荷重時の軸力	Nd	kN	3839.7	4123.9

(3) 水平耐力および水平変位

1) 着目点の曲げモーメントおよび曲率

断面	高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	c (1/m)	y0 (1/m)	u (1/m)
基部:下側	0.000	4574.7	4420.0	13791.6	16203.4	0.000118	0.001187	0.010480
基部:下側	0.156	4559.4	4414.5	13781.7	16193.2	0.000118	0.001187	0.010496
基部:下側	0.313	4544.1	4409.0	13771.5	16183.0	0.000118	0.001187	0.010512
基部:下側	0.469	4528.8	4403.5	13761.2	16172.4	0.000118	0.001186	0.010529
基部:下側	0.625	4513.4	4398.0	13751.4	16162.1	0.000118	0.001186	0.010546
基部:下側	0.781	4498.1	4392.6	13741.1	16151.9	0.000118	0.001185	0.010562
基部:下側	0.938	4482.8	4387.1	13730.9	16141.4	0.000118	0.001185	0.010579
基部:下側	1.094	4467.5	4381.6	13721.1	16131.0	0.000117	0.001185	0.010596
基部:下側	1.250	4452.2	4376.1	13710.9	16120.7	0.000117	0.001184	0.010612
基部:下側	1.406	4436.9	4370.6	13700.6	16110.4	0.000117	0.001184	0.010629
基部:下側	1.563	4421.6	4365.1	13690.7	16099.9	0.000117	0.001183	0.010646
基部:下側	1.719	4406.3	4359.6	13680.7	16089.4	0.000117	0.001183	0.010663
基部:下側	1.875	4390.9	4354.1	13670.4	16079.1	0.000117	0.001183	0.010680
基部:下側	2.031	4375.6	4348.7	13660.2	16068.8	0.000117	0.001182	0.010697
基部:下側	2.188	4360.3	4343.2	13650.0	16058.5	0.000116	0.001182	0.010713
基部:下側	2.300	4349.3	4339.2	13643.0	16051.0	0.000116	0.001182	0.010726
基部:中央	2.300	4349.3	4339.2	13643.0	16051.0	0.000116	0.001182	0.010726
基部:中央	2.344	4345.0	4337.7	13640.3	16048.0	0.000116	0.001182	0.010731
基部:中央	2.500	4329.7	4332.2	13630.1	16037.4	0.000116	0.001181	0.010748
基部:中央	2.656	4314.4	4326.7	13619.9	16027.1	0.000116	0.001181	0.010765
基部:中央	2.813	4299.1	4321.2	13609.7	16016.7	0.000116	0.001180	0.010782
基部:中央	2.969	4283.8	4315.7	13599.6	16006.4	0.000116	0.001180	0.010799
基部:中央	3.125	4268.4	4310.2	13589.4	15996.0	0.000115	0.001180	0.010816
基部:中央	3.281	4253.1	4304.7	13579.3	15985.6	0.000115	0.001179	0.010834
基部:中央	3.438	4237.8	4299.3	13569.1	15975.2	0.000115	0.001179	0.010851
基部:中央	3.594	4222.5	4293.8	13559.0	15964.8	0.000115	0.001178	0.010868
基部:中央	3.750	4207.2	4288.3	13548.8	15954.2	0.000115	0.001178	0.010886
基部:中央	3.906	4191.9	4282.8	13538.7	15943.8	0.000115	0.001178	0.010904
基部:中央	4.063	4176.6	4277.3	13528.5	15933.4	0.000115	0.001177	0.010921
基部:中央	4.219	4161.3	4271.8	13518.4	15923.0	0.000114	0.001177	0.010939
基部:中央	4.375	4145.9	4266.3	13508.3	15912.5	0.000114	0.001177	0.010956
基部:中央	4.531	4130.6	4260.8	13498.2	15902.1	0.000114	0.001176	0.010974
基部:中央	4.600	4123.9	4258.4	13493.8	15897.6	0.000114	0.001176	0.010982
段落部:上側	4.600	4123.9	4103.0	10244.8	11549.2	0.000116	0.001132	0.013779
段落部:上側	4.688	4115.3	4100.0	10238.9	11543.0	0.000116	0.001131	0.013796
段落部:上側	4.844	4100.0	4094.6	10228.2	11531.9	0.000115	0.001131	0.013825
段落部:上側	5.000	4084.7	4089.2	10217.6	11520.9	0.000115	0.001130	0.013855
段落部:上側	5.156	4069.4	4083.8	10206.7	11509.4	0.000115	0.001130	0.013885
段落部:上側	5.313	4054.1	4078.3	10195.9	11498.3	0.000115	0.001130	0.013915
段落部:上側	5.469	4038.8	4072.9	10185.2	11487.2	0.000115	0.001129	0.013945
段落部:上側	5.625	4023.4	4067.5	10174.6	11475.9	0.000115	0.001129	0.013976
段落部:上側	5.781	4008.1	4062.1	10164.0	11464.6	0.000114	0.001128	0.014006
段落部:上側	5.938	3992.8	4056.7	10153.2	11453.5	0.000114	0.001128	0.014037
段落部:上側	6.094	3977.5	4051.3	10142.4	11442.4	0.000114	0.001127	0.014067
段落部:上側	6.250	3962.2	4045.8	10131.8	11431.2	0.000114	0.001127	0.014097
段落部:上側	6.406	3946.9	4040.4	10121.0	11419.6	0.000114	0.001127	0.014129
段落部:上側	6.563	3931.6	4035.0	10110.2	11408.5	0.000114	0.001126	0.014160
段落部:上側	6.719	3916.3	4029.6	10099.7	11397.3	0.000114	0.001126	0.014191
段落部:上側	6.875	3900.9	4024.2	10088.7	11386.2	0.000113	0.001125	0.014222
段落部:上側	7.031	3885.6	4018.7	10078.1	11375.0	0.000113	0.001125	0.014253
段落部:上側	7.188	3870.3	4013.3	10067.2	11363.8	0.000113	0.001124	0.014284
段落部:上側	7.344	3855.0	4007.9	10056.7	11352.4	0.000113	0.001124	0.014317
段落部:上側	7.500	3839.7	4002.5	10045.8	11340.9	0.000113	0.001124	0.014349

2) 水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = M_c/h = 4420.0/9.500$$

$$= 465.3 \text{ kN}$$

$$M_c : \text{柱基部のひびわれ曲げモーメント} = 4420.0 \text{ (kN.m)}$$

$$h : \text{基部から上部工慣性力作用位置までの高さ} = 9.500 \text{ (m)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = M_{y0}/h = 13791.6/9.500$$

$$= 1451.7 \text{ kN}$$

$$M_{y0} : \text{柱基部の初降伏曲げモーメント} = 13791.6 \text{ (kN.m)}$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = M_u/h = 16203.4/9.500$$

$$= 1705.6 \text{ kN}$$

$$M_u : \text{柱基部の終局曲げモーメント} = 16203.4 \text{ (kN.m)}$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = M_u/h = 16203.4/9.500$$

$$= 1705.6 \text{ kN}$$

3) 初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 9.500 m

初降伏水平耐力 Py0: 1451.7 kN

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	M _i (kN.m)	i (1/m)	y ₀ (mm)
1	0.000	9.500	13791.6	1.187E-003	0.000000
2	0.156	9.344	13564.7	1.162E-003	1.729508
3	0.313	9.188	13337.9	1.137E-003	1.664461
4	0.469	9.031	13111.0	1.112E-003	1.600645
5	0.625	8.875	12884.2	1.087E-003	1.538013
6	0.781	8.719	12657.4	1.062E-003	1.476590
7	0.938	8.563	12430.5	1.036E-003	1.416398
8	1.094	8.406	12203.7	1.011E-003	1.357397
9	1.250	8.250	11976.9	9.860E-004	1.299607
10	1.406	8.094	11750.0	9.608E-004	1.243048
11	1.563	7.938	11523.2	9.356E-004	1.187693
12	1.719	7.781	11296.4	9.103E-004	1.133545
13	1.875	7.625	11069.5	8.851E-004	1.080621
14	2.031	7.469	10842.7	8.598E-004	1.028920
15	2.188	7.313	10615.9	8.345E-004	0.978436
16	2.300	7.200	10452.5	8.163E-004	0.673858
17	2.300	7.200	10452.5	8.163E-004	0.000000
18	2.344	7.156	10389.0	8.092E-004	0.255240
19	2.500	7.000	10162.2	7.839E-004	0.881099
20	2.656	6.844	9935.4	7.586E-004	0.834274
21	2.813	6.688	9708.5	7.332E-004	0.788669
22	2.969	6.531	9481.7	7.079E-004	0.744286
23	3.125	6.375	9254.9	6.825E-004	0.701127
24	3.281	6.219	9028.0	6.571E-004	0.659191
25	3.438	6.063	8801.2	6.317E-004	0.618481
26	3.594	5.906	8574.4	6.063E-004	0.578997
27	3.750	5.750	8347.5	5.809E-004	0.540740
28	3.906	5.594	8120.7	5.555E-004	0.503712
29	4.063	5.438	7893.9	5.300E-004	0.467912
30	4.219	5.281	7667.0	5.046E-004	0.433344
31	4.375	5.125	7440.2	4.791E-004	0.400007
32	4.531	4.969	7213.3	4.536E-004	0.367902
33	4.600	4.900	7113.5	4.424E-004	0.151987
34	4.600	4.900	7113.5	6.136E-004	0.000000
35	4.688	4.813	6986.5	5.932E-004	0.256427
36	4.844	4.656	6759.7	5.566E-004	0.425493
37	5.000	4.500	6532.8	5.200E-004	0.385309
38	5.156	4.344	6306.0	4.834E-004	0.346883
39	5.313	4.188	6079.2	4.468E-004	0.310218
40	5.469	4.031	5852.3	4.101E-004	0.275311
41	5.625	3.875	5625.5	3.733E-004	0.242166
42	5.781	3.719	5398.7	3.365E-004	0.210789
43	5.938	3.563	5171.8	2.997E-004	0.181184
44	6.094	3.406	4945.0	2.628E-004	0.153355
45	6.250	3.250	4718.2	2.259E-004	0.127301
46	6.406	3.094	4491.3	1.889E-004	0.103027
47	6.563	2.938	4264.5	1.519E-004	0.080536
48	6.719	2.781	4037.7	1.149E-004	0.059832
49	6.875	2.625	3810.8	1.074E-004	0.046984
50	7.031	2.469	3584.0	1.010E-004	0.041497
51	7.188	2.313	3357.2	9.459E-005	0.036567
52	7.344	2.156	3130.3	8.820E-005	0.031948
53	7.500	2.000	2903.5	8.181E-005	0.027641
合計 初降伏変位 y ₀					31.678171

$$y_0 = (i_i \cdot y_i + i_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot y_i / 2$$

$$y_i = y_{i-1} - y_i$$

4) 終局変位

$$\begin{aligned}
 u &= y + (u - y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\
 &= 37.2/1000 + (0.010480 - 0.001395) \cdot 1.0000 \cdot (9.5000 - 1.0000/2) \\
 &= 0.1190 \text{ m} = 119.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= M_u/M_{y0} \cdot y_0 \\
 &= 16203.4/13791.6 \cdot 31.7 \\
 &= 37.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= M_u/M_{y0} \cdot y_0 \\
 &= 16203.4/13791.6 \cdot 0.001187 \\
 &= 0.001395 \text{ (1/m)}
 \end{aligned}$$

$$y_0: \text{初降伏変位} = 31.7 \text{ (mm)}$$

$$y_0: \text{柱基部の初降伏曲率} = 0.001187 \text{ (1/m)}$$

$$L_p: \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 9.5000 - 0.1 \cdot 2.0000$$

$$= 1.7000 \text{ m}$$

$$0.1 \cdot D \text{ } L_p \text{ } 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 1.0000 \text{ m}$$

$$D: \text{断面高さ} = 2.0000 \text{ m}$$

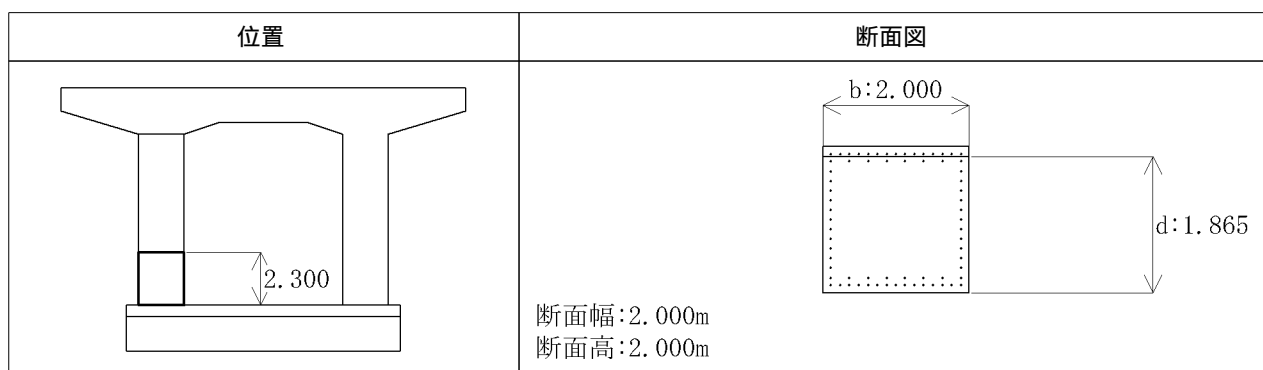
$$h: \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} = 9.5000 \text{ m}$$

(4)せん断耐力

せん断耐力は柱全長のうち最小となる値を使用する。

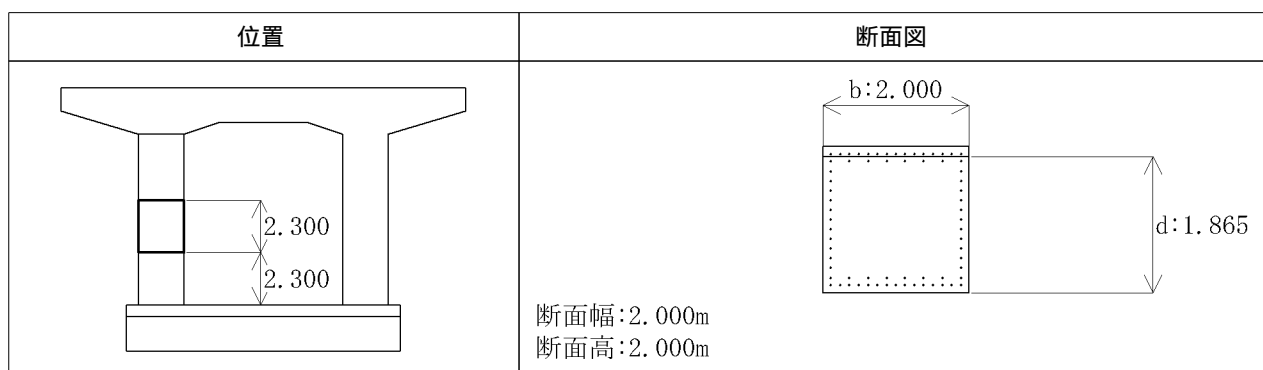
項目	せん断耐力 P_s (kN)	せん断耐力 P_{so} (kN)
基部:下側	2948.3	3228.4
基部:中央	3228.4	3228.4
段落部:上側	3071.2	3071.2
照査で使用する値	2948.3	3071.2

【基部:下側】



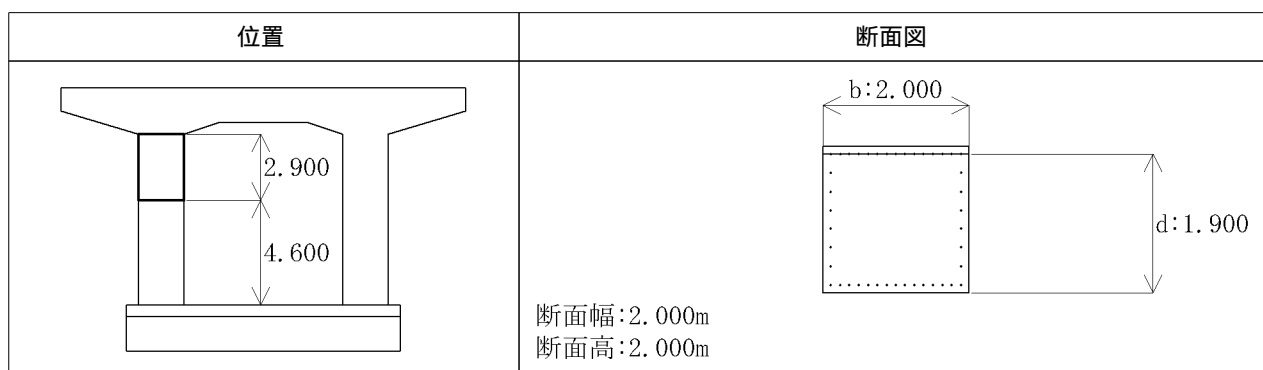
項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 3228.4
	Ps	kN 2948.3
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN 1400.6
	Sc	kN 1120.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 1827.8
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1865.2
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.679
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.870
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.307
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ² 573.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【基部:中央】



項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P _{so}	kN 3228.4
	P _s	kN 3228.4
コンクリートが負担するせん断耐力	S _{co}	kN 1400.6
	S _c	kN 1400.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S _s	kN 1827.8
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1865.2
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.679
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	--- 1.000
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C _e	--- 0.870
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C _{pt}	--- 1.307
帯鉄筋の断面積	A _w	mm ² 573.0
帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【段落部:上側】



項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 3071.2
	Ps	kN 3071.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 1209.4
	Sc	kN 1209.4
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 1861.8
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 1.000
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.115
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ² 573.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

(5)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$P_u = 1705.6 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 2948.3 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 3071.2 \text{ (kN)}$$

P_u P_s より 曲げ破壊型

$$P_a = P_u = 1705.6 \text{ (kN)}$$

(6)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.465$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

$$u : \text{終局変位} = 0.1190 \text{ (m)}$$

$$y : \text{降伏変位} = 0.0372 \text{ (m)}$$

$$: \text{安全係数} = 1.500$$

2)設計水平震度

$$(C_z \cdot khc = 1.7500) \quad 0.60 \text{ より}$$

$$khc = C_s \cdot C_z \cdot khc = 0.504 \cdot 1.7500$$

$$= 0.88 \quad (0.4 \cdot C_z = 0.400)$$

以上から、 $khc = 0.88$

$$\text{ここに、} C_z : \text{地域別補正係数} = 1.00$$

$$C_z \cdot khc : C_z \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7500$$

C_s : 構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.504$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 2.465$$

3)等価重量

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 3847.3 \text{ (kN)}$$

ここに、 W : 等価重量(kN)

$$W_u : \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} = 3120.0 \text{ (kN)}$$

$$C_p : \text{等価重量算出係数} = 0.5$$

$$W_p : \text{橋脚の重量} = 1454.7 \text{ (kN)}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 3385.7 \text{ kN}) > (P_a = 1705.6 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

$$\text{ここに、} khc : \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.88$$

$$W : \text{等価重量} = 3847.3 \text{ (kN)}$$

$$P_a : \text{地震時保有水平耐力} = 1705.6 \text{ (kN)}$$

5) 残留変位の照査

(R = 162.8 mm) > (Ra = 95.0 mm) [NG]

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 -) \cdot y = 162.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 8.291$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 95.0(\text{mm})$$

ここに、 R : 残留変位(mm)

Ra : 許容残留変位(mm)

CR : 残留変位補正係数 = 0.6

μR : 最大応答塑性率

: 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 = 0.0

y : 降伏変位 = 37.2(mm)

$Cz \cdot khco$: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 1.7500

W : 等価重量 = 3847.3(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 1705.6(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 9500.0(mm)

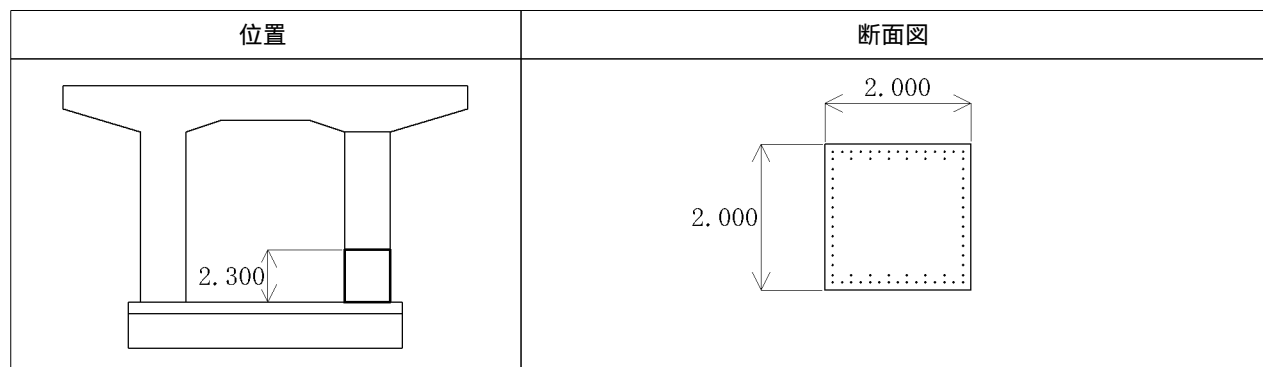
7.3.4 右柱

(1) 損傷位置

$$\frac{(M_{Ty0}/ht)}{(M_{By0}/hB)} = 1.440 \geq 1.2 \quad [\text{基部損傷}]$$

位置	慣性力位置までの高さ(m)			My0 (kN.m)	Py0 (kN)
	断面位置 Yi	慣性力位置 Yj	高さ h Yj-Yi		
基部	0.000	9.500	9.500	13791.6	1451.7
段落し	4.600		4.900	10244.8	2090.8

【基部断面】



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $c_k = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $E_c = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

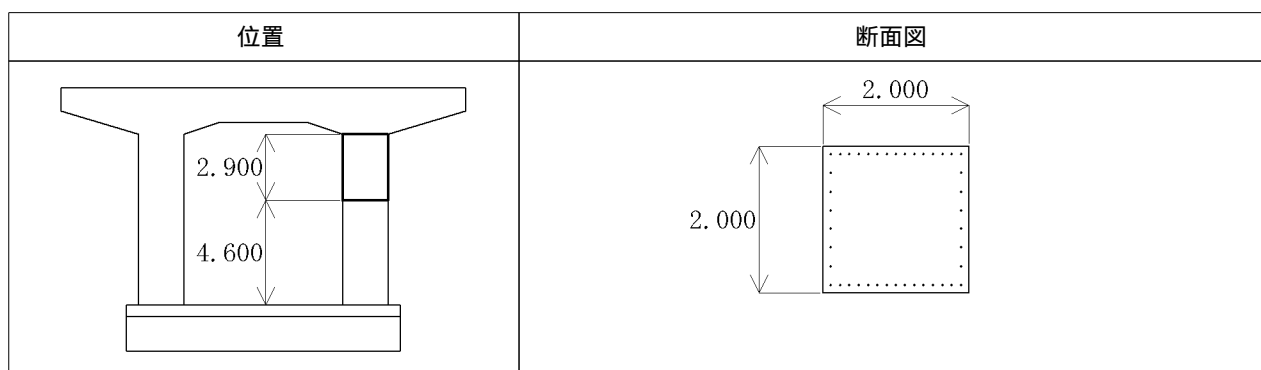
項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm ² 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 1800.0
降伏強度	sy	N/mm ² 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	---
下降勾配	E _{des}	N/mm ² 3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ² 21.95
コンクリートひずみ	cc	---
	cu	---
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 100.0
$n = E_c \cdot cc / (E_c \cdot cc - cc)$	n	---
		1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 cu= ccとする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項目		単位	上端	下端
終局モーメント	Mu	kN.m	16051.0	16203.4
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	13643.0	13791.6
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4339.2	4420.0
終局曲率	u	1/m	1.073E-002	1.048E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.182E-003	1.187E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.163E-004	1.184E-004
降伏曲げ剛性	EIy	kN.m ²	1.155E+007	1.162E+007
死荷重時の軸力	Nd	kN	4349.3	4574.7

【段落し断面】



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリート ひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 cu= ccとする。

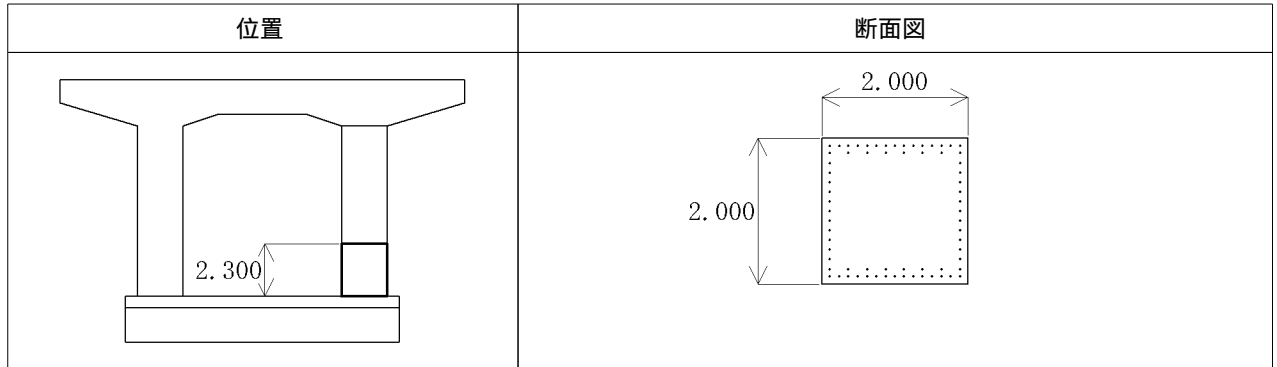
2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	Mu	kN.m	11340.9	11549.2
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	10045.8	10244.8
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4002.5	4103.0
終局曲率	u	1/m	1.435E-002	1.378E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.124E-003	1.132E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.128E-004	1.156E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	8.941E+006	9.054E+006
死荷重時の軸力	Nd	kN	3839.7	4123.9

(2) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

【基部下側】

・ 帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec_c / (Ec - cc)$	n	---	1.504

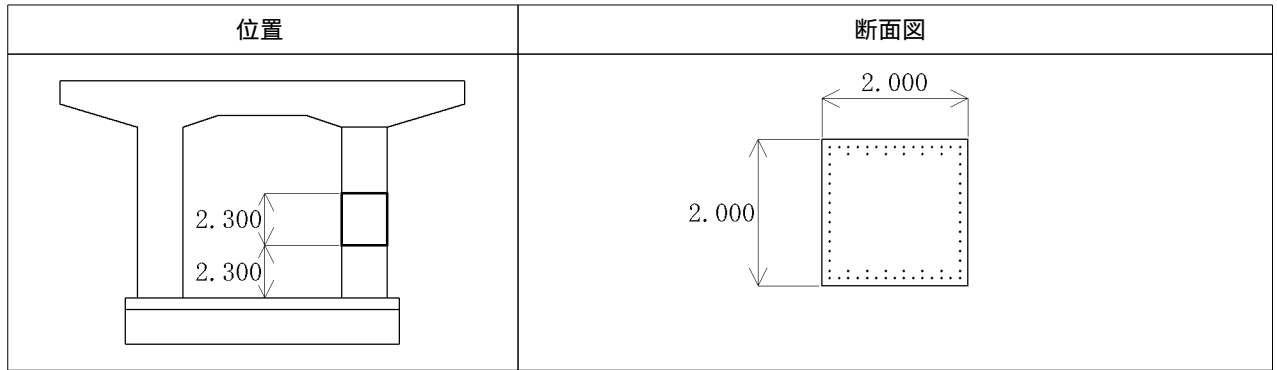
「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	Mu	kN.m	16051.0	16203.4
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	13643.0	13791.6
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4339.2	4420.0
終局曲率	u	1/m	1.073E-002	1.048E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.182E-003	1.187E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.163E-004	1.184E-004
降伏曲げ剛性	EIy	kN.m ²	1.155E+007	1.162E+007
死荷重時の軸力	Nd	kN	4349.3	4574.7

【基部|中央】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の

"帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、

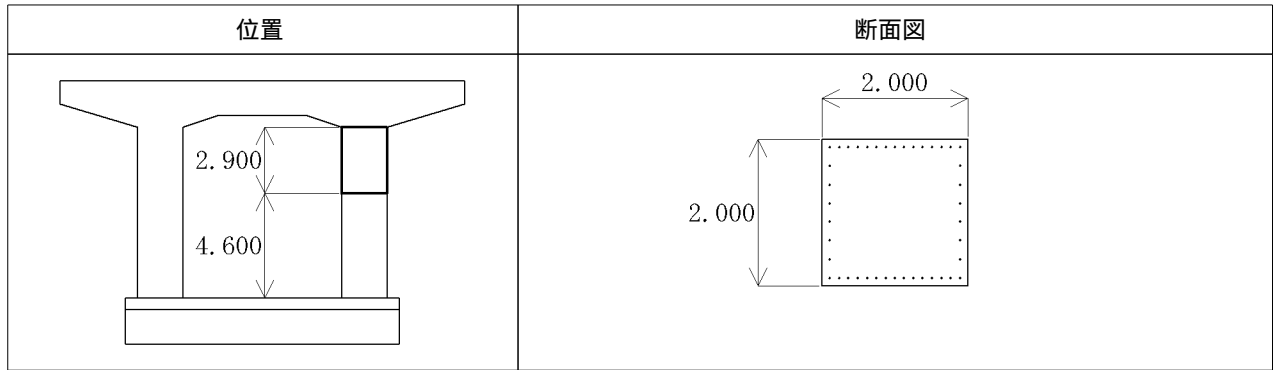
$cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	Mu	kN.m	15897.6	16051.0
初降伏曲げモーメント	My0	kN.m	13493.8	13643.0
ひびわれ曲げモーメント	Mc	kN.m	4258.4	4339.2
終局曲率	u	1/m	1.098E-002	1.073E-002
初降伏曲率	y0	1/m	1.176E-003	1.182E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.141E-004	1.163E-004
降伏曲げ剛性	EIy	kN.m ²	1.147E+007	1.155E+007
死荷重時の軸力	Nd	kN	4123.9	4349.3

【段落部:上側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



1) コンクリート応力度 - ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の

"帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、

$cu = cc$ とする。

2) 曲げモーメントと曲率の関係

項 目	単位	上端	下端	
終局モーメント	M _u	kN.m	11340.9	11549.2
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	10045.8	10244.8
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	4002.5	4103.0
終局曲率	u	1/m	1.435E-002	1.378E-002
初降伏曲率	y ₀	1/m	1.124E-003	1.132E-003
ひびわれ曲率	c	1/m	1.128E-004	1.156E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	8.941E+006	9.054E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	3839.7	4123.9

(3) 水平耐力および水平変位

1) 着目点の曲げモーメントおよび曲率

断面	高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	c (1/m)	y0 (1/m)	u (1/m)
基部:下側	0.000	4574.7	4420.0	13791.6	16203.4	0.000118	0.001187	0.010480
基部:下側	0.156	4559.4	4414.5	13781.7	16193.2	0.000118	0.001187	0.010496
基部:下側	0.313	4544.1	4409.0	13771.5	16183.0	0.000118	0.001187	0.010512
基部:下側	0.469	4528.7	4403.5	13761.2	16172.4	0.000118	0.001186	0.010529
基部:下側	0.625	4513.4	4398.0	13751.4	16162.1	0.000118	0.001186	0.010546
基部:下側	0.781	4498.1	4392.6	13741.1	16151.9	0.000118	0.001185	0.010562
基部:下側	0.938	4482.8	4387.1	13730.9	16141.4	0.000118	0.001185	0.010579
基部:下側	1.094	4467.5	4381.6	13721.1	16131.0	0.000117	0.001185	0.010596
基部:下側	1.250	4452.2	4376.1	13710.9	16120.7	0.000117	0.001184	0.010612
基部:下側	1.406	4436.9	4370.6	13700.6	16110.4	0.000117	0.001184	0.010629
基部:下側	1.563	4421.6	4365.1	13690.7	16099.9	0.000117	0.001183	0.010646
基部:下側	1.719	4406.2	4359.6	13680.7	16089.4	0.000117	0.001183	0.010663
基部:下側	1.875	4390.9	4354.1	13670.4	16079.1	0.000117	0.001183	0.010680
基部:下側	2.031	4375.6	4348.7	13660.2	16068.8	0.000117	0.001182	0.010697
基部:下側	2.188	4360.3	4343.2	13650.0	16058.5	0.000116	0.001182	0.010713
基部:下側	2.300	4349.3	4339.2	13643.0	16051.0	0.000116	0.001182	0.010726
基部:中央	2.300	4349.3	4339.2	13643.0	16051.0	0.000116	0.001182	0.010726
基部:中央	2.344	4345.0	4337.7	13640.3	16048.0	0.000116	0.001182	0.010731
基部:中央	2.500	4329.7	4332.2	13630.1	16037.4	0.000116	0.001181	0.010748
基部:中央	2.656	4314.4	4326.7	13619.9	16027.1	0.000116	0.001181	0.010765
基部:中央	2.813	4299.1	4321.2	13609.7	16016.7	0.000116	0.001180	0.010782
基部:中央	2.969	4283.7	4315.7	13599.6	16006.4	0.000116	0.001180	0.010799
基部:中央	3.125	4268.4	4310.2	13589.4	15996.0	0.000115	0.001180	0.010816
基部:中央	3.281	4253.1	4304.7	13579.3	15985.6	0.000115	0.001179	0.010834
基部:中央	3.438	4237.8	4299.3	13569.1	15975.2	0.000115	0.001179	0.010851
基部:中央	3.594	4222.5	4293.8	13559.0	15964.8	0.000115	0.001178	0.010868
基部:中央	3.750	4207.2	4288.3	13548.8	15954.2	0.000115	0.001178	0.010886
基部:中央	3.906	4191.9	4282.8	13538.7	15943.8	0.000115	0.001178	0.010904
基部:中央	4.063	4176.6	4277.3	13528.5	15933.4	0.000115	0.001177	0.010921
基部:中央	4.219	4161.2	4271.8	13518.4	15923.0	0.000114	0.001177	0.010939
基部:中央	4.375	4145.9	4266.3	13508.3	15912.5	0.000114	0.001177	0.010956
基部:中央	4.531	4130.6	4260.8	13498.2	15902.1	0.000114	0.001176	0.010974
基部:中央	4.600	4123.9	4258.4	13493.8	15897.6	0.000114	0.001176	0.010982
段落部:上側	4.600	4123.9	4103.0	10244.8	11549.2	0.000116	0.001132	0.013779
段落部:上側	4.688	4115.3	4100.0	10238.9	11543.0	0.000116	0.001131	0.013796
段落部:上側	4.844	4100.0	4094.6	10228.2	11531.9	0.000115	0.001131	0.013825
段落部:上側	5.000	4084.7	4089.2	10217.6	11520.9	0.000115	0.001130	0.013855
段落部:上側	5.156	4069.4	4083.8	10206.7	11509.4	0.000115	0.001130	0.013885
段落部:上側	5.313	4054.1	4078.3	10195.9	11498.3	0.000115	0.001130	0.013915
段落部:上側	5.469	4038.7	4072.9	10185.2	11487.2	0.000115	0.001129	0.013945
段落部:上側	5.625	4023.4	4067.5	10174.6	11475.9	0.000115	0.001129	0.013976
段落部:上側	5.781	4008.1	4062.1	10164.0	11464.6	0.000114	0.001128	0.014006
段落部:上側	5.938	3992.8	4056.7	10153.2	11453.5	0.000114	0.001128	0.014037
段落部:上側	6.094	3977.5	4051.3	10142.4	11442.4	0.000114	0.001127	0.014067
段落部:上側	6.250	3962.2	4045.8	10131.8	11431.2	0.000114	0.001127	0.014097
段落部:上側	6.406	3946.9	4040.4	10121.0	11419.6	0.000114	0.001127	0.014129
段落部:上側	6.563	3931.6	4035.0	10110.2	11408.5	0.000114	0.001126	0.014160
段落部:上側	6.719	3916.2	4029.6	10099.7	11397.3	0.000114	0.001126	0.014191
段落部:上側	6.875	3900.9	4024.2	10088.7	11386.2	0.000113	0.001125	0.014222
段落部:上側	7.031	3885.6	4018.7	10078.1	11375.0	0.000113	0.001125	0.014253
段落部:上側	7.188	3870.3	4013.3	10067.2	11363.8	0.000113	0.001124	0.014284
段落部:上側	7.344	3855.0	4007.9	10056.7	11352.4	0.000113	0.001124	0.014317
段落部:上側	7.500	3839.7	4002.5	10045.8	11340.9	0.000113	0.001124	0.014349

2) 水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = M_c/h = 4420.0/9.500$$

$$= 465.3 \text{ kN}$$

$$M_c : \text{柱基部のひびわれ曲げモーメント} = 4420.0 \text{ (kN.m)}$$

$$h : \text{基部から上部工慣性力作用位置までの高さ} = 9.500 \text{ (m)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = M_{y0}/h = 13791.6/9.500$$

$$= 1451.7 \text{ kN}$$

$$M_{y0} : \text{柱基部の初降伏曲げモーメント} = 13791.6 \text{ (kN.m)}$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = M_u/h = 16203.4/9.500$$

$$= 1705.6 \text{ kN}$$

$$M_u : \text{柱基部の終局曲げモーメント} = 16203.4 \text{ (kN.m)}$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = M_u/h = 16203.4/9.500$$

$$= 1705.6 \text{ kN}$$

3) 初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 9.500 m

初降伏水平耐力 Py0: 1451.7 kN

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	M _i (kN.m)	i (1/m)	y ₀ (mm)
1	0.000	9.500	13791.6	1.187E-003	0.000000
2	0.156	9.344	13564.7	1.162E-003	1.729508
3	0.313	9.188	13337.9	1.137E-003	1.664461
4	0.469	9.031	13111.0	1.112E-003	1.600645
5	0.625	8.875	12884.2	1.087E-003	1.538013
6	0.781	8.719	12657.4	1.062E-003	1.476590
7	0.938	8.563	12430.5	1.036E-003	1.416398
8	1.094	8.406	12203.7	1.011E-003	1.357397
9	1.250	8.250	11976.9	9.860E-004	1.299607
10	1.406	8.094	11750.0	9.608E-004	1.243048
11	1.563	7.938	11523.2	9.356E-004	1.187693
12	1.719	7.781	11296.4	9.103E-004	1.133545
13	1.875	7.625	11069.5	8.851E-004	1.080621
14	2.031	7.469	10842.7	8.598E-004	1.028920
15	2.188	7.313	10615.9	8.345E-004	0.978436
16	2.300	7.200	10452.5	8.163E-004	0.673858
17	2.300	7.200	10452.5	8.163E-004	0.000000
18	2.344	7.156	10389.0	8.092E-004	0.255240
19	2.500	7.000	10162.2	7.839E-004	0.881099
20	2.656	6.844	9935.4	7.586E-004	0.834274
21	2.813	6.688	9708.5	7.332E-004	0.788669
22	2.969	6.531	9481.7	7.079E-004	0.744286
23	3.125	6.375	9254.9	6.825E-004	0.701127
24	3.281	6.219	9028.0	6.571E-004	0.659191
25	3.438	6.063	8801.2	6.317E-004	0.618481
26	3.594	5.906	8574.4	6.063E-004	0.578997
27	3.750	5.750	8347.5	5.809E-004	0.540740
28	3.906	5.594	8120.7	5.555E-004	0.503712
29	4.063	5.438	7893.9	5.300E-004	0.467912
30	4.219	5.281	7667.0	5.046E-004	0.433344
31	4.375	5.125	7440.2	4.791E-004	0.400007
32	4.531	4.969	7213.3	4.536E-004	0.367902
33	4.600	4.900	7113.5	4.424E-004	0.151987
34	4.600	4.900	7113.5	6.136E-004	0.000000
35	4.688	4.813	6986.5	5.932E-004	0.256427
36	4.844	4.656	6759.7	5.566E-004	0.425493
37	5.000	4.500	6532.8	5.200E-004	0.385309
38	5.156	4.344	6306.0	4.834E-004	0.346883
39	5.313	4.188	6079.2	4.468E-004	0.310218
40	5.469	4.031	5852.3	4.101E-004	0.275311
41	5.625	3.875	5625.5	3.733E-004	0.242166
42	5.781	3.719	5398.7	3.365E-004	0.210789
43	5.938	3.563	5171.8	2.997E-004	0.181184
44	6.094	3.406	4945.0	2.628E-004	0.153355
45	6.250	3.250	4718.2	2.259E-004	0.127301
46	6.406	3.094	4491.3	1.889E-004	0.103027
47	6.563	2.938	4264.5	1.519E-004	0.080536
48	6.719	2.781	4037.7	1.149E-004	0.059832
49	6.875	2.625	3810.8	1.074E-004	0.046984
50	7.031	2.469	3584.0	1.010E-004	0.041497
51	7.188	2.313	3357.2	9.459E-005	0.036567
52	7.344	2.156	3130.3	8.820E-005	0.031948
53	7.500	2.000	2903.5	8.181E-005	0.027641
合計 初降伏変位 y ₀					31.678171

$$y_0 = (i_i \cdot y_i + i_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot y_i / 2$$

$$y_i = y_{i-1} - y_i$$

4) 終局変位

$$\begin{aligned}
 u &= y + (u - y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\
 &= 37.2/1000 + (0.010480 - 0.001395) \cdot 1.0000 \cdot (9.5000 - 1.0000/2) \\
 &= 0.1190 \text{ m} = 119.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= M_u/M_{y0} \cdot y_0 \\
 &= 16203.4/13791.6 \cdot 31.7 \\
 &= 37.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= M_u/M_{y0} \cdot y_0 \\
 &= 16203.4/13791.6 \cdot 0.001187 \\
 &= 0.001395 \text{ (1/m)}
 \end{aligned}$$

$$y_0: \text{初降伏変位} = 31.7 \text{ (mm)}$$

$$y_0: \text{柱基部の初降伏曲率} = 0.001187 \text{ (1/m)}$$

$$L_p: \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 9.5000 - 0.1 \cdot 2.0000$$

$$= 1.7000 \text{ m}$$

$$0.1 \cdot D \text{ } L_p \text{ } 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 1.0000 \text{ m}$$

$$D: \text{断面高さ} = 2.0000 \text{ m}$$

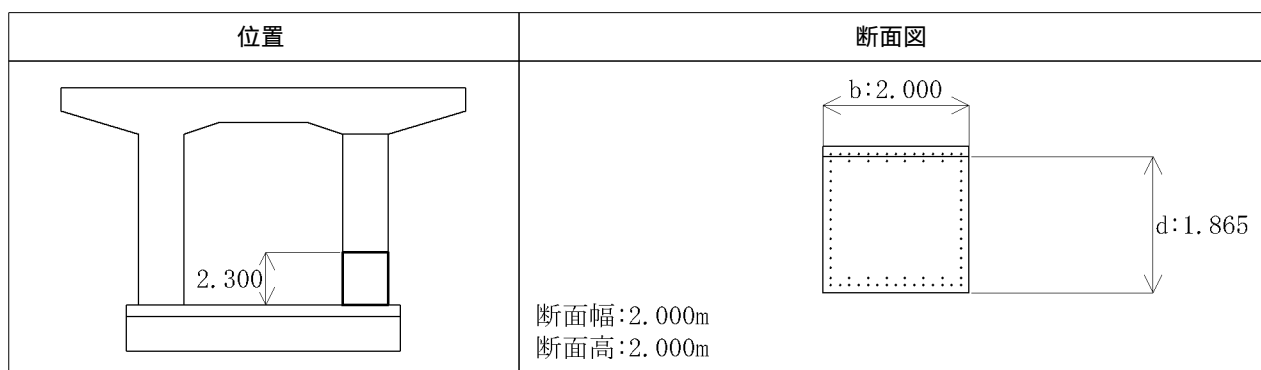
$$h: \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} = 9.5000 \text{ m}$$

(4)せん断耐力

せん断耐力は柱全長のうち最小となる値を使用する。

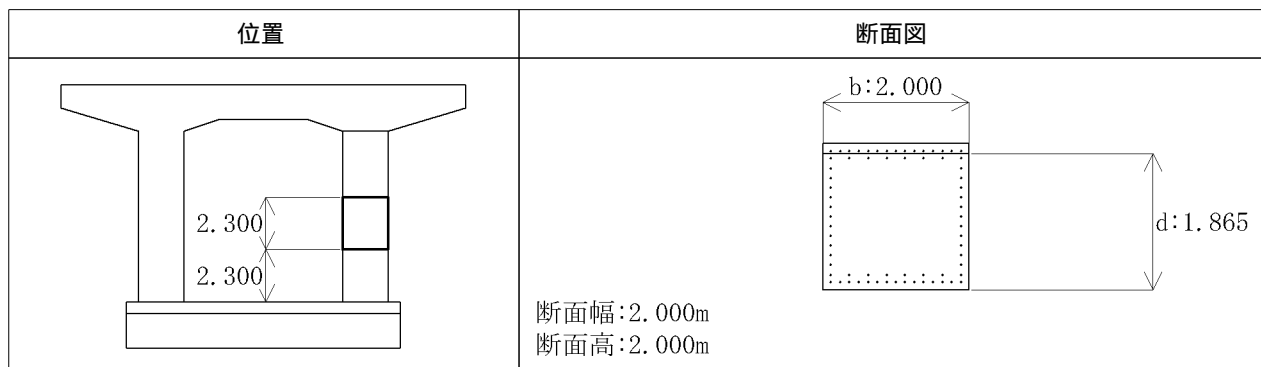
項目	せん断耐力 P_s (kN)	せん断耐力 P_{so} (kN)
基部;下側	2948.3	3228.4
基部;中央	3228.4	3228.4
段落部;上側	3071.2	3071.2
照査で使用する値	2948.3	3071.2

【基部:下側】



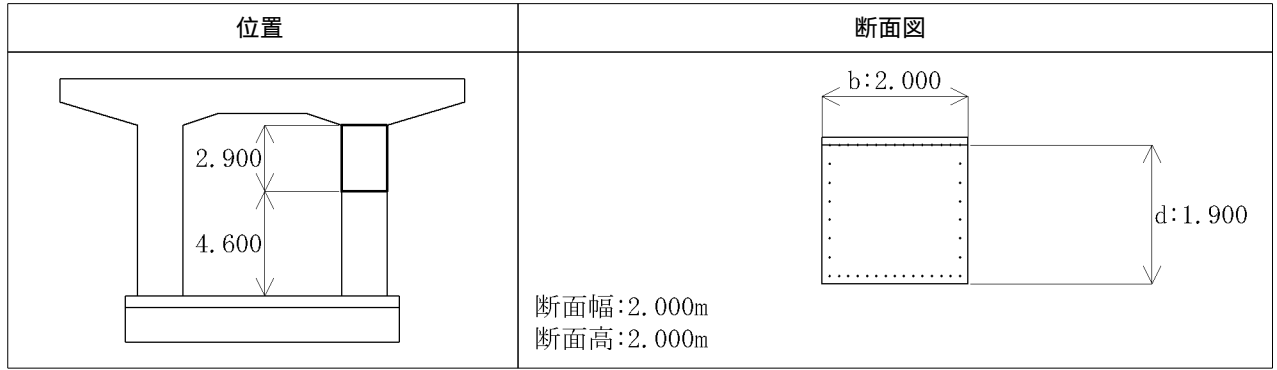
項 目	単 位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P _{so}	kN	3228.4
	P _s	kN	2948.3
コンクリートが負担するせん断耐力	S _{co}	kN	1400.6
	S _c	kN	1120.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S _s	kN	1827.8
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1865.2
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.679
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C _e	---	0.870
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C _{pt}	---	1.307
帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	573.0
帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【基部:中央】



項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 3228.4
	Ps	kN 3228.4
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN 1400.6
	Sc	kN 1400.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 1827.8
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1865.2
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.679
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 1.000
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.870
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.307
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ² 573.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【段落部:上側】



項 目	単 位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	3071.2
	Ps	kN	3071.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	1209.4
	Sc	kN	1209.4
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1861.8
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	1.000
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.115
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	573.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(5)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$P_u = 1705.6 \text{ (kN)}$
 $P_s = 2948.3 \text{ (kN)}$
 $P_{so} = 3071.2 \text{ (kN)}$
 $P_u \quad P_s \text{ より 曲げ破壊型}$
 $P_a = P_u = 1705.6 \text{ (kN)}$

(6)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.465$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率
 u : 終局変位 = 0.1190 (m)
 y : 降伏変位 = 0.0372 (m)
 : 安全係数 = 1.500

2)設計水平震度

$(C_z \cdot khc = 1.7500) \quad 0.60 \text{ より}$
 $khc = C_s \cdot C_z \cdot khco = 0.504 \cdot 1.7500$
 $= 0.88 \quad (0.4 \cdot C_z = 0.400)$

以上から、 $khc = 0.88$

ここに、 C_z : 地域別補正係数 = 1.00
 $C_z \cdot khco$: $C_z \times$ レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.7500
 C_s : 構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.504$$

μ_a : 許容塑性率 = 2.465

3)等価重量

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 3847.3 \text{ (kN)}$$

ここに、 W : 等価重量(kN)

W_u : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 = 3120.0(kN)
 C_p : 等価重量算出係数 = 0.5
 W_p : 橋脚の重量 = 1454.7(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 3385.7 \text{ kN}) > (P_a = 1705.6 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

ここに、 khc : レベル2地震動の設計水平震度 = 0.88
 W : 等価重量 = 3847.3(kN)
 P_a : 地震時保有水平耐力 = 1705.6(kN)

5) 残留変位の照査

(R = 162.8 mm) > (Ra = 95.0 mm) [NG]

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 -) \cdot y = 162.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 8.291$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 95.0(\text{mm})$$

ここに、 R : 残留変位(mm)

Ra : 許容残留変位(mm)

CR : 残留変位補正係数 = 0.6

μR : 最大応答塑性率

: 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 = 0.0

y : 降伏変位 = 37.2(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 1.7500

W : 等価重量 = 3847.3(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 1705.6(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 9500.0(mm)

8章 ラーメン橋脚の保有耐力法照査(面内方向)

8.1 照査条件

【基本条件】

照査する地震動タイプ : 地震動タイプII

死荷重時の荷重ケース : 死!温無!水低

設計水平震度

	$C_z \cdot khco$	khc	固有周期
タイプII	1.7500	0.00	0.460

$C_z \cdot khco$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値

khc : 算出した khc より入力値の方が大きい場合、入力値を用いて計算する

【荷重条件】

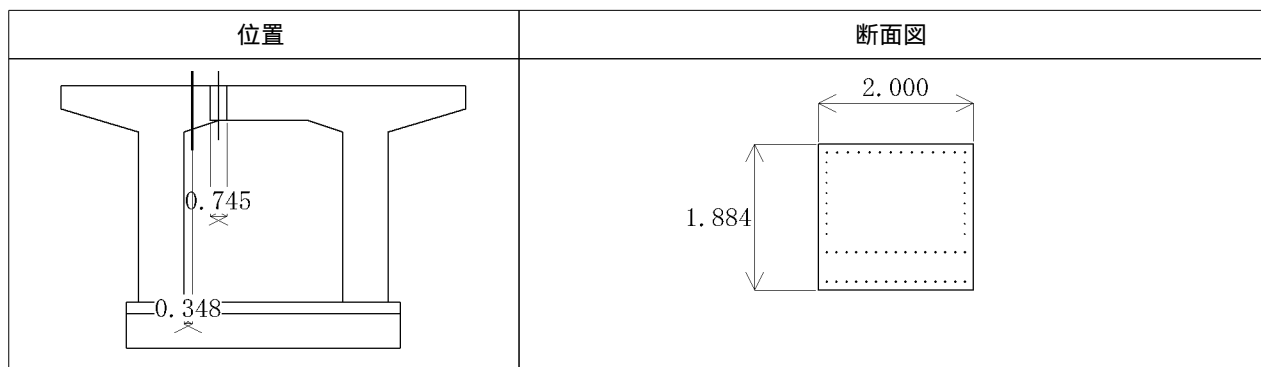
		上部工重量 W_u (kN)	作用高さ h (m)
タイプII	上部工1	6240.000	1.700

作用高さははり天端からの距離

8.2 断面データ

8.2.1 梁左側 - 線形部材端左側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.784	295.00
19	2	573.00	0.233	1.651	295.00
19	2	573.00	0.367	1.518	295.00
19	2	573.00	0.500	1.384	295.00
19	2	573.00	0.633	1.251	295.00
19	2	573.00	0.767	1.118	295.00
19	2	573.00	0.900	0.984	295.00
19	2	573.00	1.033	0.851	295.00
19	2	573.00	1.167	0.718	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.484	295.00
32	15	11913.00	1.779	0.105	295.00
合計	60	39528.80	---	---	---

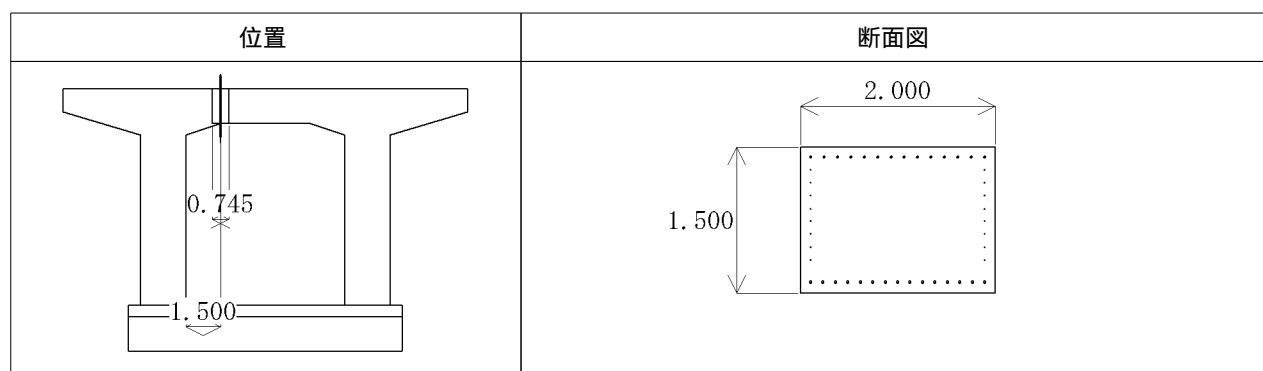
2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

8.2.2 梁左側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00
32	15	11913.00	1.395	0.105	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00
合計	60	39528.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(上側引張)	断面図(下側引張)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m</p>

1) 鉄筋配置

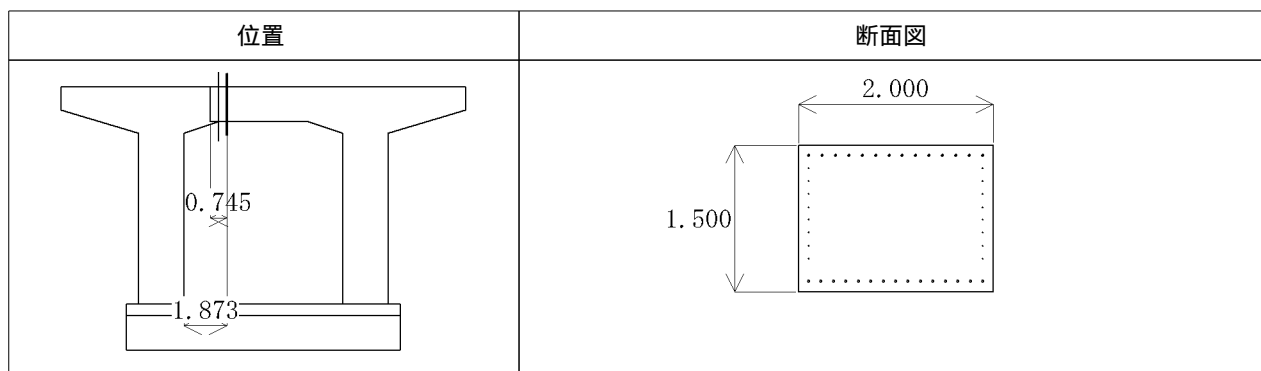
鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	上側引張 pt 加算率	下側引張 pt 加算率
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	45	27615.80	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	150.0	295.0	2	397.2	397.2
合計	---	---	---	---	---	794.4

8.2.3 梁左側 - 線形部材端右側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



1) 鉄筋配置

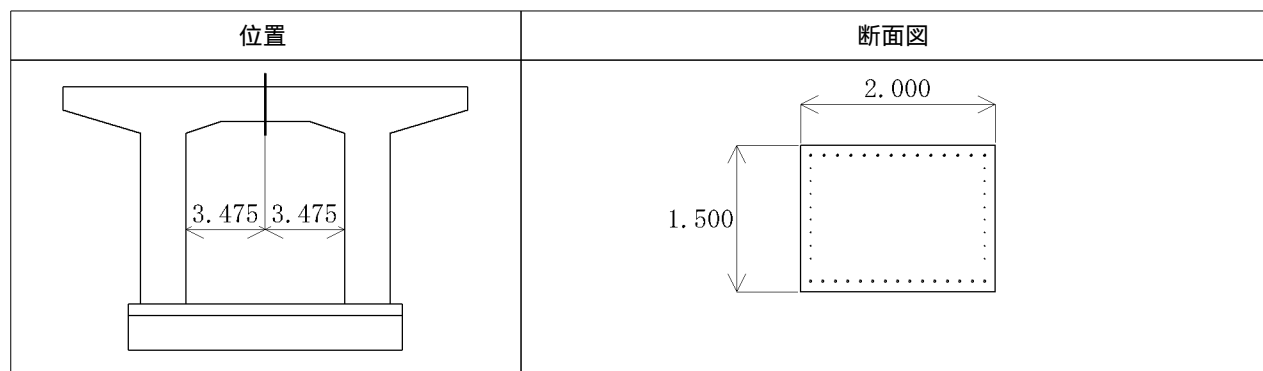
鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00
合計	45	27615.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

8.2.4 梁中央

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



1) 鉄筋配置

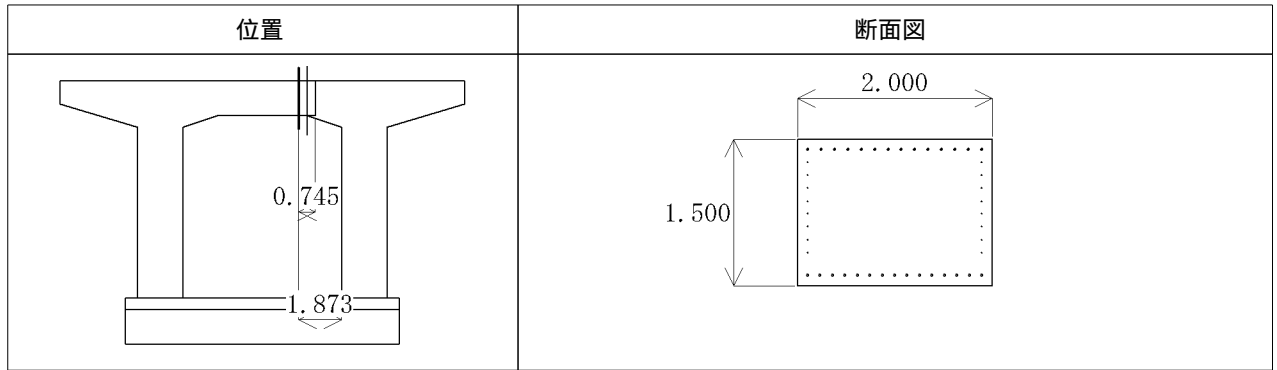
鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00
合計	45	27615.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

8.2.5 梁右側 - 線形部材端左側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00
合計	45	27615.80	---	---	---

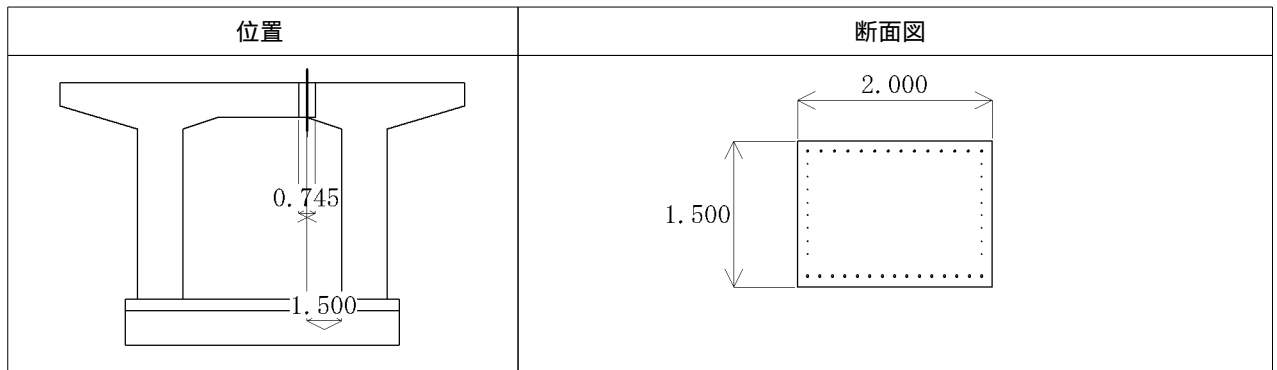
2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

8.2.6 梁右側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00
32	15	11913.00	1.395	0.105	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00
合計	60	39528.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(上側引張)	断面図(下側引張)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m</p>

1) 鉄筋配置

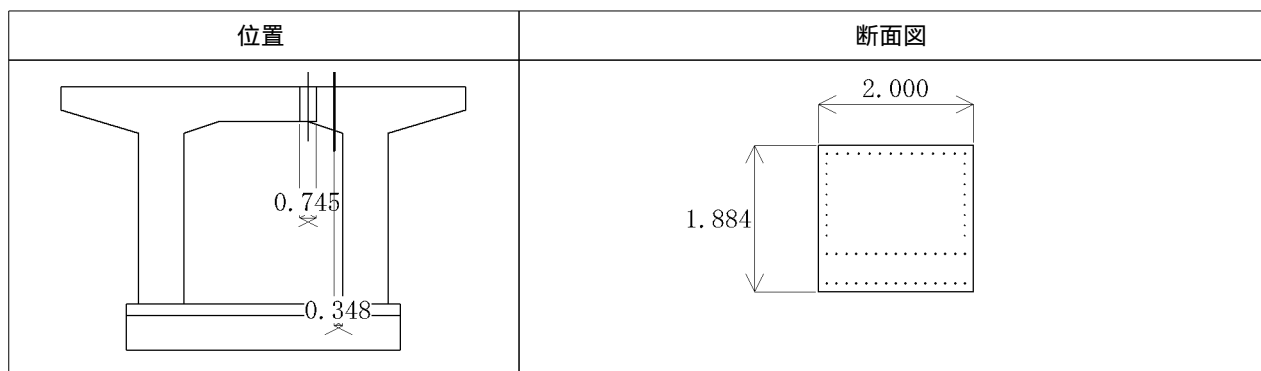
鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	上側引張 pt 加算率	下側引張 pt 加算率
32	14	11118.80	0.100	1.400	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.233	1.267	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.367	1.133	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.500	1.000	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.633	0.867	295.00	1.0	0.0
19	2	573.00	0.767	0.733	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	0.900	0.600	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	1.033	0.467	295.00	0.0	1.0
19	2	573.00	1.167	0.333	295.00	0.0	1.0
32	15	11913.00	1.400	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	45	27615.80	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	150.0	295.0	2	397.2	397.2
合計	---	---	---	---	---	794.4

8.2.7 梁右側 - 線形部材端右側

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
32	14	11118.80	0.100	1.784	295.00
19	2	573.00	0.233	1.651	295.00
19	2	573.00	0.367	1.518	295.00
19	2	573.00	0.500	1.384	295.00
19	2	573.00	0.633	1.251	295.00
19	2	573.00	0.767	1.118	295.00
19	2	573.00	0.900	0.984	295.00
19	2	573.00	1.033	0.851	295.00
19	2	573.00	1.167	0.718	295.00
32	15	11913.00	1.400	0.484	295.00
32	15	11913.00	1.779	0.105	295.00
合計	60	39528.80	---	---	---

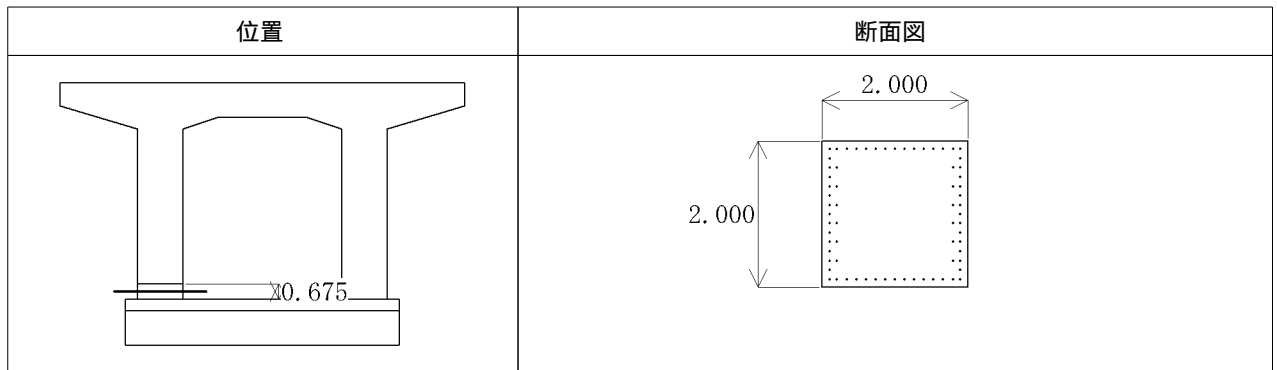
2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	16	150.0	295.0	1	198.6	198.6
合計	---	---	---	---	---	198.6

8.2.8 左柱基部

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
29	11	7066.40	0.100	1.900	295.00
32	4	3176.80	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00
32	4	3176.80	0.357	1.643	295.00
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00
32	4	3176.80	0.614	1.386	295.00
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00
32	4	3176.80	0.871	1.129	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00
32	4	3176.80	1.129	0.871	295.00
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00
32	4	3176.80	1.386	0.614	295.00
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00
32	4	3176.80	1.643	0.357	295.00
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00
29	11	7066.40	1.900	0.100	295.00
32	4	3176.80	1.900	0.100	295.00
合計	68	50666.00	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(右側引張)	断面図(左側引張)
	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	<p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
29	11	7066.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
32	4	3176.80	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00	0.0	1.0
29	11	7066.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

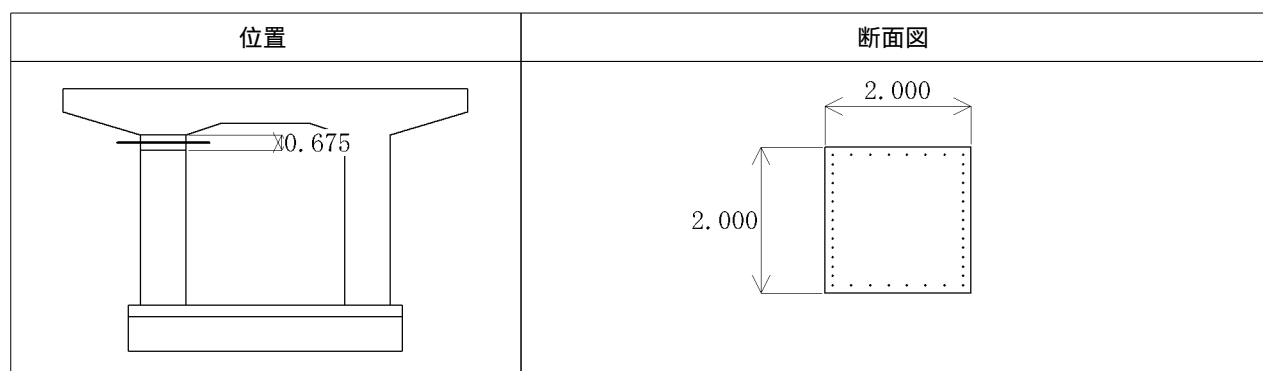
2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	4	1146.0	1146.0
合計	---	---	---	---	---	1719.0

8.2.9 左柱上端

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



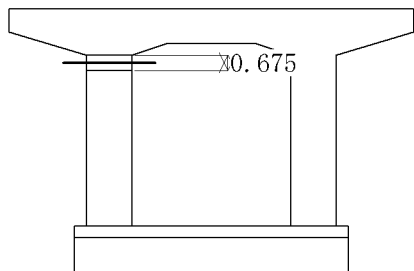
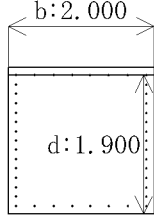
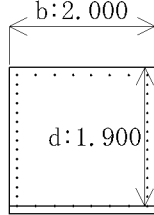
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
29	6	3854.40	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00
32	2	1588.40	0.357	1.643	295.00
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00
32	2	1588.40	0.614	1.386	295.00
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00
32	2	1588.40	0.871	1.129	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00
32	2	1588.40	1.129	0.871	295.00
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00
32	2	1588.40	1.386	0.614	295.00
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00
32	2	1588.40	1.643	0.357	295.00
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00
29	6	3854.40	1.900	0.100	295.00
32	2	1588.40	1.900	0.100	295.00
合計	42	31534.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(右側引張)	断面図(左側引張)
	 <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	 <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
29	6	3854.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
32	2	1588.40	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00	0.0	1.0
29	6	3854.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	42	31534.80	---	---	---	---	---

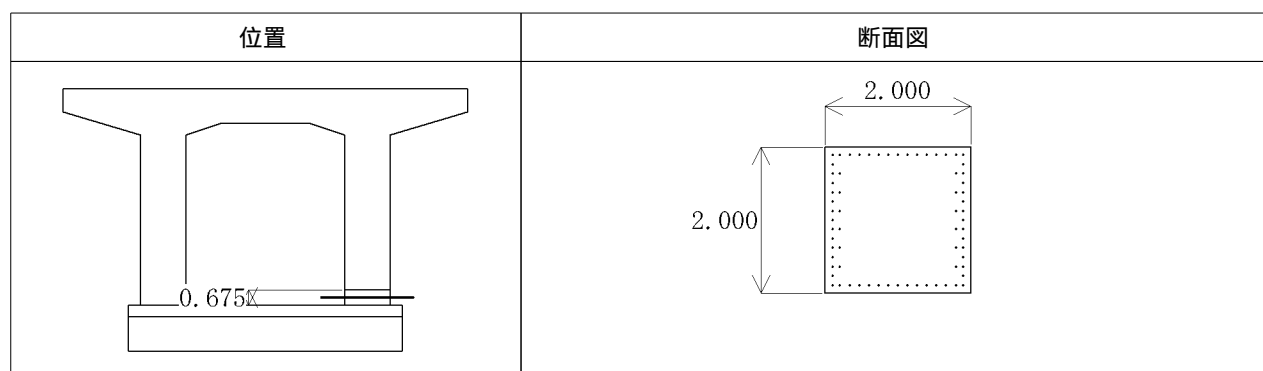
2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	4	1146.0	1146.0
合計	---	---	---	---	---	1719.0

8.2.10 右柱基部

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



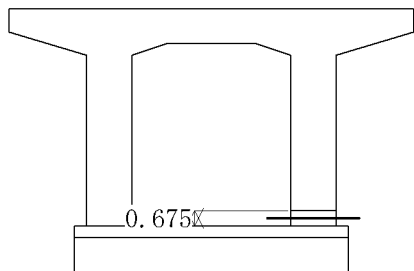
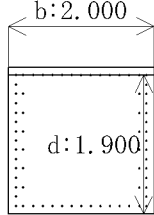
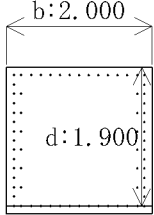
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
29	11	7066.40	0.100	1.900	295.00
32	4	3176.80	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00
32	4	3176.80	0.357	1.643	295.00
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00
32	4	3176.80	0.614	1.386	295.00
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00
32	4	3176.80	0.871	1.129	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00
32	4	3176.80	1.129	0.871	295.00
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00
32	4	3176.80	1.386	0.614	295.00
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00
32	4	3176.80	1.643	0.357	295.00
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00
29	11	7066.40	1.900	0.100	295.00
32	4	3176.80	1.900	0.100	295.00
合計	68	50666.00	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(右側引張)	断面図(左側引張)
 <p>0.675</p>	 <p>b: 2.000 d: 1.900</p> <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	 <p>b: 2.000 d: 1.900</p> <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
29	11	7066.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
32	4	3176.80	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00	0.0	1.0
29	11	7066.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	68	50666.00	---	---	---	---	---

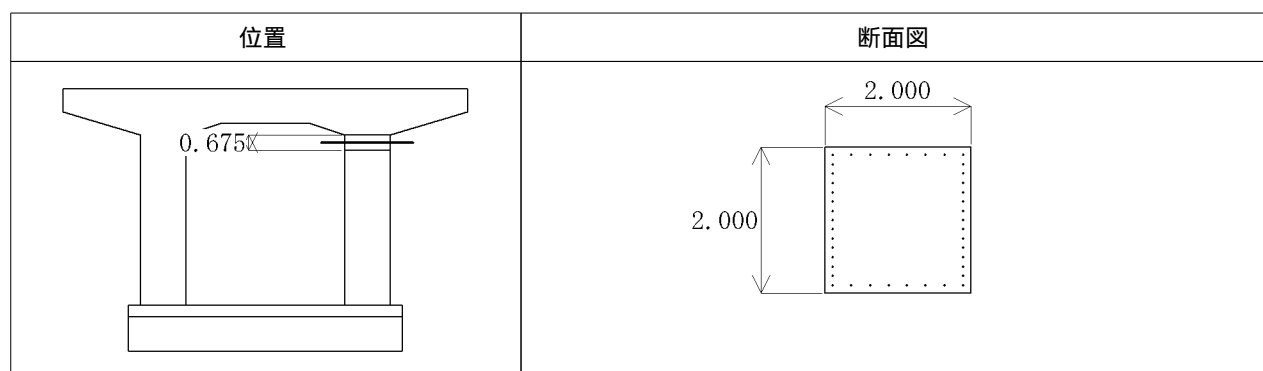
2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	4	1146.0	1146.0
合計	---	---	---	---	---	1719.0

8.2.11 右柱上端

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。

【M- 関係算出用断面】



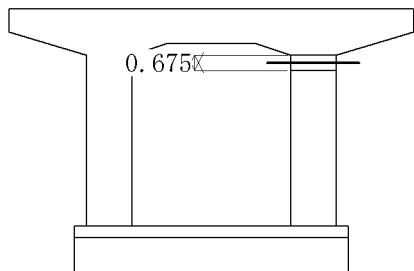
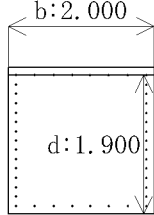
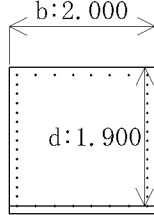
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
29	6	3854.40	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.100	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00
32	2	1588.40	0.357	1.643	295.00
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00
32	2	1588.40	0.614	1.386	295.00
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00
32	2	1588.40	0.871	1.129	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00
32	2	1588.40	1.129	0.871	295.00
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00
32	2	1588.40	1.386	0.614	295.00
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00
32	2	1588.40	1.643	0.357	295.00
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00
29	6	3854.40	1.900	0.100	295.00
32	2	1588.40	1.900	0.100	295.00
合計	42	31534.80	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s _y (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	1	286.5	286.5
合計	---	---	---	---	---	286.5

【せん断耐力算出用断面】

位置	断面図(右側引張)	断面図(左側引張)
	 <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>	 <p>断面幅: 2.000m 断面高: 2.000m</p>

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
29	6	3854.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.100	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.229	1.771	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.357	1.643	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.486	1.514	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.614	1.386	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.743	1.257	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.871	1.129	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.000	295.00	0.5	0.5
32	2	1588.40	1.129	0.871	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.257	0.743	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.386	0.614	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.514	0.486	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.643	0.357	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.771	0.229	295.00	0.0	1.0
29	6	3854.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.900	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	42	31534.80	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm ²)	直角方向		
				本数	実断面積 (mm ²)	換算断面積 (mm ²)
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	4	1146.0	1146.0
合計	---	---	---	---	---	1719.0

8.3 地震動タイプII

8.3.1 計算結果一覧表

計算条件

項目		単位	値
重要度の区分		---	B
地盤種別		---	II種
地震動タイプ		---	II
固有周期	T	sec	0.460
上部工重量	Wu	kN	6240.0
橋脚躯体の重量	Wp	kN	2909.4
Cz.khco		---	1.7500

耐震性の照査

項目		単位	右向き	左向き
耐震性の照査		---	NG	NG
破壊形態		---	せん断破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	3709.5	3709.5
慣性力	khc.W	kN	16011.4	16011.4
設計水平震度	khc	---	1.75	1.75
等価重量	W	kN	9149.4	9149.4
等価重量算出係数	Cp	---	1.000	1.000
許容塑性率	μa	---	1.000	1.000
安全率		---	1.500	1.500

残留変位の照査

項目		単位	右向き	左向き
残留変位の照査		---	NG	NG
許容残留変位	Ra	mm	112.0	112.0
残留変位	R	mm	165.4	165.4
応答塑性率	μR	---	9.815	9.815
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600

ハンチ端の照査

慣性力の向き	照査位置		照査結果	軸力 (kN)	曲げモーメント M(kN.m)	終局モーメント Mu(kN.m)
	塑性ヒンジ候補点	照査側				
右向き	梁左側	右側	NG	706.8	5455.5	4910.7
		左側	OK	706.8	8578.4	10432.9
	梁右側	左側	OK	-861.2	-4016.3	-5720.2
		右側	NG	-861.2	-10081.1	-8630.1
左向き	梁左側	右側	OK	-861.2	-4016.3	-5720.2
		左側	NG	-861.2	-10081.1	-8630.1
	梁右側	左側	NG	706.8	5455.5	4910.7
		右側	OK	706.8	8578.4	10432.9

M : 終局水平耐力が作用したときにハンチ端に生じる曲げモーメント

はりのせん断照査

慣性力の向き	塑性ヒンジ候補点	照査結果	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)
右向き	梁右側	OK	925.2	2738.8
左向き	梁左側	OK	925.2	2738.8

8.3.2 コンクリート応力度 - ひずみ曲線

【一覧表】

位置		横拘束筋				下降勾配 Edes (N/mm ²)	コンクリート強度 _{cc} (N/mm ²)	ひずみ _{cc}	終局ひずみ _{cu}	n
塑性ヒンジ候補点	部材端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 Ah (mm ²)	体積比 s					
梁左側	左	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁左側	--	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁左側	右	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁中央	--	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁右側	左	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁右側	--	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
梁右側	右	1800	150	198.6	0.003	5.69E+003	2.17E+001	2.55E-003	2.55E-003	1.568
左柱基部	--	1800	150	286.5	0.004	3.94E+003	2.20E+001	2.79E-003	2.79E-003	1.504
左柱上端	--	1800	150	286.5	0.004	3.94E+003	2.20E+001	2.79E-003	2.79E-003	1.504
右柱基部	--	1800	150	286.5	0.004	3.94E+003	2.20E+001	2.79E-003	2.79E-003	1.504
右柱上端	--	1800	150	286.5	0.004	3.94E+003	2.20E+001	2.79E-003	2.79E-003	1.504

Ah : 横拘束筋1本あたりの断面積

cc : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度

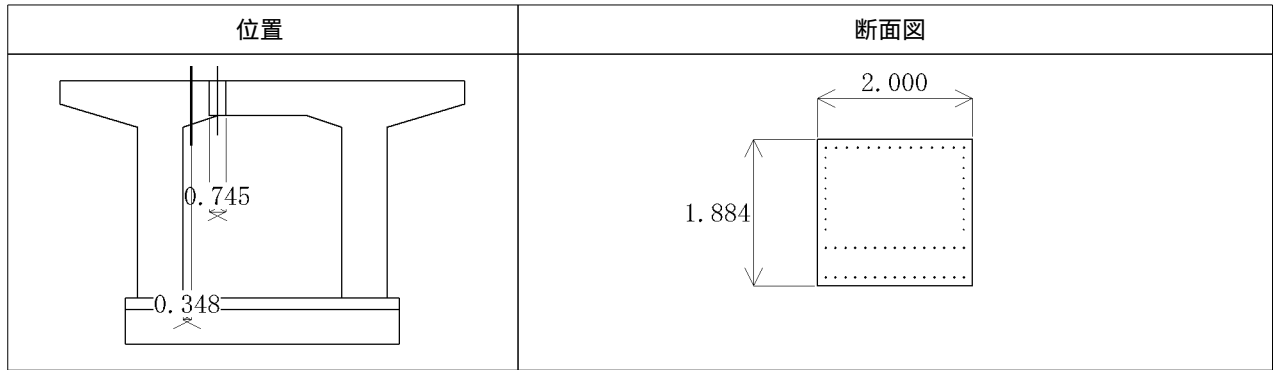
cc : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

cu : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

$$n : \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

【梁左側 - 線形部材端左側】

・ 帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

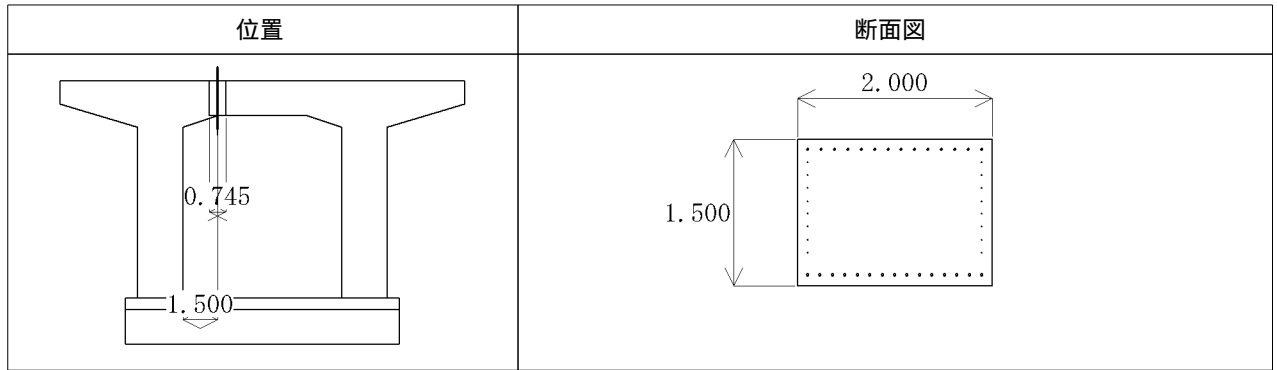
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	cu	---	2.546E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	105.4
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【梁左側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $c_k = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

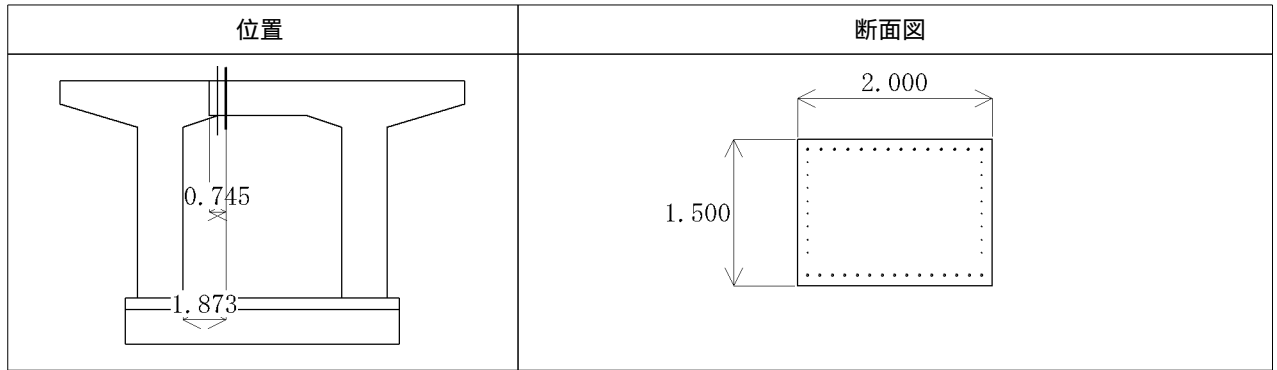
コンクリートのヤング係数 $E_c = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	c _c	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	c _c	---	2.546E-003
	c _u	---	2.546E-003
c _u 発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = E_c \cdot c_c / (E_c \cdot c_c - c_c)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $c_u = c_c$ とする。

【梁左側 - 線形部材端右側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $c_u = c_c$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $c_k = 21$ (N/mm²)

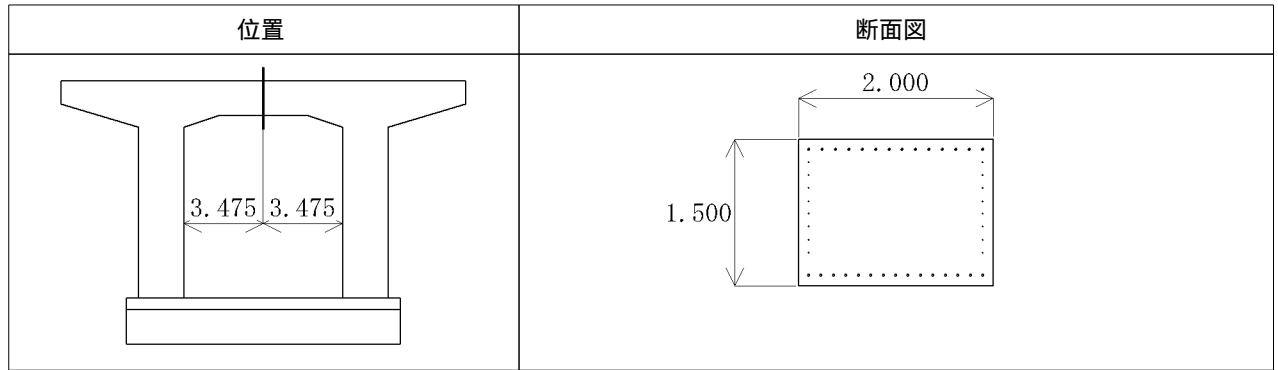
コンクリートのヤング係数 $E_c = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	c _u	---	2.546E-003
c _u 発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = E_c \cdot c_c / (E_c \cdot c_c - c_c)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $c_u = c_c$ とする。

【梁中央】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

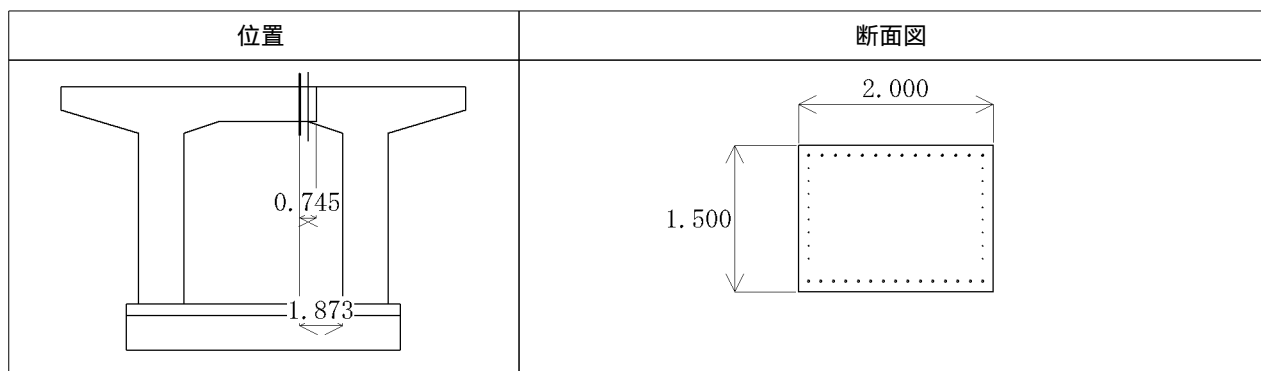
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	Edes	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	cu	---	2.546E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec_c / (Ec_c - cc)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【梁右側 - 線形部材端左側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

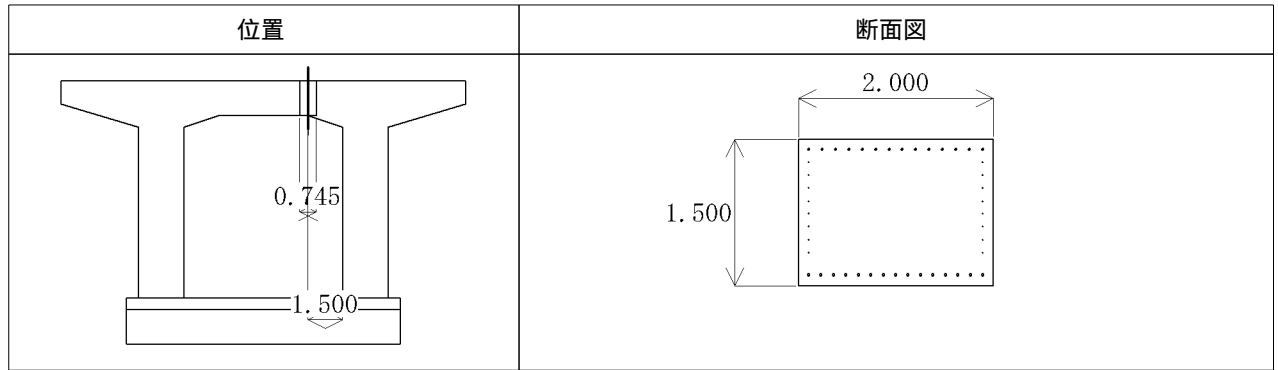
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	cu	---	2.546E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec_c / (Ec_c - cc)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【梁右側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

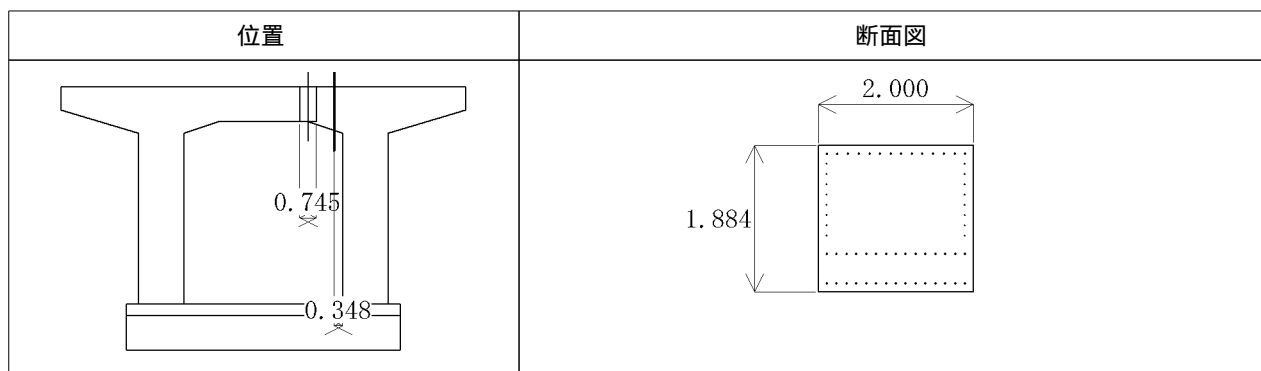
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	cu	---	2.546E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec_c / (Ec_c - cc)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【梁右側 - 線形部材端右側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

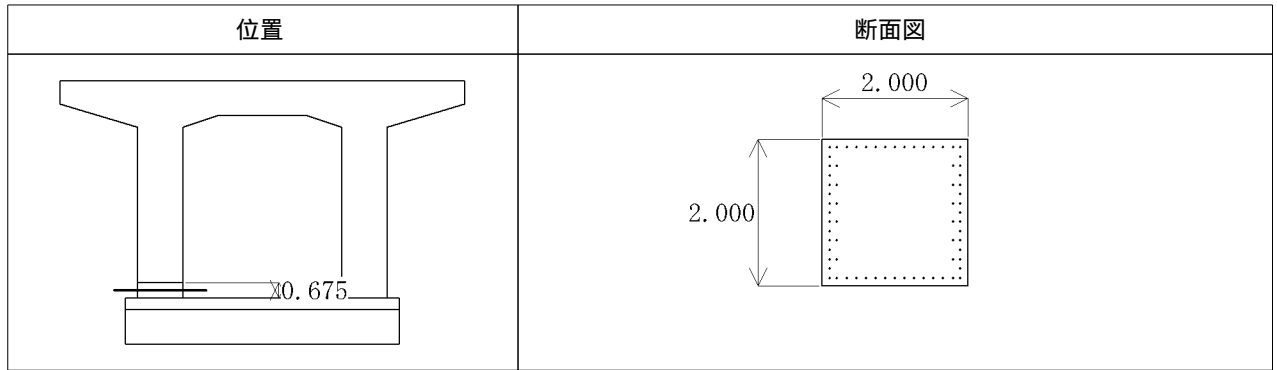
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	198.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0029
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	5.691E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.66
コンクリートひずみ	cc	---	2.546E-003
	cu	---	2.546E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	105.4
$n = Ec_c / (Ec_c - cc)$	n	---	1.568

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【左柱基部】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

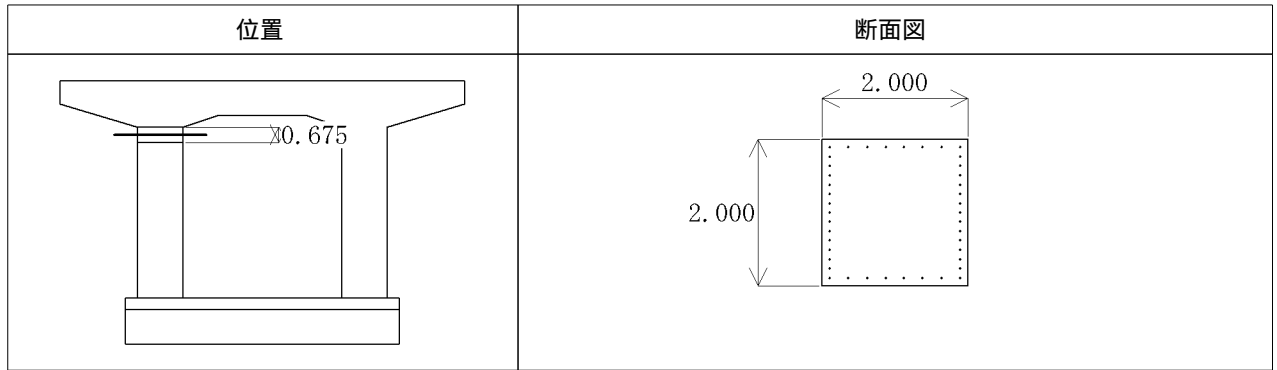
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	Edes	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【左柱上端】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

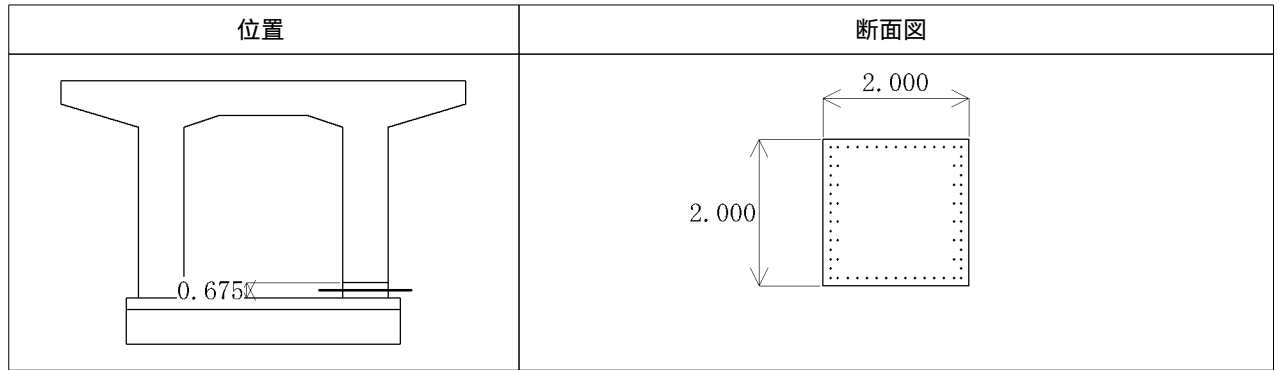
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	Edes	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリート ひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【右柱基部】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

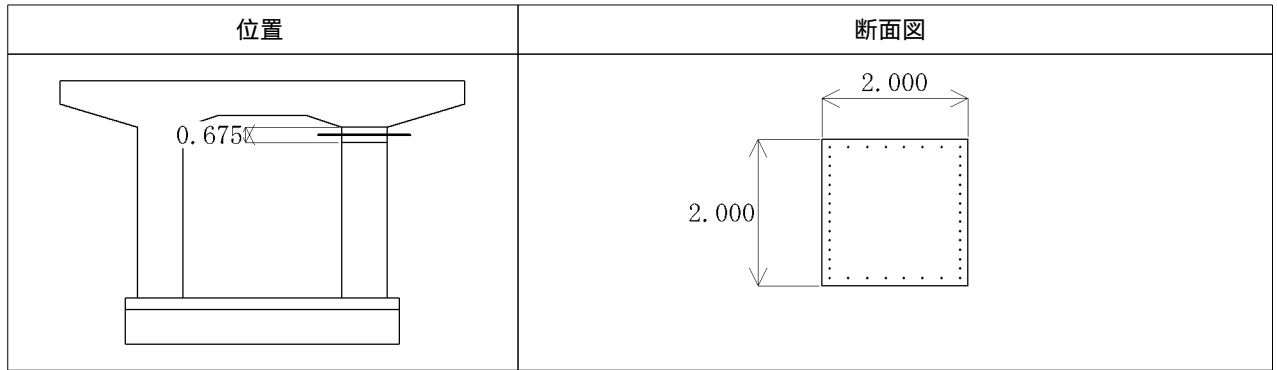
コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec_c / (Ec_c - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

【右柱上端】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足していないため、終局ひずみは $cu = cc$ とする。



コンクリートの設計基準強度 $ck = 21$ (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 $Ec = 23500$ (N/mm²)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1800.0
降伏強度	sy	N/mm ²	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0042
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	3.945E+003
コンクリート強度	cc	N/mm ²	21.95
コンクリートひずみ	cc	---	2.787E-003
	cu	---	2.787E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = Ec \cdot cc / (Ec \cdot cc - cc)$	n	---	1.504

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(平成9年8月)」の
 "帯鉄筋がフックで定着されていない場合"に準拠し、
 $cu = cc$ とする。

8.3.3 右向きの照査

(1)降伏剛性

位置	引張側	死荷重時軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN.m)	c y0 u (1/m)	降伏曲げ剛性 Ely (kN.m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	下	-296.2	1571.1 8893.3 9438.6	9.69E-005 1.56E-003 1.67E-002	5.69E+006	2.35E+007	2.42E-001	
梁中央左	下	-296.2	1437.3 4726.2 5166.2	9.42E-005 1.38E-003 5.94E-002	3.41E+006	2.35E+007	1.45E-001	
梁中央右	上	-296.2	-1434.4 -4568.3 -5009.4	9.40E-005 1.38E-003 9.32E-002	3.32E+006	2.35E+007	1.41E-001	
梁右側	上	-296.2	-1488.2 -4605.5 -5017.8	9.18E-005 1.34E-003 4.21E-001	3.44E+006	2.35E+007	1.46E-001	
左柱上端	右	3839.7	-3840.3 -8430.2 -10650.3	1.13E-004 1.12E-003 1.02E-002	7.50E+006	2.35E+007	3.19E-001	3.78E-001
左柱基部	左	4574.7	4260.5 12192.7 15460.1	1.18E-004 1.19E-003 8.02E-003	1.03E+007	2.35E+007	4.37E-001	
右柱上端	右	3839.7	-3840.3 -8430.2 -10650.3	1.13E-004 1.12E-003 1.02E-002	7.50E+006	2.35E+007	3.19E-001	3.78E-001
右柱基部	左	4574.7	4260.5 12192.7 15460.1	1.18E-004 1.19E-003 8.02E-003	1.03E+007	2.35E+007	4.37E-001	

(2)せん断耐力

【一覧表】

塑性ヒンジ候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc0 (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
梁左側	下	2948.0	2738.8	1046.1	836.9	1902.0
梁右側	上	2925.9	2721.2	1024.0	819.2	1902.0
	下	2948.0	2738.8	1046.1	836.9	1902.0
左柱基部	左	6995.6	6713.6	1410.1	1128.1	5585.5
左柱上端	右	6794.9	6553.0	1209.4	967.5	5585.5
右柱基部	左	6995.6	6713.6	1410.1	1128.1	5585.5
右柱上端	右	6794.9	6553.0	1209.4	967.5	5585.5

「引張側」列の*印は、はりに生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

Ps : 補正係数(Cc)を0.8として算出されるせん断耐力

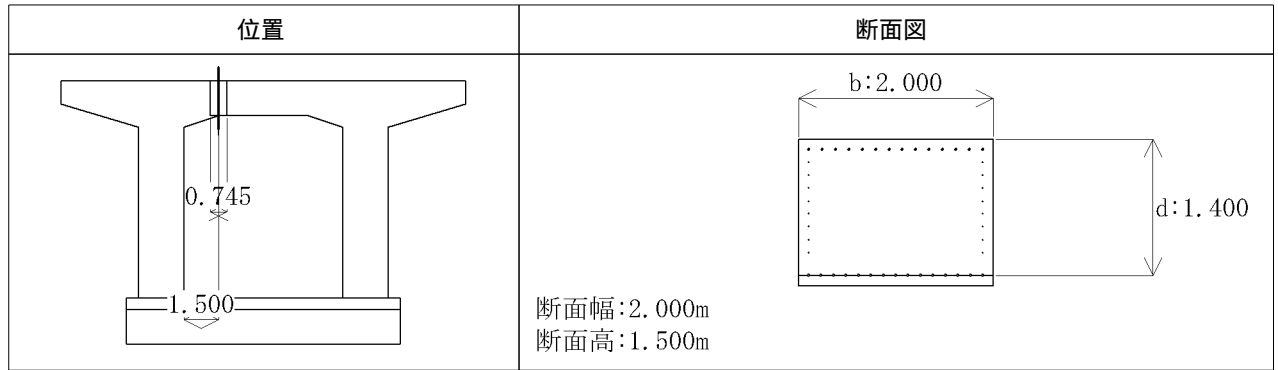
Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.8)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

【梁左側】

・せん断耐力算出ではハンチ筋を考慮しない。



項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 2948.0
	Ps	kN 2738.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN 1046.1
	Sc	kN 836.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 1902.0
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1400.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.507
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.940
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.204
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ² 794.4
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【梁右側】

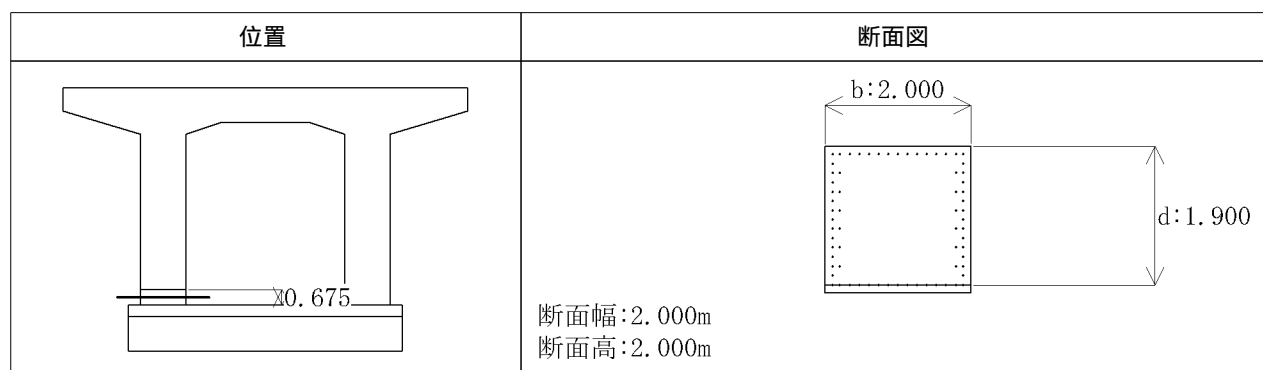
・せん断耐力算出ではハンチ筋を考慮しない。

*印は、はりに生じるせん断力に対する照査で使用する

位置	断面図(上側引張)	断面図(下側引張)
	 断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m	 断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m

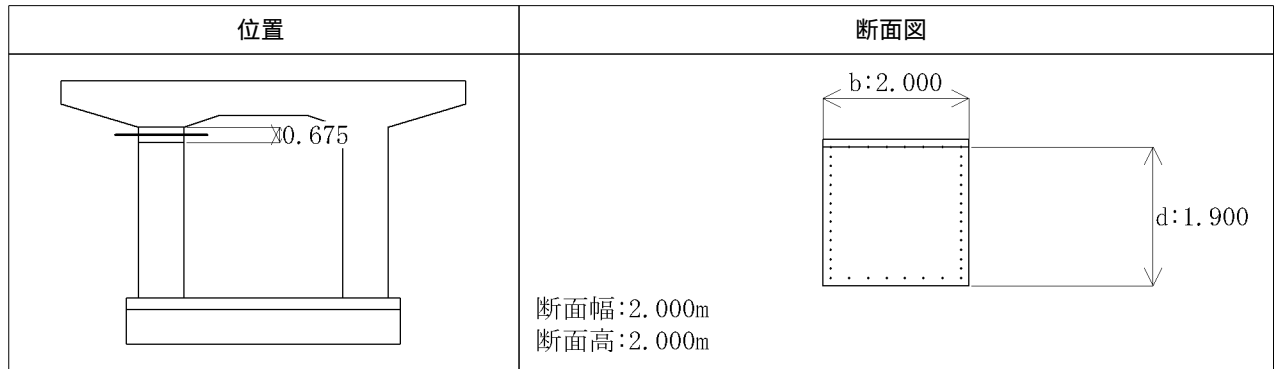
項目		単位	上側引張	下側引張
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	2925.9	2948.0
	Ps	kN	2721.2	2738.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	1024.0	1046.1
	Sc	kN	819.2	836.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1902.0	1902.0
有効幅	b	mm	2000.0	2000.0
有効高	d	mm	1400.0	1400.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.479	0.507
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.940	0.940
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.179	1.204
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	794.4	794.4
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

【左柱基部】



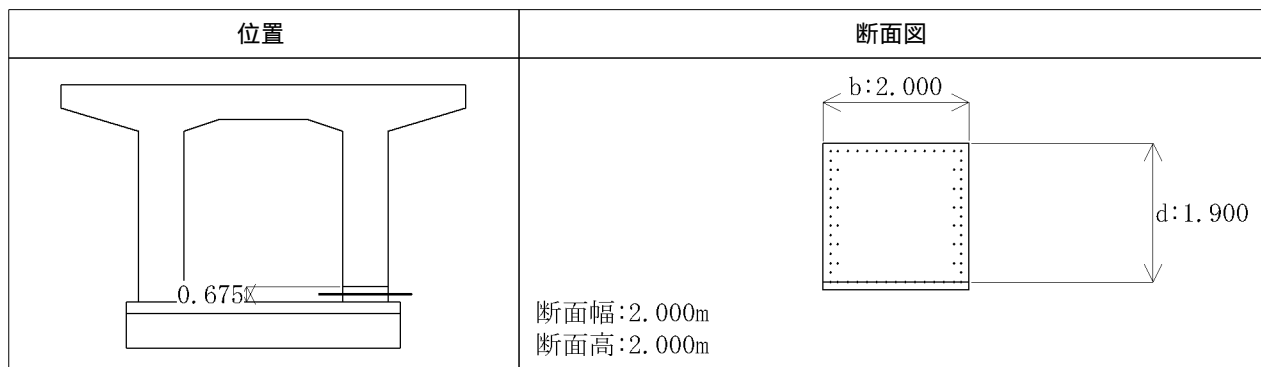
項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	6995.6
	Ps	kN	6713.6
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1410.1
	Sc	kN	1128.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.667
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.300
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】



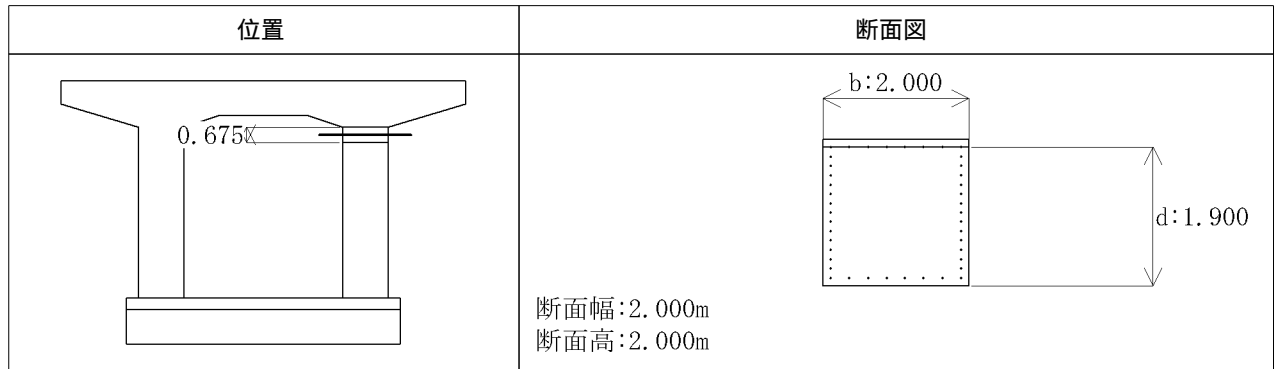
項 目	単 位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P _{so}	kN	6794.9
	P _s	kN	6553.0
コンクリートが負担するせん断耐力	S _{co}	kN	1209.4
	S _c	kN	967.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S _s	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C _e	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C _{pt}	---	1.115
帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】



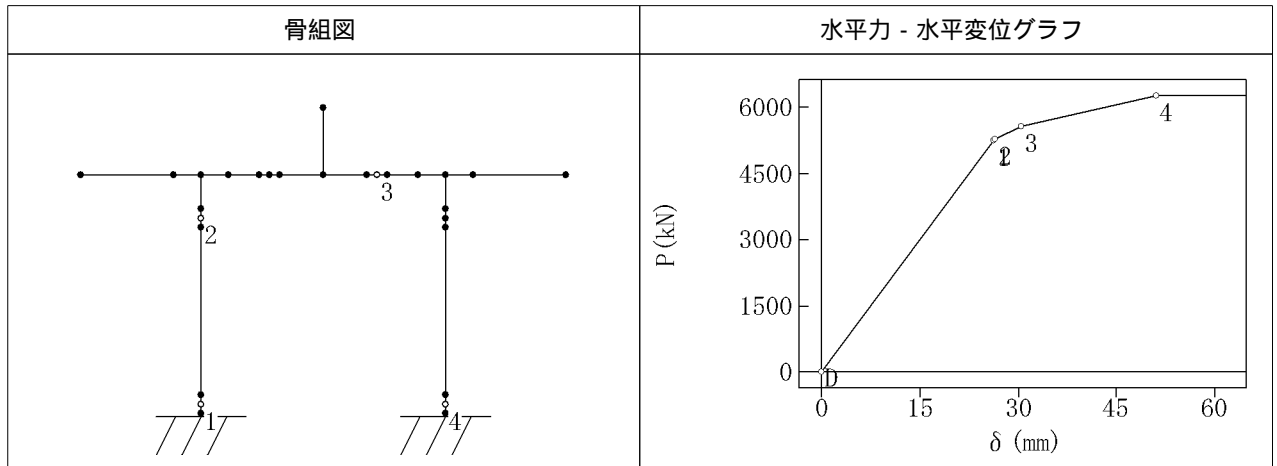
項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	6995.6
	Ps	kN	6713.6
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1410.1
	Sc	kN	1128.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.667
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.300
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】



項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P _{so}	kN 6794.9
	P _s	kN 6553.0
コンクリートが負担するせん断耐力	S _{co}	kN 1209.4
	S _c	kN 967.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S _s	kN 5585.5
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C _e	--- 0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C _{pt}	--- 1.115
帯鉄筋の断面積	A _w	mm ² 1719.0
帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

(3) 水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ発生順	位置	水平変位 (mm)	水平力 P (kN)
1	左柱基部	26.2	5260.4
2	左柱上端	26.4	5282.2
3	梁右側	30.4	5568.6
4	右柱基部	51.1	6271.7

終局水平耐力

$$P_u = 6271.7 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 26.2 \times \frac{6271.7}{5260.4} = 31.3 \text{ (mm)}$$

ここに、 y_0 : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平変位 = 26.2 (mm)

P_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平力 = 5260.4 (kN)

(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So(kN)	S1(kN)	S2(kN)	S3(kN)	S4(kN)	Ps (kN) Pso(kN)
発生 順番	位置						
1	左柱基部	296.2	3052.1	3058.6	3058.6	3058.6	6713.6 6995.6
2	左柱上端	296.2	3052.1	3058.6	3058.6	3058.6	6553.0 6794.9
3	梁右側	925.2	3762.5	3776.9	3893.2	3937.6	2721.2 2925.9
4	右柱基部	296.2	2208.3	2223.5	2510.0	3213.1	6713.6 6995.6
	梁左側	925.2	1912.1	1926.6	2042.9	2087.2	2738.8 2948.0
	右柱上端	296.2	2208.3	2223.5	2510.0	3213.1	6553.0 6794.9

So : 死荷重時のせん断力(kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力(kN)

Ps : Cc = 0.8 としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : Cc = 1.0 としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

1箇所以上の塑性ヒンジ点において、せん断力Siがせん断耐力Psoiを上回るので

せん断破壊型

と判定する。

いずれかの塑性ヒンジ点において最初にせん断力Siがせん断耐力Psoiを上回るときの

上部構造慣性力作用位置での水平力を橋脚のせん断耐力Psとする。

せん断耐力 Ps = 3709.5 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 3709.5 (kN)

(5)終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		2i (rad)	3i (rad)	4i (rad)	tan
発生 順番	位置				
1	左柱基部	0.000486	0.001102	0.004045	0.144363
2	左柱上端	0.000000	0.001184	0.005253	0.186665
3	梁右側	0.000000	0.000000	0.004933	0.151440
4	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.109138

ni : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN.m)	y0 (1/m)	Mu (kN.m)	u (1/m)
発生 順番	位置					
1	左柱基部	361.6	9462.6	0.001079	12729.9	0.011376
2	左柱上端	-307.2	-5557.4	0.000998	-7679.8	0.016741
3	梁右側	861.2	-5289.2	0.001396	-5760.3	0.334786
4	右柱基部	8721.6	14696.2	0.001290	17771.2	0.006259

【終局変位】

塑性ヒンジ		Lp (m)	y (1/m)	pu (rad)	u (m)
発生 順番	位置				
1	左柱基部	0.6750	0.001451	0.006699	0.069489
2	左柱上端	0.6750	0.001380	0.010369	0.078515
3	梁右側	0.7450	0.001520	0.248283	1.658017
4	右柱基部	0.6750	0.001559	0.003173	0.080178

pu : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi u}{\phi y} - 1 \right) \cdot Lp \cdot \phi y$$

u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$u = (\theta_{pu} - \theta_{4i}) / (\tan \alpha) + 4$$

4 : 4つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「(3)水平力 - 水平変位の関係」参照)

y : 降伏限界の曲率(1/m)

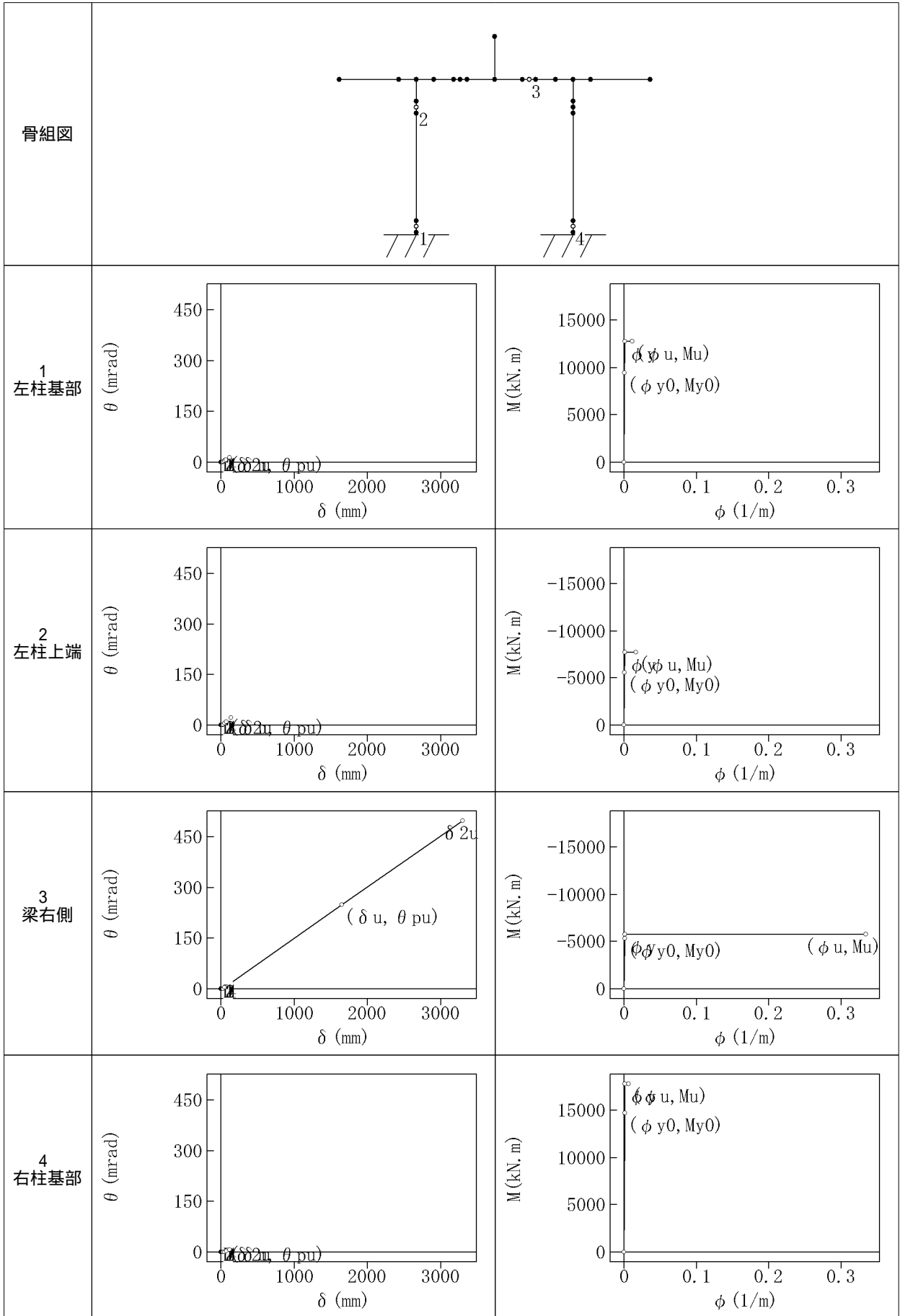
$$\phi y = \frac{Mu}{My0} \cdot \phi y0$$

Lp : 塑性ヒンジ長(m)

表中 uの最大値を終局変位とする。

終局変位 u = 1.658017(m)

【各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係】



(6)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:せん断破壊型より

$$\mu a = 1.000$$

2)設計水平震度

$$(Cz \cdot khco = 1.7500) \quad 0.60 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 1.7500$$

$$= 1.75 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 1.75

ここに、Cz : 地域別補正係数 = 1.00

Cz · khco: Cz × レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.7500

Cs : 構造物特性補正係数

$$Cs = \frac{1}{\sqrt{2\mu a - 1}} = 1.000$$

μ a : 許容塑性率 = 1.000

3)等価重量

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 9149.4(\text{kN})$$

ここに、W : 等価重量(kN)

Wu: 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 = 6240.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 2909.4(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 16011.4 \text{ kN}) > (Pa = 3709.5 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 1.75

W : 等価重量 = 9149.4(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 3709.5(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 165.4 \text{ mm}) > (Ra = 112.0 \text{ mm}) \text{ [NG]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 -) \cdot y = 165.4(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 9.815$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 112.0(\text{mm})$$

ここに、R : 残留変位(mm)

Ra : 許容残留変位(mm)

CR : 残留変位補正係数 = 0.6

μ R : 最大応答塑性率

: 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 = 0.0

y : 降伏変位 = 31.3(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 1.7500

W : 等価重量 = 9149.4(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 3709.5(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 11200.0(mm)

(7) はりに生じるせん断力に対する照査

はりに塑性ヒンジが生じたため、以下により、はりに生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b / \Psi_i \leq 1$$

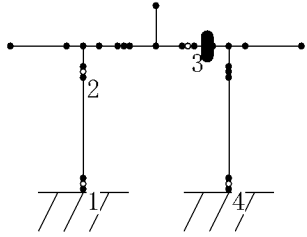
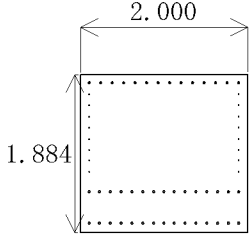
ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時においてはりに作用するせん断力(kN)

Ψ_i : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 Vb (kN)	せん断耐力 Psi (kN)	判定
発生 順番	位置						
3	梁右側	死!温無!水低(直角ケース)	下	28.9	-925.2	2738.8	OK

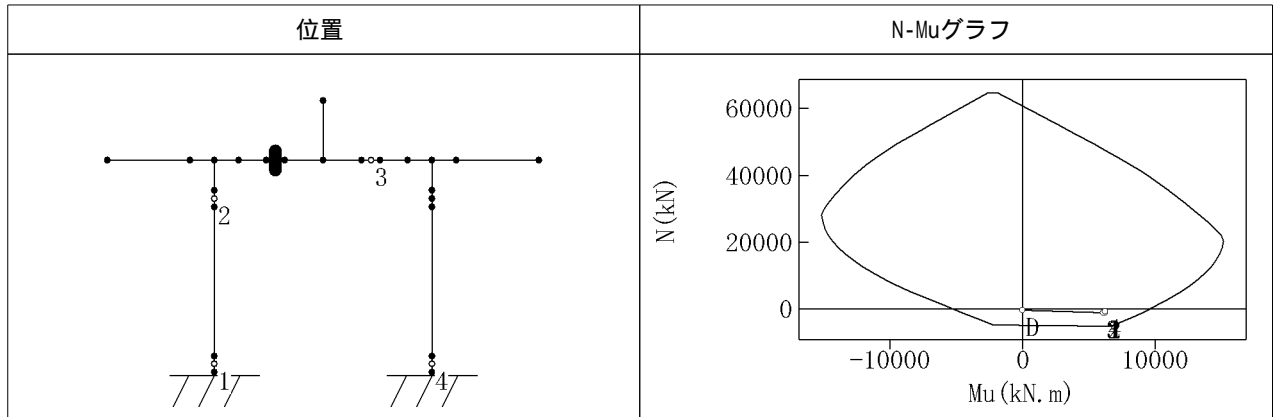
(8) はりの線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定	照査位置	断面図	
梁左側	右側	NG			
		N (kN)			706.8
		M (kN.m)			5455.5
		Mu(kN.m)			4910.7
梁左側	左側	OK			
		N (kN)			706.8
		M (kN.m)			8578.4
		Mu(kN.m)			10432.9
梁右側	左側	OK			
		N (kN)			-861.2
		M (kN.m)			-4016.3
		Mu(kN.m)			-5720.2

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置	断面図
梁右側	右側	NG			
		N (kN)	-861.2		
		M (kN.m)	-10081.1		
		Mu (kN.m)	-8630.1		

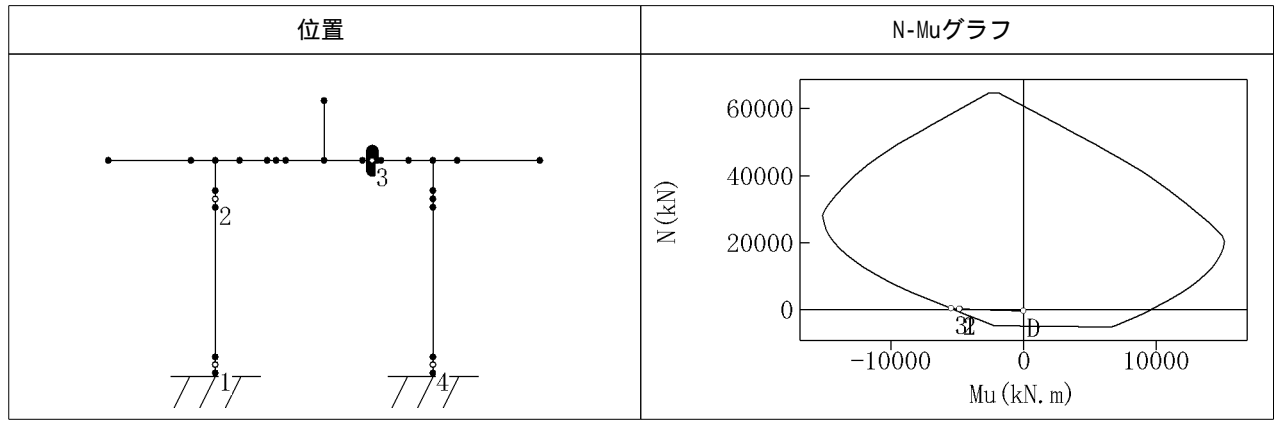
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【梁左側】



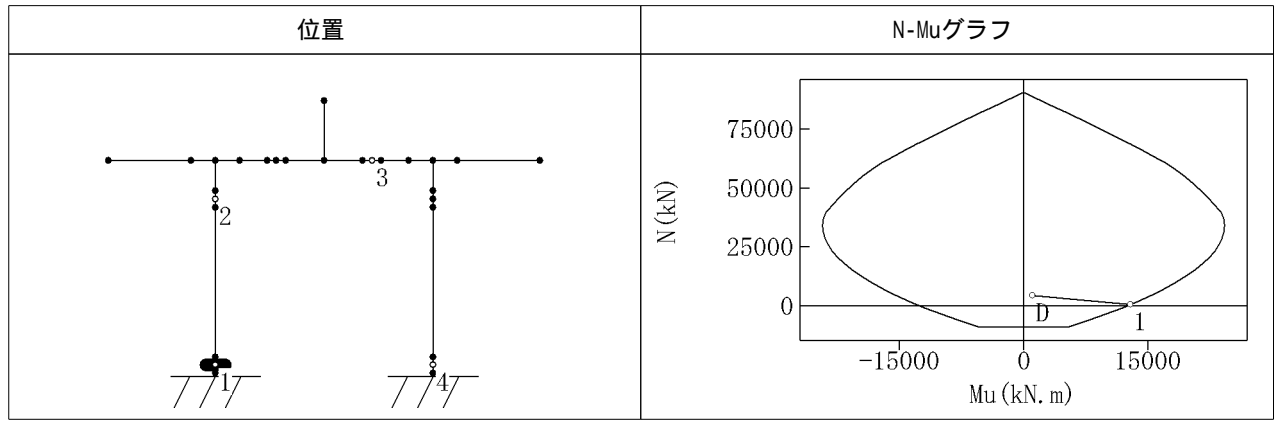
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-296.2	-35.4	-5100.9	---	6614.2	29990.8	-14954.8	12794.6
1	-1079.5	6239.3	-4632.3	-2218.8	6915.9	31914.4	-14612.0	12214.4
2	-1077.8	6266.4	-2708.8	-3465.4	8095.6	33837.9	-14238.1	11610.5
3	-970.4	6083.6	-785.3	-4703.2	9176.1	35761.4	-13828.9	10978.7
4	-706.8	6238.1	1138.2	-5937.8	10169.2	37684.9	-13379.4	10315.2
			3061.7	-7176.1	11076.6	39608.4	-12884.3	9616.2
			4985.3	-8346.1	11888.8	41531.9	-12339.2	8877.7
			6908.8	-9420.7	12609.8	43455.4	-11739.6	8094.8
			8832.3	-10392.3	13243.4	45378.9	-11079.6	7264.7
			10755.8	-11272.8	13784.6	47302.4	-10358.3	6384.4
			12679.3	-12065.8	14234.5	49225.9	-9572.3	5476.7
			14602.8	-12766.9	14597.3	51149.4	-8722.0	4570.2
			16526.3	-13376.2	14869.3	53072.9	-7858.7	3663.1
			18449.8	-13898.3	15046.0	54996.4	-6996.5	2752.2
			20373.3	-14331.3	15144.1	56919.9	-6134.8	1838.6
			22296.8	-14667.5	14949.2	58843.5	-5272.8	921.4
			24220.3	-14916.1	14426.9	60767.0	-4409.3	-2.3
			26143.8	-15077.7	13896.8	62690.5	-3541.7	-932.9
			28067.3	-15143.9	13354.8	64614.0	-2669.5	-1872.1

【梁右側】



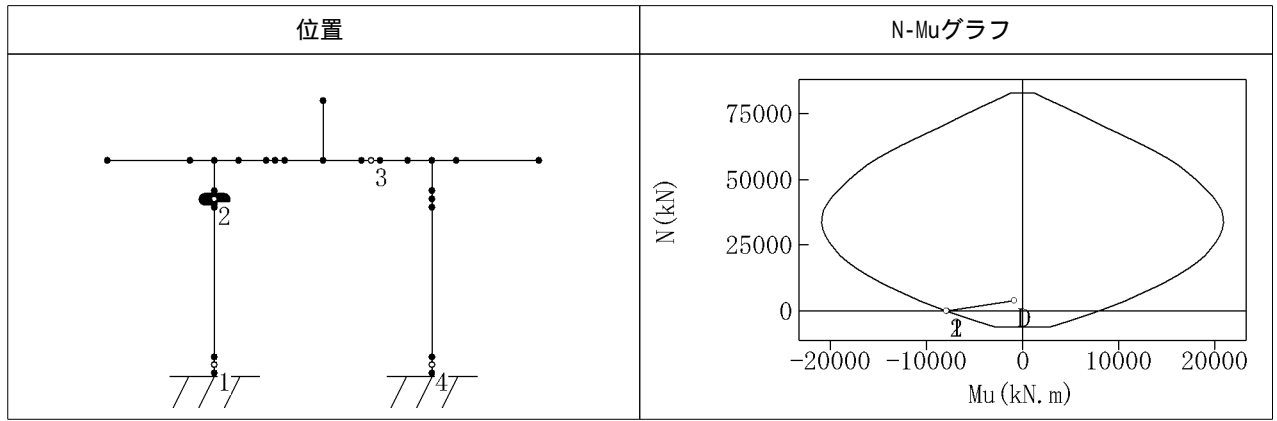
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-296.2	-35.4	-5100.9	---	6614.2	29990.8	-14954.8	12794.6
1	235.6	-4814.6	-4632.3	-2218.8	6915.9	31914.4	-14612.0	12214.4
2	242.7	-4843.9	-2708.8	-3465.4	8095.6	33837.9	-14238.1	11610.5
3	421.7	-5477.9	-785.3	-4703.2	9176.1	35761.4	-13828.9	10978.7
4	861.2	-5477.9	1138.2	-5937.8	10169.2	37684.9	-13379.4	10315.2
			3061.7	-7176.1	11076.6	39608.4	-12884.3	9616.2
			4985.3	-8346.1	11888.8	41531.9	-12339.2	8877.7
			6908.8	-9420.7	12609.8	43455.4	-11739.6	8094.8
			8832.3	-10392.3	13243.4	45378.9	-11079.6	7264.7
			10755.8	-11272.8	13784.6	47302.4	-10358.3	6384.4
			12679.3	-12065.8	14234.5	49225.9	-9572.3	5476.7
			14602.8	-12766.9	14597.3	51149.4	-8722.0	4570.2
			16526.3	-13376.2	14869.3	53072.9	-7858.7	3663.1
			18449.8	-13898.3	15046.0	54996.4	-6996.5	2752.2
			20373.3	-14331.3	15144.1	56919.9	-6134.8	1838.6
			22296.8	-14667.5	14949.2	58843.5	-5272.8	921.4
			24220.3	-14916.1	14426.9	60767.0	-4409.3	-2.3
			26143.8	-15077.7	13896.8	62690.5	-3541.7	-932.9
			28067.3	-15143.9	13354.8	64614.0	-2669.5	-1872.1

【左柱基部】



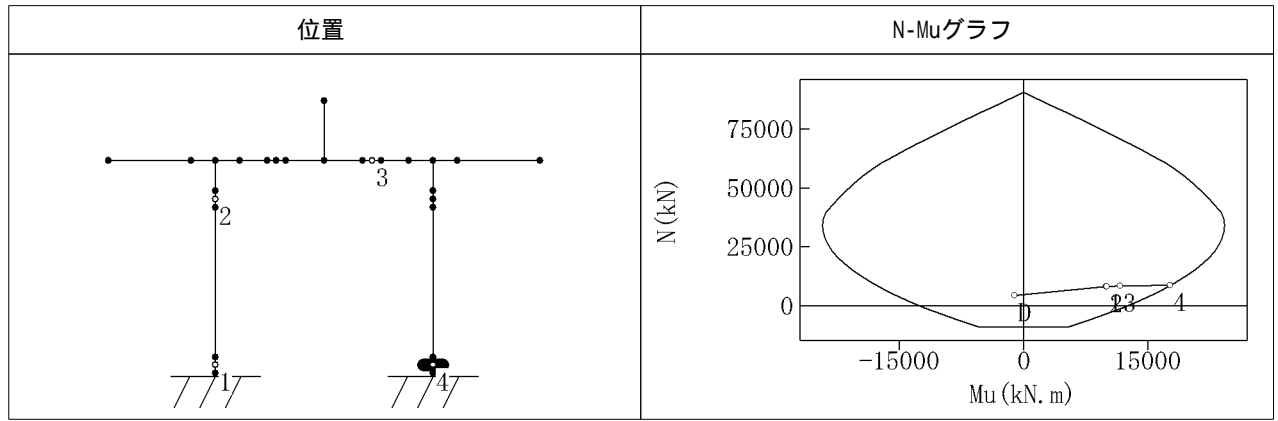
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	4541.6	1157.2	-8902.9	-5439.4	5439.4	42048.2	-23341.3	23341.3
1	725.0	12958.0	-6221.3	-7759.8	7759.8	44729.8	-22681.9	22681.9
2	706.5	12958.0	-3539.6	-9902.6	9902.6	47411.5	-21962.2	21962.2
3	536.8	12958.0	-858.0	-11866.6	11866.6	50093.1	-21164.8	21164.8
4	361.6	12958.0	1823.6	-13715.5	13715.5	52774.7	-20289.1	20289.1
			4505.3	-15419.6	15419.6	55456.4	-19327.8	19327.8
			7186.9	-16951.9	16951.9	58138.0	-18274.2	18274.2
			9868.5	-18359.4	18359.4	60819.6	-17106.3	17106.3
			12550.2	-19614.4	19614.4	63501.3	-15824.9	15824.9
			15231.8	-20711.3	20711.3	66182.9	-14429.4	14429.4
			17913.4	-21678.1	21678.1	68864.6	-12915.0	12915.0
			20595.1	-22458.5	22458.5	71546.2	-11343.3	11343.3
			23276.7	-23118.9	23118.9	74227.8	-9780.4	9780.4
			25958.4	-23634.1	23634.1	76909.5	-8225.1	8225.1
			28640.0	-23988.7	23988.7	79591.1	-6653.2	6653.2
			31321.6	-24208.0	24208.0	82272.7	-5081.6	5081.6
			34003.3	-24267.3	24267.3	84954.4	-3500.2	3500.2
			36684.9	-24186.0	24186.0	87636.0	-1903.7	1903.7
			39366.5	-23949.9	23949.9	90317.7	-291.1	291.1

【左柱上端】



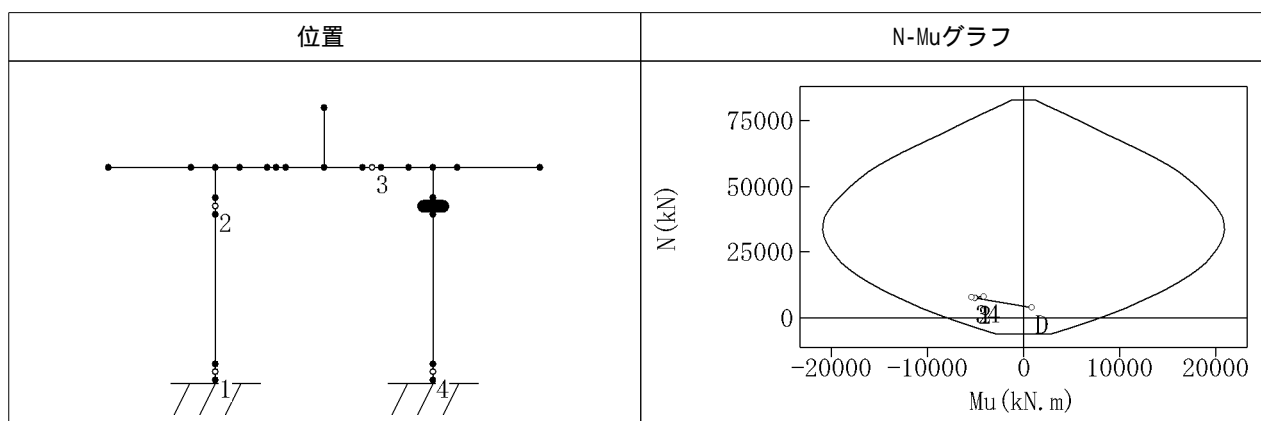
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3872.8	-864.4	-6091.5	-2890.3	2890.3	40843.4	-20286.7	20286.7
1	56.1	-7872.7	-3621.2	-5036.4	5036.4	43313.7	-19807.0	19807.0
2	37.7	-7917.2	-1150.9	-7022.5	7022.5	45784.0	-19251.0	19251.0
3	-132.0	-7917.2	1319.3	-8882.0	8882.0	48254.2	-18602.7	18602.7
4	-307.2	-7917.2	3789.6	-10616.9	10616.9	50724.5	-17864.1	17864.1
			6259.8	-12214.3	12214.3	53194.7	-17029.7	17029.7
			8730.1	-13666.5	13666.5	55665.0	-16093.8	16093.8
			11200.3	-14988.2	14988.2	58135.3	-15042.2	15042.2
			13670.6	-16183.2	16183.2	60605.5	-13878.4	13878.4
			16140.9	-17243.0	17243.0	63075.8	-12599.3	12599.3
			18611.1	-18163.3	18163.3	65546.0	-11203.7	11203.7
			21081.4	-18946.5	18946.5	68016.3	-9777.3	9777.3
			23551.6	-19602.0	19602.0	70486.5	-8361.5	8361.5
			26021.9	-20124.5	20124.5	72956.8	-6951.2	6951.2
			28492.2	-20512.8	20512.8	75427.1	-5538.5	5538.5
			30962.4	-20757.0	20757.0	77897.3	-4127.4	4127.4
			33432.7	-20873.3	20873.3	80367.6	-2711.8	2711.8
			35902.9	-20858.5	20858.5	82837.8	-1287.9	1287.9
			38373.2	-20698.4	20698.4			

【右柱基部】



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	4541.6	-1157.2	-8902.9	-5439.4	5439.4	42048.2	-23341.3	23341.3
1	8358.2	10024.1	-6221.3	-7759.8	7759.8	44729.8	-22681.9	22681.9
2	8376.7	10095.3	-3539.6	-9902.6	9902.6	47411.5	-21962.2	21962.2
3	8546.4	11688.2	-858.0	-11866.6	11866.6	50093.1	-21164.8	21164.8
4	8721.6	17757.4	1823.6	-13715.5	13715.5	52774.7	-20289.1	20289.1
			4505.3	-15419.6	15419.6	55456.4	-19327.8	19327.8
			7186.9	-16951.9	16951.9	58138.0	-18274.2	18274.2
			9868.5	-18359.4	18359.4	60819.6	-17106.3	17106.3
			12550.2	-19614.4	19614.4	63501.3	-15824.9	15824.9
			15231.8	-20711.3	20711.3	66182.9	-14429.4	14429.4
			17913.4	-21678.1	21678.1	68864.6	-12915.0	12915.0
			20595.1	-22458.5	22458.5	71546.2	-11343.3	11343.3
			23276.7	-23118.9	23118.9	74227.8	-9780.4	9780.4
			25958.4	-23634.1	23634.1	76909.5	-8225.1	8225.1
			28640.0	-23988.7	23988.7	79591.1	-6653.2	6653.2
			31321.6	-24208.0	24208.0	82272.7	-5081.6	5081.6
			34003.3	-24267.3	24267.3	84954.4	-3500.2	3500.2
			36684.9	-24186.0	24186.0	87636.0	-1903.7	1903.7
			39366.5	-23949.9	23949.9	90317.7	-291.1	291.1

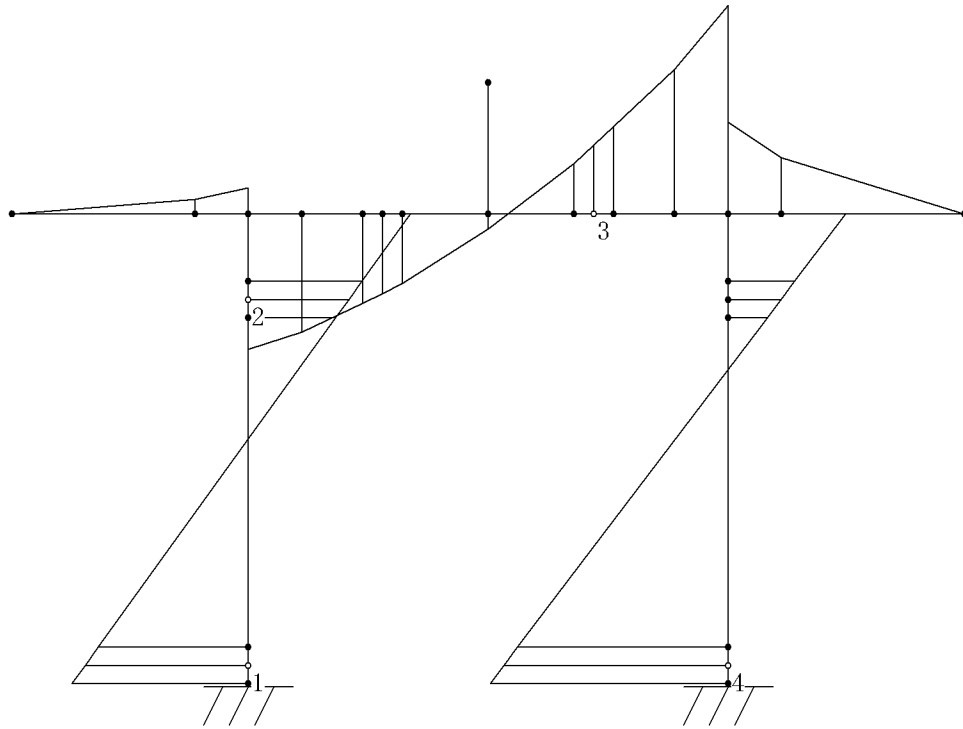
【右柱上端】



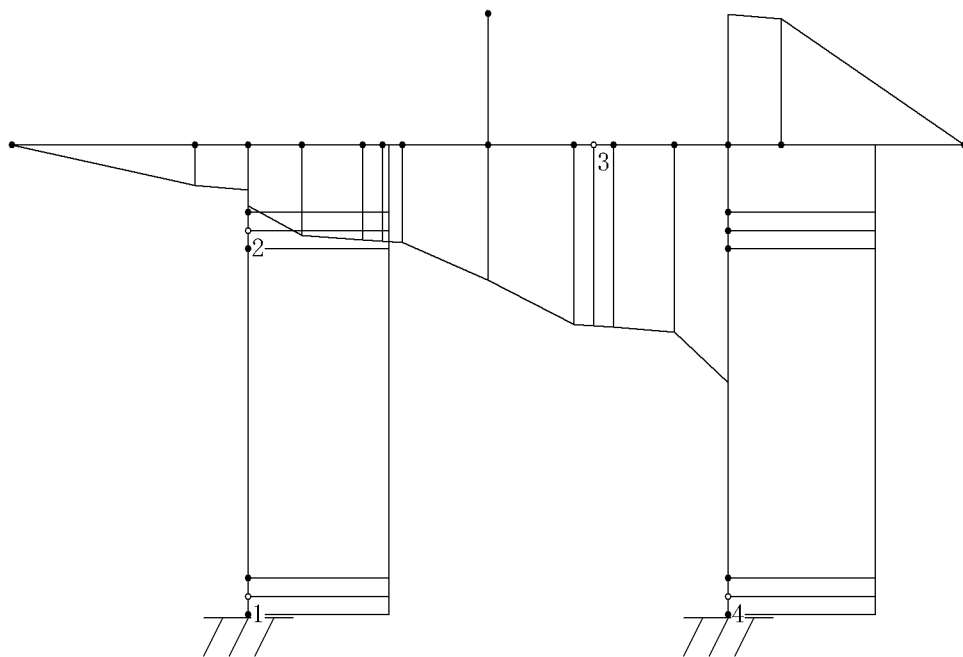
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3872.8	864.4	-6091.5	-2890.3	2890.3	40843.4	-20286.7	20286.7
1	7689.4	-5047.3	-3621.2	-5036.4	5036.4	43313.7	-19807.0	19807.0
2	7707.9	-5080.3	-1150.9	-7022.5	7022.5	45784.0	-19251.0	19251.0
3	7877.6	-5442.4	1319.3	-8882.0	8882.0	48254.2	-18602.7	18602.7
4	8052.8	-4171.7	3789.6	-10616.9	10616.9	50724.5	-17864.1	17864.1
			6259.8	-12214.3	12214.3	53194.7	-17029.7	17029.7
			8730.1	-13666.5	13666.5	55665.0	-16093.8	16093.8
			11200.3	-14988.2	14988.2	58135.3	-15042.2	15042.2
			13670.6	-16183.2	16183.2	60605.5	-13878.4	13878.4
			16140.9	-17243.0	17243.0	63075.8	-12599.3	12599.3
			18611.1	-18163.3	18163.3	65546.0	-11203.7	11203.7
			21081.4	-18946.5	18946.5	68016.3	-9777.3	9777.3
			23551.6	-19602.0	19602.0	70486.5	-8361.5	8361.5
			26021.9	-20124.5	20124.5	72956.8	-6951.2	6951.2
			28492.2	-20512.8	20512.8	75427.1	-5538.5	5538.5
			30962.4	-20757.0	20757.0	77897.3	-4127.4	4127.4
			33432.7	-20873.3	20873.3	80367.6	-2711.8	2711.8
			35902.9	-20858.5	20858.5	82837.8	-1287.9	1287.9
			38373.2	-20698.4	20698.4			

(10) 終局水平耐力が作用したときの断面力図

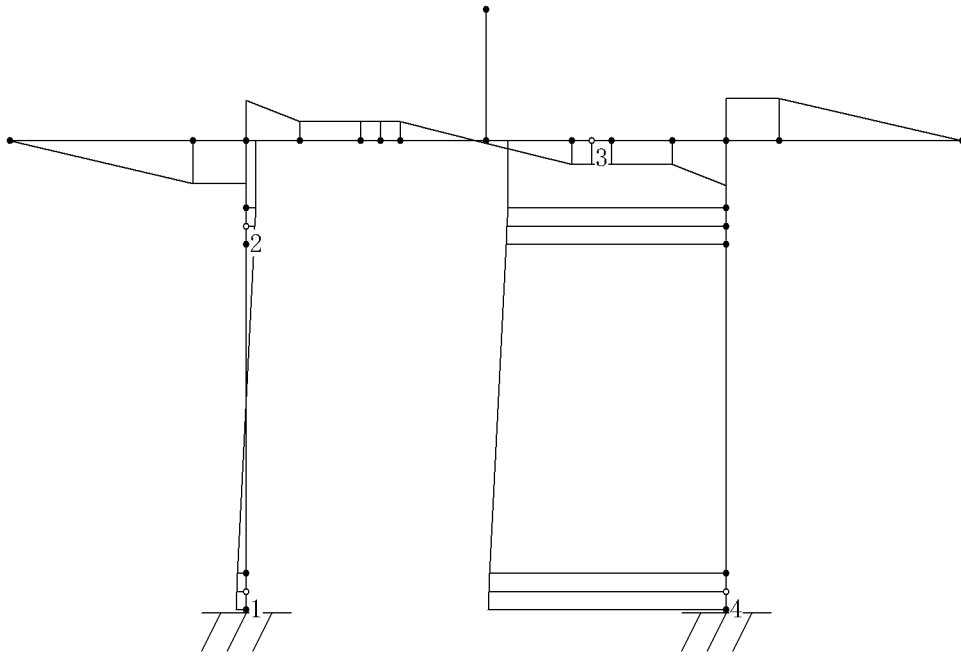
【曲げモーメント】



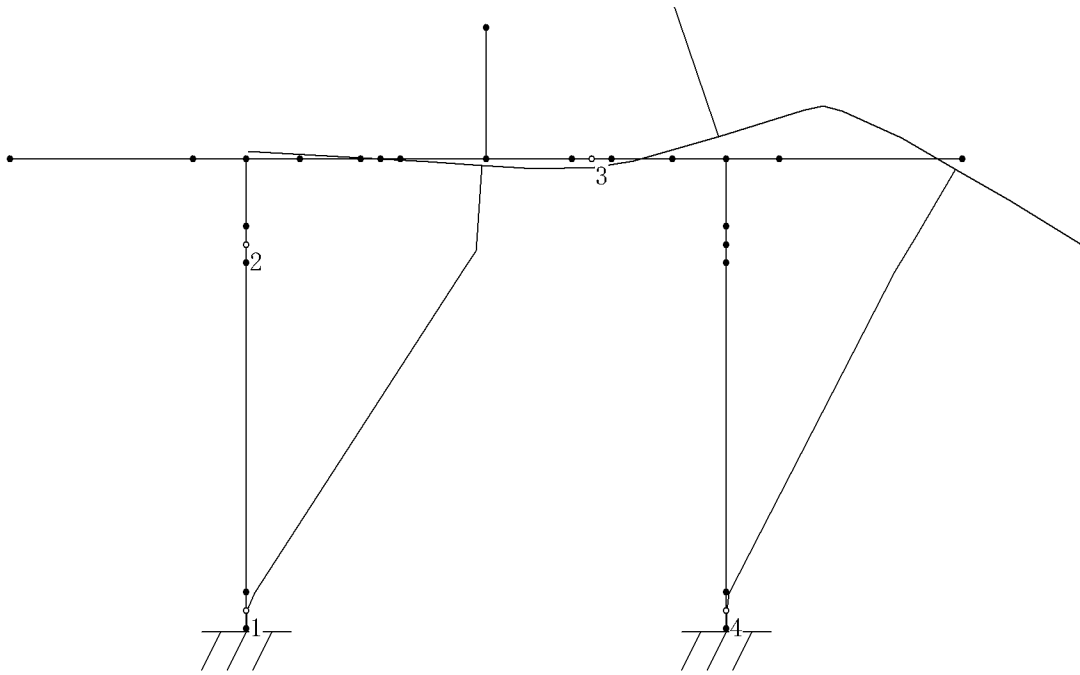
【せん断力】



【軸力】



【変位】



8.3.4 左向きの照査

(1)降伏剛性

位置	引張側	死荷重時軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN.m)	c y0 u (1/m)	降伏曲げ剛性 Ely (kN.m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	上	-296.2	-1488.2 -4605.5 -5017.8	9.18E-005 1.34E-003 4.21E-001	3.44E+006	2.35E+007	1.46E-001	
梁中央左	上	-296.2	-1434.4 -4568.3 -5009.4	9.40E-005 1.38E-003 9.32E-002	3.32E+006	2.35E+007	1.41E-001	
梁中央右	下	-296.2	1437.3 4726.2 5166.2	9.42E-005 1.38E-003 5.94E-002	3.41E+006	2.35E+007	1.45E-001	
梁右側	下	-296.2	1571.1 8893.3 9438.6	9.69E-005 1.56E-003 1.67E-002	5.69E+006	2.35E+007	2.42E-001	
左柱上端	左	3839.7	3840.3 8430.2 10650.3	1.13E-004 1.12E-003 1.02E-002	7.50E+006	2.35E+007	3.19E-001	3.78E-001
左柱基部	右	4574.7	-4260.5 -12192.7 -15460.1	1.18E-004 1.19E-003 8.02E-003	1.03E+007	2.35E+007	4.37E-001	
右柱上端	左	3839.7	3840.3 8430.2 10650.3	1.13E-004 1.12E-003 1.02E-002	7.50E+006	2.35E+007	3.19E-001	3.78E-001
右柱基部	右	4574.7	-4260.5 -12192.7 -15460.1	1.18E-004 1.19E-003 8.02E-003	1.03E+007	2.35E+007	4.37E-001	

(2)せん断耐力

【一覧表】

塑性ヒンジ候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc0 (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
梁左側	上	2925.9	2721.2	1024.0	819.2	1902.0
	下	2948.0	2738.8	1046.1	836.9	1902.0
梁右側	下	2948.0	2738.8	1046.1	836.9	1902.0
左柱基部	右	6995.6	6713.6	1410.1	1128.1	5585.5
左柱上端	左	6794.9	6553.0	1209.4	967.5	5585.5
右柱基部	右	6995.6	6713.6	1410.1	1128.1	5585.5
右柱上端	左	6794.9	6553.0	1209.4	967.5	5585.5

「引張側」列の*印は、はりに生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

Ps : 補正係数(Cc)を0.8として算出されるせん断耐力

Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.8)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

【梁左側】

・せん断耐力算出ではハンチ筋を考慮しない。

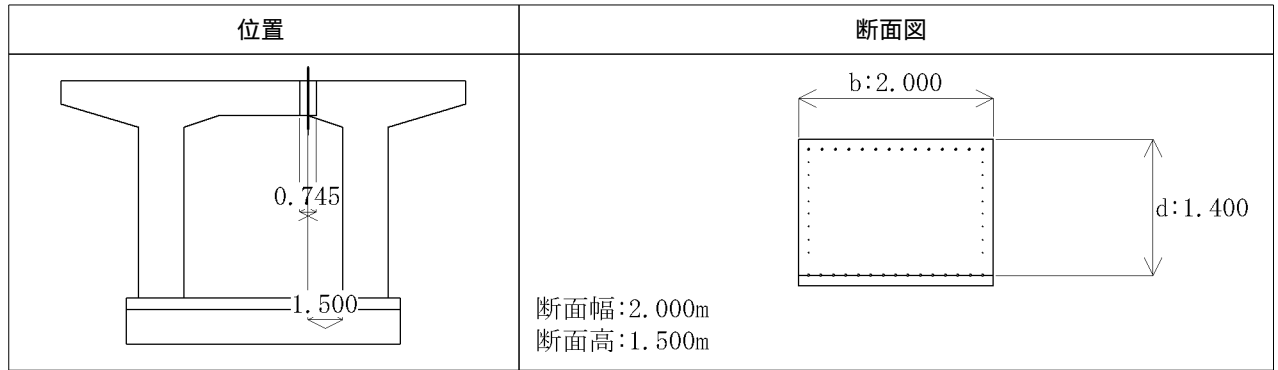
*印は、はりに生じるせん断力に対する照査で使用する

位置	断面図(上側引張)	断面図(下側引張)
	 断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m	 断面幅: 2.000m 断面高: 1.500m

項目		単位	上側引張	下側引張
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	2925.9	2948.0
	Ps	kN	2721.2	2738.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	1024.0	1046.1
	Sc	kN	819.2	836.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1902.0	1902.0
有効幅	b	mm	2000.0	2000.0
有効高	d	mm	1400.0	1400.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.479	0.507
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.940	0.940
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.179	1.204
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	794.4	794.4
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

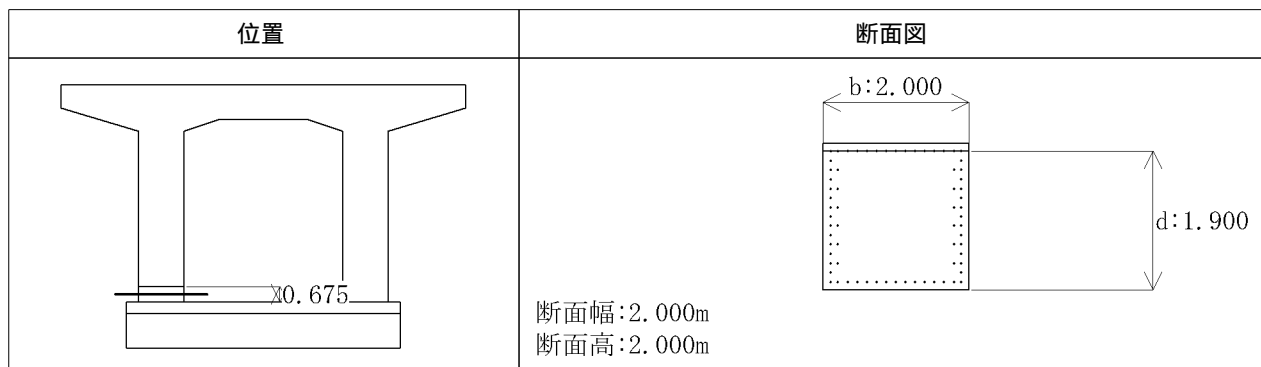
【梁右側】

・せん断耐力算出ではハンチ筋を考慮しない。



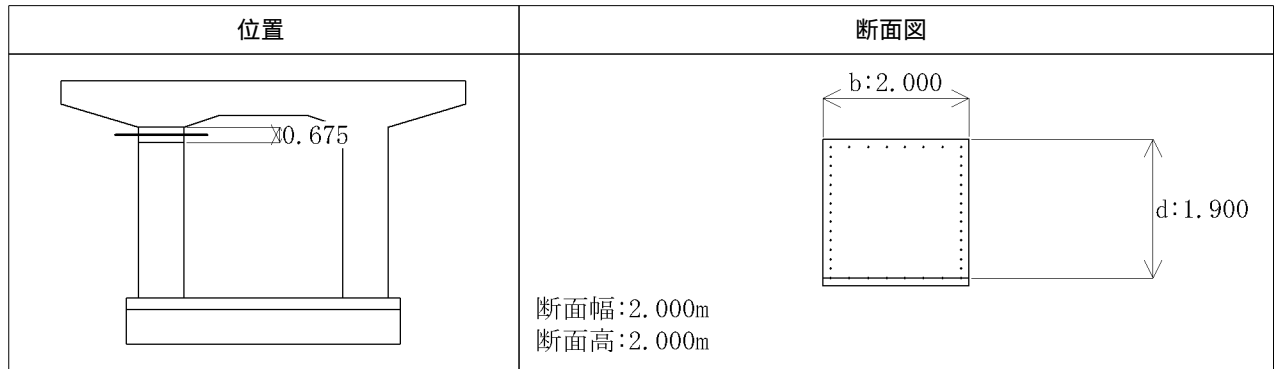
項 目		単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	2948.0
	Ps	kN	2738.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1046.1
	Sc	kN	836.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1902.0
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1400.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.507
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.940
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.204
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	794.4
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱基部】



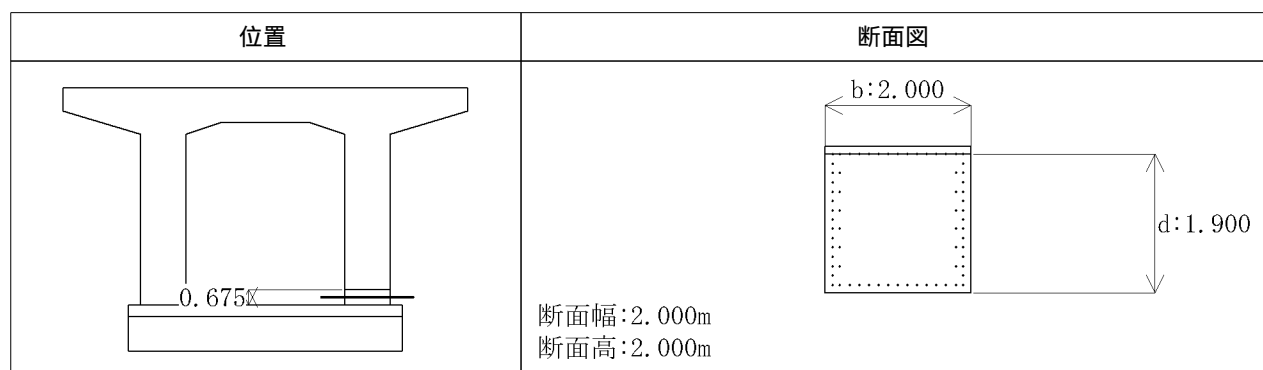
項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	6995.6
	Ps	kN	6713.6
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1410.1
	Sc	kN	1128.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.667
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.300
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】



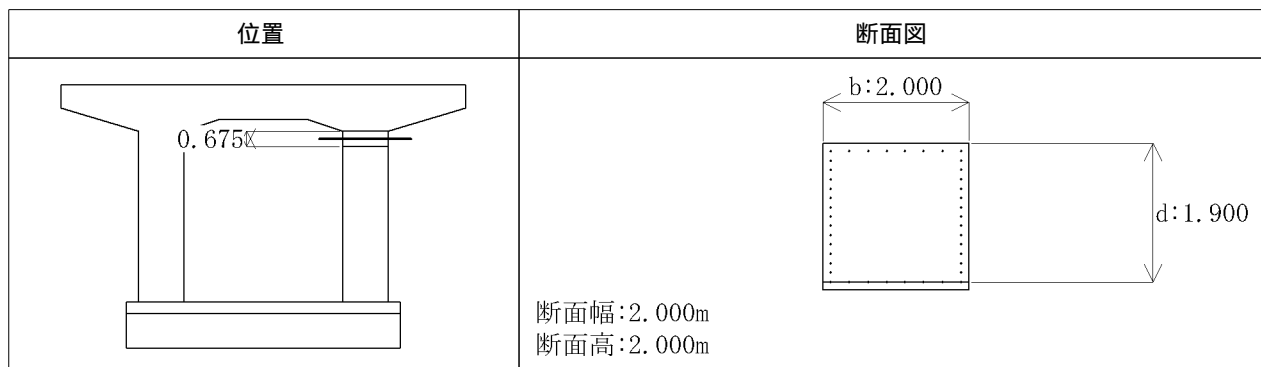
項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	6794.9
	Ps	kN	6553.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1209.4
	Sc	kN	967.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.115
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】



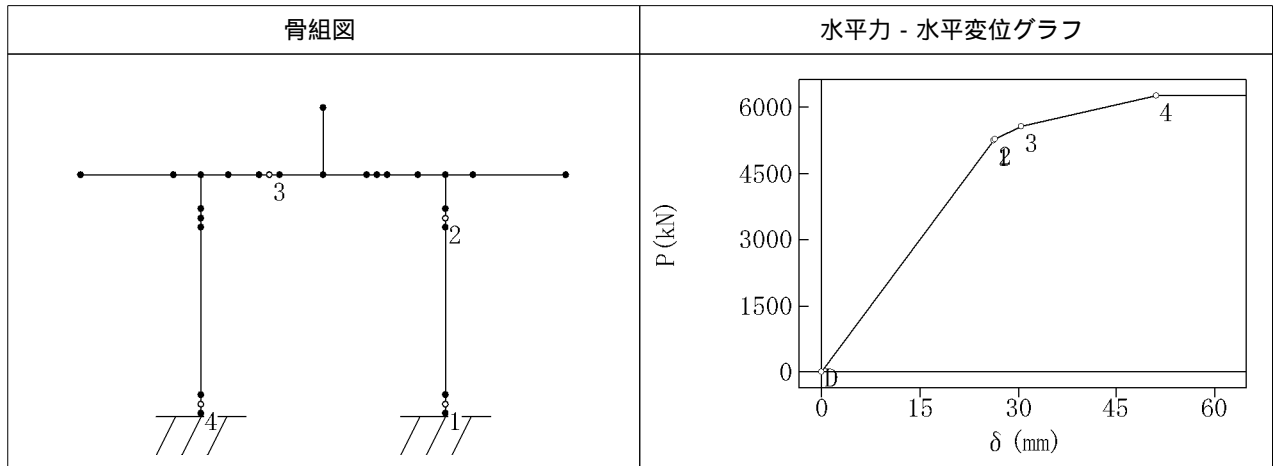
項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	6995.6
	Ps	kN	6713.6
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	1410.1
	Sc	kN	1128.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	5585.5
有効幅	b	mm	2000.0
有効高	d	mm	1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.667
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.300
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】



項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 6794.9
	Ps	kN 6553.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 1209.4
	Sc	kN 967.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 5585.5
有効幅	b	mm 2000.0
有効高	d	mm 1900.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.3300
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.415
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.865
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.115
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ² 1719.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ² 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

(3) 水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ発生順	位置	水平変位 (mm)	水平力 P (kN)
1	右柱基部	26.2	5260.4
2	右柱上端	26.4	5282.2
3	梁左側	30.4	5568.6
4	左柱基部	51.1	6271.7

終局水平耐力

$$P_u = 6271.7 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 26.2 \times \frac{6271.7}{5260.4} = 31.3 \text{ (mm)}$$

ここに、 y_0 : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 変位 = 26.2 (mm)

P_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 力 = 5260.4 (kN)

(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So (kN)	S1 (kN)	S2 (kN)	S3 (kN)	S4 (kN)	Ps (kN) Pso (kN)
発生 順番	位置						
1	右柱基部	296.2	3052.1	3058.6	3058.6	3058.6	6713.6 6995.6
2	右柱上端	296.2	3052.1	3058.6	3058.6	3058.6	6553.0 6794.9
3	梁左側	925.2	3762.5	3776.9	3893.2	3937.6	2721.2 2925.9
4	左柱基部	296.2	2208.3	2223.5	2510.0	3213.1	6713.6 6995.6
	梁右側	925.2	1912.1	1926.6	2042.9	2087.2	2738.8 2948.0
	左柱上端	296.2	2208.3	2223.5	2510.0	3213.1	6553.0 6794.9

So : 死荷重時のせん断力 (kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力 (kN)

Ps : Cc = 0.8 としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : Cc = 1.0 としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

1箇所以上の塑性ヒンジ点において、せん断力Siがせん断耐力Psoiを上回るので

せん断破壊型

と判定する。

いずれかの塑性ヒンジ点において最初にせん断力Siがせん断耐力Psoiを上回るときの

上部構造慣性力作用位置での水平力を橋脚のせん断耐力Psとする。

せん断耐力 Ps = 3709.5 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 3709.5 (kN)

(5)終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		2i (rad)	3i (rad)	4i (rad)	tan
発生 順番	位置				
1	右柱基部	0.000486	0.001102	0.004045	0.144363
2	右柱上端	0.000000	0.001184	0.005253	0.186665
3	梁左側	0.000000	0.000000	0.004933	0.151440
4	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.109138

ni : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN.m)	y0 (1/m)	Mu (kN.m)	u (1/m)
発生 順番	位置					
1	右柱基部	361.6	-9462.6	0.001079	-12729.9	0.011376
2	右柱上端	-307.2	5557.4	0.000998	7679.8	0.016741
3	梁左側	861.2	-5289.2	0.001396	-5760.3	0.334786
4	左柱基部	8721.6	-14696.2	0.001290	-17771.2	0.006259

【終局変位】

塑性ヒンジ		Lp (m)	y (1/m)	pu (rad)	u (m)
発生 順番	位置				
1	右柱基部	0.6750	0.001451	0.006699	0.069489
2	右柱上端	0.6750	0.001380	0.010369	0.078515
3	梁左側	0.7450	0.001520	0.248283	1.658017
4	左柱基部	0.6750	0.001559	0.003173	0.080178

pu : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi u}{\phi y} - 1 \right) \cdot Lp \cdot \phi y$$

u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$u = (\theta_{pu} - \theta_{4i}) / (\tan \alpha) + 4$$

4 : 4つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「(3)水平力 - 水平変位の関係」参照)

y : 降伏限界の曲率(1/m)

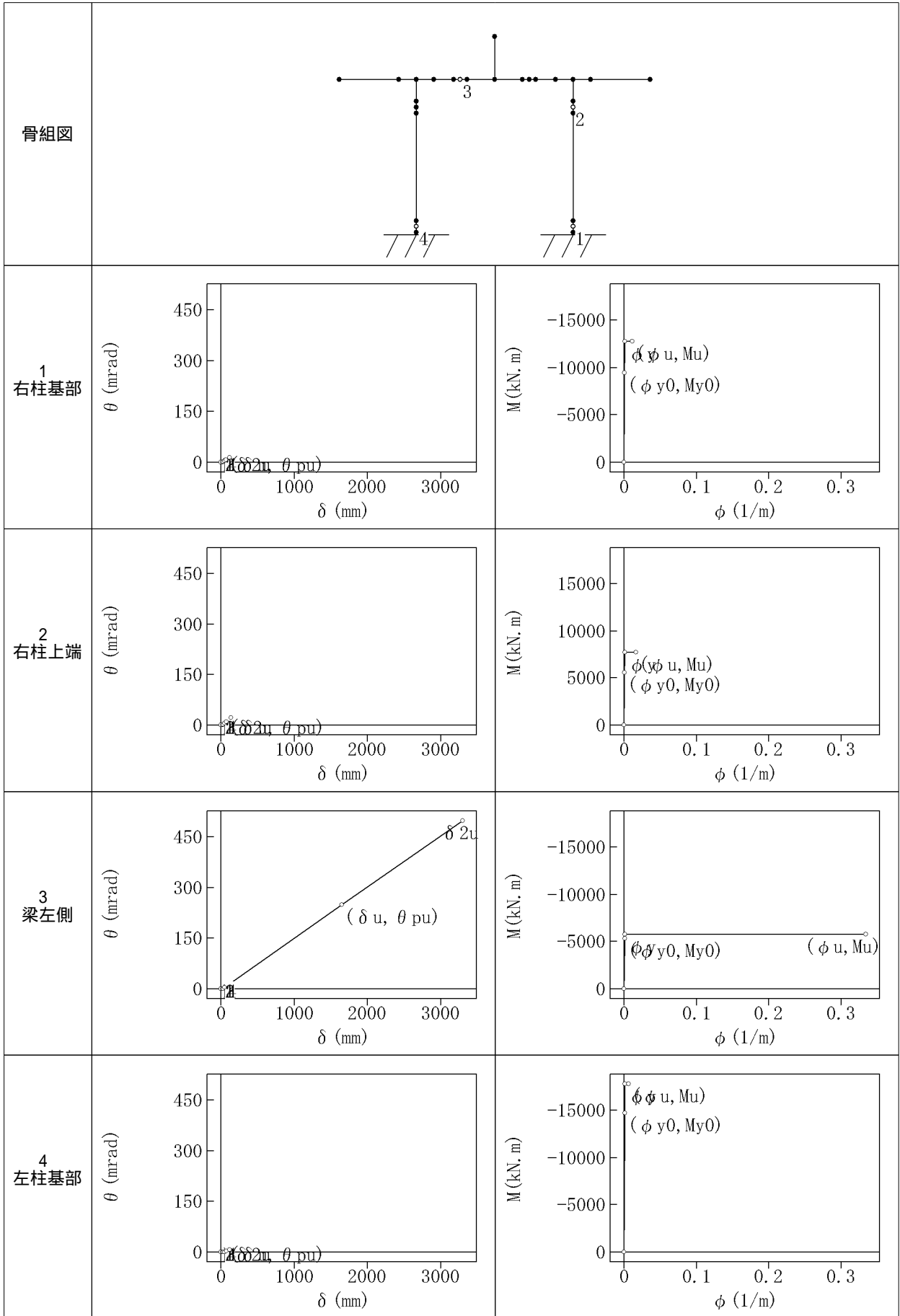
$$\phi y = \frac{Mu}{My0} \cdot \phi y0$$

Lp : 塑性ヒンジ長(m)

表中 uの最大値を終局変位とする。

終局変位 u = 1.658017(m)

【各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM-φ関係】



(6)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:せん断破壊型より

$$\mu a = 1.000$$

2)設計水平震度

$$(Cz \cdot khco = 1.7500) \quad 0.60 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 1.7500$$

$$= 1.75 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 1.75

ここに、Cz : 地域別補正係数 = 1.00

Cz · khco: Cz × レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.7500

Cs : 構造物特性補正係数

$$Cs = \frac{1}{\sqrt{2\mu a - 1}} = 1.000$$

μa : 許容塑性率 = 1.000

3)等価重量

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 9149.4(\text{kN})$$

ここに、W : 等価重量(kN)

Wu: 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 = 6240.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 2909.4(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 16011.4 \text{ kN}) > (Pa = 3709.5 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 1.75

W : 等価重量 = 9149.4(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 3709.5(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 165.4 \text{ mm}) > (Ra = 112.0 \text{ mm}) \text{ [NG]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 -) \cdot y = 165.4(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 9.815$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 112.0(\text{mm})$$

ここに、R : 残留変位(mm)

Ra : 許容残留変位(mm)

CR : 残留変位補正係数 = 0.6

μR : 最大応答塑性率

: 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 = 0.0

y : 降伏変位 = 31.3(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 1.7500

W : 等価重量 = 9149.4(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 3709.5(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 11200.0(mm)

(7)はりに生じるせん断力に対する照査

はりに塑性ヒンジが生じたため、以下により、はりに生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b / \Psi_i \leq 1$$

ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時においてはりに作用するせん断力(kN)

Ψ_i : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 Vb (kN)	せん断耐力 Psi (kN)	判定
発生 順番	位置						
3	梁左側	死!温無!水低(直角ケース)	下	28.9	925.2	2738.8	OK

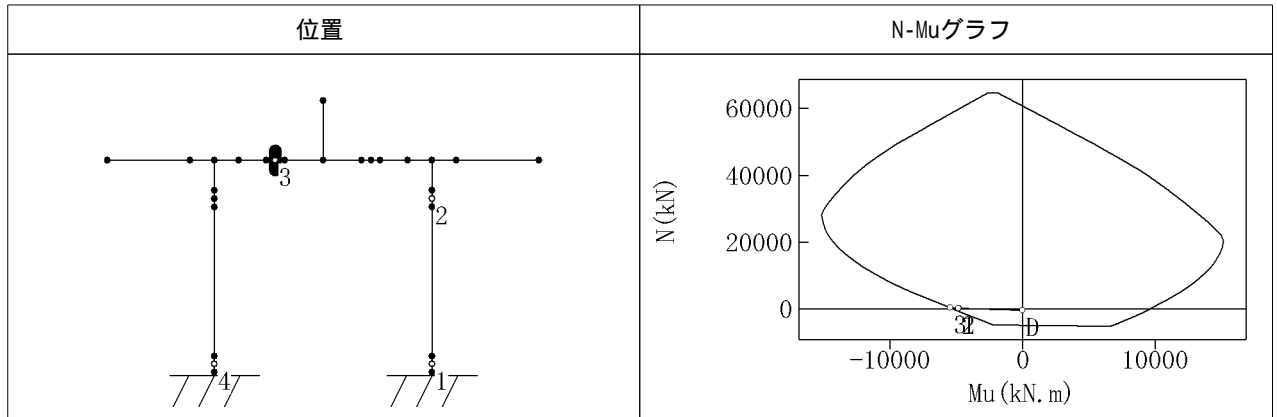
(8)はりの線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定	照査位置	断面図	
梁左側	右側	OK			
		N (kN)			-861.2
		M (kN.m)			-4016.3
		Mu(kN.m)			-5720.2
梁左側	左側	NG			
		N (kN)			-861.2
		M (kN.m)			-10081.1
		Mu(kN.m)			-8630.1
梁右側	左側	NG			
		N (kN)			706.8
		M (kN.m)			5455.5
		Mu(kN.m)			4910.7

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置	断面図
梁右側	右側	OK			
		N (kN)	706.8		
		M (kN.m)	8578.4		
		Mu (kN.m)	10432.9		

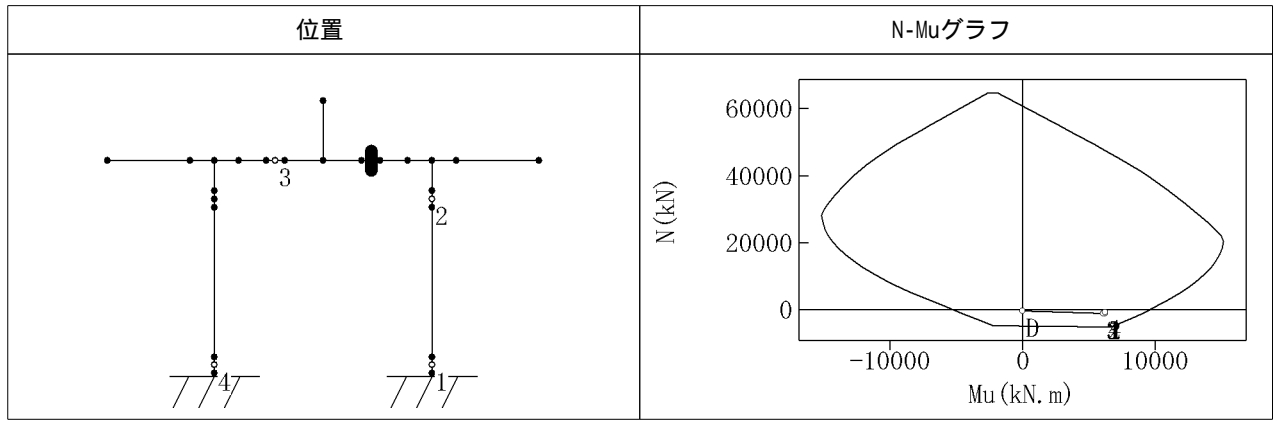
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【梁左側】



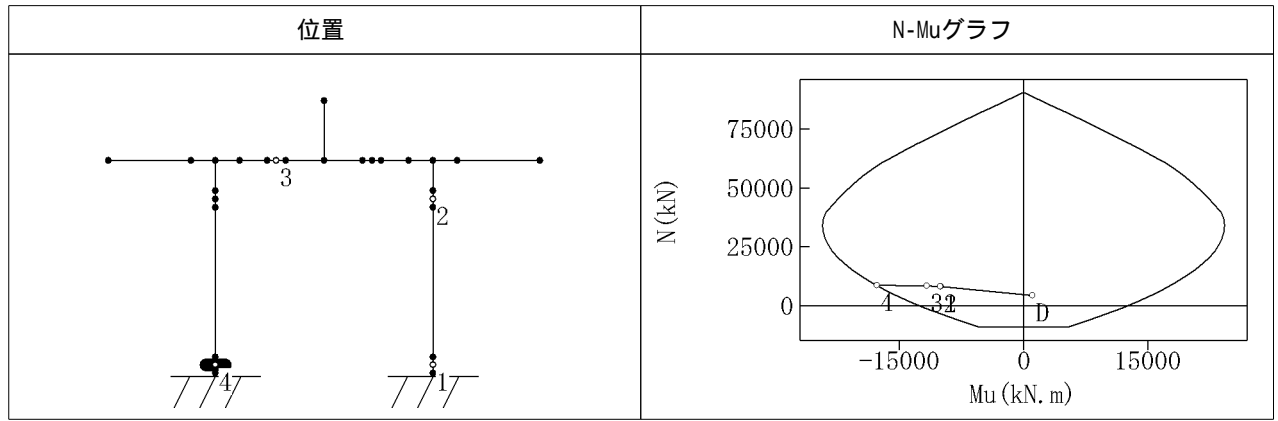
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-296.2	-35.4	-5100.9	---	6614.2	29990.8	-14954.8	12794.6
1	235.6	-4814.6	-4632.3	-2218.8	6915.9	31914.4	-14612.0	12214.4
2	242.7	-4843.9	-2708.8	-3465.4	8095.6	33837.9	-14238.1	11610.5
3	421.7	-5477.9	-785.3	-4703.2	9176.1	35761.4	-13828.9	10978.7
4	861.2	-5477.9	1138.2	-5937.8	10169.2	37684.9	-13379.4	10315.2
			3061.7	-7176.1	11076.6	39608.4	-12884.3	9616.2
			4985.3	-8346.1	11888.8	41531.9	-12339.2	8877.7
			6908.8	-9420.7	12609.8	43455.4	-11739.6	8094.8
			8832.3	-10392.3	13243.4	45378.9	-11079.6	7264.7
			10755.8	-11272.8	13784.6	47302.4	-10358.3	6384.4
			12679.3	-12065.8	14234.5	49225.9	-9572.3	5476.7
			14602.8	-12766.9	14597.3	51149.4	-8722.0	4570.2
			16526.3	-13376.2	14869.3	53072.9	-7858.7	3663.1
			18449.8	-13898.3	15046.0	54996.4	-6996.5	2752.2
			20373.3	-14331.3	15144.1	56919.9	-6134.8	1838.6
			22296.8	-14667.5	14949.2	58843.5	-5272.8	921.4
			24220.3	-14916.1	14426.9	60767.0	-4409.3	-2.3
			26143.8	-15077.7	13896.8	62690.5	-3541.7	-932.9
			28067.3	-15143.9	13354.8	64614.0	-2669.5	-1872.1

【梁右側】



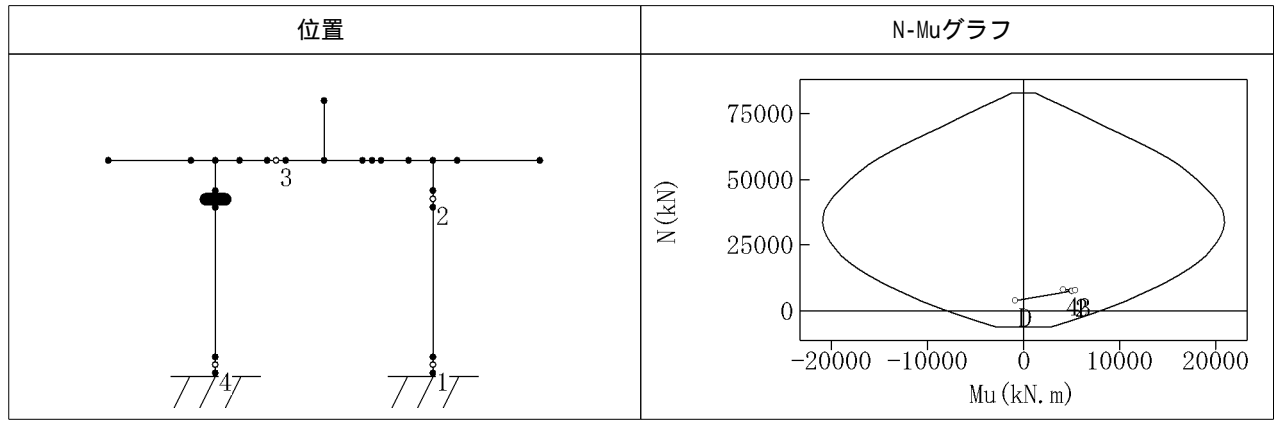
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-296.2	-35.4	-5100.9	---	6614.2	29990.8	-14954.8	12794.6
1	-1079.5	6239.3	-4632.3	-2218.8	6915.9	31914.4	-14612.0	12214.4
2	-1077.8	6266.4	-2708.8	-3465.4	8095.6	33837.9	-14238.1	11610.5
3	-970.4	6083.6	-785.3	-4703.2	9176.1	35761.4	-13828.9	10978.7
4	-706.8	6238.1	1138.2	-5937.8	10169.2	37684.9	-13379.4	10315.2
			3061.7	-7176.1	11076.6	39608.4	-12884.3	9616.2
			4985.3	-8346.1	11888.8	41531.9	-12339.2	8877.7
			6908.8	-9420.7	12609.8	43455.4	-11739.6	8094.8
			8832.3	-10392.3	13243.4	45378.9	-11079.6	7264.7
			10755.8	-11272.8	13784.6	47302.4	-10358.3	6384.4
			12679.3	-12065.8	14234.5	49225.9	-9572.3	5476.7
			14602.8	-12766.9	14597.3	51149.4	-8722.0	4570.2
			16526.3	-13376.2	14869.3	53072.9	-7858.7	3663.1
			18449.8	-13898.3	15046.0	54996.4	-6996.5	2752.2
			20373.3	-14331.3	15144.1	56919.9	-6134.8	1838.6
			22296.8	-14667.5	14949.2	58843.5	-5272.8	921.4
			24220.3	-14916.1	14426.9	60767.0	-4409.3	-2.3
			26143.8	-15077.7	13896.8	62690.5	-3541.7	-932.9
			28067.3	-15143.9	13354.8	64614.0	-2669.5	-1872.1

【左柱基部】



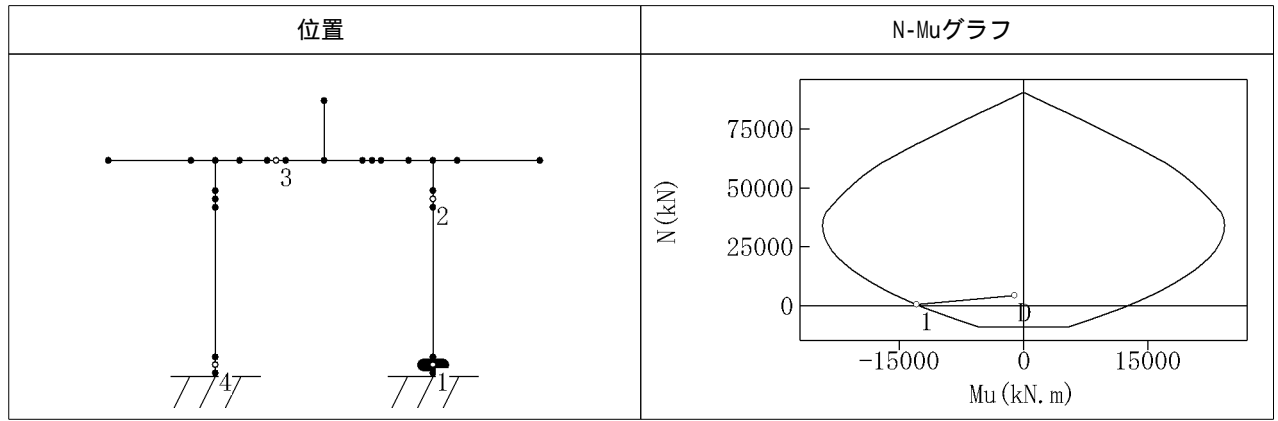
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	4541.6	1157.2	-8902.9	-5439.4	5439.4	42048.2	-23341.3	23341.3
1	8358.2	-10024.1	-6221.3	-7759.8	7759.8	44729.8	-22681.9	22681.9
2	8376.7	-10095.3	-3539.6	-9902.6	9902.6	47411.5	-21962.2	21962.2
3	8546.4	-11688.2	-858.0	-11866.6	11866.6	50093.1	-21164.8	21164.8
4	8721.6	-17757.4	1823.6	-13715.5	13715.5	52774.7	-20289.1	20289.1
			4505.3	-15419.6	15419.6	55456.4	-19327.8	19327.8
			7186.9	-16951.9	16951.9	58138.0	-18274.2	18274.2
			9868.5	-18359.4	18359.4	60819.6	-17106.3	17106.3
			12550.2	-19614.4	19614.4	63501.3	-15824.9	15824.9
			15231.8	-20711.3	20711.3	66182.9	-14429.4	14429.4
			17913.4	-21678.1	21678.1	68864.6	-12915.0	12915.0
			20595.1	-22458.5	22458.5	71546.2	-11343.3	11343.3
			23276.7	-23118.9	23118.9	74227.8	-9780.4	9780.4
			25958.4	-23634.1	23634.1	76909.5	-8225.1	8225.1
			28640.0	-23988.7	23988.7	79591.1	-6653.2	6653.2
			31321.6	-24208.0	24208.0	82272.7	-5081.6	5081.6
			34003.3	-24267.3	24267.3	84954.4	-3500.2	3500.2
			36684.9	-24186.0	24186.0	87636.0	-1903.7	1903.7
			39366.5	-23949.9	23949.9	90317.7	-291.1	291.1

【左柱上端】



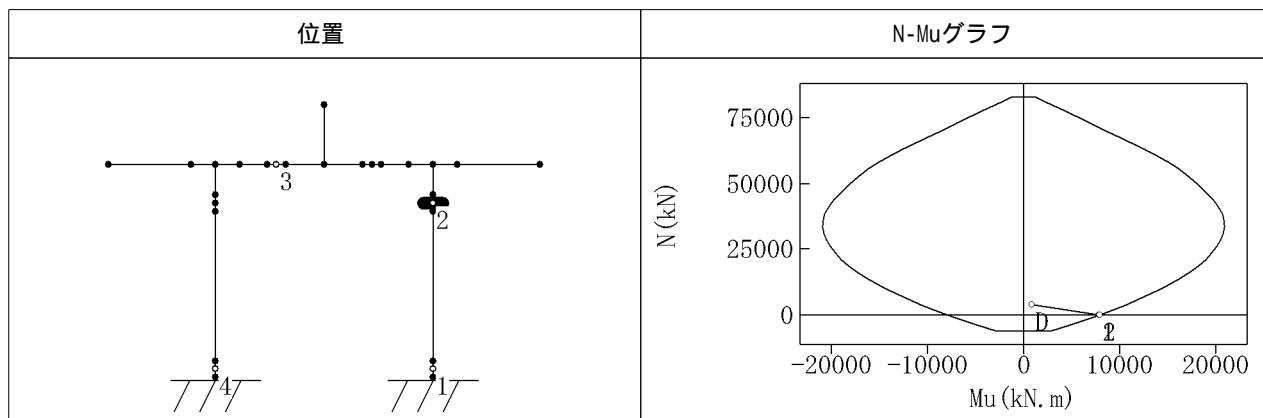
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3872.8	-864.4	-6091.5	-2890.3	2890.3	40843.4	-20286.7	20286.7
1	7689.4	5047.3	-3621.2	-5036.4	5036.4	43313.7	-19807.0	19807.0
2	7707.9	5080.3	-1150.9	-7022.5	7022.5	45784.0	-19251.0	19251.0
3	7877.6	5442.4	1319.3	-8882.0	8882.0	48254.2	-18602.7	18602.7
4	8052.8	4171.7	3789.6	-10616.9	10616.9	50724.5	-17864.1	17864.1
			6259.8	-12214.3	12214.3	53194.7	-17029.7	17029.7
			8730.1	-13666.5	13666.5	55665.0	-16093.8	16093.8
			11200.3	-14988.2	14988.2	58135.3	-15042.2	15042.2
			13670.6	-16183.2	16183.2	60605.5	-13878.4	13878.4
			16140.9	-17243.0	17243.0	63075.8	-12599.3	12599.3
			18611.1	-18163.3	18163.3	65546.0	-11203.7	11203.7
			21081.4	-18946.5	18946.5	68016.3	-9777.3	9777.3
			23551.6	-19602.0	19602.0	70486.5	-8361.5	8361.5
			26021.9	-20124.5	20124.5	72956.8	-6951.2	6951.2
			28492.2	-20512.8	20512.8	75427.1	-5538.5	5538.5
			30962.4	-20757.0	20757.0	77897.3	-4127.4	4127.4
			33432.7	-20873.3	20873.3	80367.6	-2711.8	2711.8
			35902.9	-20858.5	20858.5	82837.8	-1287.9	1287.9
			38373.2	-20698.4	20698.4			

【右柱基部】



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	4541.6	-1157.2	-8902.9	-5439.4	5439.4	42048.2	-23341.3	23341.3
1	725.0	-12958.0	-6221.3	-7759.8	7759.8	44729.8	-22681.9	22681.9
2	706.5	-12958.0	-3539.6	-9902.6	9902.6	47411.5	-21962.2	21962.2
3	536.8	-12958.0	-858.0	-11866.6	11866.6	50093.1	-21164.8	21164.8
4	361.6	-12958.0	1823.6	-13715.5	13715.5	52774.7	-20289.1	20289.1
			4505.3	-15419.6	15419.6	55456.4	-19327.8	19327.8
			7186.9	-16951.9	16951.9	58138.0	-18274.2	18274.2
			9868.5	-18359.4	18359.4	60819.6	-17106.3	17106.3
			12550.2	-19614.4	19614.4	63501.3	-15824.9	15824.9
			15231.8	-20711.3	20711.3	66182.9	-14429.4	14429.4
			17913.4	-21678.1	21678.1	68864.6	-12915.0	12915.0
			20595.1	-22458.5	22458.5	71546.2	-11343.3	11343.3
			23276.7	-23118.9	23118.9	74227.8	-9780.4	9780.4
			25958.4	-23634.1	23634.1	76909.5	-8225.1	8225.1
			28640.0	-23988.7	23988.7	79591.1	-6653.2	6653.2
			31321.6	-24208.0	24208.0	82272.7	-5081.6	5081.6
			34003.3	-24267.3	24267.3	84954.4	-3500.2	3500.2
			36684.9	-24186.0	24186.0	87636.0	-1903.7	1903.7
			39366.5	-23949.9	23949.9	90317.7	-291.1	291.1

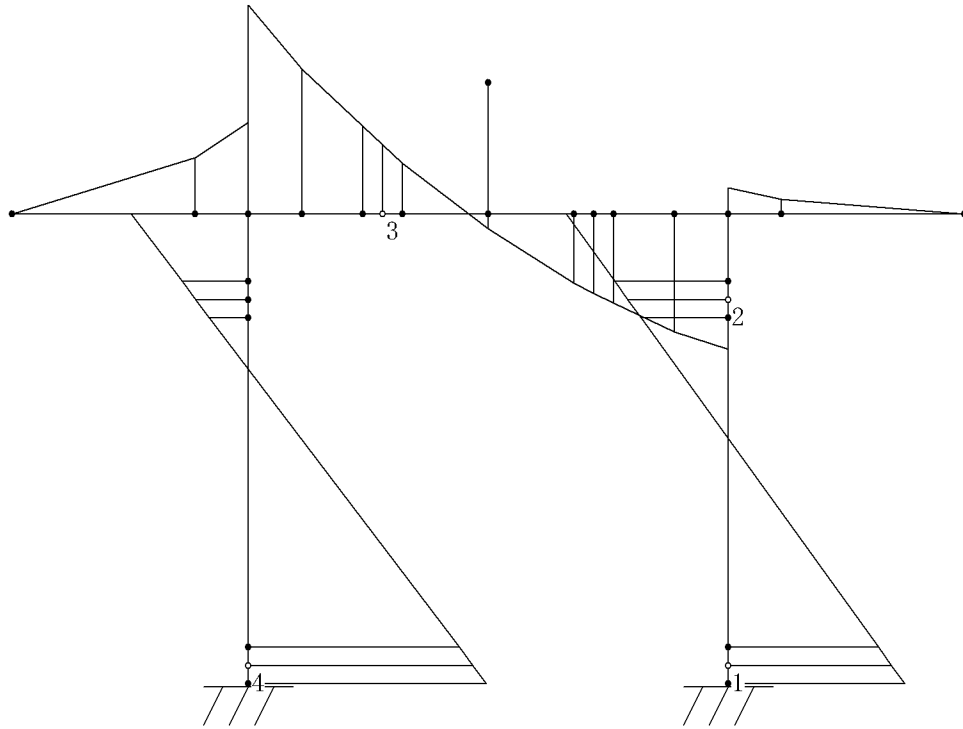
【右柱上端】



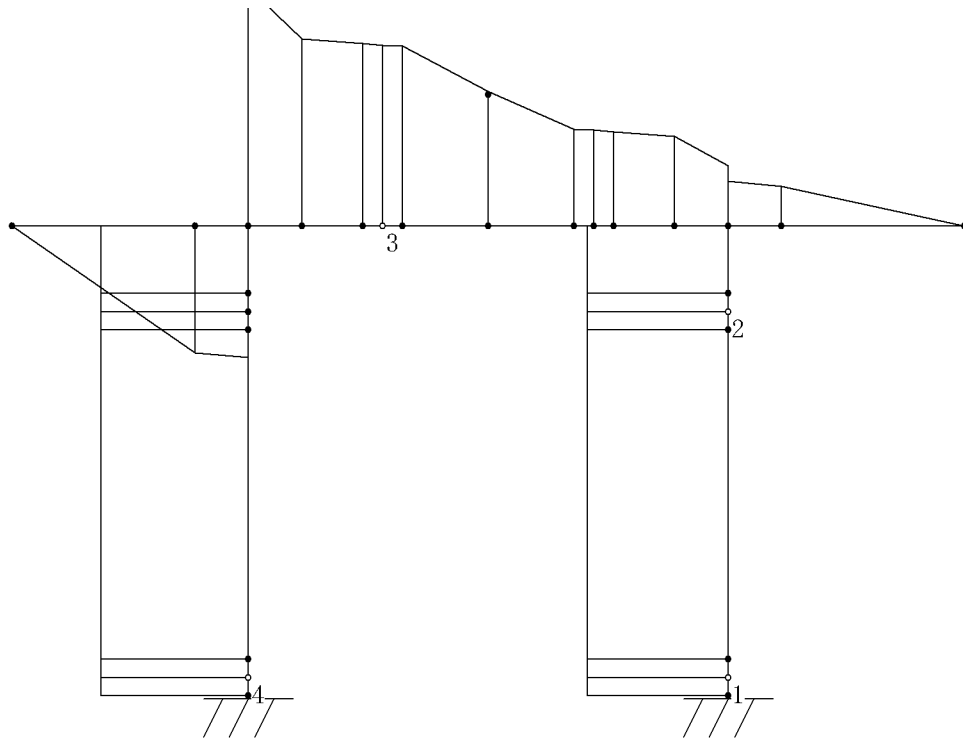
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3872.8	864.4	-6091.5	-2890.3	2890.3	40843.4	-20286.7	20286.7
1	56.1	7872.7	-3621.2	-5036.4	5036.4	43313.7	-19807.0	19807.0
2	37.7	7917.2	-1150.9	-7022.5	7022.5	45784.0	-19251.0	19251.0
3	-132.0	7917.2	1319.3	-8882.0	8882.0	48254.2	-18602.7	18602.7
4	-307.2	7917.2	3789.6	-10616.9	10616.9	50724.5	-17864.1	17864.1
			6259.8	-12214.3	12214.3	53194.7	-17029.7	17029.7
			8730.1	-13666.5	13666.5	55665.0	-16093.8	16093.8
			11200.3	-14988.2	14988.2	58135.3	-15042.2	15042.2
			13670.6	-16183.2	16183.2	60605.5	-13878.4	13878.4
			16140.9	-17243.0	17243.0	63075.8	-12599.3	12599.3
			18611.1	-18163.3	18163.3	65546.0	-11203.7	11203.7
			21081.4	-18946.5	18946.5	68016.3	-9777.3	9777.3
			23551.6	-19602.0	19602.0	70486.5	-8361.5	8361.5
			26021.9	-20124.5	20124.5	72956.8	-6951.2	6951.2
			28492.2	-20512.8	20512.8	75427.1	-5538.5	5538.5
			30962.4	-20757.0	20757.0	77897.3	-4127.4	4127.4
			33432.7	-20873.3	20873.3	80367.6	-2711.8	2711.8
			35902.9	-20858.5	20858.5	82837.8	-1287.9	1287.9
			38373.2	-20698.4	20698.4			

(10) 終局水平耐力が作用したときの断面力図

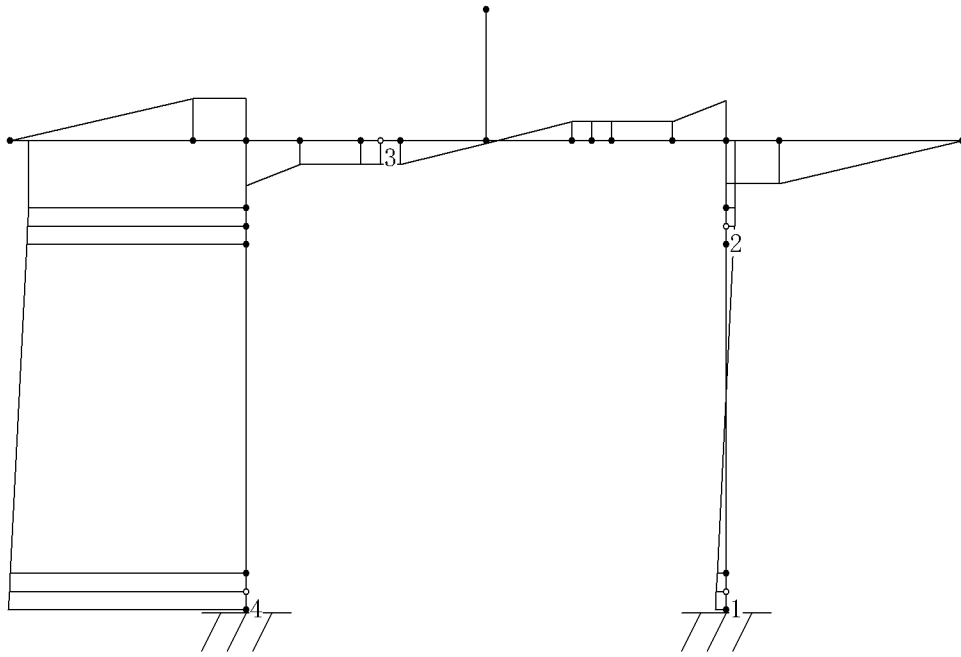
【曲げモーメント】



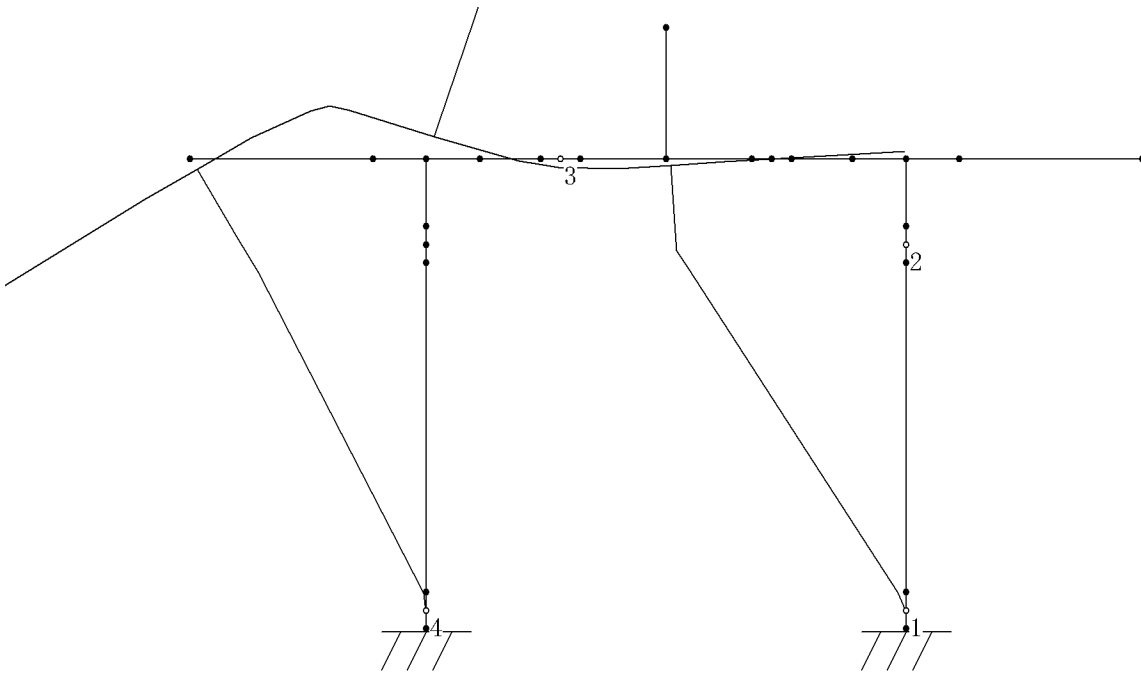
【せん断力】



【軸力】



【変位】



9章 直接基礎の安定計算

9.1 作用力

【橋軸方向】

case	荷重ケース名称	割増 係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	死!温無!水低	1.000	15324.3	0.0	0.0

【直角方向】

case	荷重ケース名称	割増 係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	死!温無!水低	1.000	15324.3	0.0	0.0

【橋軸方向】

case	Be (m) De (m) Ae (m ²)		水位 (m) 1 (kN/m ³) 2 (kN/m ³)	q Tan	Nc Nq N	Sq S	Qu (kN) Qa (kN) V (kN)	判定
1	8.000 12.000 96.000	1.200 0.733 1.000	0.000 10.200 18.000	36.000 0.000	46.124 33.296 35.148	0.652 0.500	125559.837 41853.279 15324.275	OK

【直角方向】

case	Be (m) De (m) Ae (m ²)		水位 (m) 1 (kN/m ³) 2 (kN/m ³)	q Tan	Nc Nq N	Sq S	Qu (kN) Qa (kN) V (kN)	判定
1	12.000 8.000 96.000	1.300 0.600 1.000	0.000 10.200 18.000	36.000 0.000	46.124 33.296 35.148	0.652 0.437	129200.410 43066.803 15324.275	OK

9.4 滑動に対する照査

$$H \leq \frac{H_u}{n}$$

$$H_u = cB \cdot Ae + V \cdot \tan B$$

ここに、H : 作用水平力(kN)

Hu : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

n : 安全率 1.5・・・常時

1.2・・・暴風時, レベル1地震時

cB : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

Ae : 有効載荷面積(m²)

V : 作用鉛直力(kN)

B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角(度)

$$\tan B = 0.431$$

$$cB = 0.0$$

【橋軸方向】

case	V(kN)	H(kN)	Hu/n (kN)	判定
1	15324.275	0.000	4406.831	OK

【直角方向】

case	V(kN)	H(kN)	Hu/n (kN)	判定
1	15324.275	0.000	4406.831	OK

9.5 鉛直地盤反力に対する照査

$$q_{max} \quad q_a$$

$e < \frac{B}{6}$ のとき、台形分布

$$q_{max}, q_{min} = \frac{V}{D \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M}{D \cdot B^2}$$

$e \geq \frac{B}{6}$ のとき、三角形分布

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot x}$$

$$x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、 q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

q_a : 許容地盤反力度 (kN/m²)

B : 基礎の幅 (m)

D : 基礎の奥行き長 (m)

橋軸方向 $B = 8.000$ (m), $D = 12.000$ (m)

直角方向 $B = 12.000$ (m), $D = 8.000$ (m)

x : 底面反力の作用幅 (m)

【橋軸方向】

case	V(kN)	M(kN.m)	分布状態	x(m)	q _{max} (kN/m ²)	q _{min} (kN/m ²)	q _a (kN/m ²)	判定
1	15324.275	0.000	台形分布	—	159.628	159.628	400.000	OK

【直角方向】

case	V(kN)	M(kN.m)	分布状態	x(m)	q _{max} (kN/m ²)	q _{min} (kN/m ²)	q _a (kN/m ²)	判定
1	15324.275	0.000	台形分布	—	159.628	159.628	400.000	OK

9.6 フーチング剛体照査

・ 1.0 …… 剛体

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{E \cdot h^3}}$$

$$k = kv$$

kv: 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$kv = K_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{2}{3}} = 0.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

kvo: 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = 0.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \cdot B} = 9.798 \text{ (m)}$$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

B : フーチングの幅 = 12.000 (m)

D : フーチングの奥行き長 = 8.000 (m)

h : フーチングの厚さ = 2.000 (m)

E : フーチングのヤング係数 = 2.35E+007 (kN/m²)

$$\lambda = \frac{\alpha (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e} = 4.231 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = 3.475 \text{ (m)}$$

$$e = 3.000 \text{ (m)}$$

$$= 1.3$$

以上により、

$$= 0.00000 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\cdot = 0.000 \quad 1.0$$

したがって、フーチングを剛体とみなすことができる。

10章 直接基礎のレベル2地震時照査

10.1 地震動タイプII

10.1.1 作用荷重

作用力

死荷重時鉛直力(低水位)	$V = 15324.3$ (kN)
橋脚躯体重量	$W_p = 2909.4$ (kN)
フーチング底面から W_p 重心位置までの高さ	$y_p = 8.224$ (m)
フーチング重量	$W_F = 4277.7$ (kN)
フーチング下面から W_F 重心位置までの高さ	$y_F = 0.917$ (m)
偏心モーメント 橋軸方向(低水位)	$M_d = 0.0$ (kN.m)
直角方向(低水位)	$M_d = 0.0$ (kN.m)

設計水平震度

減衰定数別補正係数 $CD = 1.0$

1)橋軸方向

設計水平震度 $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 1.75$
 $CD \cdot k_{hg} = 0.70$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 $W_u = 6240.0$ (kN)

フーチング底面から上部構造慣性力作用位置までの高さ $h_u = 11.500$ (m)

2)直角方向

設計水平震度 $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 1.75$
 $CD \cdot k_{hg} = 0.70$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 $W_u = 6240.0$ (kN)

フーチング底面から上部構造慣性力作用位置までの高さ $h_u = 13.200$ (m)

(1)橋軸方向 - 低水位

フーチング下面中心における作用モーメント

1)浮上りが生じ始めるとき

$$M_o = B \cdot V/6 = 20432.37 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 8.000 (m)

2)設計荷重時

$$M_L = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG + M_d = 170195.83 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{M_L}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 3.343 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 1.971 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1295.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L : 底版奥行き長 = 12.000 (m)

フーチング下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG}{(W_u + W_p) \cdot khcF + W_F \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W _u ・k _h cF)	10920.00	11.500	125580.00
梁・柱 (W _p ・k _h cF)	5091.41	8.224	41870.12
底版および上載土 (W _F ・C _D ・k _h G)	2994.39	0.917	2745.72
合計	19005.80		170195.83

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 8.955 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

$$H_N = \frac{V \cdot eN - M_d}{hG} = 5720.82 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{H_N}{V}\right) = 483.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2)直角方向 - 低水位

フーチング下面中心における作用モーメント

1)浮上りが生じ始めるとき

$$M_o = B \cdot V/6 = 30648.55 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 12.000 (m)

2)設計荷重時

$$M_L = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG + M_d = 188759.83 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{M_L}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 4.738 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 3.786 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1012.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L : 底版奥行き長 = 8.000 (m)

フーチング下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG}{(W_u + W_p) \cdot khcF + W_F \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W _u ・khcF)	10920.00	13.200	144144.00
梁・柱 (W _p ・khcF)	5091.41	8.224	41870.12
底版および上載土 (W _F ・CD・khG)	2994.39	0.917	2745.72
合計	19005.80		188759.83

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 9.932 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

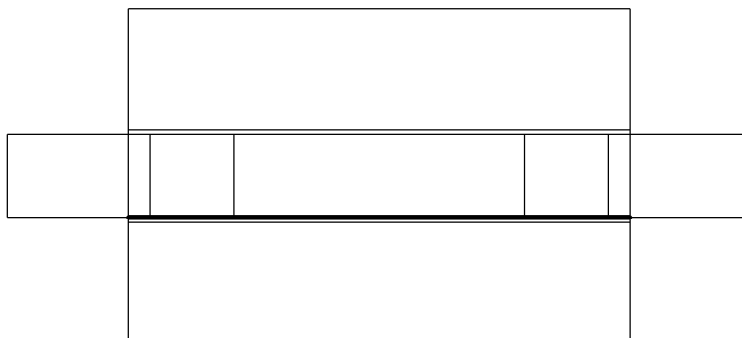
$$H_N = \frac{V \cdot eN - M_d}{hG} = 7310.80 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{H_N}{V}\right) = 482.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

10.1.2 橋軸方向 - 低水位

曲げ照査

照査位置=-1.000(m)[下側引張]



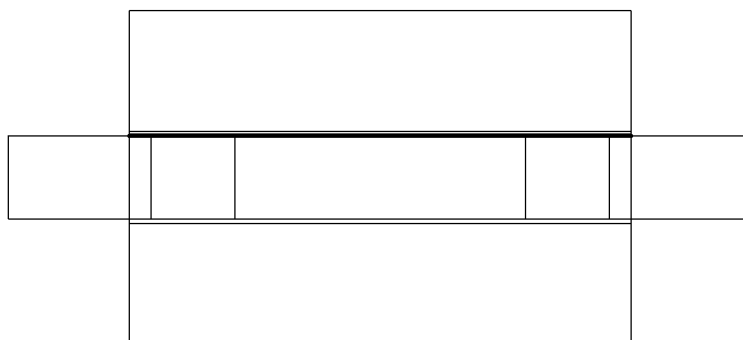
作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-3503.015	
鉛直方向地盤反力	kN.m	35905.341	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-5720.820	
合計	M	kN.m	26681.506

曲げ照査

部材幅	b(mm)	12000.0
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1850.0
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	24817.537
作用曲げモーメント	M (kN.m)	26681.506
判定 (M My)		M > My NG
引張鉄筋量(Ast)	(mm ²)	48643.200
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm ²)	382510.859
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		NG

照査位置=1.000(m) [上側引張]



作用曲げモーメント

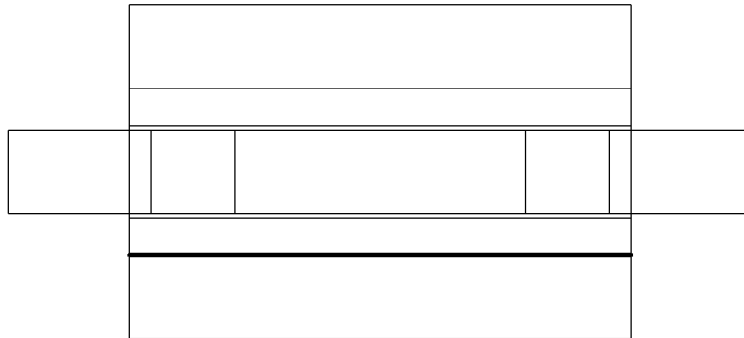
死荷重	kN.m	-3503.015	
鉛直方向地盤反力	kN.m	0.000	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	0.000	
合計	M	kN.m	-3503.015

曲げ照査

部材幅	b(mm)	7900.0
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1900.0
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	-8628.576
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-3503.015
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm ²)	16214.400
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm ²)	258625.586
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

せん断照査

照査位置=-2.000(m)[下側引張]



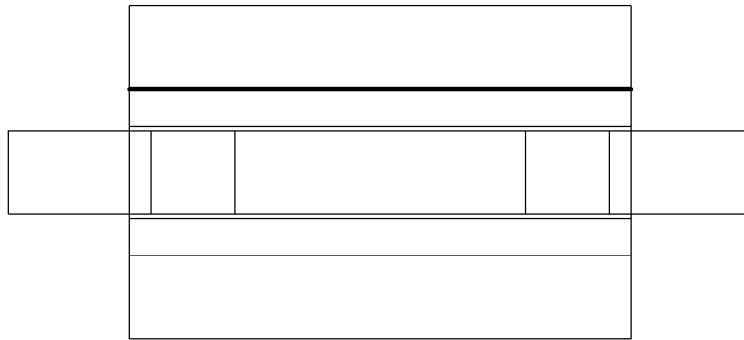
作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重	-1556.897
鉛直方向地盤反力	15324.275
合計	13767.378

せん断照査

部材幅	b (mm)	12000.0
部材高	h (mm)	1844.8
有効高	d (mm)	1694.8
コンクリート		
正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	1.0
有効高に関する補正係数	Ce	0.896
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.239
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.939
せん断スパン	a (mm)	1487.2
せん断スパン比による割増係数	Cdc	4.941
平均せん断応力度	c (N/mm ²)	0.330
負担するせん断力	Sc (kN)	27900.395
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1694.8
使用鉄筋量	Aw (mm ²)	0.0
間隔	s (mm)	0.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.322
降伏点	sy (N/mm ²)	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	0.000
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	27900.395
作用せん断力	S (kN)	13767.378
判定 (S Ps)		S Ps OK

照査位置=2.000(m) [上側引張]



作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重 鉛直方向地盤反力	-1556.897 0.000
合計	-1556.897

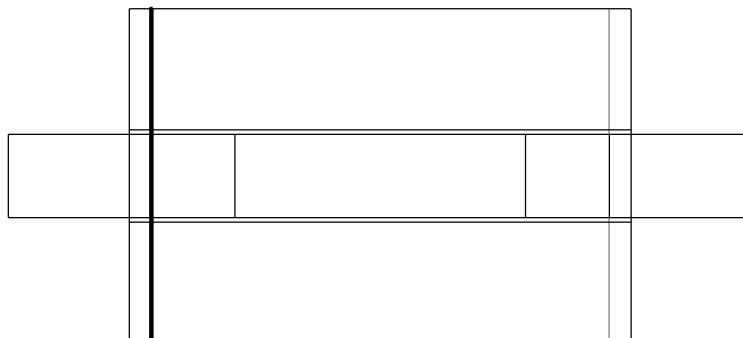
せん断照査

部材幅	b (mm)	12000.0
部材高	h (mm)	1844.8
有効高	d (mm)	1744.8
コンクリート		
正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	1.0
有効高に関する補正係数	Ce	0.888
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.119
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.737
せん断スパン	a (mm)	2487.2
せん断スパン比による割増係数	Cdc	3.073
平均せん断応力度	c (N/mm ²)	0.330
負担するせん断力	Sc (kN)	13902.699
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1744.8
使用鉄筋量	Aw (mm ²)	0.0
間隔	s (mm)	0.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.524
降伏点	sy (N/mm ²)	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	0.000
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	13902.699
作用せん断力	S (kN)	-1556.897
判定 (S Ps)		S Ps OK

10.1.3 直角方向 - 低水位

曲げ照査

照査位置=-5.475(m)[上側引張]



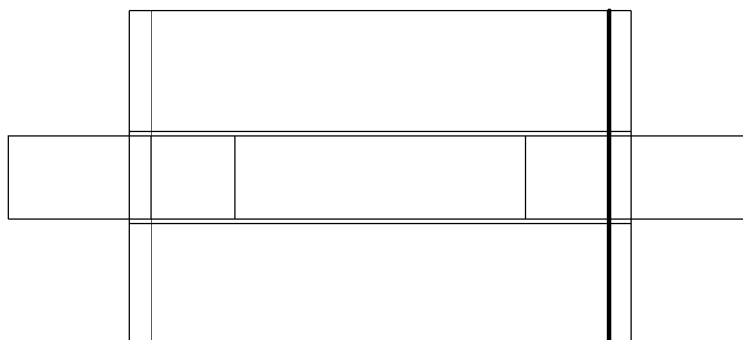
作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-72.569	
鉛直方向地盤反力	kN.m	0.000	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	0.000	
合計	M	kN.m	-72.569

曲げ照査

部材幅	b(mm)	4578.4
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1719.0
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	-9001.744
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-72.569
判定 (M My)	M My	OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm ²)	18241.200
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm ²)	164693.824
判定 (Ast 1/2Asb)	Ast 1/2Asb	OK
総合判定		OK

照査位置=5.475(m) [上側引張]



作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-72.569	
鉛直方向地盤反力	kN.m	1064.173	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-1887.179	
合計	M	kN.m	-895.575

曲げ照査

部材幅	b(mm)	4578.4
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1719.0
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	-9001.744
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-895.575
判定 (M My)	M My	OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm ²)	18241.200
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm ²)	164693.824
判定 (Ast 1/2Asb)	Ast 1/2Asb	OK
総合判定		OK

せん断照査

柱前面位置からフーチング厚の1/2だけ離れた位置がフーチング外縁より外側となるので照査を省略する