

# ラーメン橋脚の設計計算 サンプルデータ

出力例

Rahmen\_K3

補強設計:鉄筋コンクリート巻立て工法(柱)  
鉄筋コンクリート増厚工法(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
左張出断面H/2	35
梁第1支間左断面H/2	35
梁第1支間右断面H/2	35
右張出断面H/2	36
4章 左柱の設計(許容応力度法)	37
4.1 曲げモーメントに対する検討	37
4.1.1 照査結果一覧	37
左柱段落し	37
左柱基部	37
左柱上端	38
4.2 せん断力に対する検討	39
4.2.1 照査結果一覧	39
左柱段落し	39
左柱基部	39
左柱上端	40
5章 右柱の設計(許容応力度法)	41
5.1 曲げモーメントに対する検討	41
5.1.1 照査結果一覧	41
右柱段落し	41
右柱基部	41
右柱上端	42
5.2 せん断力に対する検討	43
5.2.1 照査結果一覧	43
右柱段落し	43
右柱基部	43
右柱上端	44
6章 フーチングの設計(許容応力度法)	45
6.1 曲げモーメントに対する検討	45
6.1.1 照査結果一覧	45
左張出隅角	45
第1支間左隅角部	45
第1支間右隅角部	46
右張出隅角	46
第1支間最大値	46
前隅角部	47
後隅角部	47
6.2 せん断力に対する検討	48
6.2.1 照査結果一覧	48
左張出断面H/2	48
第1支間左断面H/2	48
第1支間右断面H/2	49
右張出断面H/2	49

後断面H/2	49
前断面H/2	50
7章 ラーメン橋脚の保有耐力法照査(面内方向)	51
7.1 照査条件	51
7.2 断面データ	52
7.2.1 梁左側	52
7.2.2 梁左側 - 線形部材端右側	54
7.2.3 梁中央	55
7.2.4 梁右側 - 線形部材端左側	56
7.2.5 梁右側	57
7.2.6 左柱基部	59
7.2.7 左柱上端	61
7.2.8 右柱基部	63
7.2.9 右柱上端	65
7.3 地震動タイプI	67
7.3.1 計算結果一覧表	67
7.3.2 コンクリート応力度 - ひずみ曲線	69
7.3.3 右向きの照査	79
(1)降伏剛性	79
(2)せん断耐力	79
(3)水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	86
(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	87
(5)終局変位	87
(6)地震時保有水平耐力の照査	90
(7)はりに生じるせん断力に対する照査	91
(8)はりの線形部材端の照査	91
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	92
(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	98
7.3.4 左向きの照査	100
(1)降伏剛性	100
(2)せん断耐力	100
(3)水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	107
(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	108
(5)終局変位	108
(6)地震時保有水平耐力の照査	111
(7)はりに生じるせん断力に対する照査	112
(8)はりの線形部材端の照査	112
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	113
(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	119
7.4 地震動タイプII	121
7.4.1 計算結果一覧表	121
7.4.2 コンクリート応力度 - ひずみ曲線	123
7.4.3 右向きの照査	133
(1)降伏剛性	133
(2)せん断耐力	133
(3)水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	140
(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	141
(5)終局変位	141
(6)地震時保有水平耐力の照査	144
(7)はりに生じるせん断力に対する照査	145

(8)はりの線形部材端の照査	145
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	146
(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	152
7.4.4 左向きの照査	154
(1)降伏剛性	154
(2)せん断耐力	154
(3)水平力 - 水平変位の関係および終局水平耐力	161
(4)破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	162
(5)終局変位	162
(6)地震時保有水平耐力の照査	165
(7)はりに生じるせん断力に対する照査	166
(8)はりの線形部材端の照査	166
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係	167
(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図	173
8章 直接基礎の安定計算	175
8.1 作用力	175
8.2 鉛直支持力の照査	176
8.3 転倒に対する照査	178
8.4 滑動に対する照査	179
8.5 鉛直地盤反力に対する照査	180
8.6 フーチング剛体照査	181
9章 直接基礎のレベル2地震時照査	182
9.1 地震動タイプI	182
9.1.1 作用荷重	182
9.1.2 橋軸方向 - 低水位	185
曲げ照査	185
せん断照査	187
9.1.3 直角方向 - 低水位	189
曲げ照査	189
せん断照査	191
9.2 地震動タイプII	193
9.2.1 作用荷重	193
9.2.2 橋軸方向 - 低水位	196
曲げ照査	196
せん断照査	198
9.2.3 直角方向 - 低水位	200
曲げ照査	200
せん断照査	202

# 1章 設計条件

## 1.1 基本条件

《一般事項》

データ名:Rahmen\_K3.F9U

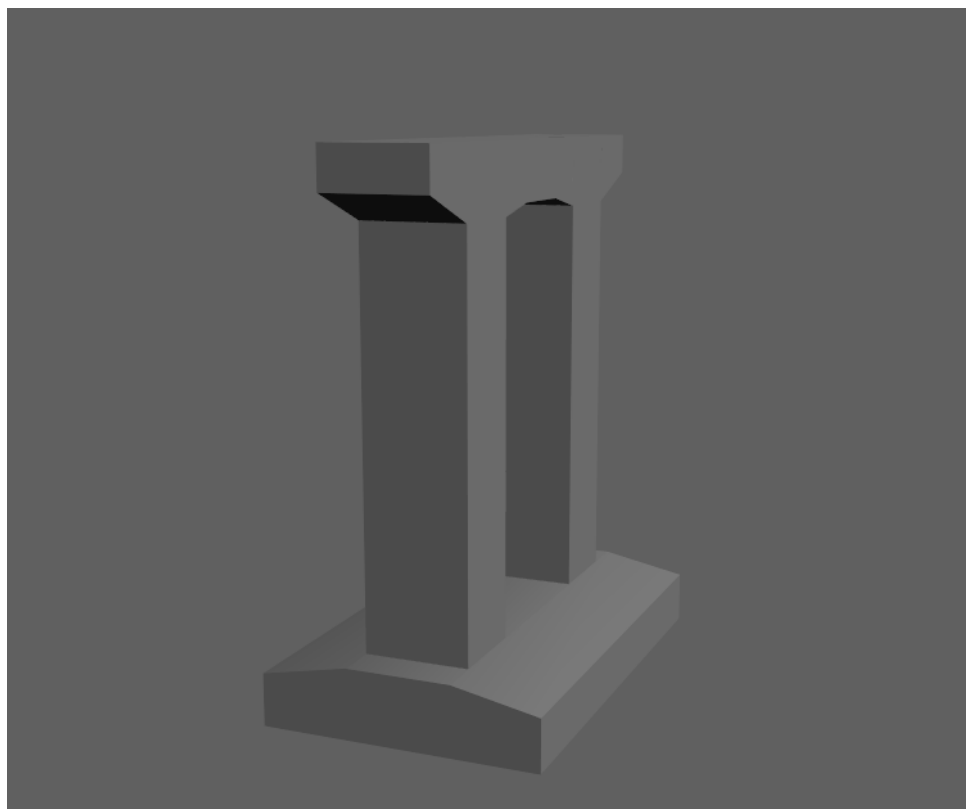
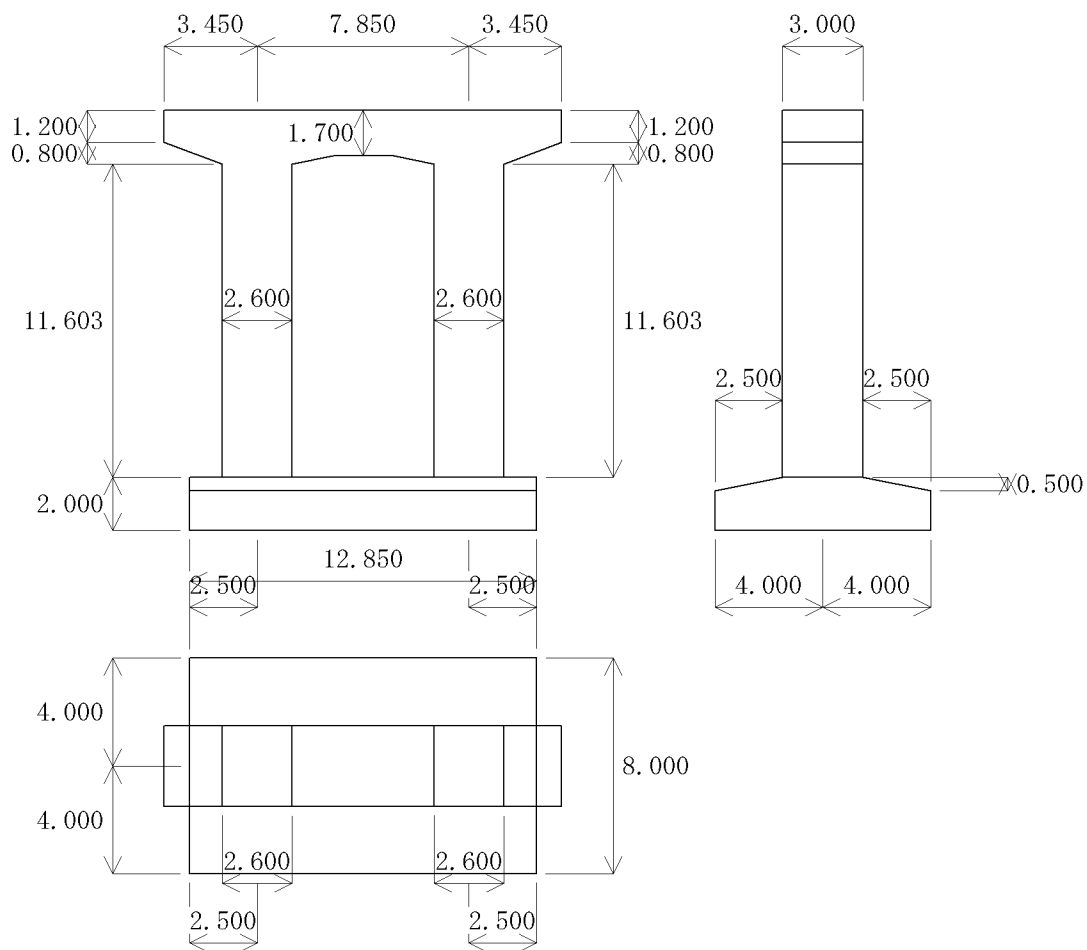
タイトル:

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 : I種  
鉄筋コンクリートの単位重量: 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)  
水の単位重量 w : 9.80 (kN/m<sup>3</sup>)  
コンクリートの設計基準強度 ck  
はり : 24 (N/mm<sup>2</sup>)  
柱 : 24 (N/mm<sup>2</sup>)  
フーチング : 24 (N/mm<sup>2</sup>)  
鉄筋材質  
はり : SD295A (295.0 (N/mm<sup>2</sup>))  
柱 : SD295A (295.0 (N/mm<sup>2</sup>))  
フーチング : SD295A (295.0 (N/mm<sup>2</sup>))

## 1.2 橋脚形状

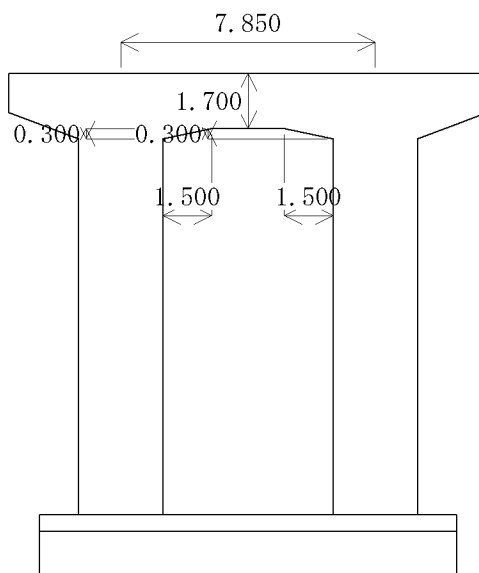
### 1.2.1 外形寸法



橋脚形状	はり奥行幅			(m)	3.000	
	左側張出し	張出長		W	(m)	3.450
		断面高	先端部	H1	(m)	1.200
			付け根部	H2	(m)	2.000
		柱高			(m)	11.603
	右側張出し	張出長		W	(m)	3.450
		断面高	先端部	H1	(m)	1.200
			付け根部	H2	(m)	2.000
		柱高			(m)	11.603
	フーチング形状	高さ			(m)	2.000
左側張出し			(m)	2.500		
右側張出し			(m)	2.500		
前後張出し			(m)	4.000		
面取り寸法		幅	W	(m)	2.500	
		高さ	H	(m)	0.500	

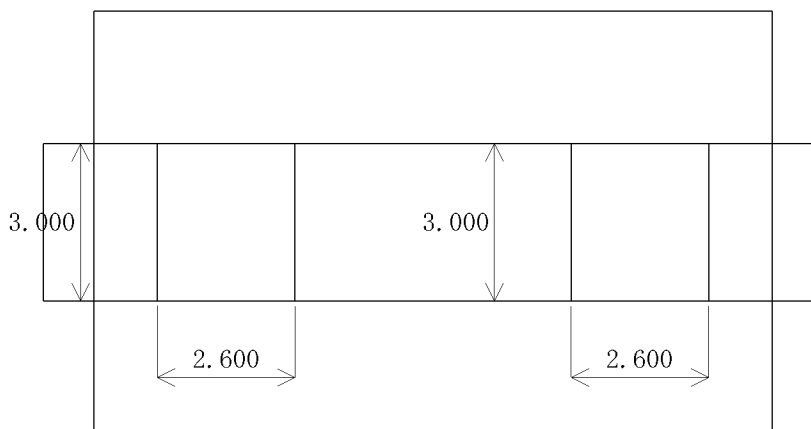


1.2.2 はり形状詳細



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)
7.850	1.700	1.500	0.300	1.500	0.300

1.2.3 柱形状詳細



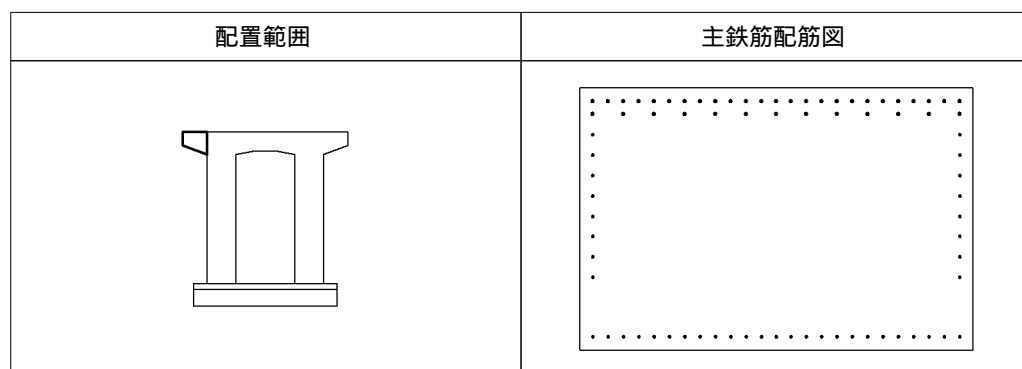
柱形状: 矩形

柱番号 (左から順)	幅 (m)	高さ (m)
1	2.600	3.000
2	2.600	3.000

### 1.3 橋脚鉄筋

#### 1.3.1 はり

はり張出し:左側



#### 【主鉄筋データ】

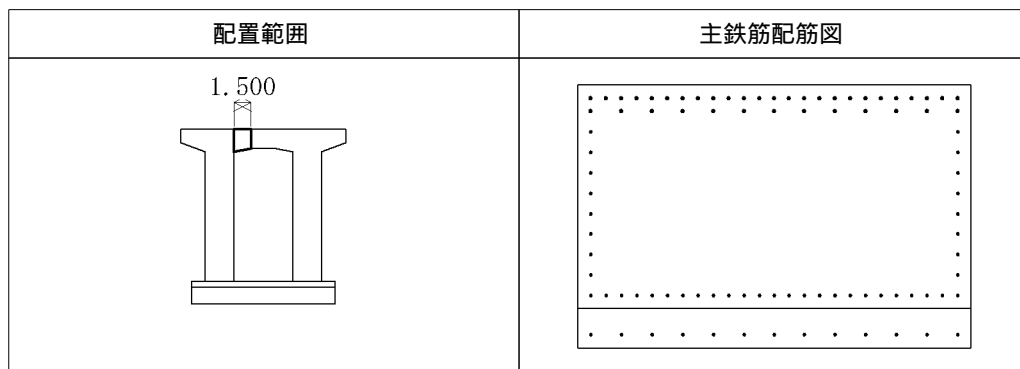
主鉄筋総本数 : 79 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	32	25	116.7	---
上側	200.0	32	13	233.3	---
下側	100.0	25	25	116.7	---
側面	100.0	25	8	155.6	355.6

#### 【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
スターラップ	19	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 : 92 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	25	116.7	---	---
上側	200.0	32	13	233.3	---	---
下側	100.0	25	25	116.7	---	---
側面	100.0	25	8	155.6	355.6	---
ハンチ筋	100.0	25	13	233.3	---	1.500

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

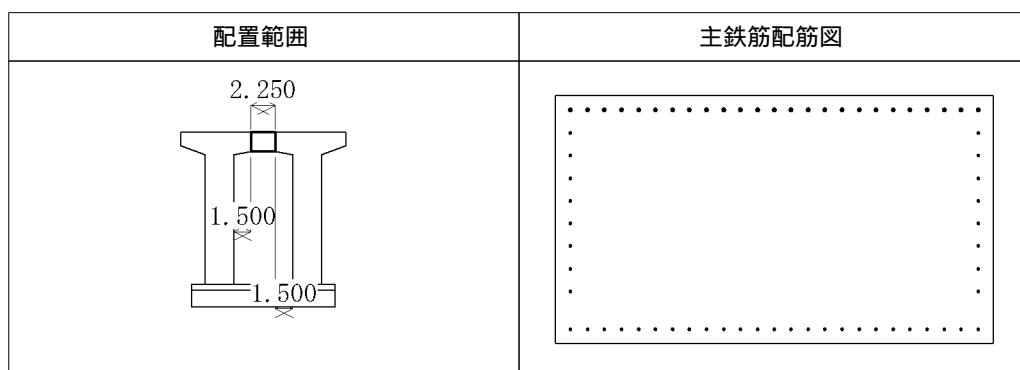
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	1	6	150.0

有効長 直角方向: 2.800 (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 : 66 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	25	116.7	---
下側	100.0	25	25	116.7	---
側面	100.0	25	8	155.6	255.6

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

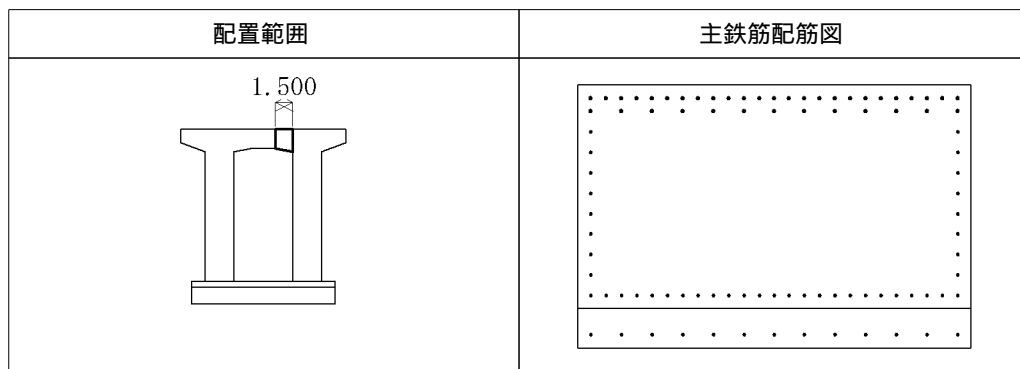
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	1	6	150.0

有効長 直角方向: 2.800 (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 : 92 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	25	116.7	---	---
上側	200.0	32	13	233.3	---	---
下側	100.0	25	25	116.7	---	---
側面	100.0	25	8	155.6	355.6	---
ハンチ筋	100.0	25	13	233.3	---	1.500

【斜引張鉄筋/横拘束筋データ】

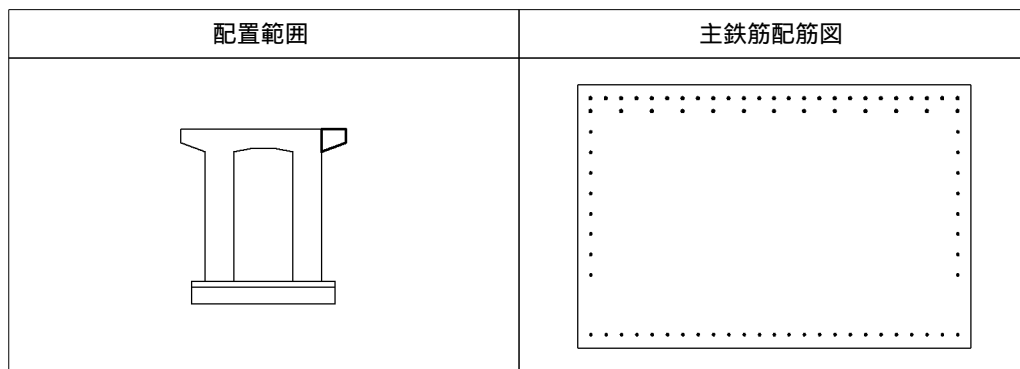
種類	鉄筋径	本数		間隔 (mm)
		橋軸方向	直角方向	
帯鉄筋	19	2	2	150.0
中間帯鉄筋	19	1	6	150.0

有効長 直角方向: 2.800 (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 : 79 本

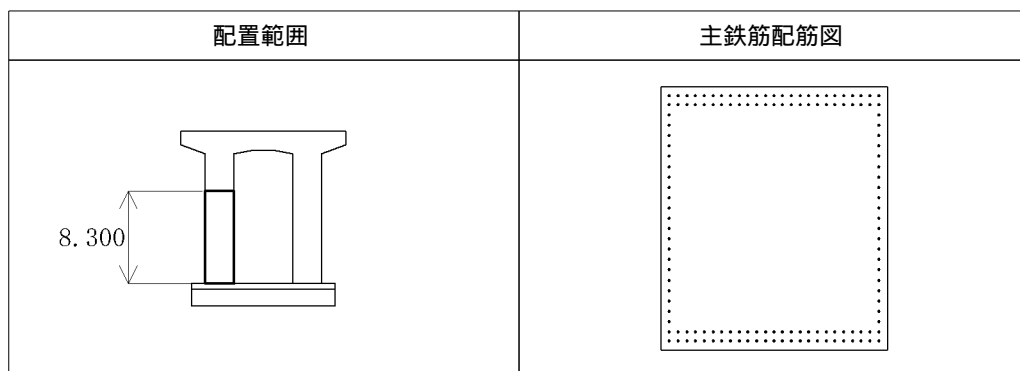
配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	32	25	116.7	---
上側	200.0	32	13	233.3	---
下側	100.0	25	25	116.7	---
側面	100.0	25	8	155.6	355.6

【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
スターラップ	19	2	2	150.0

### 1.3.2 柱

柱1:主鉄筋:段落前

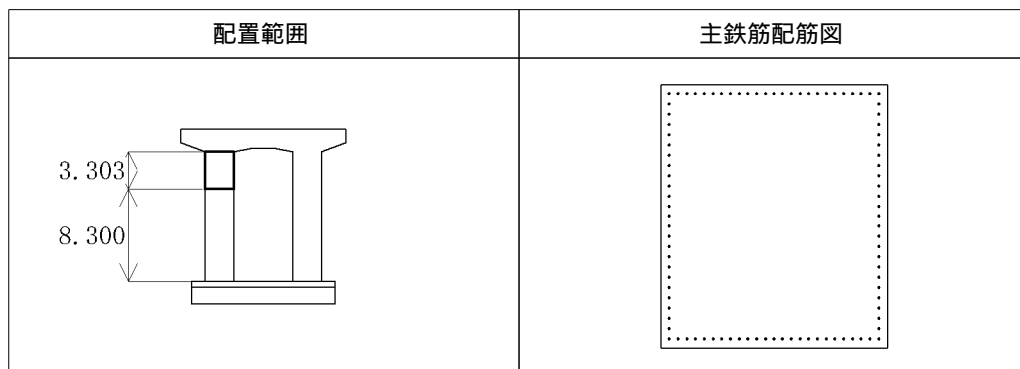


#### 【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 142 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	2400.0
前後	200.0	32	2	2400.0
前後	100.0	32	23	100.0
前後	200.0	32	23	100.0
左右	100.0	32	21	118.2

柱1:主鉄筋:段落後



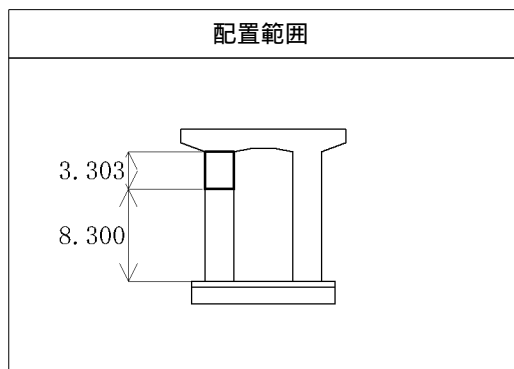
【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 96 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	2400.0
前後	100.0	32	23	100.0
左右	100.0	32	23	116.7



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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

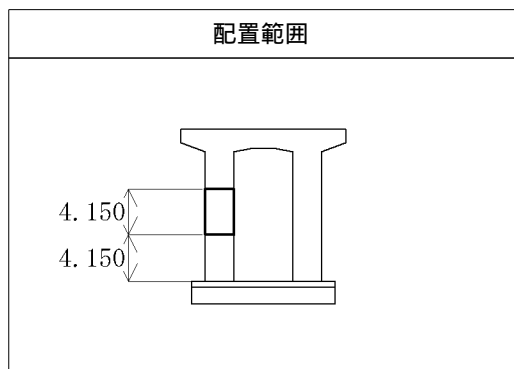
有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

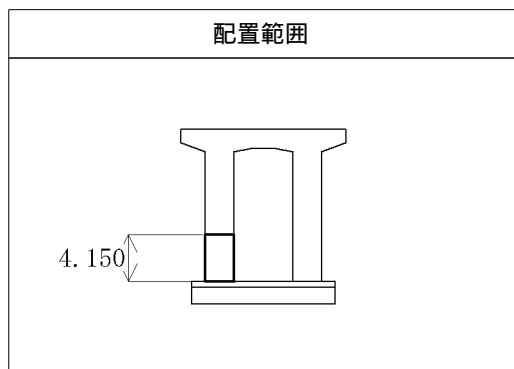
有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

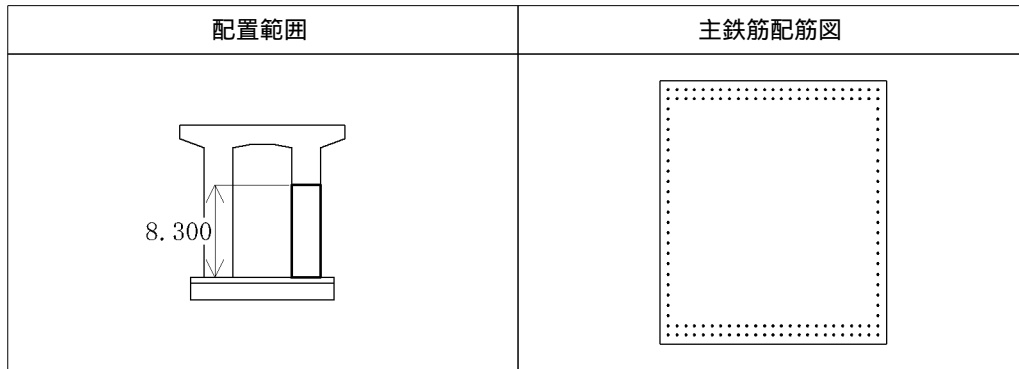
有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (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

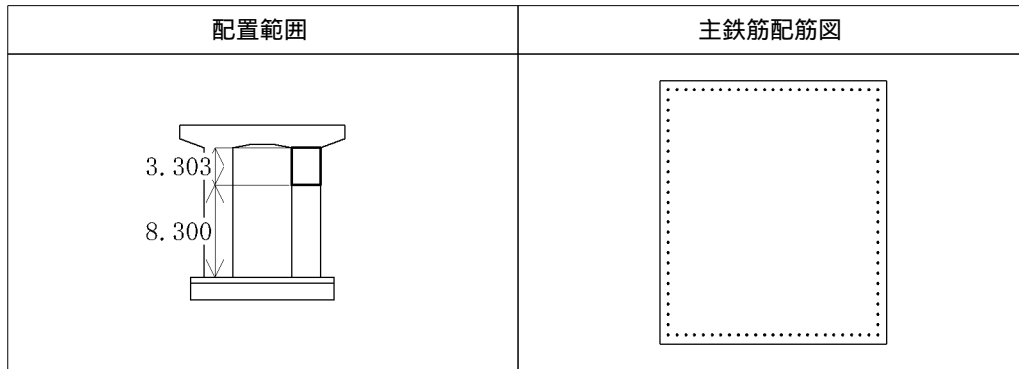


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 142 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	2400.0
前後	200.0	32	2	2400.0
前後	100.0	32	23	100.0
前後	200.0	32	23	100.0
左右	100.0	32	21	118.2

柱2:主鉄筋:段落後

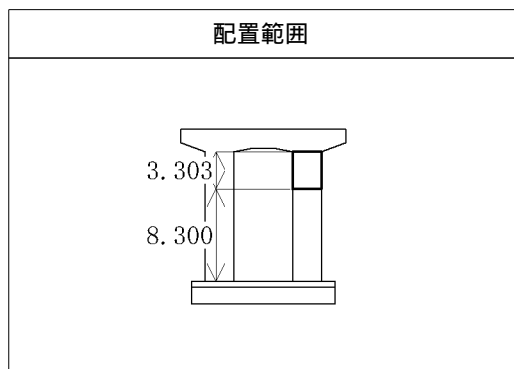


【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 96 本

配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
前後	100.0	32	2	2400.0
前後	100.0	32	23	100.0
左右	100.0	32	23	116.7

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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

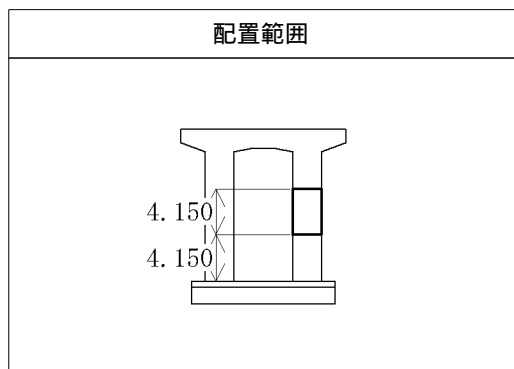
有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

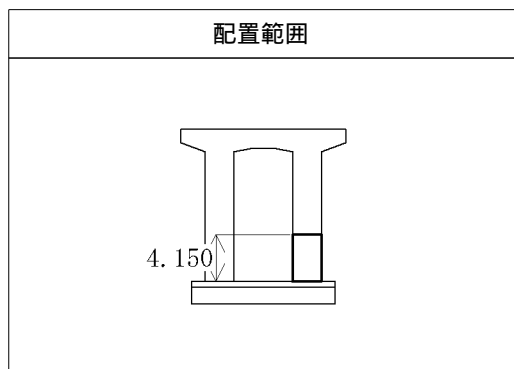
有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (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	16	2	2	300.0
中間帯鉄筋	16	2	4	300.0

有効長 橋軸方向: 2.400 (m)

直角方向: 2.800 (m)

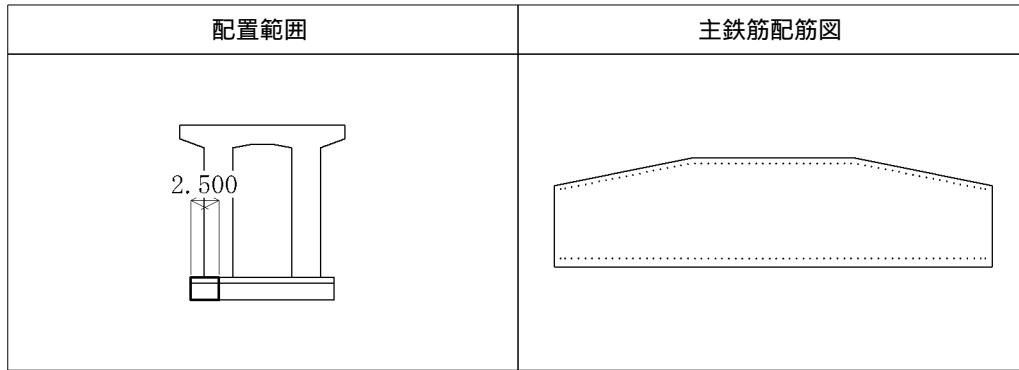
断面補正係数 : 0.200

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】

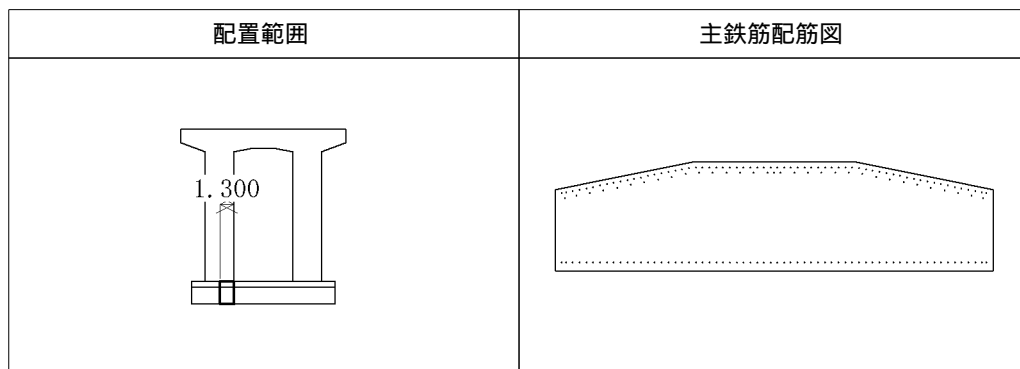
主鉄筋総本数 : 128 本

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	7775.0
下側	150.0	25	62	125.0
下側	150.0	25	2	7775.0

【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	26	969.2

フーチング支間1:支間1:左端



【主鉄筋データ】

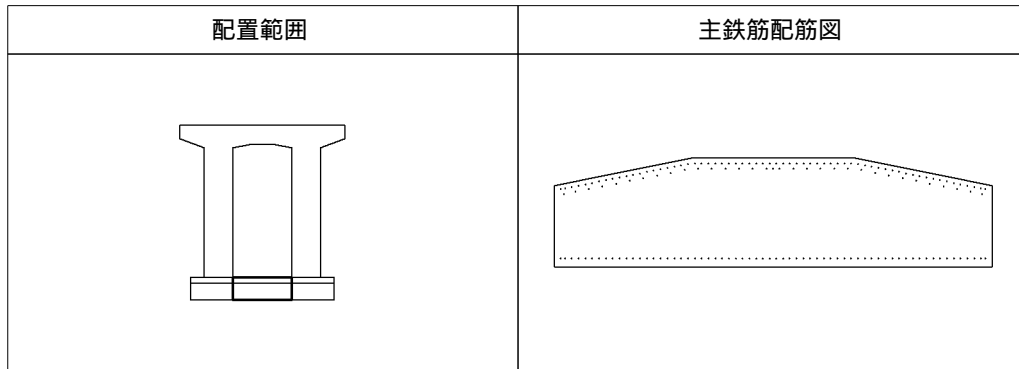
主鉄筋総本数 : 161 本

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	7775.0	---
上側	200.0	25	2	7650.0	---
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	7775.0	---

【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	26	969.2

フーチング支間1:支間1:中央



【主鉄筋データ】

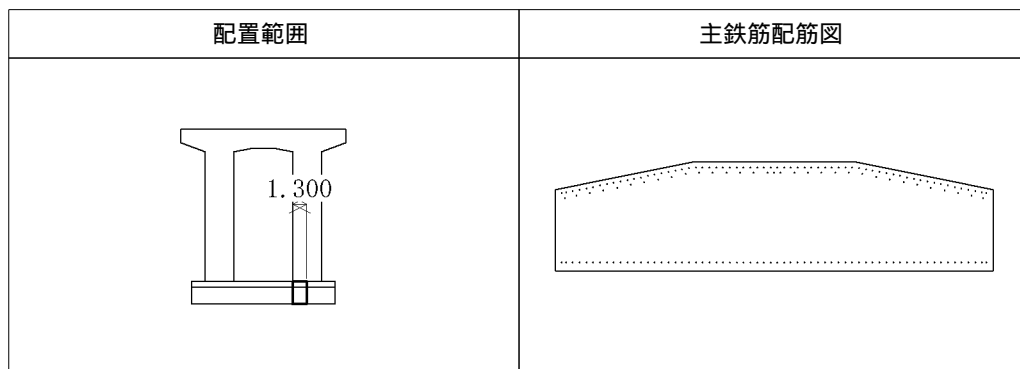
主鉄筋総本数 : 161 本

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	7775.0	---
上側	200.0	25	2	7650.0	---
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	7775.0	---

【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	26	969.2

フーチング支間1:支間1:右端



【主鉄筋データ】

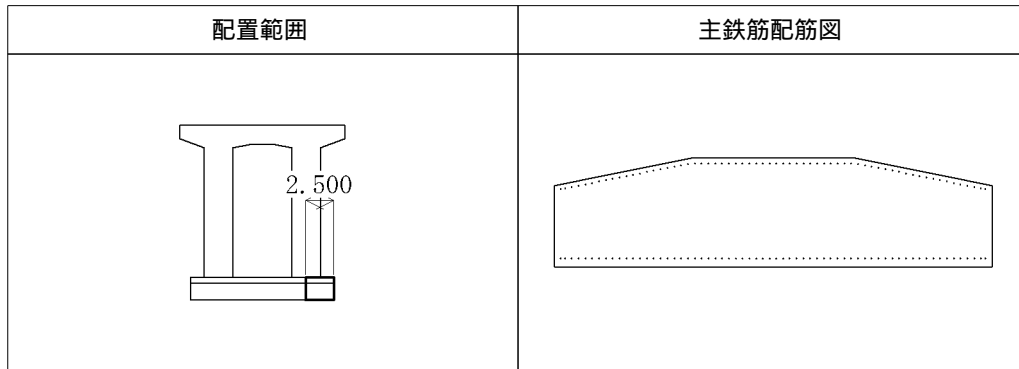
主鉄筋総本数 : 161 本

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	7775.0	---
上側	200.0	25	2	7650.0	---
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	7775.0	---

【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	26	969.2

フーチング張出し:右側



【主鉄筋データ】

主鉄筋総本数 : 128 本

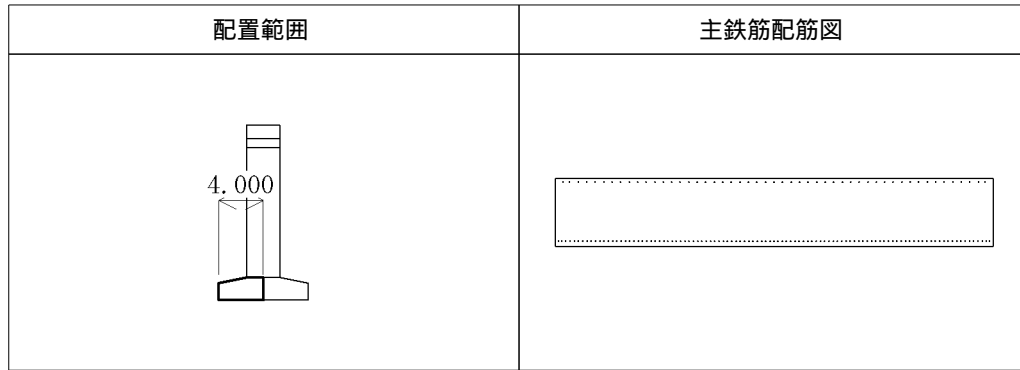
配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)
上側	100.0	25	62	125.0
上側	100.0	25	2	7775.0
下側	150.0	25	62	125.0
下側	150.0	25	2	7775.0

【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	26	969.2

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)

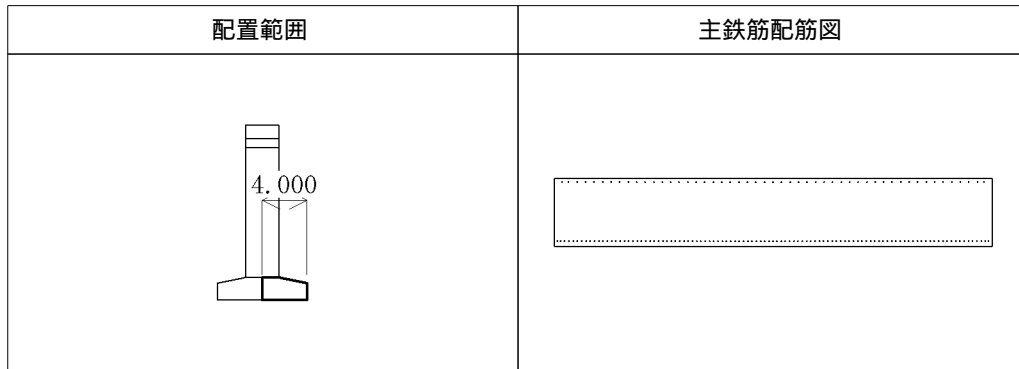
主鉄筋総本数 : 155 本

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	12425.0	---
左上端部	100.0	25	25	250.0	412.5
右上端部	100.0	25	25	250.0	412.5
下側	150.0	25	101	125.0	---
下側	150.0	25	2	12675.0	---

【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	12	300.0

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 : 155 本

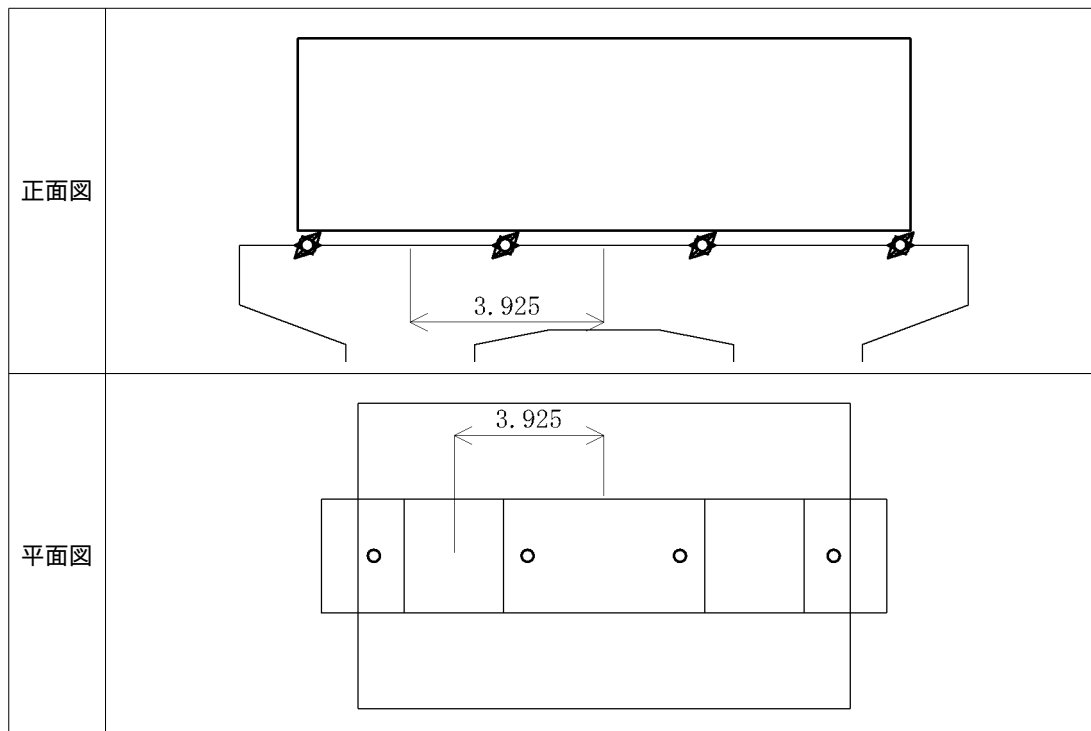
配置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	移動量 (mm)
上側	100.0	25	2	12425.0	---
左上端部	100.0	25	25	250.0	412.5
右上端部	100.0	25	25	250.0	412.5
下側	150.0	25	101	125.0	---
下側	150.0	25	2	12675.0	---

【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	12	300.0

## 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：3.925

#### 【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	-6.000	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承2	-2.000	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承3	2.000	0.000	0.000	0.000	鉛直, 水平
支承4	6.000	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		0.20
		直角方向		0.20
上載土砂/水位	湿潤重量		(kN/m <sup>3</sup> )	18.000
	飽和重量		(kN/m <sup>3</sup> )	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	-2.075	1420.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承2	1.925	1420.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承3	5.925	1420.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工1	支承4	9.925	1420.000	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。

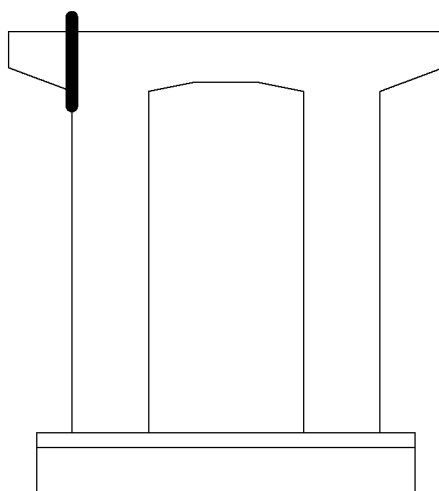
橋軸方向の照査 :常時荷重ケースを含めない。

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

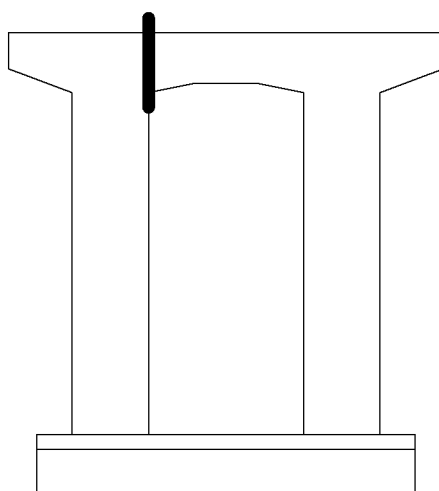
##### 3.1.1 照査結果一覧

###### 左張出隅角



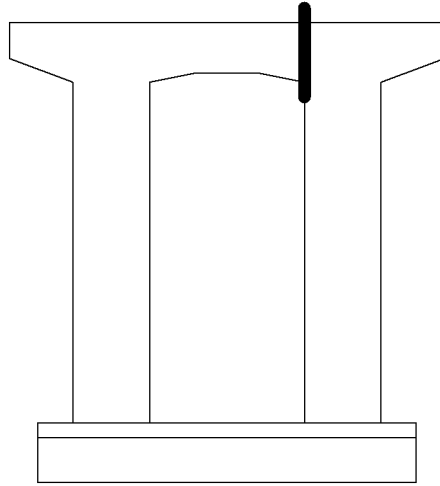
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.784	8.000	27.159	100.000	-3827.4	10059.9	OK

###### 梁第1支間左隅角部



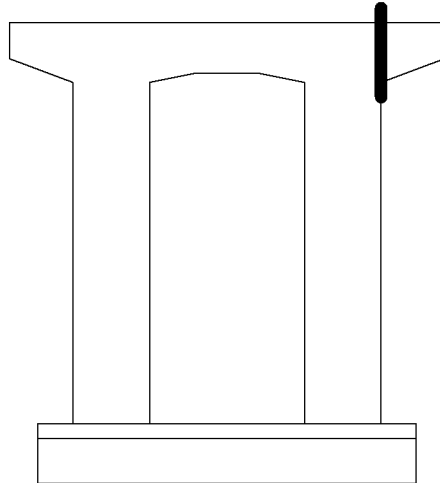
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.269	8.000	12.649	100.000	-3774.3	10059.9	OK

梁第1支間右隅角部



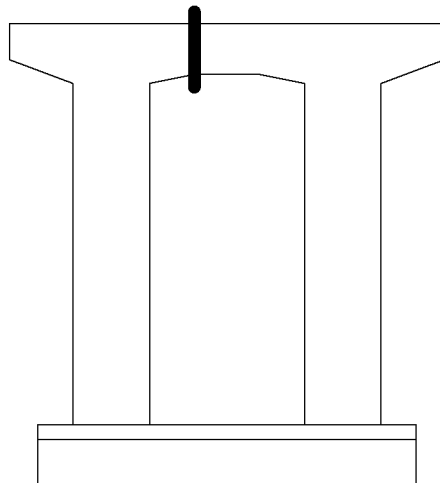
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.269	8.000	12.649	100.000	-3774.3	10059.9	OK

右張出隅角



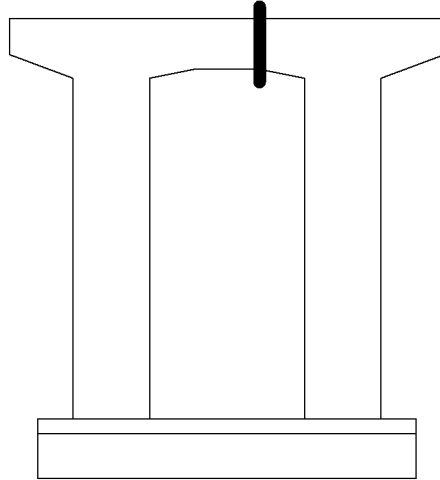
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.784	8.000	27.159	100.000	-3827.4	10059.9	OK

梁第1支間左ハンチ



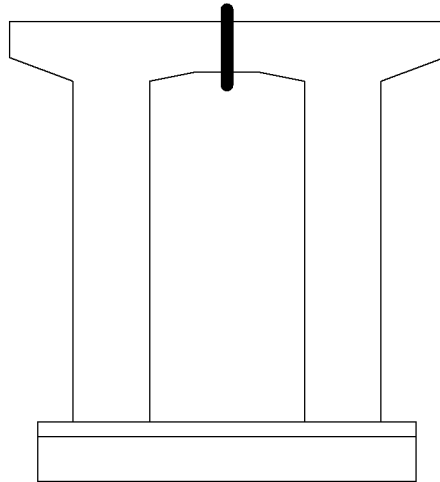
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.539	8.000	30.163	100.000	2720.1	6418.2	OK

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 <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.539	8.000	30.163	100.000	2720.1	6418.2	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 <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.738	8.000	49.555	100.000	2720.1	4222.5	OK

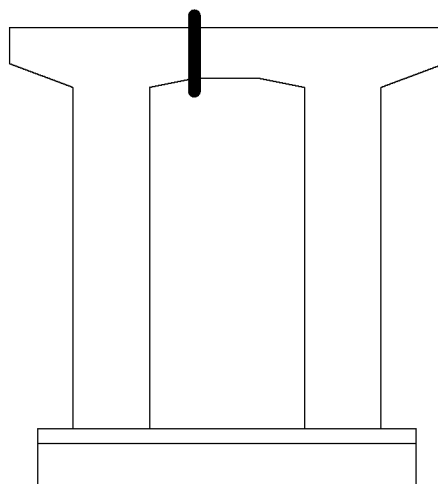
### 3.2 せん断力に対する検討

【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 $\rho_t$ 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。

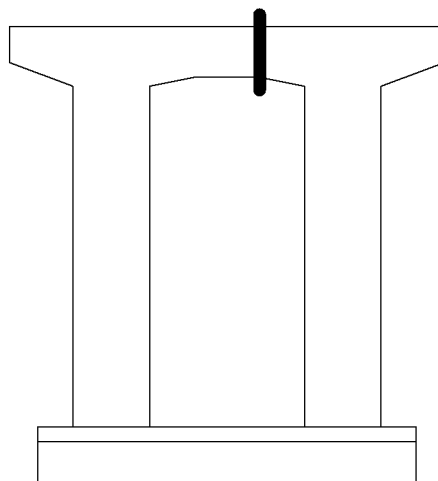
#### 3.2.1 照査結果一覧

##### 梁第1支間左ハンチ



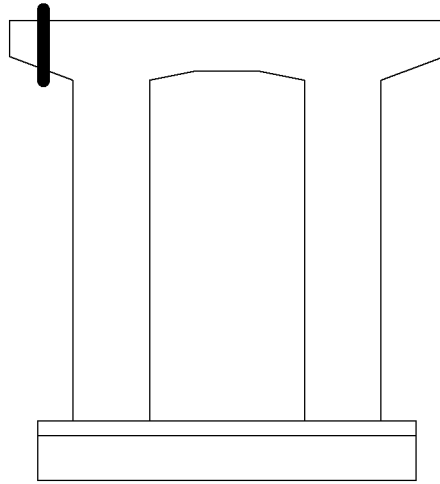
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.029	0.231	1.700	2292.0	0.0	OK

##### 梁第1支間右ハンチ



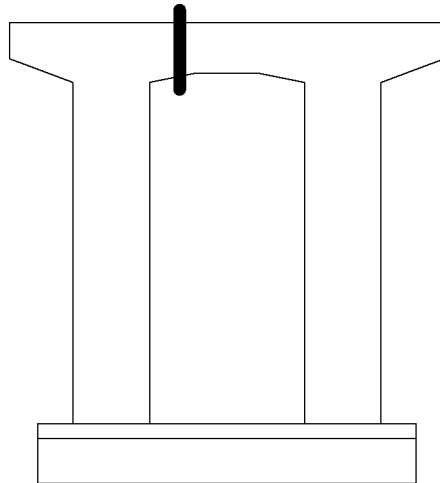
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.029	0.231	1.700	2292.0	0.0	OK

左張出断面H/2



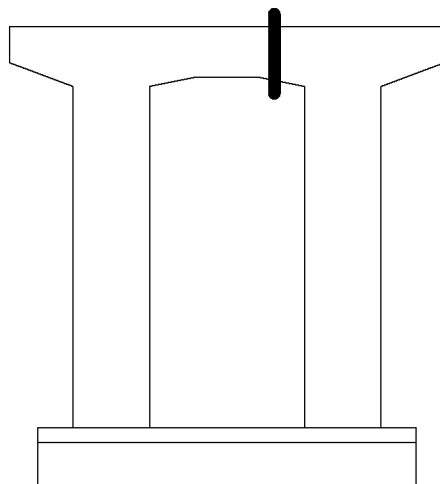
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.023	0.278	1.700	1146.0	0.0	OK

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 <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.042	0.227	1.700	2292.0	0.0	OK

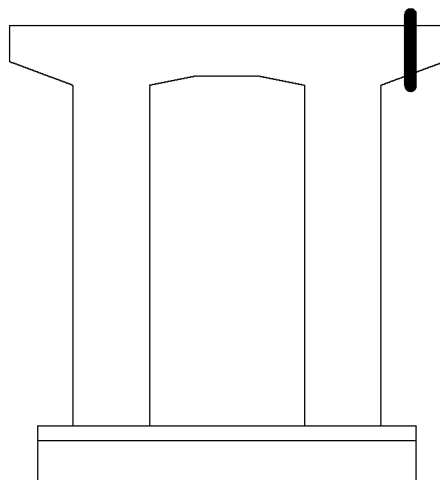
梁第1支間右断面H/2





方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.042	0.227	1.700	2292.0	0.0	OK

右張出断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	上	0.023	0.278	1.700	1146.0	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

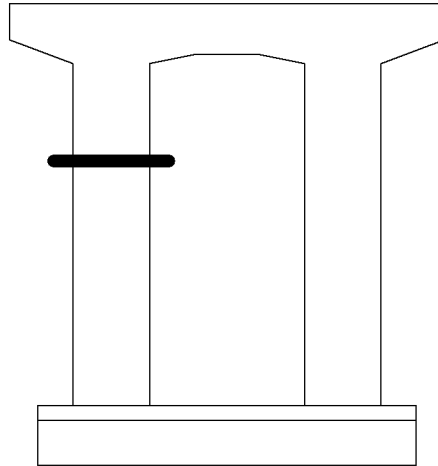
【照査条件】

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。

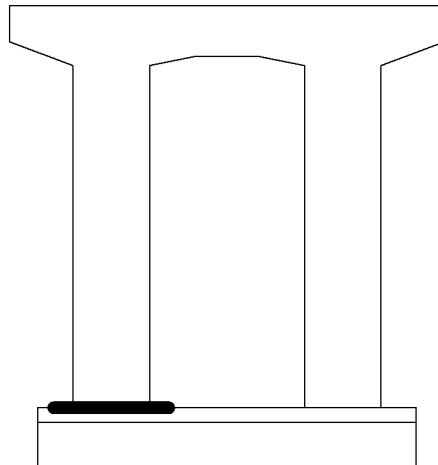
#### 4.1.1 照査結果一覧

左柱段落し



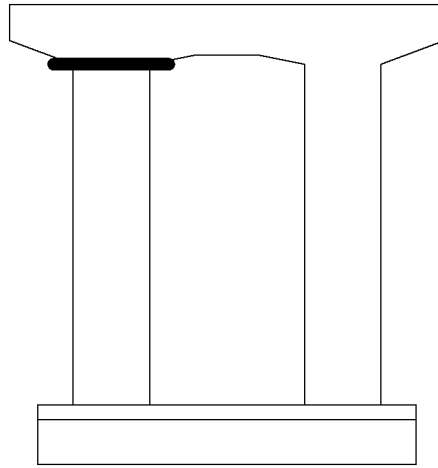
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	右	0.535	8.000	-8.013	180.000	-8396.9	6618.3	OK
					0.530	8.000	-7.952	180.000	-9688.7	7636.5	OK

左柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	左	1.042	8.000	-15.257	180.000	9084.2	6618.3	OK
					0.671	8.000	-10.071	180.000	-10481.8	15273.1	OK

左柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死死	無-	低低	右後	0.590	8.000	-8.689	180.000	-8123.4	6618.3	OK
					0.455	8.000	-6.824	180.000	-9373.1	7636.5	OK

## 4.2 せん断力に対する検討

### 【照査条件】

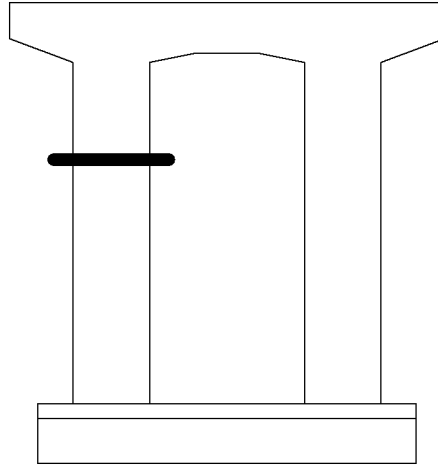
常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 「一般の部材」として扱う。

引張鉄筋比 $\rho_t$ 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。

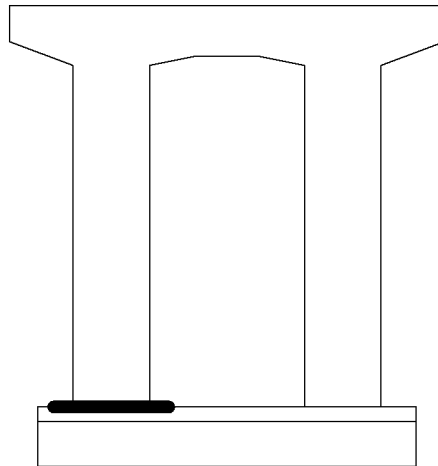
### 4.2.1 照査結果一覧

#### 左柱段落し



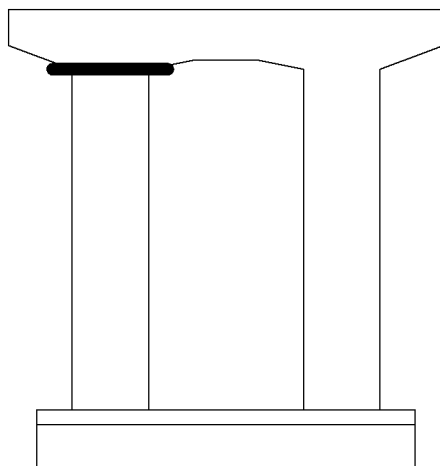
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	右	0.021	0.430	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.396	1.700	794.4	0.0	OK

#### 左柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	左	0.021	0.482	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.451	1.700	794.4	0.0	OK

左柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死死	無-	低低	右後	0.021	0.430	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.396	1.700	794.4	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

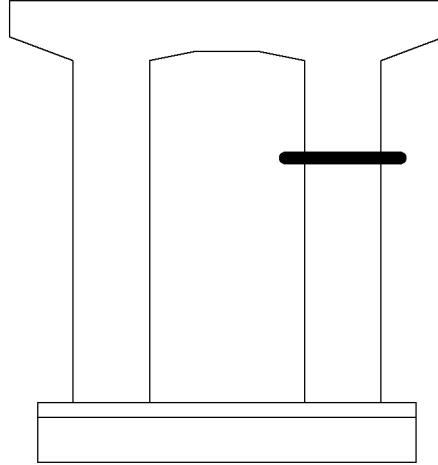
【照査条件】

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。

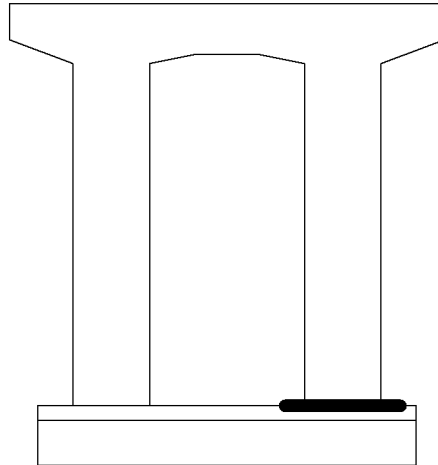
#### 5.1.1 照査結果一覧

右柱段落し



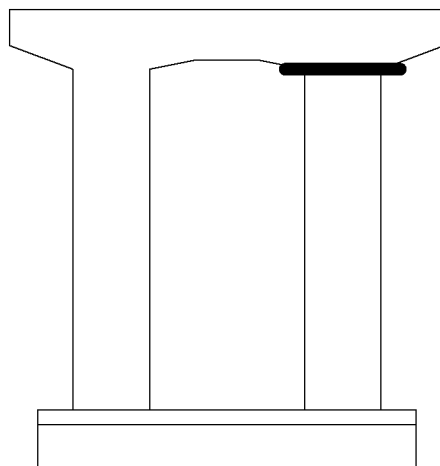
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	左	0.535	8.000	-8.013	180.000	8396.9	6618.3	OK
					0.530	8.000	-7.952	180.000	-9688.7	7636.5	

右柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	右	1.042	8.000	-15.257	180.000	-9084.2	6618.3	OK
					0.671	8.000	-10.071	180.000	-10481.8	15273.1	

右柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死 死	無 -	低 低	左 後	0.590 0.455	8.000 8.000	-8.689 -6.824	180.000 180.000	8123.4 -9373.1	6618.3 7636.5	OK OK

## 5.2 せん断力に対する検討

### 【照査条件】

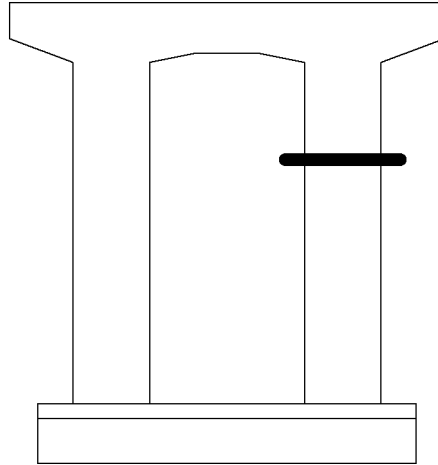
常時荷重ケースの鉄筋許容応力度 : 「一般の部材」として扱う。

引張鉄筋比 $\rho_t$ 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。

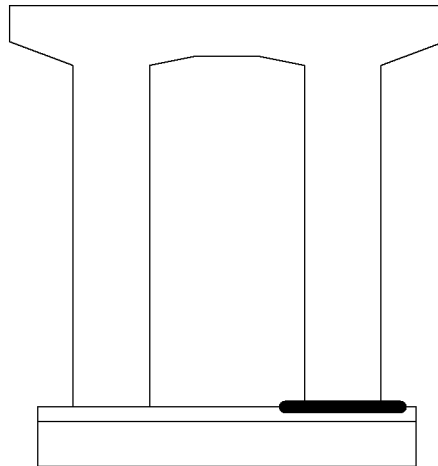
### 5.2.1 照査結果一覧

#### 右柱段落し



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	左	0.021	0.430	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.396	1.700	794.4	0.0	OK

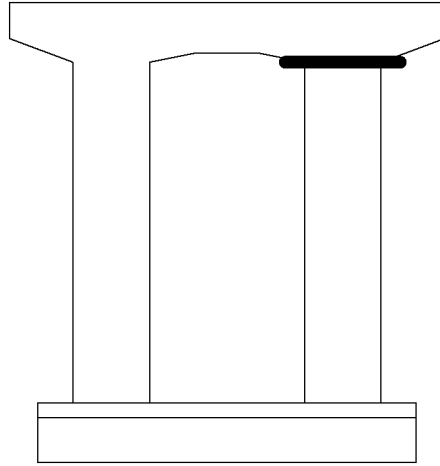
#### 右柱基部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死	無	低	右	0.021	0.482	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.451	1.700	794.4	0.0	OK



右柱上端



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直軸	死死	無-	低低	左後	0.021	0.430	1.700	1191.6	0.0	OK
					0.000	0.396	1.700	794.4	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。

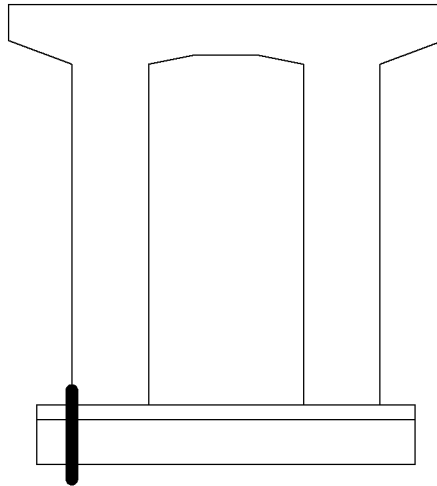
軸力の取扱い :考慮する。

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。(1.500 m)

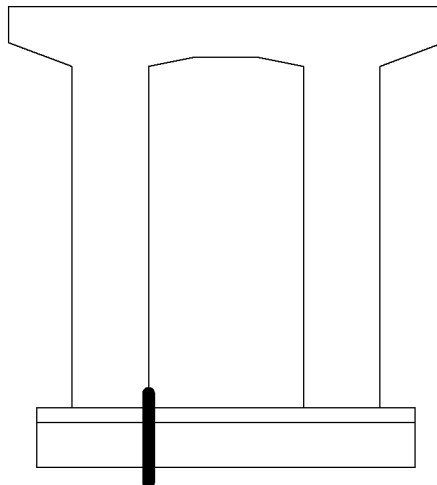
#### 6.1.1 照査結果一覧

##### 左張出隅角



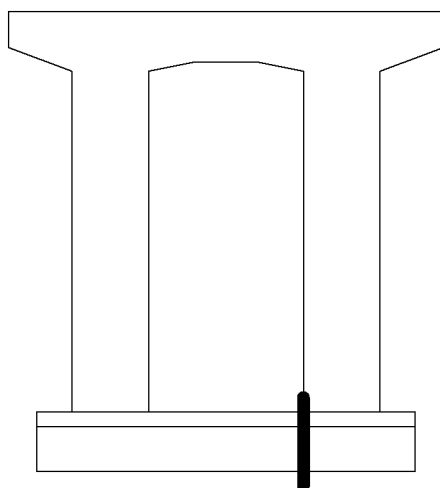
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.314	8.000	14.383	160.000	7847.2	4083.9	OK

##### 第1支間左隅角部



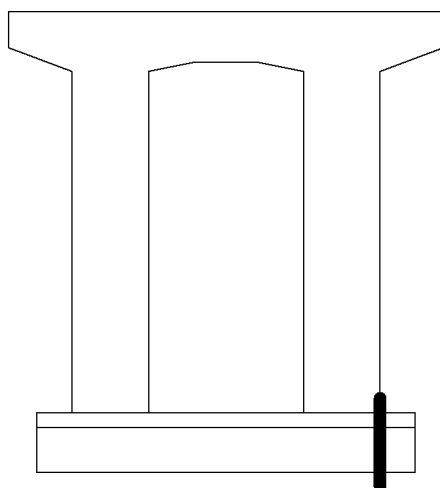
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.199	8.000	6.766	160.000	7898.6	4083.9	OK

第1支間右隅角部



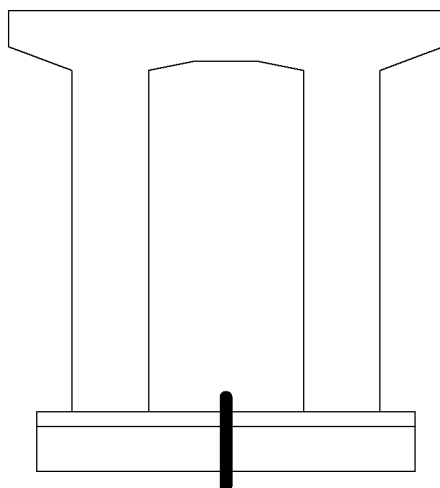
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.199	8.000	6.766	160.000	7898.6	4083.9	OK

右張出隅角



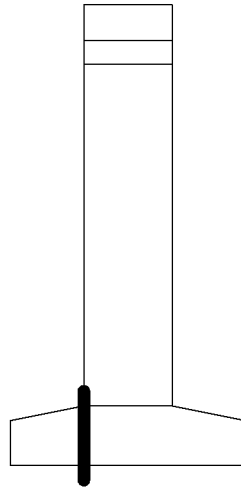
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.314	8.000	14.383	160.000	7847.2	4083.9	OK

第1支間最大値



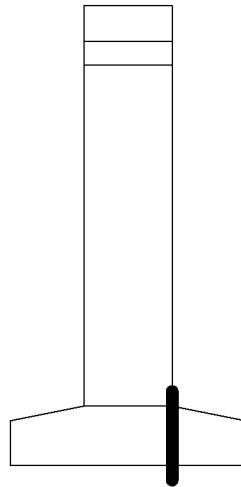
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
直直	死	無無	低低	下上	0.199	8.000	6.766	160.000	7898.6	4083.9	OK
					1.273	8.000	55.923	160.000	-5897.0	6129.8	

前隅角部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
軸	死	-	低	下	1.083	8.000	59.298	160.000	14416.4	4035.7	OK

後隅角部



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Mc (kN.m)	As (mm <sup>2</sup> )	判定
軸	死	-	低	下	1.083	8.000	59.298	160.000	14416.4	4035.7	OK

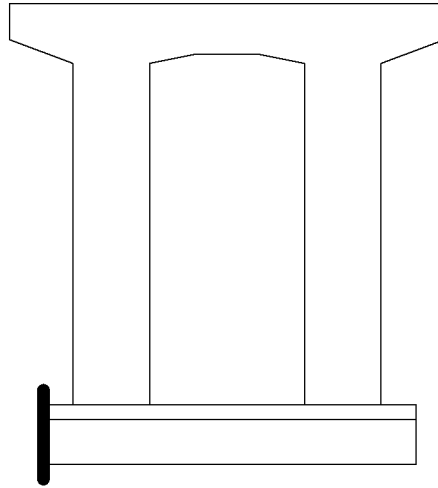
## 6.2 せん断力に対する検討

### 【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。(1.500 m)
- 軸方向圧縮力による補正係数CNの影響: 考慮する。

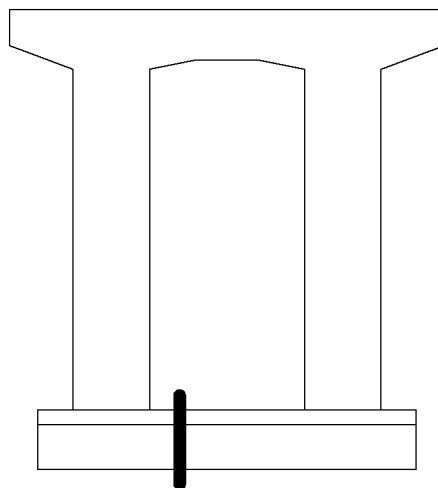
### 6.2.1 照査結果一覧

左張出断面H/2



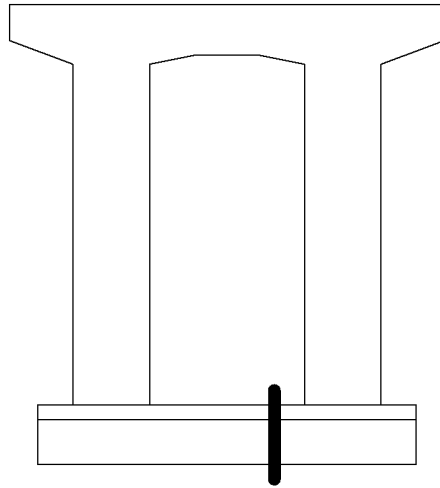
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.014	1.239	1.700	10064.6	0.0	OK

第1支間左断面H/2



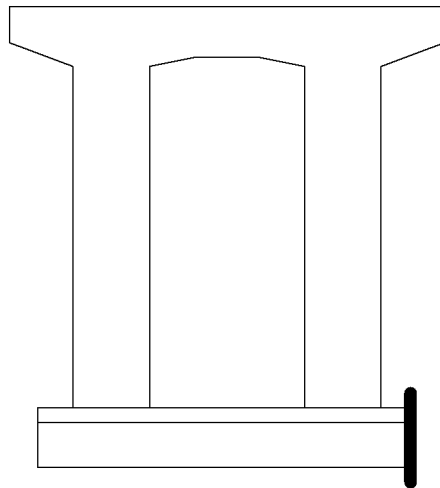
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.110	0.200	1.700	10064.6	0.0	OK

第1支間右断面H/2



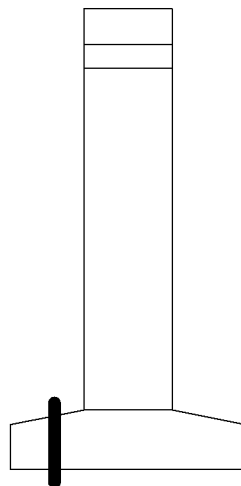
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.110	0.200	1.700	10064.6	0.0	OK

右張出断面H/2



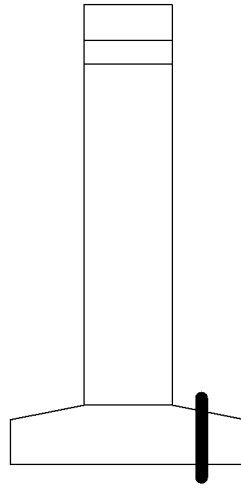
方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
直	死	無	低	下	0.014	1.239	1.700	10064.6	0.0	OK

後断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
軸	死	-	低	下	0.105	1.088	1.700	4645.2	0.0	OK

前断面H/2



方向	荷重ケース	温度	水位	引張	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	a2 (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	AwReq (mm <sup>2</sup> )	判定
軸	死	-	低	下	0.105	1.088	1.700	4645.2	0.0	OK

## 7章 ラーメン橋脚の保有耐力法照査(面内方向)

### 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I、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I	0.7000	0.00	0.420
タイプII	2.0000	0.00	0.420

$C_z \cdot khco$  : 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I	上部工1	5680.000	2.100
タイプII	上部工1	5680.000	2.100

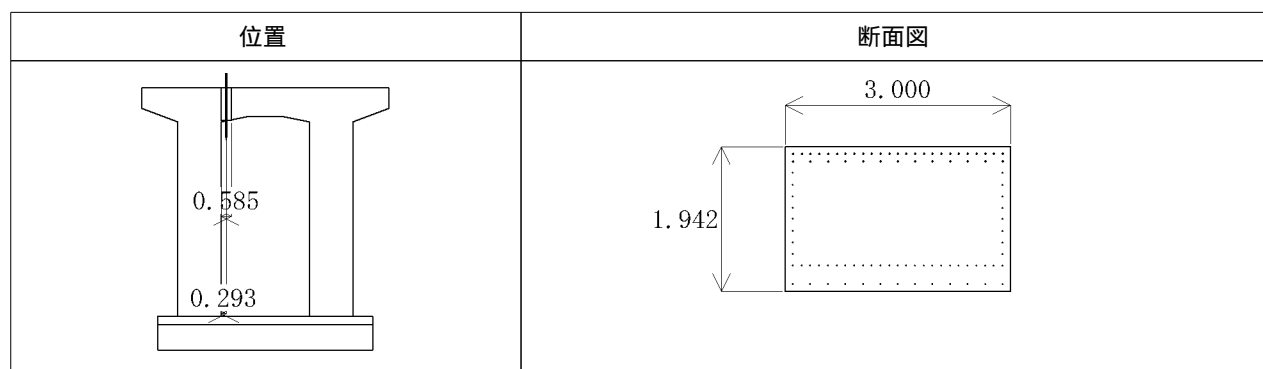
作用高さははり天端からの距離



## 7.2 断面データ

### 7.2.1 梁左側

【M- 関係算出用断面】



#### 1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	1.842	295.00
32	13	10324.60	0.200	1.742	295.00
25	2	1013.40	0.356	1.586	295.00
25	2	1013.40	0.511	1.430	295.00
25	2	1013.40	0.667	1.275	295.00
25	2	1013.40	0.822	1.119	295.00
25	2	1013.40	0.978	0.964	295.00
25	2	1013.40	1.133	0.808	295.00
25	2	1013.40	1.289	0.653	295.00
25	2	1013.40	1.444	0.497	295.00
25	25	12667.50	1.600	0.342	295.00
25	13	6587.10	1.840	0.102	295.00
合計	92	57541.40	---	---	---

#### 2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
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(上側引張)	断面図(下側引張)
	<p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>	<p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>

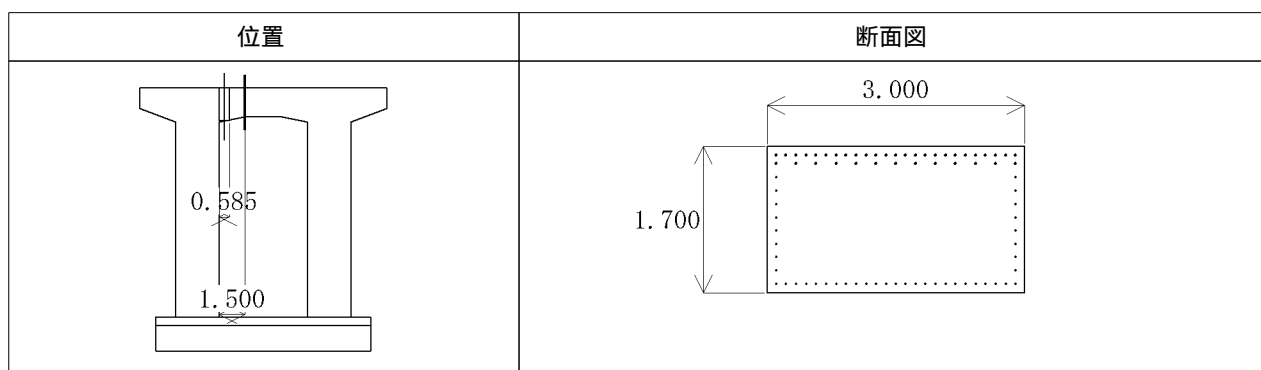
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	上側引張 pt 加算率	下側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	1.842	295.00	1.0	0.0
32	13	10324.60	0.200	1.742	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.356	1.586	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.511	1.430	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.667	1.275	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.822	1.119	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.978	0.964	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.133	0.808	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.289	0.653	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.444	0.497	295.00	0.0	1.0
25	25	12667.50	1.600	0.342	295.00	0.0	1.0
25	13	6587.10	1.840	0.102	295.00	0.0	1.0
合計	92	57541.40	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	6	1719.0	1719.0
合計	---	---	---	---	---	2292.0

7.2.2 梁左側 - 線形部材端右側



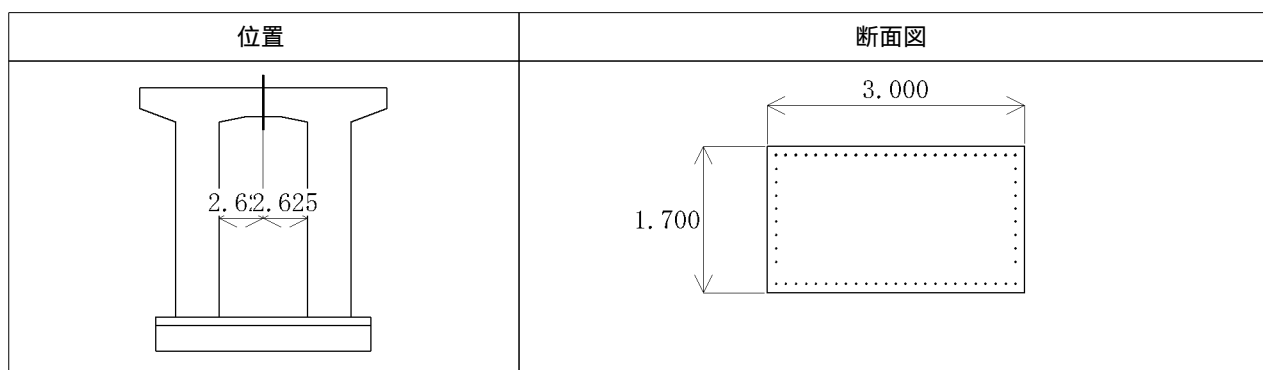
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	1.600	295.00
32	13	10324.60	0.200	1.500	295.00
25	2	1013.40	0.356	1.344	295.00
25	2	1013.40	0.511	1.189	295.00
25	2	1013.40	0.667	1.033	295.00
25	2	1013.40	0.822	0.878	295.00
25	2	1013.40	0.978	0.722	295.00
25	2	1013.40	1.133	0.567	295.00
25	2	1013.40	1.289	0.411	295.00
25	2	1013.40	1.444	0.256	295.00
25	13	6587.10	1.598	0.102	295.00
25	25	12667.50	1.600	0.100	295.00
合計	92	57541.40	---	---	---

2) 横拘束筋

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

7.2.3 梁中央



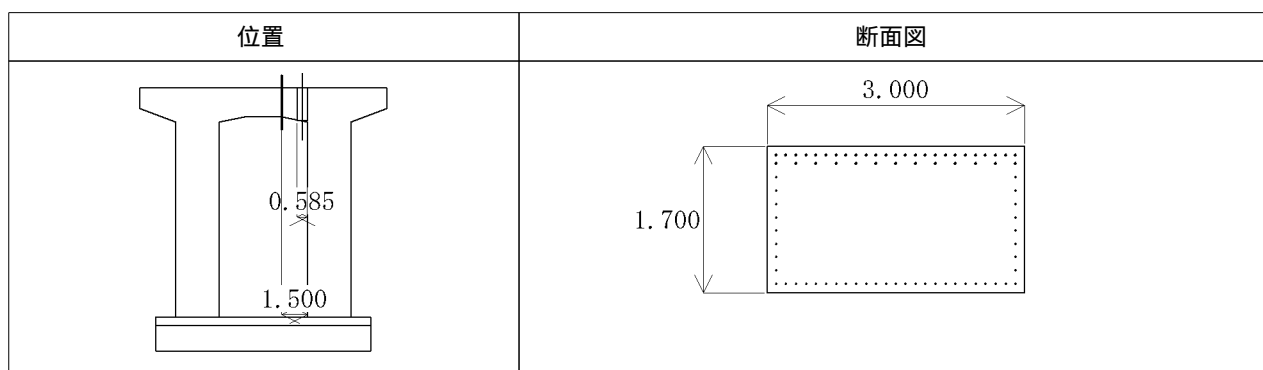
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	1.600	295.00
25	2	1013.40	0.256	1.444	295.00
25	2	1013.40	0.411	1.289	295.00
25	2	1013.40	0.567	1.133	295.00
25	2	1013.40	0.722	0.978	295.00
25	2	1013.40	0.878	0.822	295.00
25	2	1013.40	1.033	0.667	295.00
25	2	1013.40	1.189	0.511	295.00
25	2	1013.40	1.344	0.356	295.00
25	25	12667.50	1.600	0.100	295.00
合計	66	40629.70	---	---	---

2) 横拘束筋

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

7.2.4 梁右側 - 線形部材端左側



1) 鉄筋配置

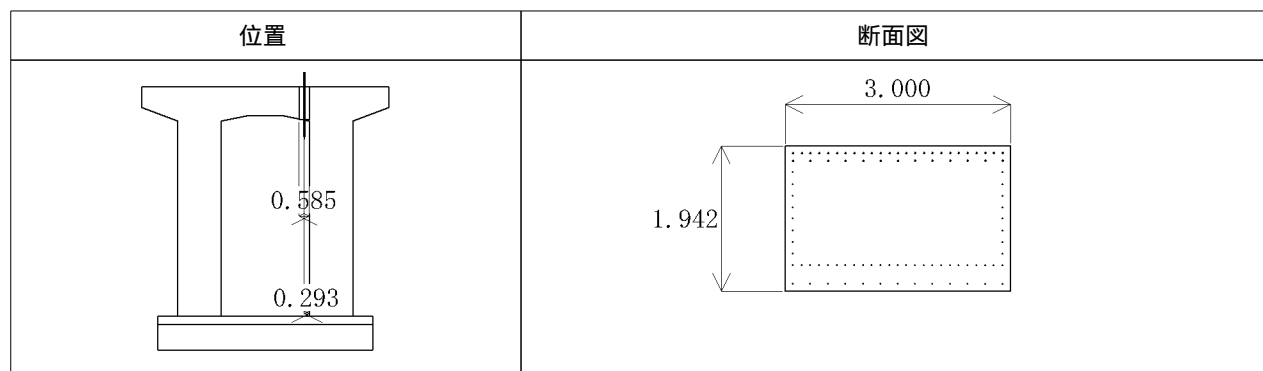
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	1.600	295.00
32	13	10324.60	0.200	1.500	295.00
25	2	1013.40	0.356	1.344	295.00
25	2	1013.40	0.511	1.189	295.00
25	2	1013.40	0.667	1.033	295.00
25	2	1013.40	0.822	0.878	295.00
25	2	1013.40	0.978	0.722	295.00
25	2	1013.40	1.133	0.567	295.00
25	2	1013.40	1.289	0.411	295.00
25	2	1013.40	1.444	0.256	295.00
25	13	6587.10	1.598	0.102	295.00
25	25	12667.50	1.600	0.100	295.00
合計	92	57541.40	---	---	---

2) 横拘束筋

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

7.2.5 梁右側

【M- 関係算出用断面】



1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	1.842	295.00
32	13	10324.60	0.200	1.742	295.00
25	2	1013.40	0.356	1.586	295.00
25	2	1013.40	0.511	1.430	295.00
25	2	1013.40	0.667	1.275	295.00
25	2	1013.40	0.822	1.119	295.00
25	2	1013.40	0.978	0.964	295.00
25	2	1013.40	1.133	0.808	295.00
25	2	1013.40	1.289	0.653	295.00
25	2	1013.40	1.444	0.497	295.00
25	25	12667.50	1.600	0.342	295.00
25	13	6587.10	1.840	0.102	295.00
合計	92	57541.40	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
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(上側引張)	断面図(下側引張)
	<p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>	<p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>

1) 鉄筋配置

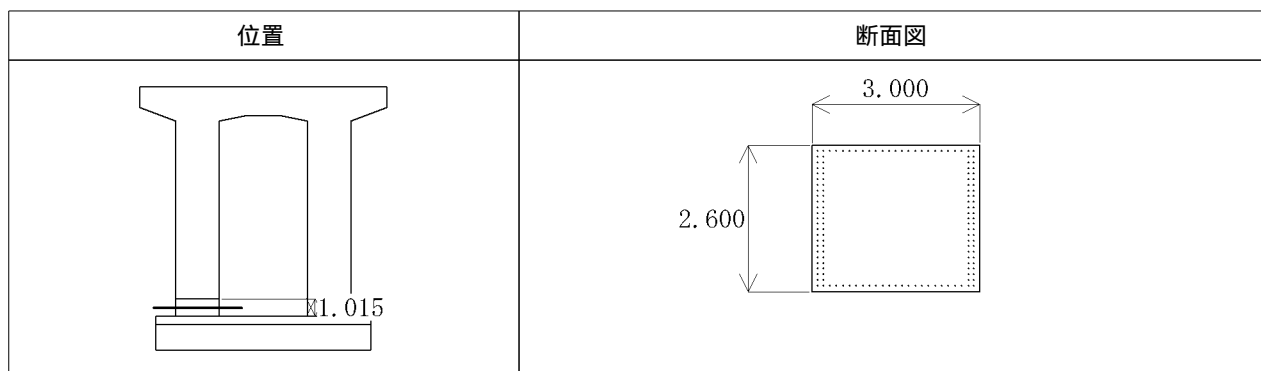
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	上側引張 pt 加算率	下側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	1.842	295.00	1.0	0.0
32	13	10324.60	0.200	1.742	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.356	1.586	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.511	1.430	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.667	1.275	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.822	1.119	295.00	1.0	0.0
25	2	1013.40	0.978	0.964	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.133	0.808	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.289	0.653	295.00	0.0	1.0
25	2	1013.40	1.444	0.497	295.00	0.0	1.0
25	25	12667.50	1.600	0.342	295.00	0.0	1.0
25	13	6587.10	1.840	0.102	295.00	0.0	1.0
合計	92	57541.40	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	19	150.0	295.0	2	573.0	573.0
中間帯鉄筋	19	150.0	295.0	6	1719.0	1719.0
合計	---	---	---	---	---	2292.0

7.2.6 左柱基部

【M- 関係算出用断面】



1) 鉄筋配置

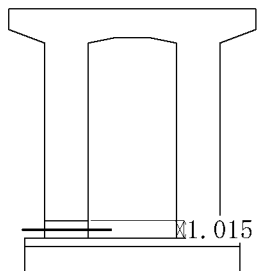
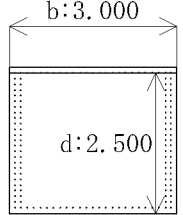
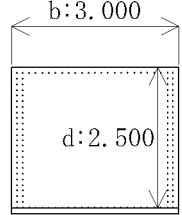
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00
32	4	3176.80	0.200	2.400	295.00
32	4	3176.80	0.300	2.300	295.00
32	4	3176.80	0.400	2.200	295.00
32	4	3176.80	0.500	2.100	295.00
32	4	3176.80	0.600	2.000	295.00
32	4	3176.80	0.700	1.900	295.00
32	4	3176.80	0.800	1.800	295.00
32	4	3176.80	0.900	1.700	295.00
32	4	3176.80	1.000	1.600	295.00
32	4	3176.80	1.100	1.500	295.00
32	4	3176.80	1.200	1.400	295.00
32	4	3176.80	1.300	1.300	295.00
32	4	3176.80	1.400	1.200	295.00
32	4	3176.80	1.500	1.100	295.00
32	4	3176.80	1.600	1.000	295.00
32	4	3176.80	1.700	0.900	295.00
32	4	3176.80	1.800	0.800	295.00
32	4	3176.80	1.900	0.700	295.00
32	4	3176.80	2.000	0.600	295.00
32	4	3176.80	2.100	0.500	295.00
32	4	3176.80	2.200	0.400	295.00
32	4	3176.80	2.300	0.300	295.00
32	4	3176.80	2.400	0.200	295.00
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00
合計	142	112776.40	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	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(右側引張)	断面図(左側引張)
	 <p>断面幅:3.000m 断面高:2.600m</p>	 <p>断面幅:3.000m 断面高:2.600m</p>

1) 鉄筋配置

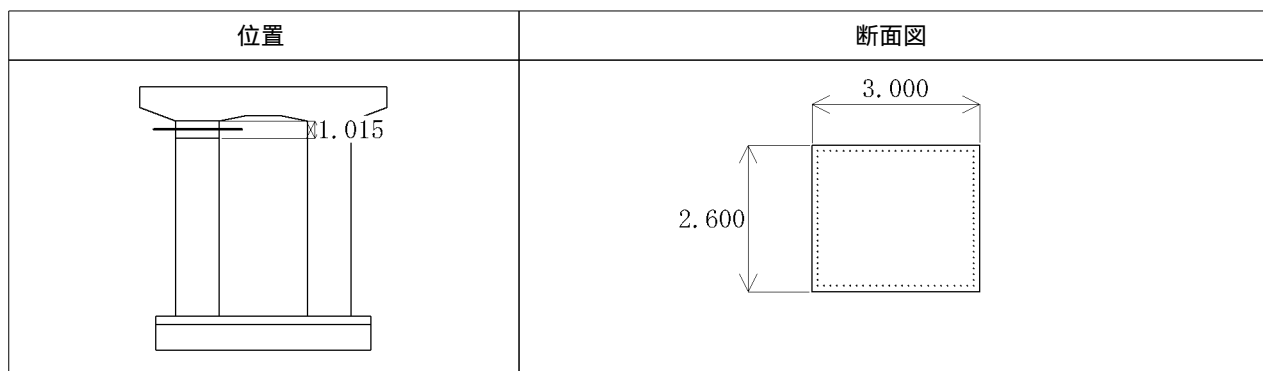
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.200	2.400	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.300	2.300	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.400	2.200	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.500	2.100	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.600	2.000	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.700	1.900	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.800	1.800	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.900	1.700	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.000	1.600	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.100	1.500	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.200	1.400	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.300	1.300	295.00	0.5	0.5
32	4	3176.80	1.400	1.200	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.500	1.100	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.600	1.000	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.700	0.900	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.800	0.800	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.900	0.700	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.000	0.600	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.100	0.500	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.200	0.400	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.300	0.300	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.400	0.200	295.00	0.0	1.0
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	142	112776.40	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	s <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	300.0	295.0	4	794.4	794.4
合計	---	---	---	---	---	1191.6

7.2.7 左柱上端

【M- 関係算出用断面】



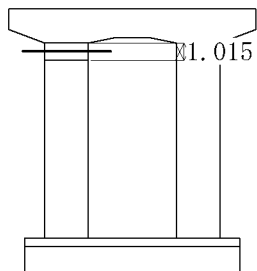
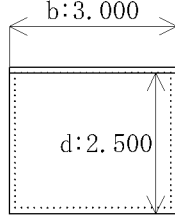
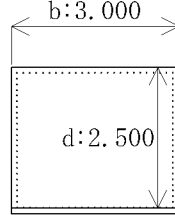
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00
32	2	1588.40	0.200	2.400	295.00
32	2	1588.40	0.300	2.300	295.00
32	2	1588.40	0.400	2.200	295.00
32	2	1588.40	0.500	2.100	295.00
32	2	1588.40	0.600	2.000	295.00
32	2	1588.40	0.700	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.800	1.800	295.00
32	2	1588.40	0.900	1.700	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.600	295.00
32	2	1588.40	1.100	1.500	295.00
32	2	1588.40	1.200	1.400	295.00
32	2	1588.40	1.300	1.300	295.00
32	2	1588.40	1.400	1.200	295.00
32	2	1588.40	1.500	1.100	295.00
32	2	1588.40	1.600	1.000	295.00
32	2	1588.40	1.700	0.900	295.00
32	2	1588.40	1.800	0.800	295.00
32	2	1588.40	1.900	0.700	295.00
32	2	1588.40	2.000	0.600	295.00
32	2	1588.40	2.100	0.500	295.00
32	2	1588.40	2.200	0.400	295.00
32	2	1588.40	2.300	0.300	295.00
32	2	1588.40	2.400	0.200	295.00
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00
合計	96	76243.20	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	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(右側引張)	断面図(左側引張)
	 断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m	 断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m

1) 鉄筋配置

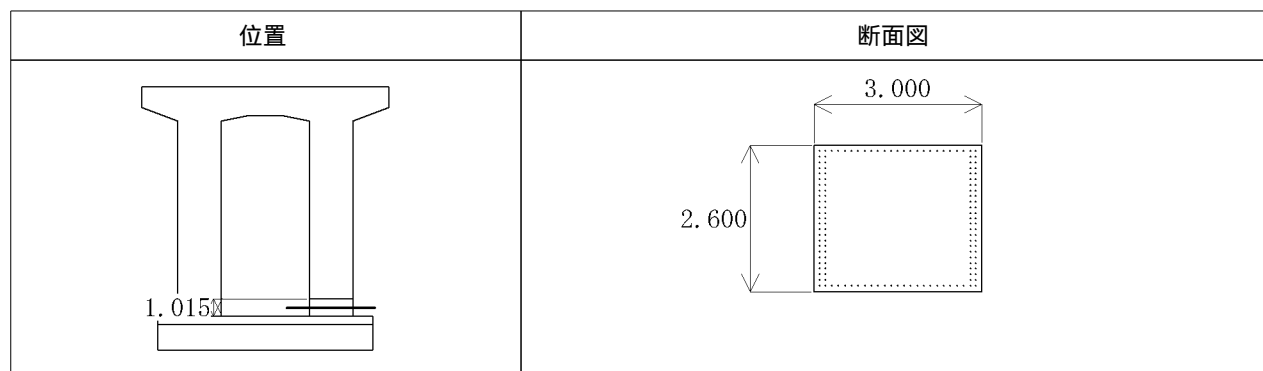
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.200	2.400	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.300	2.300	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.400	2.200	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.500	2.100	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.600	2.000	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.700	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.800	1.800	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.900	1.700	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.600	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.100	1.500	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.200	1.400	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.300	1.300	295.00	0.5	0.5
32	2	1588.40	1.400	1.200	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.500	1.100	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.600	1.000	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.700	0.900	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.800	0.800	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.900	0.700	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.000	0.600	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.100	0.500	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.200	0.400	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.300	0.300	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.400	0.200	295.00	0.0	1.0
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	96	76243.20	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	300.0	295.0	4	794.4	794.4
合計	---	---	---	---	---	1191.6

7.2.8 右柱基部

【M- 関係算出用断面】



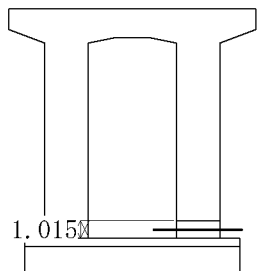
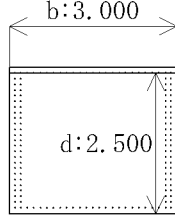
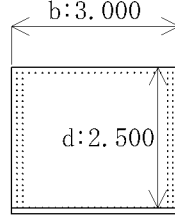
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00
32	4	3176.80	0.200	2.400	295.00
32	4	3176.80	0.300	2.300	295.00
32	4	3176.80	0.400	2.200	295.00
32	4	3176.80	0.500	2.100	295.00
32	4	3176.80	0.600	2.000	295.00
32	4	3176.80	0.700	1.900	295.00
32	4	3176.80	0.800	1.800	295.00
32	4	3176.80	0.900	1.700	295.00
32	4	3176.80	1.000	1.600	295.00
32	4	3176.80	1.100	1.500	295.00
32	4	3176.80	1.200	1.400	295.00
32	4	3176.80	1.300	1.300	295.00
32	4	3176.80	1.400	1.200	295.00
32	4	3176.80	1.500	1.100	295.00
32	4	3176.80	1.600	1.000	295.00
32	4	3176.80	1.700	0.900	295.00
32	4	3176.80	1.800	0.800	295.00
32	4	3176.80	1.900	0.700	295.00
32	4	3176.80	2.000	0.600	295.00
32	4	3176.80	2.100	0.500	295.00
32	4	3176.80	2.200	0.400	295.00
32	4	3176.80	2.300	0.300	295.00
32	4	3176.80	2.400	0.200	295.00
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00
合計	142	112776.40	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	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(右側引張)	断面図(左側引張)
 <p>1.015m</p>	 <p>b: 3.000 d: 2.500</p> <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>	 <p>b: 3.000 d: 2.500</p> <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>

1) 鉄筋配置

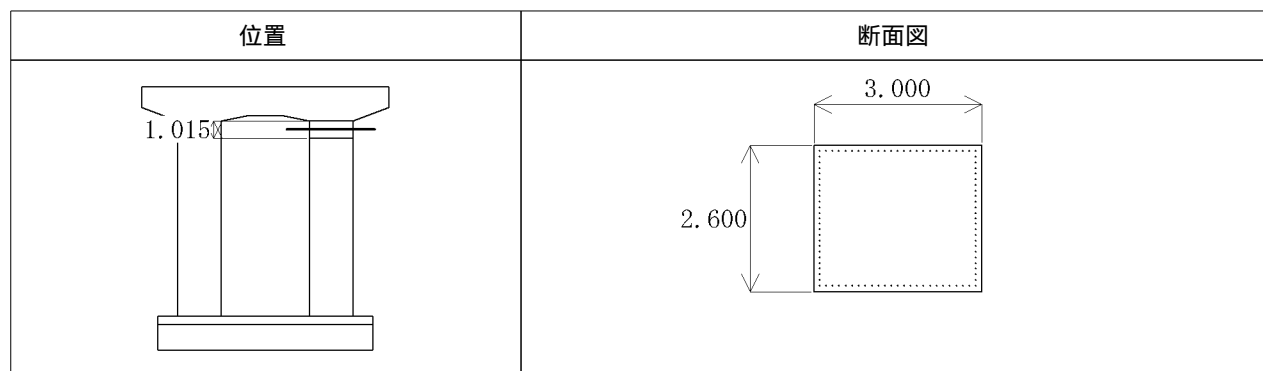
鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.200	2.400	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.300	2.300	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.400	2.200	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.500	2.100	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.600	2.000	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.700	1.900	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.800	1.800	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	0.900	1.700	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.000	1.600	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.100	1.500	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.200	1.400	295.00	1.0	0.0
32	4	3176.80	1.300	1.300	295.00	0.5	0.5
32	4	3176.80	1.400	1.200	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.500	1.100	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.600	1.000	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.700	0.900	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.800	0.800	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	1.900	0.700	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.000	0.600	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.100	0.500	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.200	0.400	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.300	0.300	295.00	0.0	1.0
32	4	3176.80	2.400	0.200	295.00	0.0	1.0
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	142	112776.40	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	300.0	295.0	4	794.4	794.4
合計	---	---	---	---	---	1191.6

7.2.9 右柱上端

【M- 関係算出用断面】



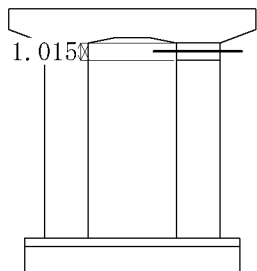
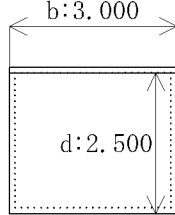
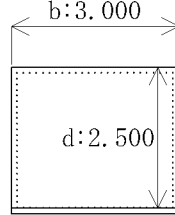
1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00
32	2	1588.40	0.200	2.400	295.00
32	2	1588.40	0.300	2.300	295.00
32	2	1588.40	0.400	2.200	295.00
32	2	1588.40	0.500	2.100	295.00
32	2	1588.40	0.600	2.000	295.00
32	2	1588.40	0.700	1.900	295.00
32	2	1588.40	0.800	1.800	295.00
32	2	1588.40	0.900	1.700	295.00
32	2	1588.40	1.000	1.600	295.00
32	2	1588.40	1.100	1.500	295.00
32	2	1588.40	1.200	1.400	295.00
32	2	1588.40	1.300	1.300	295.00
32	2	1588.40	1.400	1.200	295.00
32	2	1588.40	1.500	1.100	295.00
32	2	1588.40	1.600	1.000	295.00
32	2	1588.40	1.700	0.900	295.00
32	2	1588.40	1.800	0.800	295.00
32	2	1588.40	1.900	0.700	295.00
32	2	1588.40	2.000	0.600	295.00
32	2	1588.40	2.100	0.500	295.00
32	2	1588.40	2.200	0.400	295.00
32	2	1588.40	2.300	0.300	295.00
32	2	1588.40	2.400	0.200	295.00
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00
合計	96	76243.20	---	---	---

2) 横拘束筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	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(右側引張)	断面図(左側引張)
	 断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m	 断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m

1) 鉄筋配置

鉄筋径	本数	断面積 (mm <sup>2</sup> )	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	右側引張 pt 加算率	左側引張 pt 加算率
32	25	19855.00	0.100	2.500	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.200	2.400	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.300	2.300	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.400	2.200	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.500	2.100	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.600	2.000	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.700	1.900	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.800	1.800	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	0.900	1.700	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.000	1.600	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.100	1.500	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.200	1.400	295.00	1.0	0.0
32	2	1588.40	1.300	1.300	295.00	0.5	0.5
32	2	1588.40	1.400	1.200	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.500	1.100	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.600	1.000	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.700	0.900	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.800	0.800	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	1.900	0.700	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.000	0.600	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.100	0.500	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.200	0.400	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.300	0.300	295.00	0.0	1.0
32	2	1588.40	2.400	0.200	295.00	0.0	1.0
32	25	19855.00	2.500	0.100	295.00	0.0	1.0
合計	96	76243.20	---	---	---	---	---

2) 斜引張鉄筋

種類	鉄筋径	間隔 (mm)	sy (N/mm <sup>2</sup> )	直角方向		
				本数	実断面積 (mm <sup>2</sup> )	換算断面積 (mm <sup>2</sup> )
帯鉄筋	16	300.0	295.0	2	397.2	397.2
中間帯鉄筋	16	300.0	295.0	4	794.4	794.4
合計	---	---	---	---	---	1191.6

### 7.3 地震動タイプI

#### 7.3.1 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	---	I種	
地震動タイプ	---	I	
固有周期	T	sec	0.420
上部工重量	Wu	kN	5680.0
橋脚躯体の重量	Wp	kN	6393.8
Cz.khco	---		0.7000

##### 耐震性の照査

項目	単位	右向き	左向き	
耐震性の照査	---	OK	OK	
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	9171.0	9171.0
慣性力	khc.W	kN	8451.7	8451.7
設計水平震度	khc	---	0.70	0.70
等価重量	W	kN	12073.8	12073.8
等価重量算出係数	Cp	---	1.000	1.000
許容塑性率	$\mu a$	---	1.000	1.000
安全率		---	3.000	3.000

##### 残留変位の照査

項目	単位	右向き	左向き	
残留変位の照査	---	OK	OK	
許容残留変位	Ra	mm	157.0	157.0
残留変位	R	mm	0.0	0.0
応答塑性率	$\mu R$	---	0.925	0.925
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)
右向き	梁左側	OK	-888.5	3156.6	11072.1
	梁右側	OK	-888.5	-10223.5	-15057.1
左向き	梁左側	OK	-888.5	-10223.5	-15057.1
	梁右側	OK	-888.5	3156.6	11072.1

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	梁左側	OK	1722.2	7697.9
	梁右側	OK	1722.2	7697.9
左向き	梁左側	OK	1722.2	7697.9
	梁右側	OK	1722.2	7697.9

7.3.2 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 E <sub>des</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 <sub>cc</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ひずみ <sub>cc</sub>	終局ひずみ <sub>cu</sub>	n
塑性ヒンジ候補点	部材端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A <sub>h</sub> (mm <sup>2</sup> )	体積比 s					
梁左側	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	2.44E-003	1.675
梁左側	右	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	2.44E-003	1.675
梁中央	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	2.44E-003	1.675
梁右側	左	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	2.44E-003	1.675
梁右側	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	2.44E-003	1.675
左柱基部	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.15E-003	1.817
左柱上端	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.15E-003	1.817
右柱基部	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.15E-003	1.817
右柱上端	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.15E-003	1.817

A<sub>h</sub> : 横拘束筋1本あたりの断面積

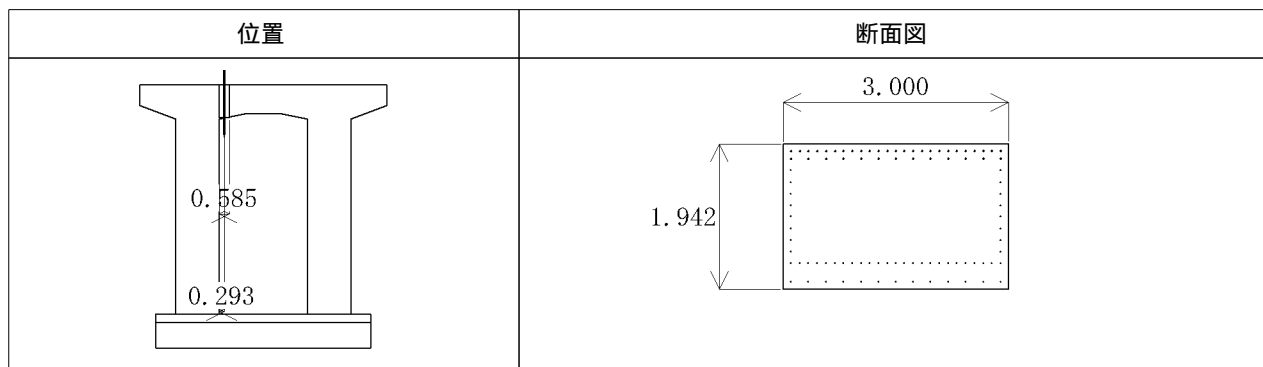
cc : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度

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

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

【梁左側】

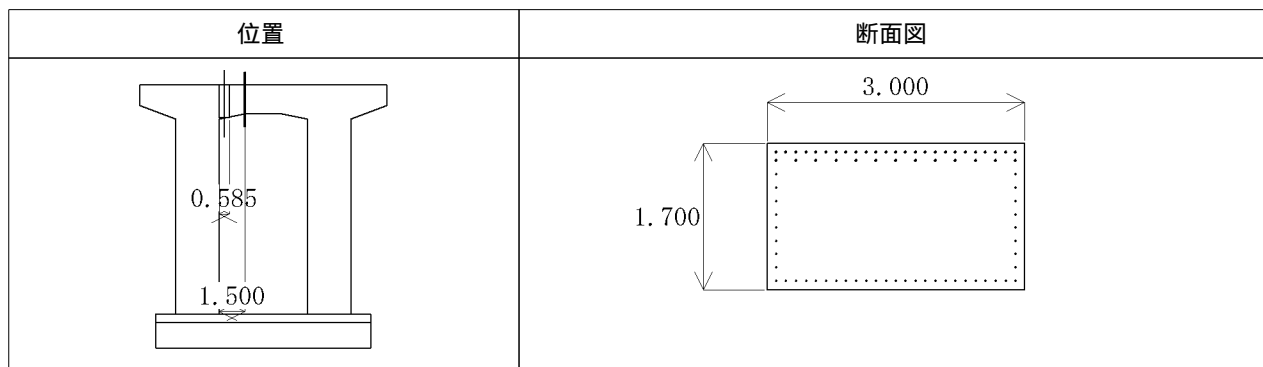


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup> 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	--- 0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup> 8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup> 24.61
コンクリートひずみ	cc	--- 2.443E-003
	cu	--- 2.443E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 102.0
n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)	n	--- 1.675

【梁左側 - 線形部材端右側】

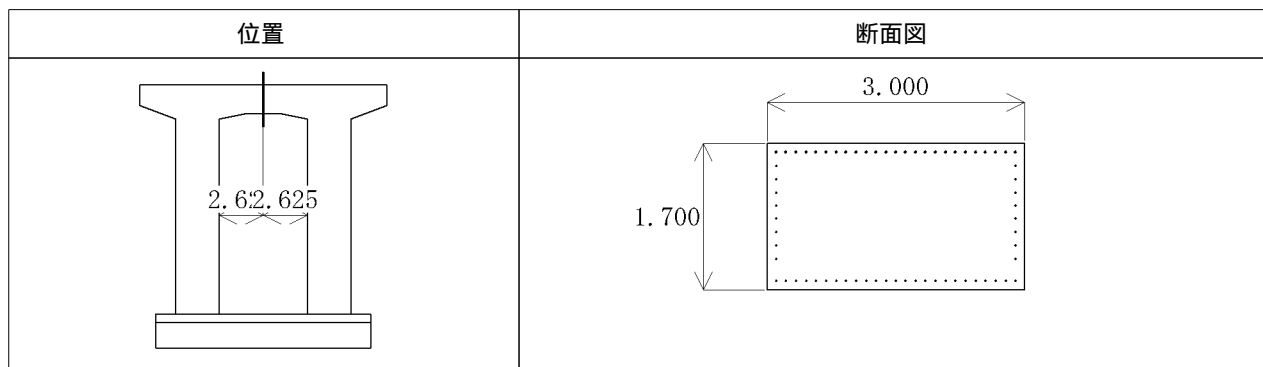


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup> 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	--- 0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup> 8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup> 24.61
コンクリートひずみ	cc	--- 2.443E-003
	cu	--- 2.443E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 100.0
n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)	n	--- 1.675

【梁中央】

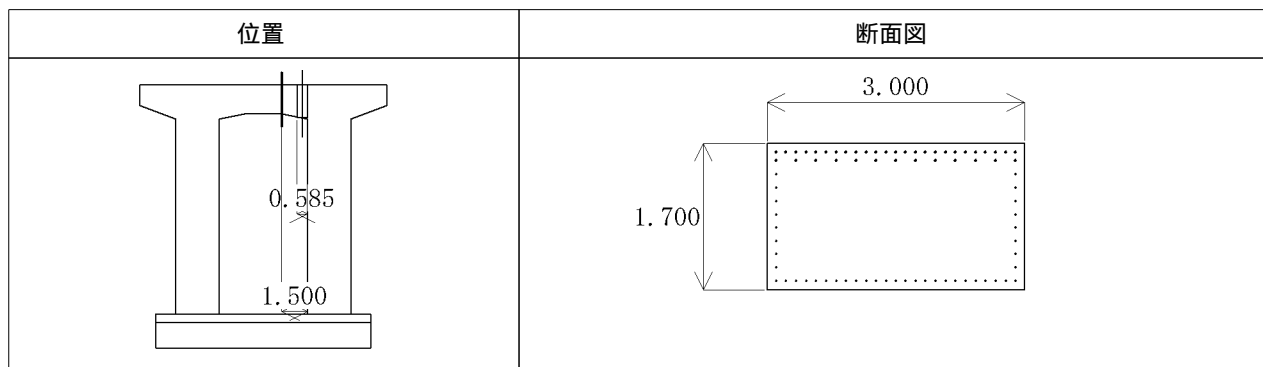


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup> 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	--- 0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup> 8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup> 24.61
コンクリートひずみ	cc	--- 2.443E-003
	cu	--- 2.443E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 100.0
n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)	n	--- 1.675

【梁右側 - 線形部材端左側】

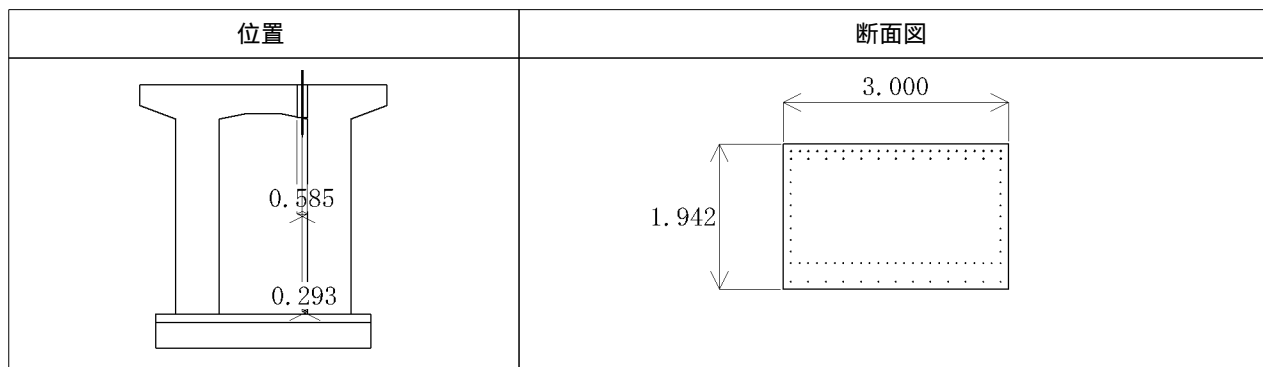


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリート ひずみ	cc	---	2.443E-003
	cu	---	2.443E-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	---	1.675

【梁右側】

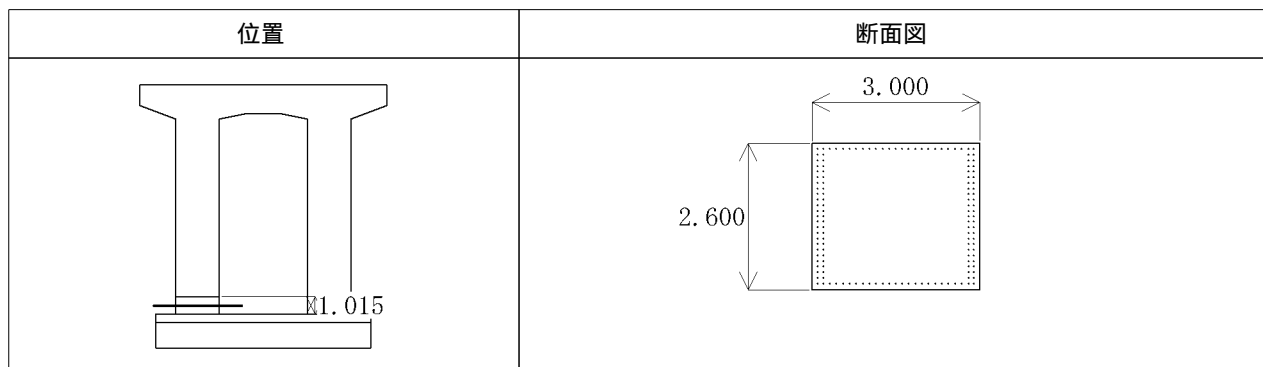


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup> 286.5
間隔	s	mm 150.0
有効長	d	mm 2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	--- 0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup> 8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup> 24.61
コンクリートひずみ	cc	--- 2.443E-003
	cu	--- 2.443E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 102.0
n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)	n	--- 1.675

【左柱基部】



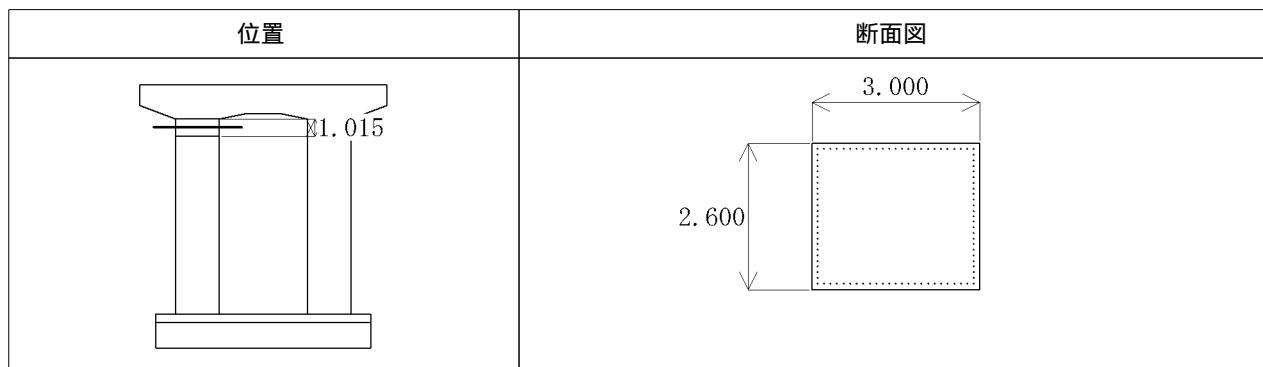
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリートひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.153E-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	---	1.817



【左柱上端】

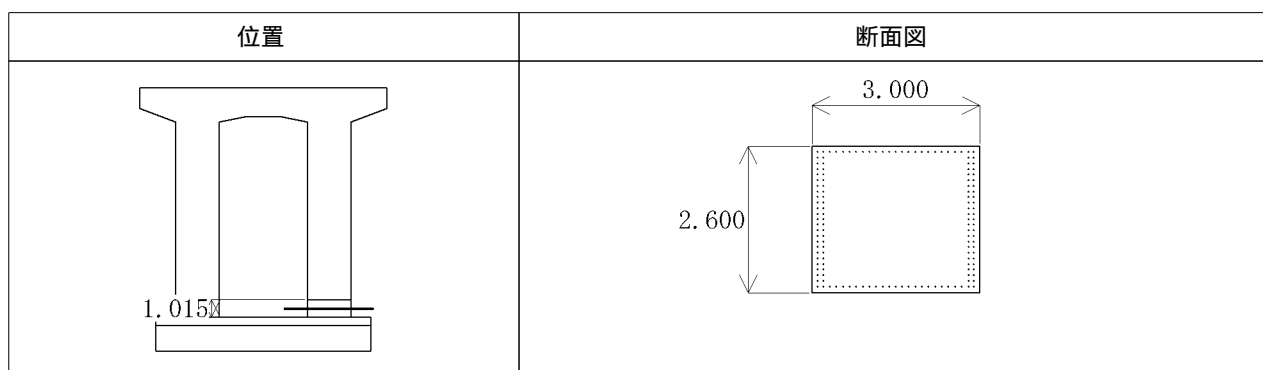


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項 目	単位	単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリート ひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.153E-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	---	1.817

【右柱基部】

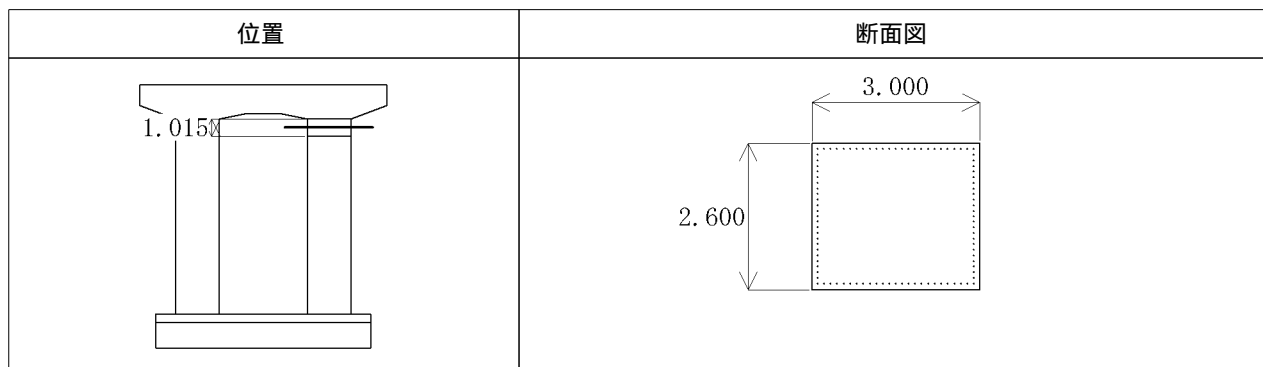


コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup> 198.6
間隔	s	mm 300.0
有効長	d	mm 2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
断面補正係数	---	0.200
	---	0.400
体積比	s	--- 0.0009
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup> 2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup> 24.21
コンクリートひずみ	cc	--- 2.153E-003
	cu	--- 2.153E-003
cu発生位置	上側	mm 100.0
	下側	mm 100.0
n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)	n	--- 1.817

【右柱上端】



コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリート ひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.153E-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	---	1.817

### 7.3.3 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 <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	下	-128.9	4004.6 8715.8 10848.2	7.68E-005 1.00E-003 3.27E-002	8.71E+006	2.50E+007	3.48E-001	
梁中央左	下	-128.9	3043.5 6362.3 7182.7	8.81E-005 1.14E-003 8.70E-001	5.57E+006	2.50E+007	2.23E-001	
梁中央右	上	-128.9	-3105.4 -9553.2 -10457.7	8.98E-005 1.22E-003 2.83E-002	7.85E+006	2.50E+007	3.14E-001	
梁右側	上	-128.9	-4134.0 -15139.3 -16776.3	7.93E-005 1.10E-003 1.20E-002	1.38E+007	2.50E+007	5.52E-001	
左柱上端	右	3819.6	-9070.8 -24218.1 -29987.0	7.29E-005 8.03E-004 8.38E-003	3.02E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
左柱基部	左	6036.9	10246.4 31996.5 41987.8	8.02E-005 8.53E-004 5.13E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	
右柱上端	右	3819.6	-9070.8 -24218.1 -29987.0	7.29E-005 8.03E-004 8.38E-003	3.02E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
右柱基部	左	6036.9	10246.4 31996.5 41987.8	8.02E-005 8.53E-004 5.13E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	

#### (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	8434.7	7697.9	1842.1	1105.3	6592.6
梁右側	上	9216.9	8363.7	2132.9	1279.8	7083.9
	下	8434.7	7697.9	1842.1	1105.3	6592.6
左柱基部	左	5295.9	4196.5	2748.7	1649.2	2547.3
左柱上端	右	4998.6	4018.1	2451.4	1470.8	2547.3
右柱基部	左	5295.9	4196.5	2748.7	1649.2	2547.3
右柱上端	右	4998.6	4018.1	2451.4	1470.8	2547.3

「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

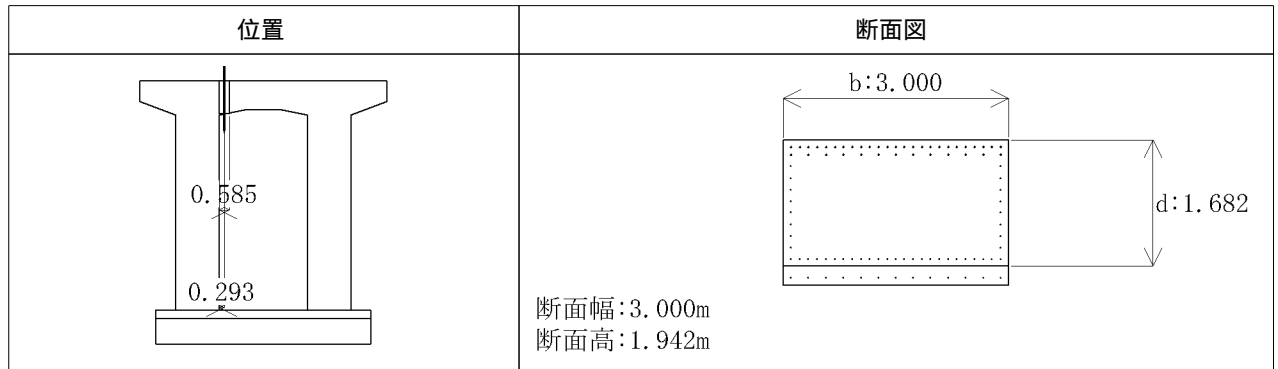
Ps : 補正係数(Cc)を0.6として算出されるせん断耐力

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=0.6)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

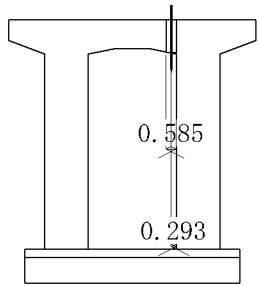
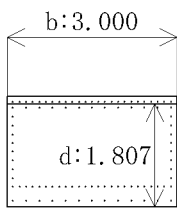
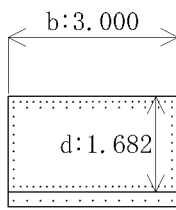
【梁左側】



項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN 8434.7
	P <sub>s</sub>	kN 7697.9
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN 1842.1
	S <sub>c</sub>	kN 1105.3
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN 6592.6
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	--- 0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	--- 0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	--- 1.162
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup> 2292.0
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

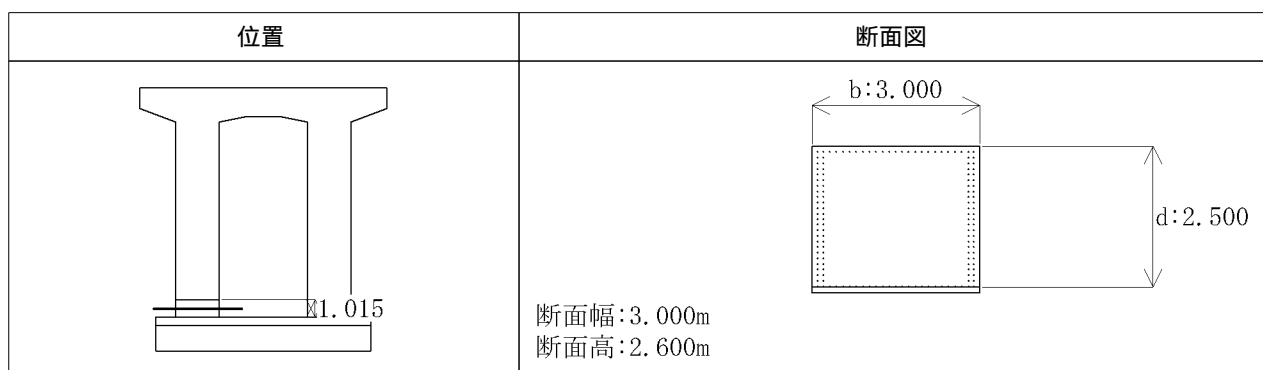
【梁右側】

\*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: 3.000m 断面高: 1.942m	 断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m

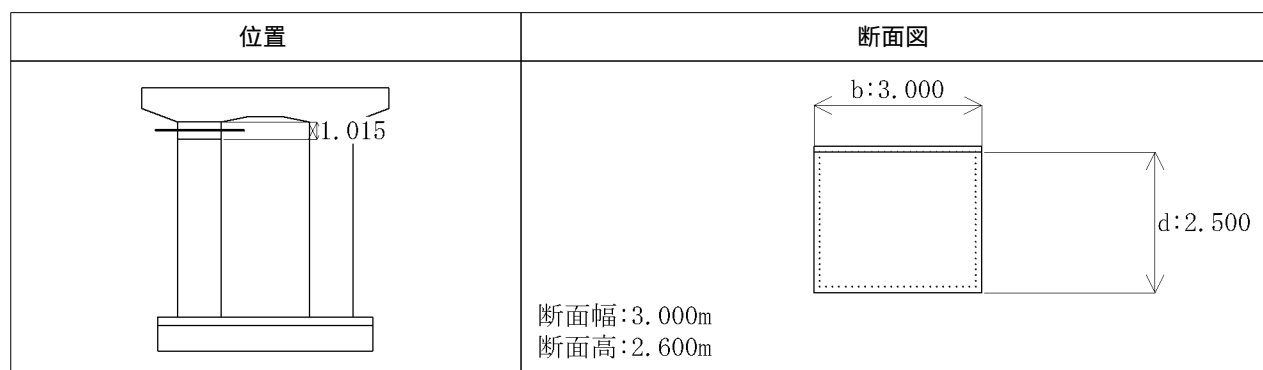
項目		単位	上側引張	下側引張
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	9216.9	8434.7
	Ps	kN	8363.7	7697.9
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	2132.9	1842.1
	Sc	kN	1279.8	1105.3
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	7083.9	6592.6
有効幅	b	mm	3000.0	3000.0
有効高	d	mm	1807.3	1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.631	0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.879	0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.279	1.162
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	2292.0	2292.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	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	5295.9
	Ps	kN	4196.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	2748.7
	Sc	kN	1649.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

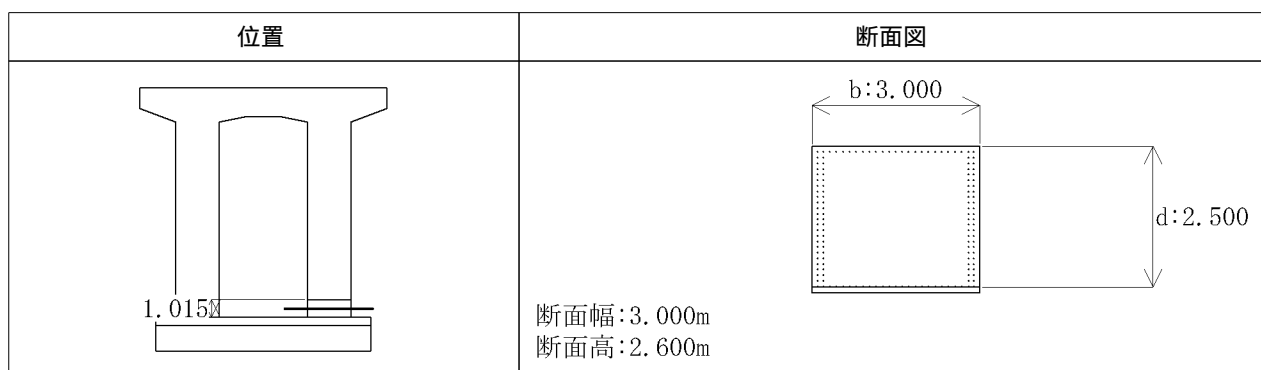
【左柱上端】



項 目	単 位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN	4998.6
	P <sub>s</sub>	kN	4018.1
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN	2451.4
	S <sub>c</sub>	kN	1470.8
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	---	1.205
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

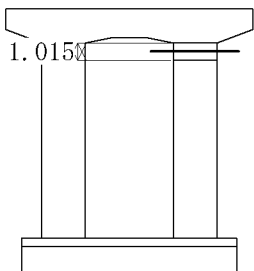
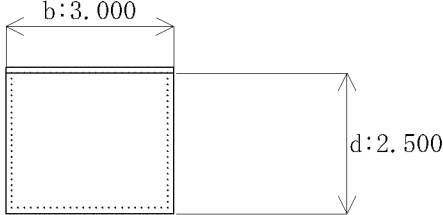


【右柱基部】



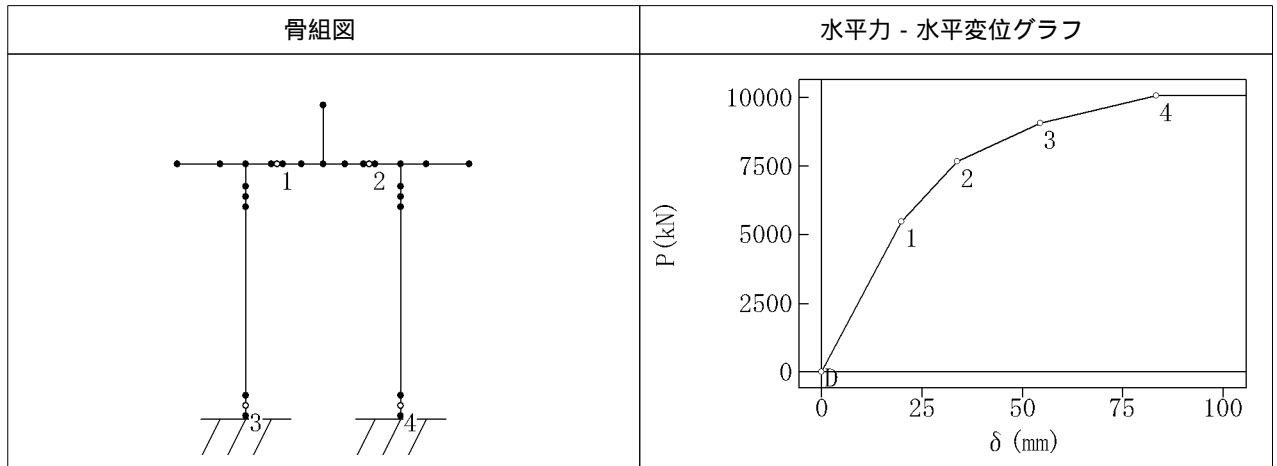
項 目	単 位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN	5295.9
	P <sub>s</sub>	kN	4196.5
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN	2748.7
	S <sub>c</sub>	kN	1649.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	---	1.351
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

【右柱上端】

位置	断面図
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>

項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	4998.6
	Ps	kN	4018.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	2451.4
	Sc	kN	1470.8
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

(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	梁左側	19.9	5493.6
2	梁右側	33.8	7658.7
3	左柱基部	54.7	9055.1
4	右柱基部	83.4	10069.1

終局水平耐力

$$P_u = 10069.1 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 19.9 \times \frac{10069.1}{5493.6} = 36.5 \text{ (mm)}$$

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 = 19.9 (mm)

$P_{y0}$  : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 力 = 5493.6 (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	梁左側	1722.2	3292.1	4814.7	4903.0	4967.2	7697.9 8434.7
2	梁右側	1722.2	6736.5	8259.1	8347.4	8411.5	8363.7 9216.9
3	左柱基部	128.9	2772.0	3477.5	4175.7	4146.1	4196.5 5295.9
4	右柱基部	128.9	2721.7	4181.1	4879.4	5923.1	4196.5 5295.9
	左柱上端	128.9	2772.0	3477.5	4175.7	4146.1	4018.1 4998.6
	右柱上端	128.9	2721.7	4181.1	4879.4	5923.1	4018.1 4998.6

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 = 0.6 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 = 9171.0 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 9171.0 (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	梁左側	0.002904	0.005988	0.009352	0.110741
2	梁右側	0.000000	0.003470	0.007601	0.110741
3	左柱基部	0.000000	0.000000	0.002295	0.065810
4	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.065810

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	梁左側	-1628.8	7562.2	0.000970	9670.4	0.037560
2	梁右側	3405.8	-17545.1	0.001161	-19149.5	0.009869
3	左柱基部	-2977.2	24033.2	0.000776	33938.4	0.007503
4	右柱基部	14857.0	39284.5	0.000923	48854.1	0.003918

## 【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	梁左側	0.5850	0.001241	0.021247	0.190839
2	梁右側	0.5850	0.001267	0.005032	0.065537
3	左柱基部	1.0153	0.001096	0.006505	0.147410
4	右柱基部	1.0153	0.001148	0.002812	0.126159

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)

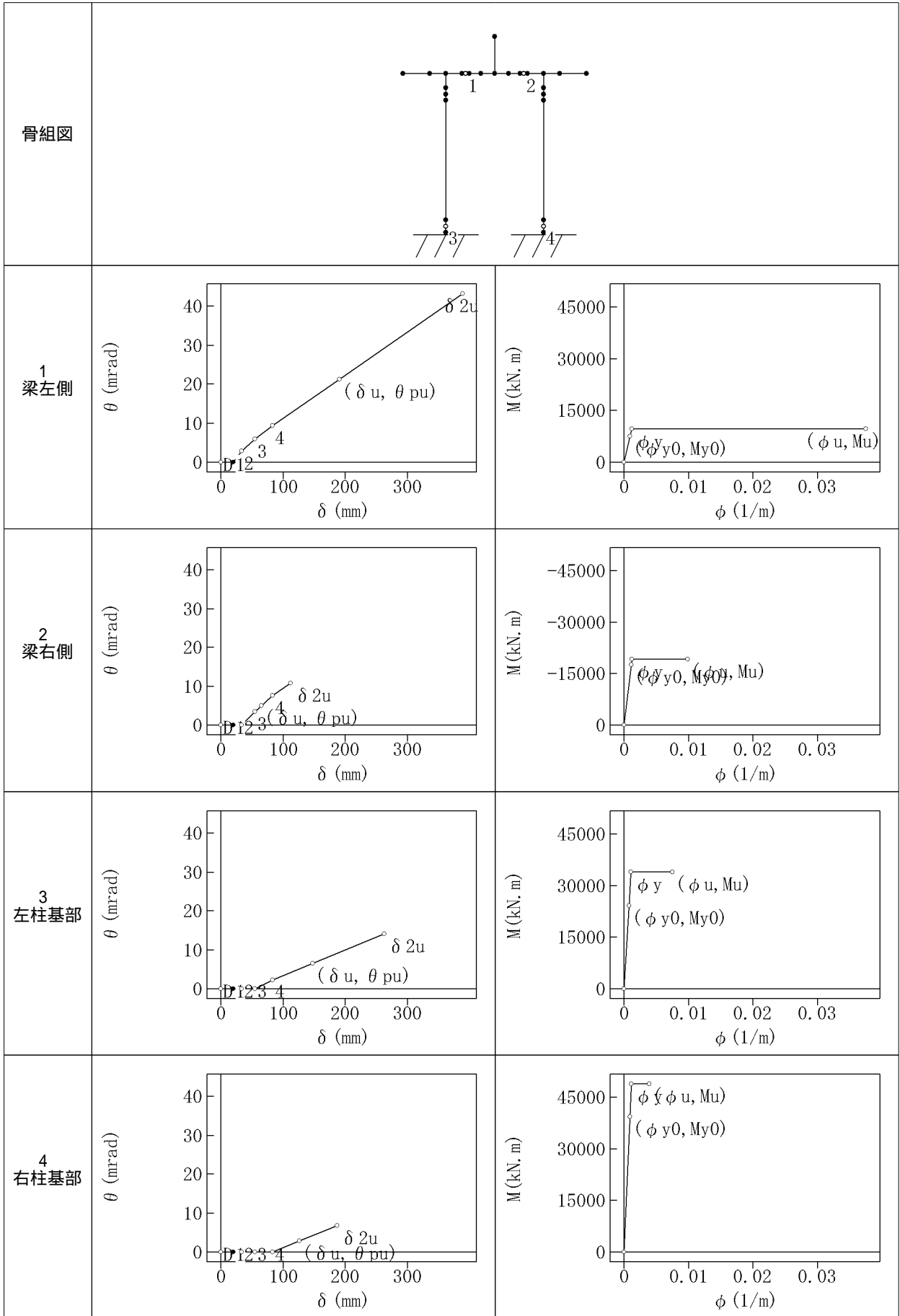
$$\phi y = \frac{Mu}{My0} \cdot \phi y0$$

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 = 0.190839(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

$$(Cz \cdot khco = 0.7000) \quad 0.30 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 0.7000$$

$$= 0.70 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 0.70

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 = 0.7000

Cs : 構造物特性補正係数

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

$\mu a$  : 許容塑性率 = 1.000

3)等価重量

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 12073.8(\text{kN})$$

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 = 5680.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 6393.8(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 8451.7 \text{ kN}) \quad (Pa = 9171.0 \text{ kN}) \text{ [OK]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 0.70

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9171.0(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 0.0 \text{ mm}) \quad (Ra = 157.0 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - ) \cdot y = -1.6 \quad 0.0(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 0.925$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 157.0(\text{mm})$$

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

$\mu R$  : 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 = 36.5(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 0.7000

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9171.0(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 15703.0(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。

$$V_b / \Psi_i = 1$$

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)

$\Psi_i$  : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

骨組図							
発生 順番	位置	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
2	梁右側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	-1722.2	7697.9	OK

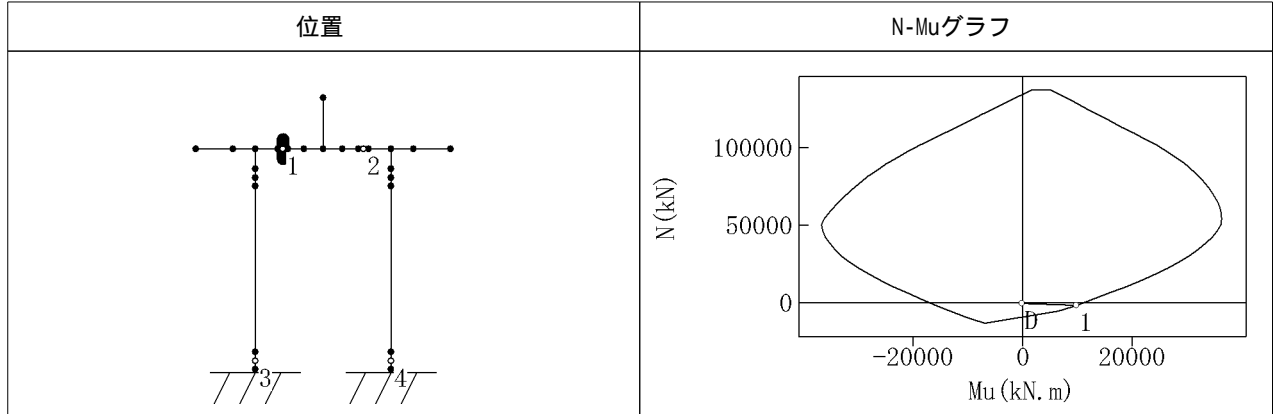
(8) はりの線形部材端の照査

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)			-888.5
		M (kN.m)			3156.6
		Mu(kN.m)			11072.1
梁右側	左側	OK			
		N (kN)			-888.5
		M (kN.m)			-10223.5
		Mu(kN.m)			-15057.1



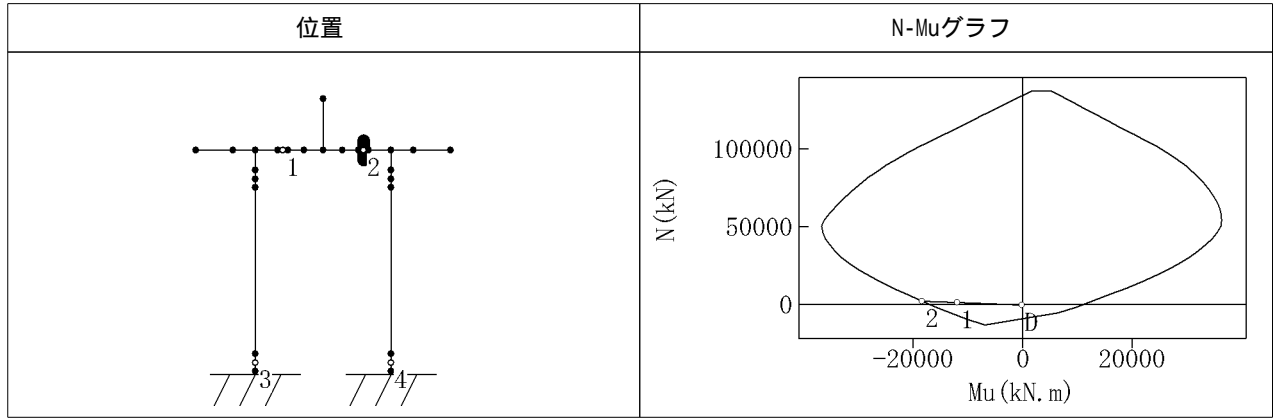
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【梁左側】



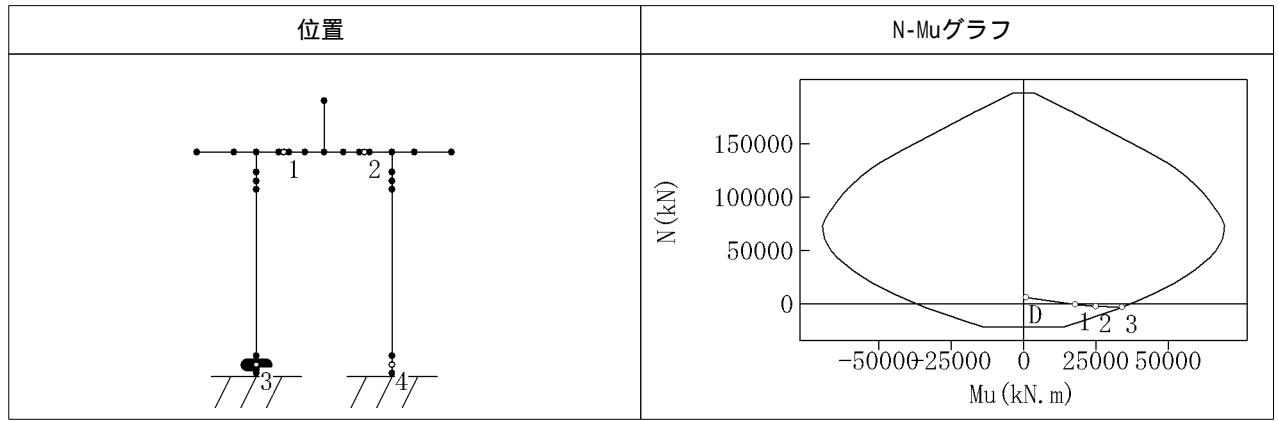
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	65865.1	-33294.8	35492.7
1	-1398.6	9846.9	-9174.2	-10238.7	---	69816.5	-32168.2	34858.8
2	-1562.9	9846.9	-5260.2	-13274.1	6623.6	73768.0	-30946.8	34104.0
3	-1912.0	9846.9	-1308.8	-15974.5	9921.9	77719.4	-29614.5	33216.6
4	-1628.8	9846.9	2642.6	-18642.4	13024.7	81670.8	-28165.0	32186.5
			6594.0	-21210.7	16088.2	85622.2	-26589.3	30999.2
			10545.5	-23660.1	19021.1	89573.6	-24878.3	29649.7
			14496.9	-25937.7	21788.0	93525.0	-23023.3	28132.3
			18448.3	-28036.6	24290.6	97476.4	-21017.9	26438.6
			22399.7	-29947.8	26565.8	101427.8	-18850.1	24563.9
			26351.1	-31641.3	28619.6	105379.2	-16585.9	22502.2
			30302.5	-33057.3	30453.1	109330.6	-14325.5	20335.6
			34253.9	-34251.9	32053.7	113282.0	-12065.4	18178.9
			38205.3	-35224.2	33425.3	117233.4	-9804.0	16029.1
			42156.7	-35960.9	34573.6	121184.8	-7534.5	13883.5
			46108.1	-36476.3	35500.8	125136.2	-5258.9	11735.8
			50059.5	-36664.3	36194.1	129087.6	-2974.7	9588.0
			54010.9	-36226.6	36364.7	133039.0	-673.6	7438.0
			57962.3	-35311.2	36291.6	136990.5	1643.7	5282.2
			61913.7	-34338.2	36019.2			

【梁右側】



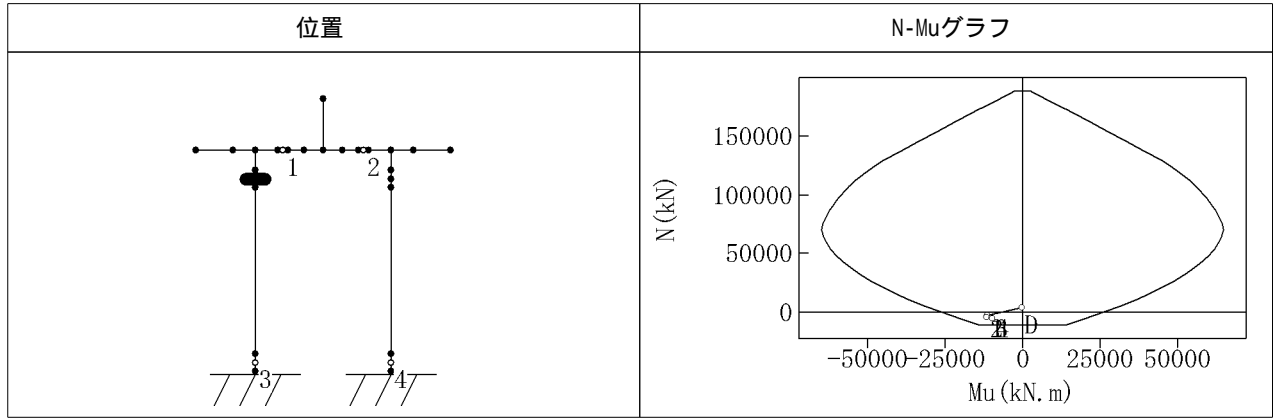
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	65865.1	-33294.8	35492.7
1	1348.2	-11924.2	-9174.2	-10238.7	---	69816.5	-32168.2	34858.8
2	2266.5	-18388.4	-5260.2	-13274.1	6623.6	73768.0	-30946.8	34104.0
3	2615.6	-18388.4	-1308.8	-15974.5	9921.9	77719.4	-29614.5	33216.6
4	3405.8	-18388.4	2642.6	-18642.4	13024.7	81670.8	-28165.0	32186.5
			6594.0	-21210.7	16088.2	85622.2	-26589.3	30999.2
			10545.5	-23660.1	19021.1	89573.6	-24878.3	29649.7
			14496.9	-25937.7	21788.0	93525.0	-23023.3	28132.3
			18448.3	-28036.6	24290.6	97476.4	-21017.9	26438.6
			22399.7	-29947.8	26565.8	101427.8	-18850.1	24563.9
			26351.1	-31641.3	28619.6	105379.2	-16585.9	22502.2
			30302.5	-33057.3	30453.1	109330.6	-14325.5	20335.6
			34253.9	-34251.9	32053.7	113282.0	-12065.4	18178.9
			38205.3	-35224.2	33425.3	117233.4	-9804.0	16029.1
			42156.7	-35960.9	34573.6	121184.8	-7534.5	13883.5
			46108.1	-36476.3	35500.8	125136.2	-5258.9	11735.8
			50059.5	-36664.3	36194.1	129087.6	-2974.7	9588.0
			54010.9	-36226.6	36364.7	133039.0	-673.6	7438.0
			57962.3	-35311.2	36291.6	136990.5	1643.7	5282.2
			61913.7	-34338.2	36019.2			

【左柱基部】



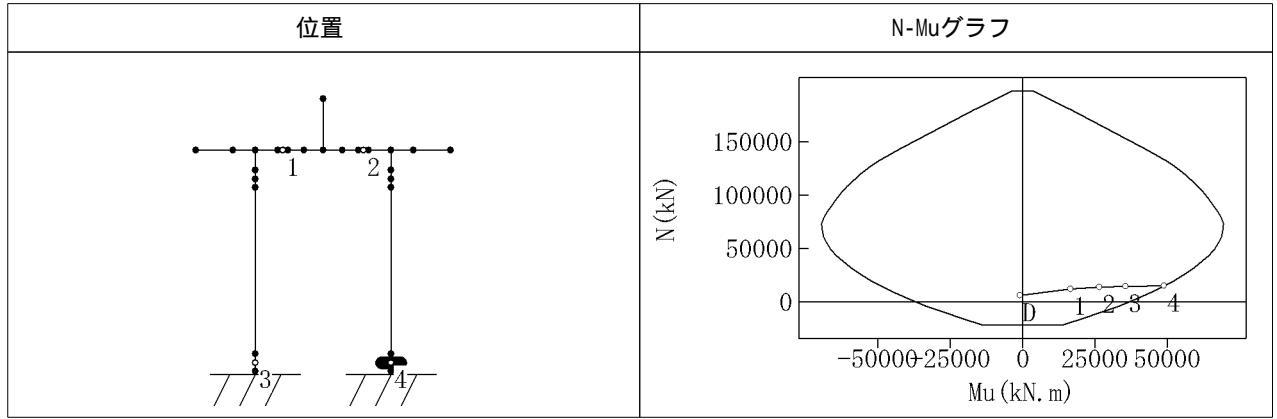
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	5939.9	1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	90742.1	-65852.1	65852.1
1	-289.9	17913.4	-15644.1	-20865.1	20865.1	96652.4	-64297.9	64297.9
2	-2291.5	25122.1	-9733.8	-27215.5	27215.5	102562.7	-62532.2	62532.2
3	-2688.8	34172.4	-3823.4	-33122.6	33122.6	108473.1	-60525.5	60525.5
4	-2977.2	34172.4	2086.9	-38591.0	38591.0	114383.4	-58235.9	58235.9
			7997.2	-43591.3	43591.3	120293.8	-55656.4	55656.4
			13907.6	-48170.9	48170.9	126204.1	-52765.9	52765.9
			19817.9	-52286.8	52286.8	132114.5	-49527.1	49527.1
			25728.3	-55969.0	55969.0	138024.8	-45933.1	45933.1
			31638.6	-59183.0	59183.0	143935.1	-41968.6	41968.6
			37549.0	-61976.8	61976.8	149845.5	-37800.2	37800.2
			43459.3	-64310.3	64310.3	155755.8	-33629.8	33629.8
			49369.7	-66199.2	66199.2	161666.2	-29461.3	29461.3
			55280.0	-67638.6	67638.6	167576.5	-25276.1	25276.1
			61190.3	-68642.5	68642.5	173486.9	-21082.7	21082.7
			67100.7	-69194.2	69194.2	179397.2	-16867.6	16867.6
			73011.0	-69292.7	69292.7	185307.5	-12619.9	12619.9
			78921.4	-68416.2	68416.2	191217.9	-8322.0	8322.0
			84831.7	-67218.3	67218.3	197128.2	-3957.3	3957.3

【左柱上端】



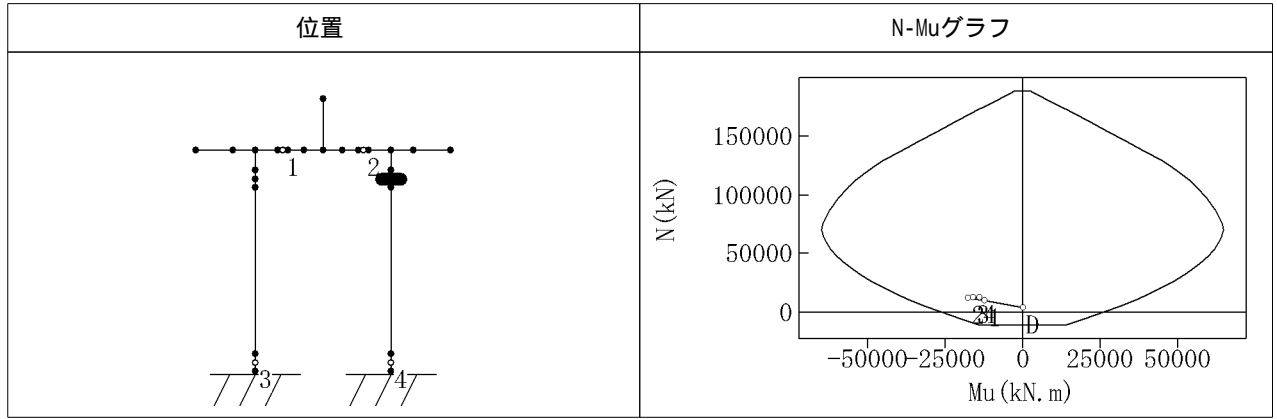
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	-357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	91280.9	-61047.0	61047.0
1	-2313.2	-11435.7	-5405.7	-20270.6	20270.6	96652.4	-59553.0	59553.0
2	-4314.8	-11696.9	-34.2	-26073.1	26073.1	102023.9	-57825.3	57825.3
3	-4712.1	-10039.1	5337.3	-31474.7	31474.7	107395.4	-55834.3	55834.3
4	-5000.5	-9724.8	10708.7	-36466.3	36466.3	112766.8	-53568.5	53568.5
			16080.2	-41056.4	41056.4	118138.3	-51013.5	51013.5
			21451.7	-45237.3	45237.3	123509.8	-48149.1	48149.1
			26823.2	-49025.3	49025.3	128881.3	-44961.0	44961.0
			32194.7	-52390.6	52390.6	134252.7	-41442.7	41442.7
			37566.1	-55366.0	55366.0	139624.2	-37635.2	37635.2
			42937.6	-57927.5	57927.5	144995.7	-33790.9	33790.9
			48309.1	-60090.2	60090.2	150367.2	-29950.2	29950.2
			53680.6	-61840.8	61840.8	155738.7	-26106.6	26106.6
			59052.0	-63193.9	63193.9	161110.1	-22254.9	22254.9
			64423.5	-64141.3	64141.3	166481.6	-18390.0	18390.0
			69795.0	-64678.2	64678.2	171853.1	-14511.2	14511.2
			75166.5	-64342.4	64342.4	177224.6	-10609.7	10609.7
			80538.0	-63419.3	63419.3	182596.0	-6674.9	6674.9
			85909.4	-62329.3	62329.3	187967.5	-2688.0	2688.0

【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)	5939.9	-1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	90742.1	-65852.1	65852.1
1	12169.7	16660.8	-15644.1	-20865.1	20865.1	96652.4	-64297.9	64297.9
2	14171.3	26637.8	-9733.8	-27215.5	27215.5	102562.7	-62532.2	62532.2
3	14568.5	35688.2	-3823.4	-33122.6	33122.6	108473.1	-60525.5	60525.5
4	14857.0	48832.1	2086.9	-38591.0	38591.0	114383.4	-58235.9	58235.9
			7997.2	-43591.3	43591.3	120293.8	-55656.4	55656.4
			13907.6	-48170.9	48170.9	126204.1	-52765.9	52765.9
			19817.9	-52286.8	52286.8	132114.5	-49527.1	49527.1
			25728.3	-55969.0	55969.0	138024.8	-45933.1	45933.1
			31638.6	-59183.0	59183.0	143935.1	-41968.6	41968.6
			37549.0	-61976.8	61976.8	149845.5	-37800.2	37800.2
			43459.3	-64310.3	64310.3	155755.8	-33629.8	33629.8
			49369.7	-66199.2	66199.2	161666.2	-29461.3	29461.3
			55280.0	-67638.6	67638.6	167576.5	-25276.1	25276.1
			61190.3	-68642.5	68642.5	173486.9	-21082.7	21082.7
			67100.7	-69194.2	69194.2	179397.2	-16867.6	16867.6
			73011.0	-69292.7	69292.7	185307.5	-12619.9	12619.9
			78921.4	-68416.2	68416.2	191217.9	-8322.0	8322.0
			84831.7	-67218.3	67218.3	197128.2	-3957.3	3957.3

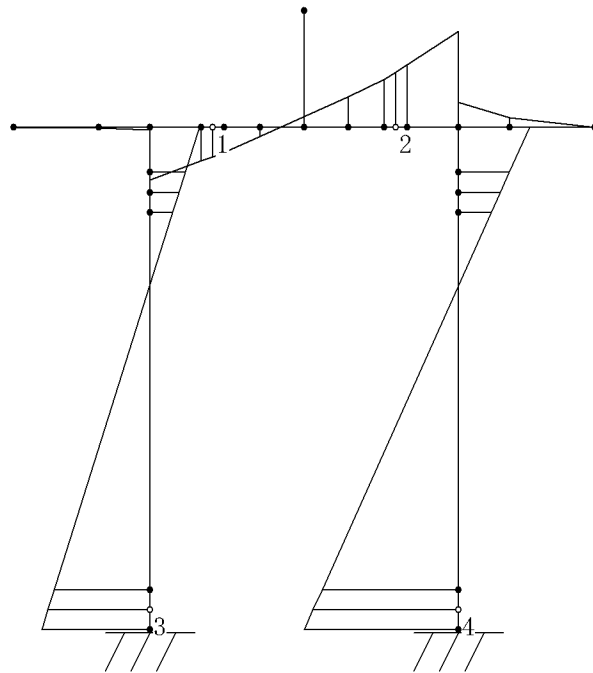
【右柱上端】



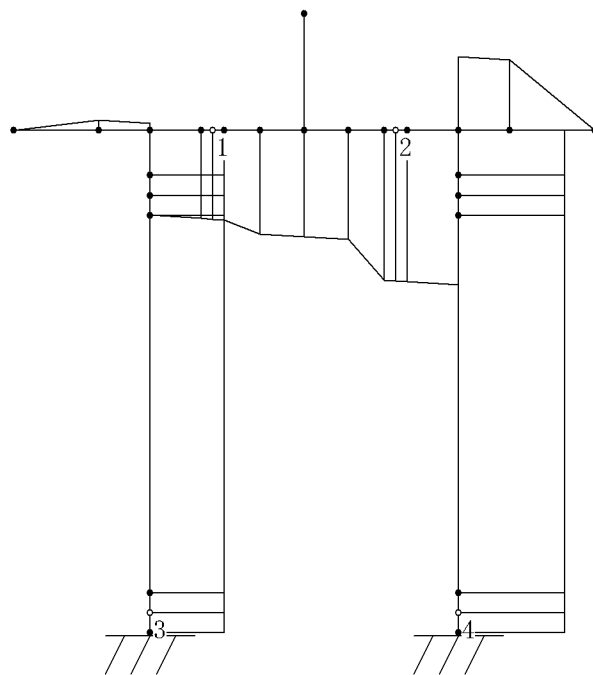
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	91280.9	-61047.0	61047.0
1	10146.4	-12155.3	-5405.7	-20270.6	20270.6	96652.4	-59553.0	59553.0
2	12148.0	-17630.9	-34.2	-26073.1	26073.1	102023.9	-57825.3	57825.3
3	12545.2	-15973.1	5337.3	-31474.7	31474.7	107395.4	-55834.3	55834.3
4	12833.7	-13879.6	10708.7	-36466.3	36466.3	112766.8	-53568.5	53568.5
			16080.2	-41056.4	41056.4	118138.3	-51013.5	51013.5
			21451.7	-45237.3	45237.3	123509.8	-48149.1	48149.1
			26823.2	-49025.3	49025.3	128881.3	-44961.0	44961.0
			32194.7	-52390.6	52390.6	134252.7	-41442.7	41442.7
			37566.1	-55366.0	55366.0	139624.2	-37635.2	37635.2
			42937.6	-57927.5	57927.5	144995.7	-33790.9	33790.9
			48309.1	-60090.2	60090.2	150367.2	-29950.2	29950.2
			53680.6	-61840.8	61840.8	155738.7	-26106.6	26106.6
			59052.0	-63193.9	63193.9	161110.1	-22254.9	22254.9
			64423.5	-64141.3	64141.3	166481.6	-18390.0	18390.0
			69795.0	-64678.2	64678.2	171853.1	-14511.2	14511.2
			75166.5	-64342.4	64342.4	177224.6	-10609.7	10609.7
			80538.0	-63419.3	63419.3	182596.0	-6674.9	6674.9
			85909.4	-62329.3	62329.3	187967.5	-2688.0	2688.0

(10) 終局水平耐力が作用したときの断面力図

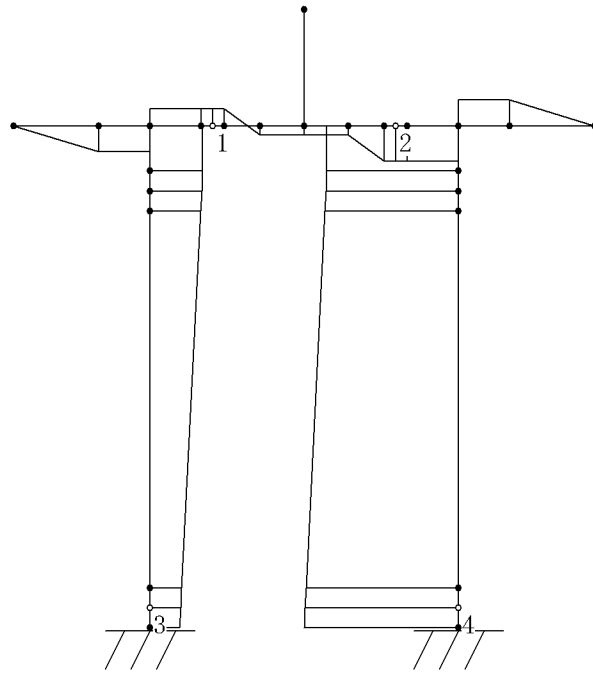
【曲げモーメント】



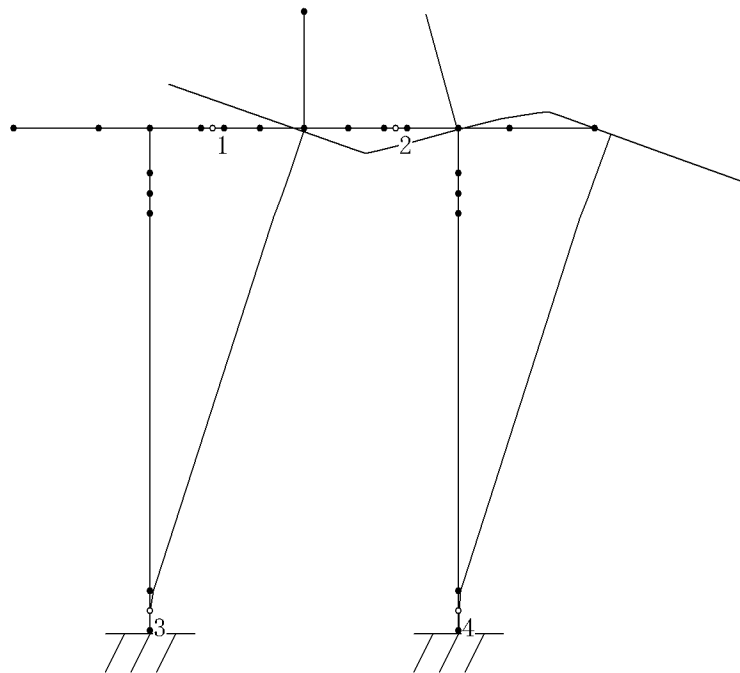
【せん断力】



【軸力】



【変位】





7.3.4 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 <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	上	-128.9	-4134.0 -15139.3 -16776.3	7.93E-005 1.10E-003 1.20E-002	1.38E+007	2.50E+007	5.52E-001	
梁中央左	上	-128.9	-3105.4 -9553.2 -10457.7	8.98E-005 1.22E-003 2.83E-002	7.85E+006	2.50E+007	3.14E-001	
梁中央右	下	-128.9	3043.5 6362.3 7182.7	8.81E-005 1.14E-003 8.70E-001	5.57E+006	2.50E+007	2.23E-001	
梁右側	下	-128.9	4004.6 8715.8 10848.2	7.68E-005 1.00E-003 3.27E-002	8.71E+006	2.50E+007	3.48E-001	
左柱上端	左	3819.6	9070.8 24218.1 29987.0	7.29E-005 8.03E-004 8.38E-003	3.02E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
左柱基部	右	6036.9	-10246.4 -31996.5 -41987.8	8.02E-005 8.53E-004 5.13E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	
右柱上端	左	3819.6	9070.8 24218.1 29987.0	7.29E-005 8.03E-004 8.38E-003	3.02E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
右柱基部	右	6036.9	-10246.4 -31996.5 -41987.8	8.02E-005 8.53E-004 5.13E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	

(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	9216.9	8363.7	2132.9	1279.8	7083.9
	下	8434.7	7697.9	1842.1	1105.3	6592.6
梁右側	下	8434.7	7697.9	1842.1	1105.3	6592.6
左柱基部	右	5295.9	4196.5	2748.7	1649.2	2547.3
左柱上端	左	4998.6	4018.1	2451.4	1470.8	2547.3
右柱基部	右	5295.9	4196.5	2748.7	1649.2	2547.3
右柱上端	左	4998.6	4018.1	2451.4	1470.8	2547.3

「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0.6として算出されるせん断耐力

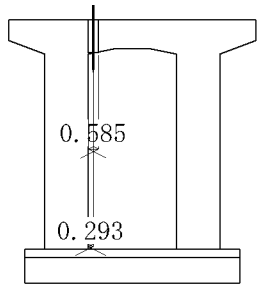
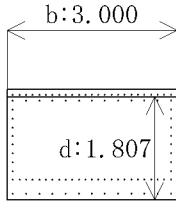
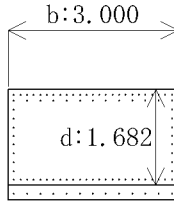
Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.6)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

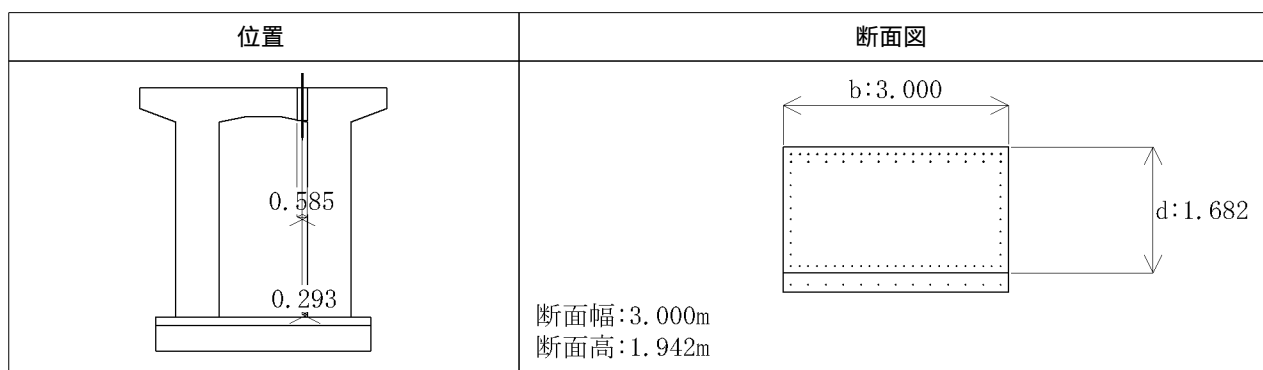
【梁左側】

\*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: 3.000m 断面高: 1.942m	 断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m

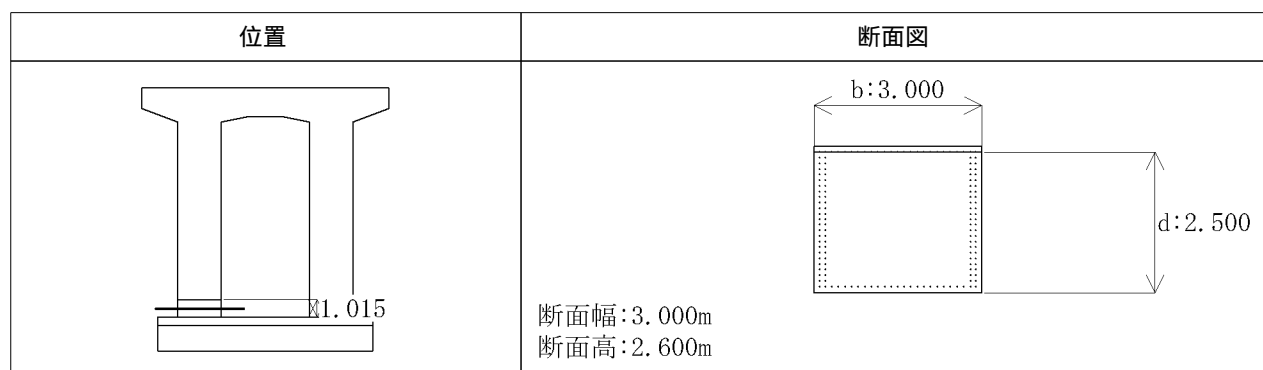
項目		単位	上側引張	下側引張
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	9216.9	8434.7
	Ps	kN	8363.7	7697.9
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	2132.9	1842.1
	Sc	kN	1279.8	1105.3
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	7083.9	6592.6
有効幅	b	mm	3000.0	3000.0
有効高	d	mm	1807.3	1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.631	0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.879	0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.279	1.162
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	2292.0	2292.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

【梁右側】



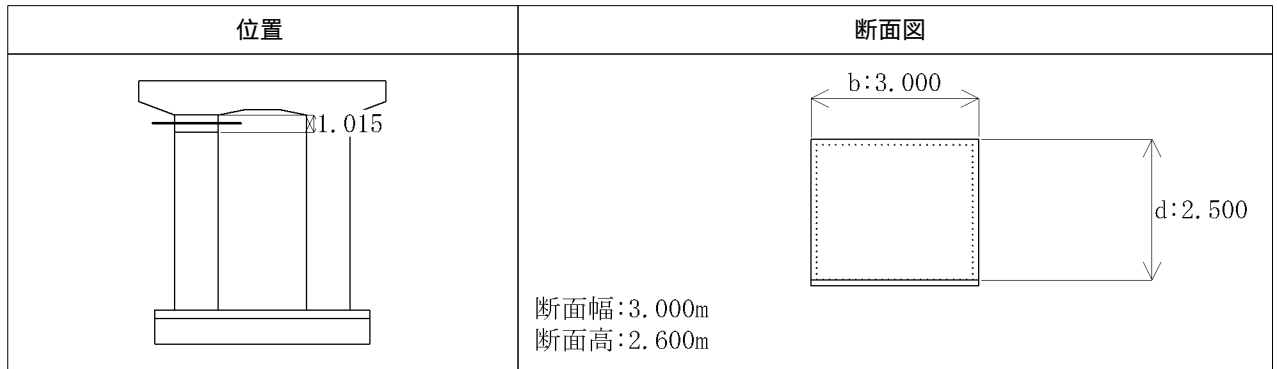
項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN 8434.7
	P <sub>s</sub>	kN 7697.9
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN 1842.1
	S <sub>c</sub>	kN 1105.3
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN 6592.6
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	--- 0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	--- 0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	--- 1.162
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup> 2292.0
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【左柱基部】



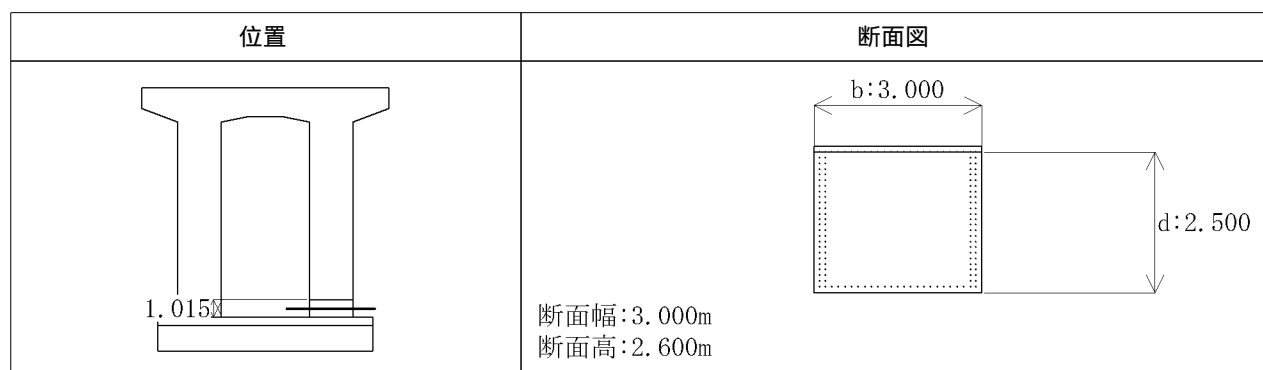
項 目		単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	5295.9
	Ps	kN	4196.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	2748.7
	Sc	kN	1649.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

【左柱上端】



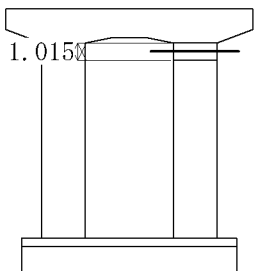
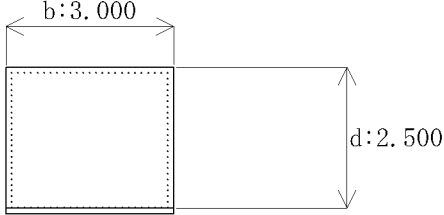
項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 4998.6
	Ps	kN 4018.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2451.4
	Sc	kN 1470.8
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【右柱基部】



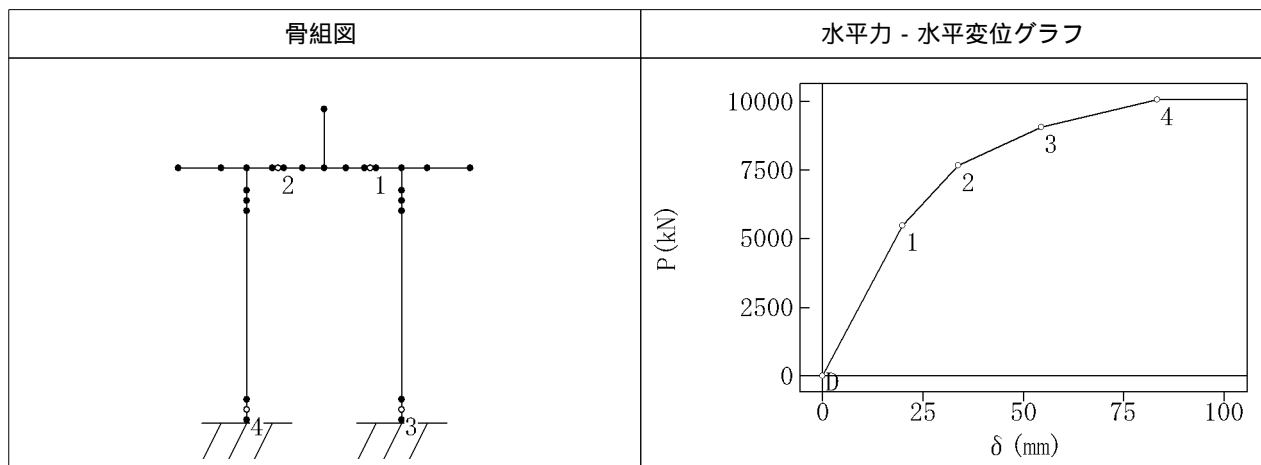
項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 5295.9
	Ps	kN 4196.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2748.7
	Sc	kN 1649.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【右柱上端】

位置	断面図
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>

項目	単位	値	
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	4998.6
	Ps	kN	4018.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN	2451.4
	Sc	kN	1470.8
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

(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	梁右側	19.9	5493.6
2	梁左側	33.8	7658.7
3	右柱基部	54.7	9055.1
4	左柱基部	83.4	10069.1

終局水平耐力

$$P_u = 10069.1 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 19.9 \times \frac{10069.1}{5493.6} = 36.5 \text{ (mm)}$$

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 = 19.9 (mm)

$P_{y0}$  : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 力 = 5493.6 (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	梁右側	1722.2	3292.1	4814.7	4903.0	4967.2	7697.9 8434.7
2	梁左側	1722.2	6736.5	8259.1	8347.4	8411.5	8363.7 9216.9
3	右柱基部	128.9	2772.0	3477.5	4175.7	4146.1	4196.5 5295.9
4	左柱基部	128.9	2721.7	4181.1	4879.4	5923.1	4196.5 5295.9
	左柱上端	128.9	2721.7	4181.1	4879.4	5923.1	4018.1 4998.6
	右柱上端	128.9	2772.0	3477.5	4175.7	4146.1	4018.1 4998.6

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 = 0.6 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 = 9171.0 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 9171.0 (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	梁右側	0.002904	0.005988	0.009352	0.110741
2	梁左側	0.000000	0.003470	0.007601	0.110741
3	右柱基部	0.000000	0.000000	0.002295	0.065810
4	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.065810

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	梁右側	-1628.8	7562.2	0.000970	9670.4	0.037560
2	梁左側	3405.8	-17545.1	0.001161	-19149.5	0.009869
3	右柱基部	-2977.2	-24033.2	0.000776	-33938.4	0.007503
4	左柱基部	14857.0	-39284.5	0.000923	-48854.1	0.003918

【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	梁右側	0.5850	0.001241	0.021247	0.190839
2	梁左側	0.5850	0.001267	0.005032	0.065537
3	右柱基部	1.0153	0.001096	0.006505	0.147410
4	左柱基部	1.0153	0.001148	0.002812	0.126159

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)

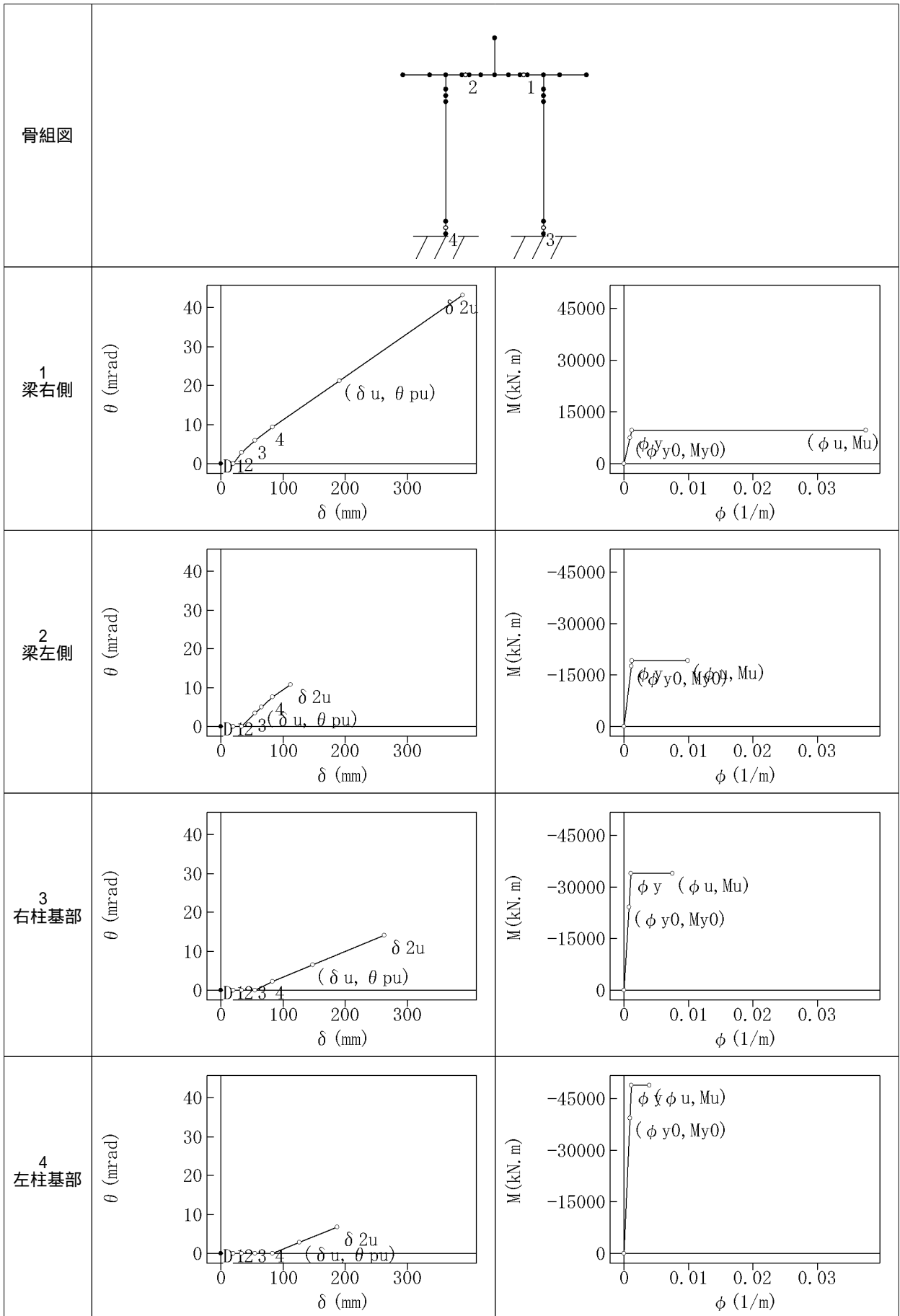
$$\phi y = \frac{Mu}{My0} \cdot \phi y0$$

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 = 0.190839(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

$$(Cz \cdot khco = 0.7000) \quad 0.30 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 0.7000$$

$$= 0.70 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 0.70

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 = 0.7000

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

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 12073.8(\text{kN})$$

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 = 5680.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 6393.8(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 8451.7 \text{ kN}) \quad (Pa = 9171.0 \text{ kN}) \text{ [OK]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 0.70

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9171.0(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 0.0 \text{ mm}) \quad (Ra = 157.0 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - ) \cdot y = -1.6 \quad 0.0(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 0.925$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 157.0(\text{mm})$$

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 = 36.5(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 0.7000

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9171.0(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 15703.0(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。

$$V_b / \Psi_i = 1$$

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)

$\Psi_i$  : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

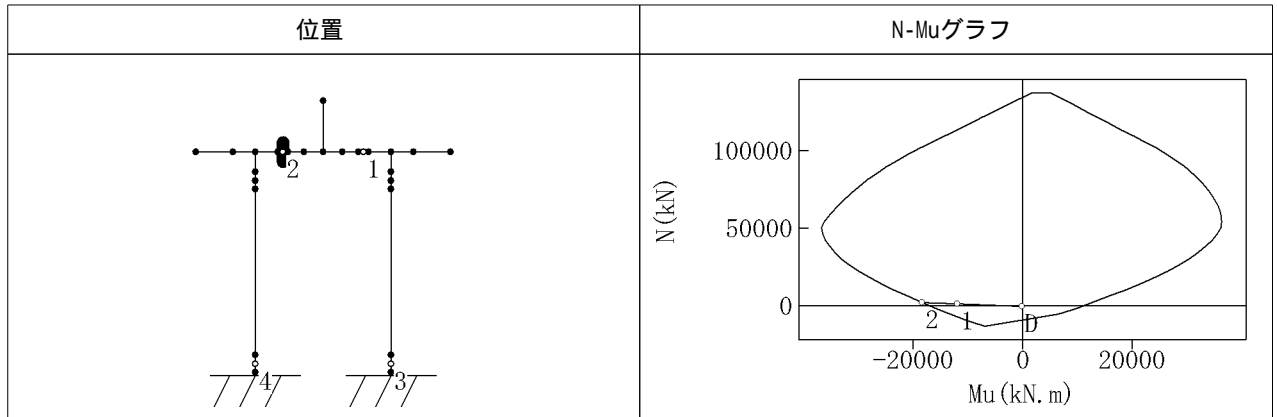
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 Vb (kN)	せん断耐力 Psi (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	梁右側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	-1722.2	7697.9	OK
2	梁左側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	1722.2	7697.9	OK

(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)	-888.5		
		M (kN.m)	-10223.5		
		Mu(kN.m)	-15057.1		
梁右側	左側	OK			
		N (kN)	-888.5		
		M (kN.m)	3156.6		
		Mu(kN.m)	11072.1		

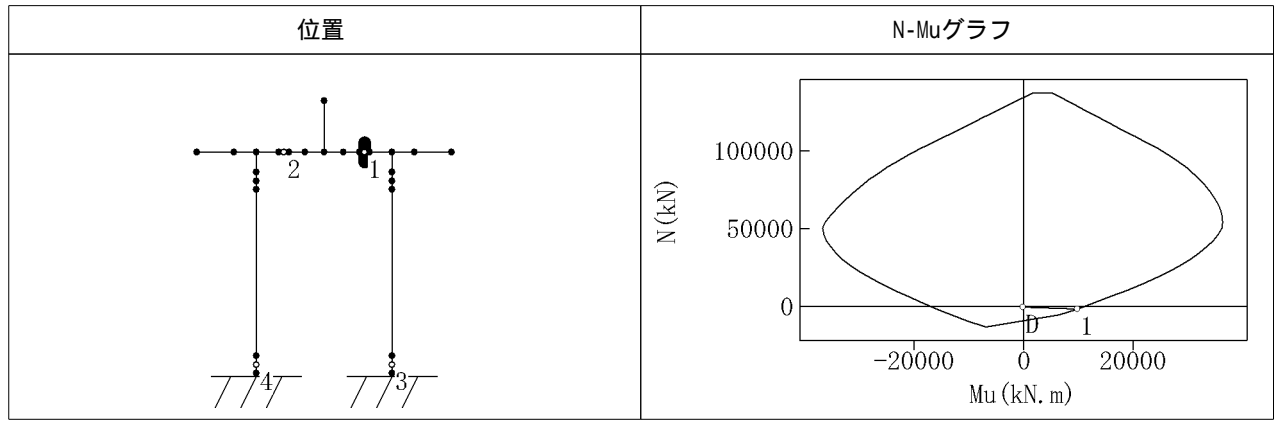
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【梁左側】



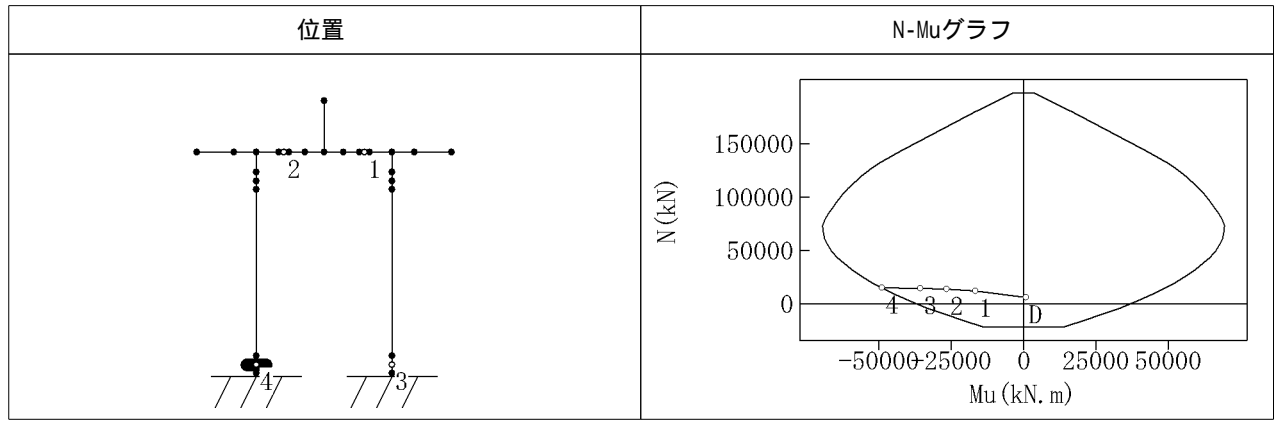
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	65865.1	-33294.8	35492.7
1	1348.2	-11924.2	-9174.2	-10238.7	---	69816.5	-32168.2	34858.8
2	2266.5	-18388.4	-5260.2	-13274.1	6623.6	73768.0	-30946.8	34104.0
3	2615.6	-18388.4	-1308.8	-15974.5	9921.9	77719.4	-29614.5	33216.6
4	3405.8	-18388.4	2642.6	-18642.4	13024.7	81670.8	-28165.0	32186.5
			6594.0	-21210.7	16088.2	85622.2	-26589.3	30999.2
			10545.5	-23660.1	19021.1	89573.6	-24878.3	29649.7
			14496.9	-25937.7	21788.0	93525.0	-23023.3	28132.3
			18448.3	-28036.6	24290.6	97476.4	-21017.9	26438.6
			22399.7	-29947.8	26565.8	101427.8	-18850.1	24563.9
			26351.1	-31641.3	28619.6	105379.2	-16585.9	22502.2
			30302.5	-33057.3	30453.1	109330.6	-14325.5	20335.6
			34253.9	-34251.9	32053.7	113282.0	-12065.4	18178.9
			38205.3	-35224.2	33425.3	117233.4	-9804.0	16029.1
			42156.7	-35960.9	34573.6	121184.8	-7534.5	13883.5
			46108.1	-36476.3	35500.8	125136.2	-5258.9	11735.8
			50059.5	-36664.3	36194.1	129087.6	-2974.7	9588.0
			54010.9	-36226.6	36364.7	133039.0	-673.6	7438.0
			57962.3	-35311.2	36291.6	136990.5	1643.7	5282.2
			61913.7	-34338.2	36019.2			

【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)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	65865.1	-33294.8	35492.7
1	-1398.6	9846.9	-9174.2	-10238.7	---	69816.5	-32168.2	34858.8
2	-1562.9	9846.9	-5260.2	-13274.1	6623.6	73768.0	-30946.8	34104.0
3	-1912.0	9846.9	-1308.8	-15974.5	9921.9	77719.4	-29614.5	33216.6
4	-1628.8	9846.9	2642.6	-18642.4	13024.7	81670.8	-28165.0	32186.5
			6594.0	-21210.7	16088.2	85622.2	-26589.3	30999.2
			10545.5	-23660.1	19021.1	89573.6	-24878.3	29649.7
			14496.9	-25937.7	21788.0	93525.0	-23023.3	28132.3
			18448.3	-28036.6	24290.6	97476.4	-21017.9	26438.6
			22399.7	-29947.8	26565.8	101427.8	-18850.1	24563.9
			26351.1	-31641.3	28619.6	105379.2	-16585.9	22502.2
			30302.5	-33057.3	30453.1	109330.6	-14325.5	20335.6
			34253.9	-34251.9	32053.7	113282.0	-12065.4	18178.9
			38205.3	-35224.2	33425.3	117233.4	-9804.0	16029.1
			42156.7	-35960.9	34573.6	121184.8	-7534.5	13883.5
			46108.1	-36476.3	35500.8	125136.2	-5258.9	11735.8
			50059.5	-36664.3	36194.1	129087.6	-2974.7	9588.0
			54010.9	-36226.6	36364.7	133039.0	-673.6	7438.0
			57962.3	-35311.2	36291.6	136990.5	1643.7	5282.2
			61913.7	-34338.2	36019.2			

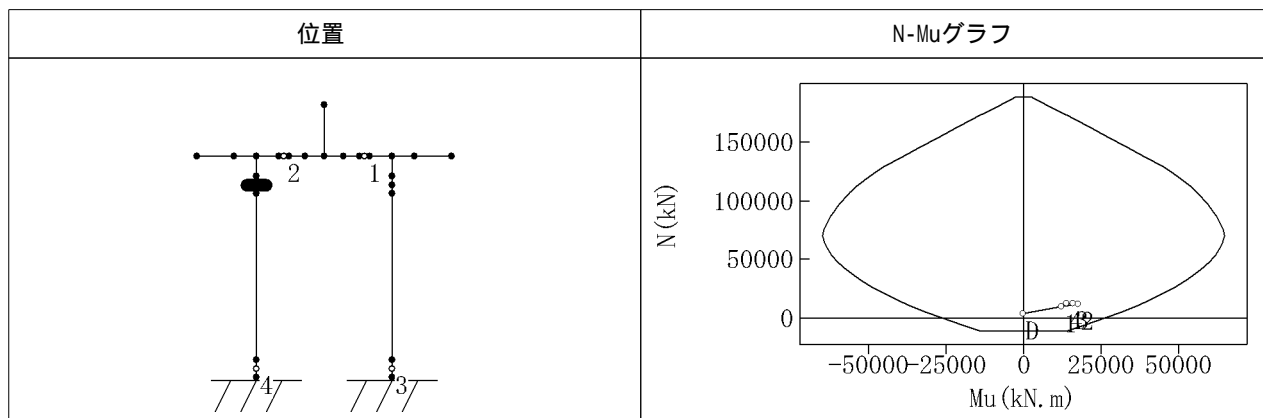
【左柱基部】



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)	5939.9	1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	90742.1	-65852.1	65852.1
1	12169.7	-16660.8	-15644.1	-20865.1	20865.1	96652.4	-64297.9	64297.9
2	14171.3	-26637.8	-9733.8	-27215.5	27215.5	102562.7	-62532.2	62532.2
3	14568.5	-35688.2	-3823.4	-33122.6	33122.6	108473.1	-60525.5	60525.5
4	14857.0	-48832.1	2086.9	-38591.0	38591.0	114383.4	-58235.9	58235.9
			7997.2	-43591.3	43591.3	120293.8	-55656.4	55656.4
			13907.6	-48170.9	48170.9	126204.1	-52765.9	52765.9
			19817.9	-52286.8	52286.8	132114.5	-49527.1	49527.1
			25728.3	-55969.0	55969.0	138024.8	-45933.1	45933.1
			31638.6	-59183.0	59183.0	143935.1	-41968.6	41968.6
			37549.0	-61976.8	61976.8	149845.5	-37800.2	37800.2
			43459.3	-64310.3	64310.3	155755.8	-33629.8	33629.8
			49369.7	-66199.2	66199.2	161666.2	-29461.3	29461.3
			55280.0	-67638.6	67638.6	167576.5	-25276.1	25276.1
			61190.3	-68642.5	68642.5	173486.9	-21082.7	21082.7
			67100.7	-69194.2	69194.2	179397.2	-16867.6	16867.6
			73011.0	-69292.7	69292.7	185307.5	-12619.9	12619.9
			78921.4	-68416.2	68416.2	191217.9	-8322.0	8322.0
			84831.7	-67218.3	67218.3	197128.2	-3957.3	3957.3

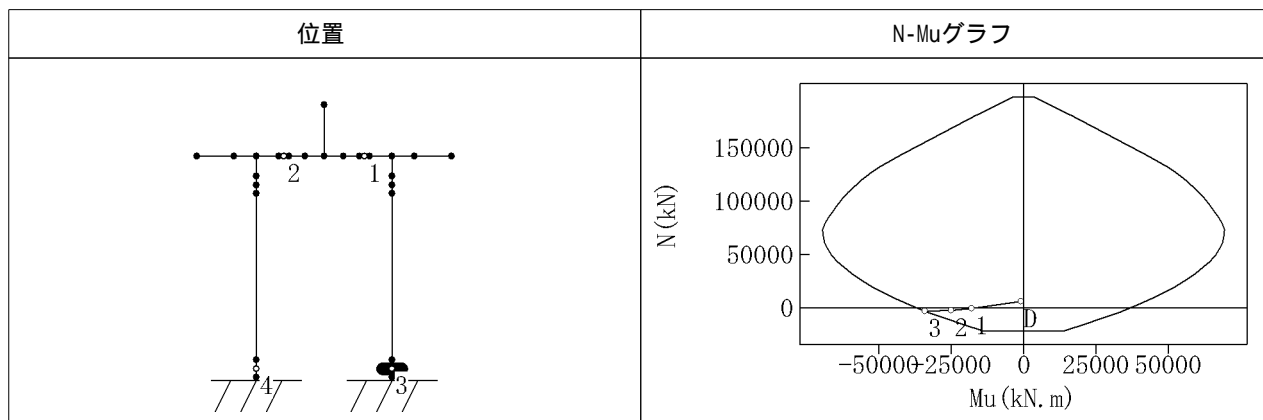


【左柱上端】



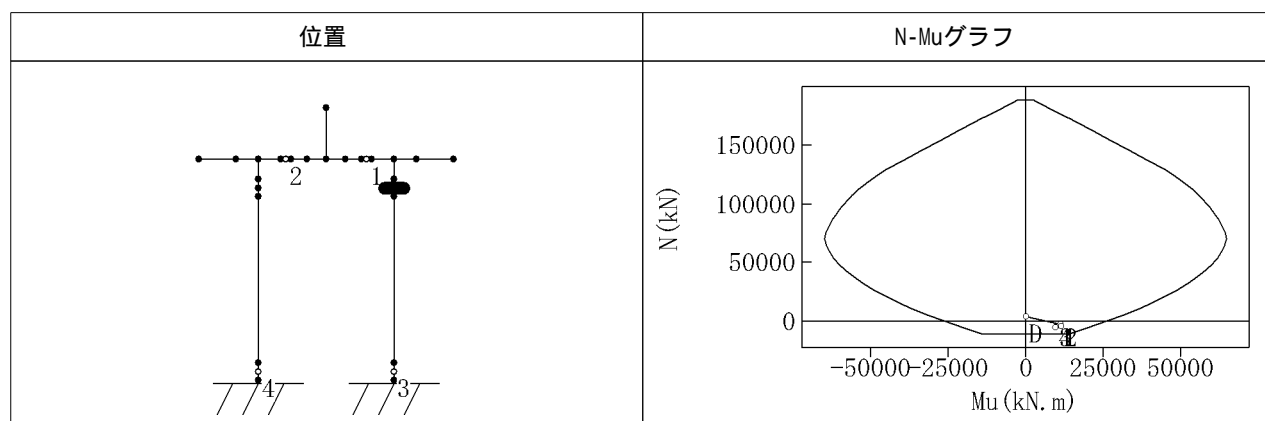
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	-357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	91280.9	-61047.0	61047.0
1	10146.4	12155.3	-5405.7	-20270.6	20270.6	96652.4	-59553.0	59553.0
2	12148.0	17630.9	-34.2	-26073.1	26073.1	102023.9	-57825.3	57825.3
3	12545.2	15973.1	5337.3	-31474.7	31474.7	107395.4	-55834.3	55834.3
4	12833.7	13879.6	10708.7	-36466.3	36466.3	112766.8	-53568.5	53568.5
			16080.2	-41056.4	41056.4	118138.3	-51013.5	51013.5
			21451.7	-45237.3	45237.3	123509.8	-48149.1	48149.1
			26823.2	-49025.3	49025.3	128881.3	-44961.0	44961.0
			32194.7	-52390.6	52390.6	134252.7	-41442.7	41442.7
			37566.1	-55366.0	55366.0	139624.2	-37635.2	37635.2
			42937.6	-57927.5	57927.5	144995.7	-33790.9	33790.9
			48309.1	-60090.2	60090.2	150367.2	-29950.2	29950.2
			53680.6	-61840.8	61840.8	155738.7	-26106.6	26106.6
			59052.0	-63193.9	63193.9	161110.1	-22254.9	22254.9
			64423.5	-64141.3	64141.3	166481.6	-18390.0	18390.0
			69795.0	-64678.2	64678.2	171853.1	-14511.2	14511.2
			75166.5	-64342.4	64342.4	177224.6	-10609.7	10609.7
			80538.0	-63419.3	63419.3	182596.0	-6674.9	6674.9
			85909.4	-62329.3	62329.3	187967.5	-2688.0	2688.0

【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)	5939.9	-1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	90742.1	-65852.1	65852.1
1	-289.9	-17913.4	-15644.1	-20865.1	20865.1	96652.4	-64297.9	64297.9
2	-2291.5	-25122.1	-9733.8	-27215.5	27215.5	102562.7	-62532.2	62532.2
3	-2688.8	-34172.4	-3823.4	-33122.6	33122.6	108473.1	-60525.5	60525.5
4	-2977.2	-34172.4	2086.9	-38591.0	38591.0	114383.4	-58235.9	58235.9
			7997.2	-43591.3	43591.3	120293.8	-55656.4	55656.4
			13907.6	-48170.9	48170.9	126204.1	-52765.9	52765.9
			19817.9	-52286.8	52286.8	132114.5	-49527.1	49527.1
			25728.3	-55969.0	55969.0	138024.8	-45933.1	45933.1
			31638.6	-59183.0	59183.0	143935.1	-41968.6	41968.6
			37549.0	-61976.8	61976.8	149845.5	-37800.2	37800.2
			43459.3	-64310.3	64310.3	155755.8	-33629.8	33629.8
			49369.7	-66199.2	66199.2	161666.2	-29461.3	29461.3
			55280.0	-67638.6	67638.6	167576.5	-25276.1	25276.1
			61190.3	-68642.5	68642.5	173486.9	-21082.7	21082.7
			67100.7	-69194.2	69194.2	179397.2	-16867.6	16867.6
			73011.0	-69292.7	69292.7	185307.5	-12619.9	12619.9
			78921.4	-68416.2	68416.2	191217.9	-8322.0	8322.0
			84831.7	-67218.3	67218.3	197128.2	-3957.3	3957.3

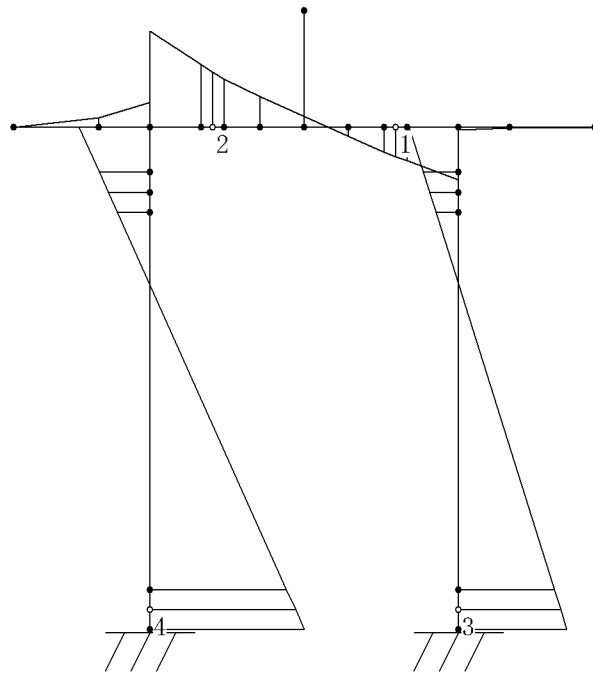
【右柱上端】



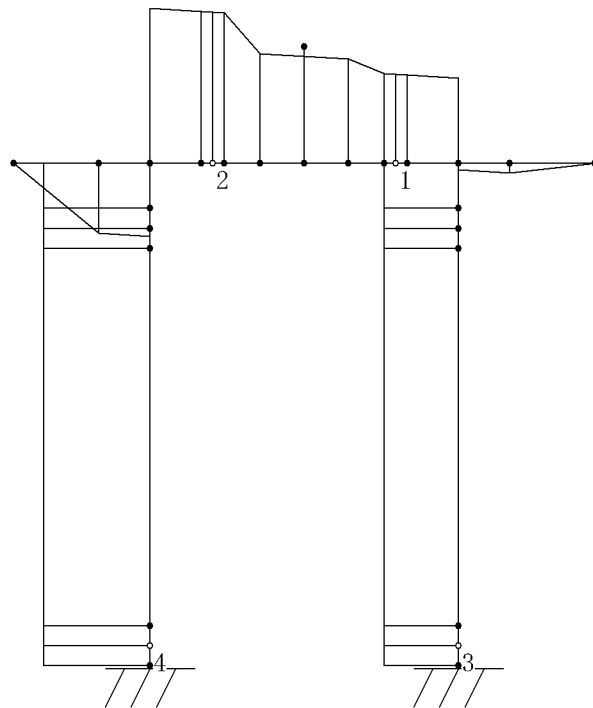
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	91280.9	-61047.0	61047.0
1	-2313.2	11435.7	-5405.7	-20270.6	20270.6	96652.4	-59553.0	59553.0
2	-4314.8	11696.9	-34.2	-26073.1	26073.1	102023.9	-57825.3	57825.3
3	-4712.1	10039.1	5337.3	-31474.7	31474.7	107395.4	-55834.3	55834.3
4	-5000.5	9724.8	10708.7	-36466.3	36466.3	112766.8	-53568.5	53568.5
			16080.2	-41056.4	41056.4	118138.3	-51013.5	51013.5
			21451.7	-45237.3	45237.3	123509.8	-48149.1	48149.1
			26823.2	-49025.3	49025.3	128881.3	-44961.0	44961.0
			32194.7	-52390.6	52390.6	134252.7	-41442.7	41442.7
			37566.1	-55366.0	55366.0	139624.2	-37635.2	37635.2
			42937.6	-57927.5	57927.5	144995.7	-33790.9	33790.9
			48309.1	-60090.2	60090.2	150367.2	-29950.2	29950.2
			53680.6	-61840.8	61840.8	155738.7	-26106.6	26106.6
			59052.0	-63193.9	63193.9	161110.1	-22254.9	22254.9
			64423.5	-64141.3	64141.3	166481.6	-18390.0	18390.0
			69795.0	-64678.2	64678.2	171853.1	-14511.2	14511.2
			75166.5	-64342.4	64342.4	177224.6	-10609.7	10609.7
			80538.0	-63419.3	63419.3	182596.0	-6674.9	6674.9
			85909.4	-62329.3	62329.3	187967.5	-2688.0	2688.0

(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図

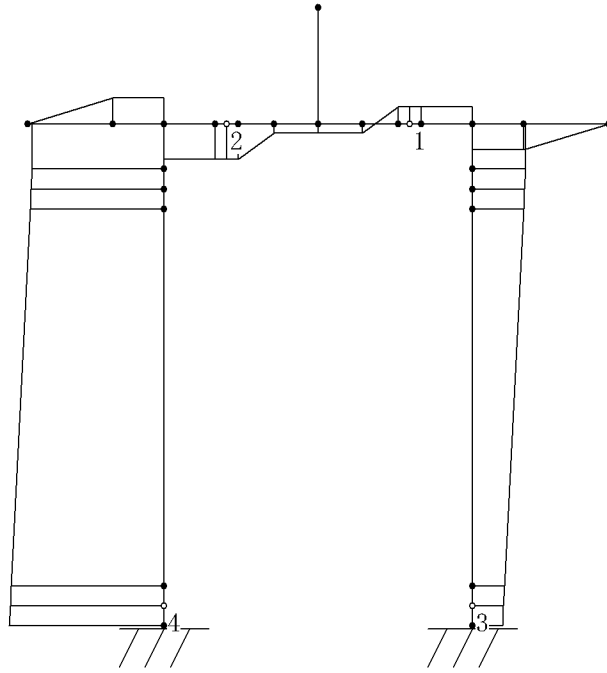
【曲げモーメント】



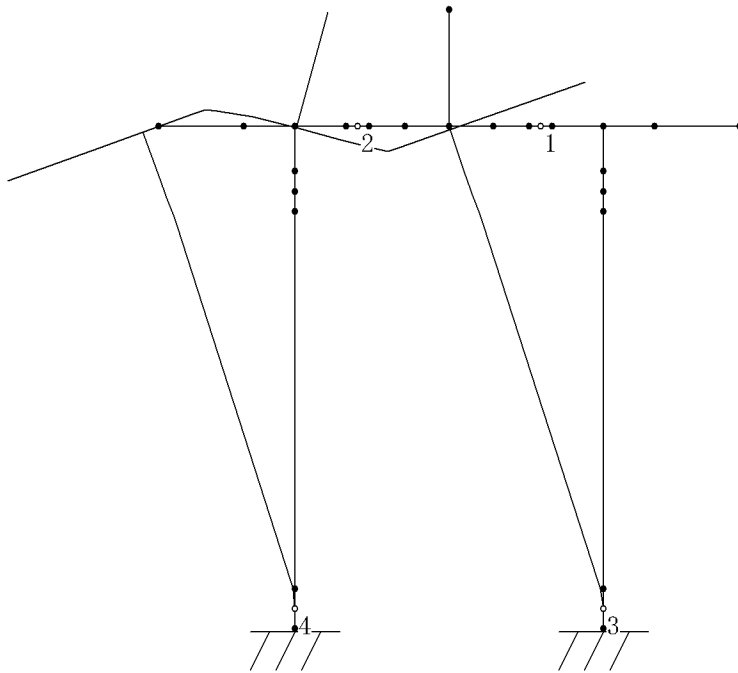
【せん断力】



【軸力】



【変位】



## 7.4 地震動タイプII

### 7.4.1 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	---	I種	
地震動タイプ	---	II	
固有周期	T	sec	0.420
上部工重量	Wu	kN	5680.0
橋脚躯体の重量	Wp	kN	6393.8
Cz.khco	---		2.0000

#### 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	9174.6	9174.6
慣性力	khc.W	kN	24147.6	24147.6
設計水平震度	khc	---	2.00	2.00
等価重量	W	kN	12073.8	12073.8
等価重量算出係数	Cp	---	1.000	1.000
許容塑性率	$\mu a$	---	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	---	OK	OK	
許容残留変位	Ra	mm	157.0	157.0
残留変位	R	mm	64.9	64.9
応答塑性率	$\mu R$	---	3.964	3.964
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)
右向き	梁左側	OK	-892.9	3163.6	11083.6
	梁右側	OK	-892.9	-10234.0	-15063.7
左向き	梁左側	OK	-892.9	-10234.0	-15063.7
	梁右側	OK	-892.9	3163.6	11083.6

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	梁左側	OK	1722.2	8066.3
	梁右側	OK	1722.2	8066.3
左向き	梁左側	OK	1722.2	8066.3
	梁右側	OK	1722.2	8066.3

7.4.2 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 E <sub>des</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 <sub>cc</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ひずみ <sub>cc</sub>	終局ひずみ <sub>cu</sub>	n
塑性ヒンジ候補点	部材端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A <sub>h</sub> (mm <sup>2</sup> )	体積比 s					
梁左側	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	3.06E-003	1.675
梁左側	右	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	3.06E-003	1.675
梁中央	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	3.06E-003	1.675
梁右側	左	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	3.06E-003	1.675
梁右側	--	2800	150	286.5	0.003	8.01E+003	2.46E+001	2.44E-003	3.06E-003	1.675
左柱基部	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.36E-003	1.817
左柱上端	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.36E-003	1.817
右柱基部	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.36E-003	1.817
右柱上端	--	2800	300	198.6	0.001	2.31E+004	2.42E+001	2.15E-003	2.36E-003	1.817

A<sub>h</sub> : 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

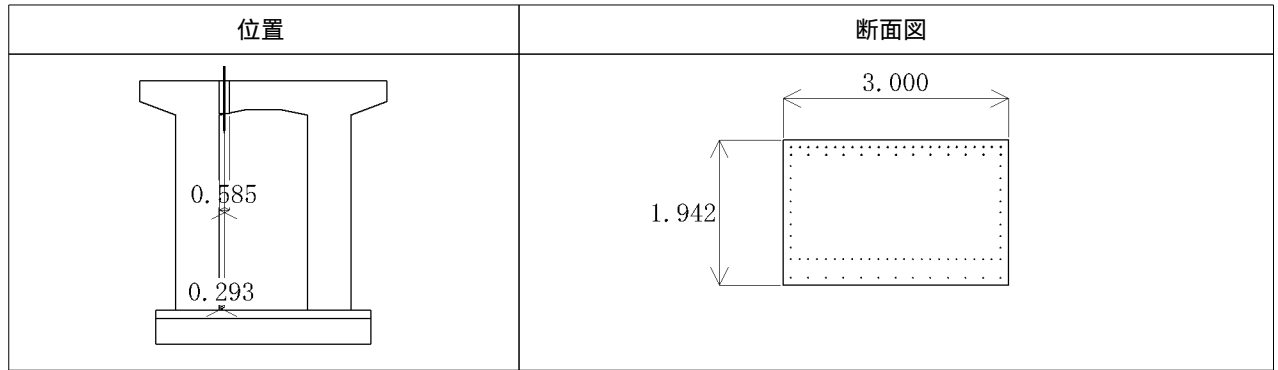
cu : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

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



【梁左側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $cu$ とする。



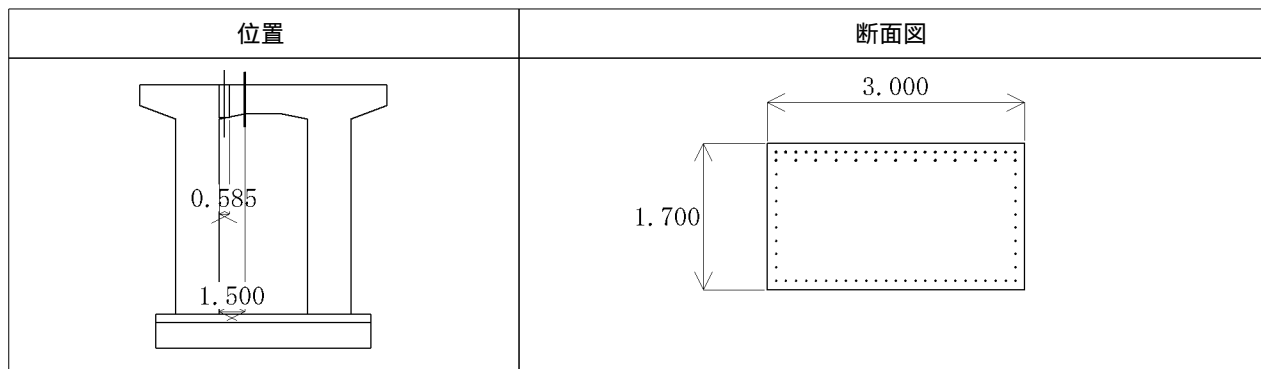
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリートひずみ	cc	---	2.443E-003
	cu	---	3.057E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	102.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.675

【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おり、終局ひずみは  $cu$ とする。



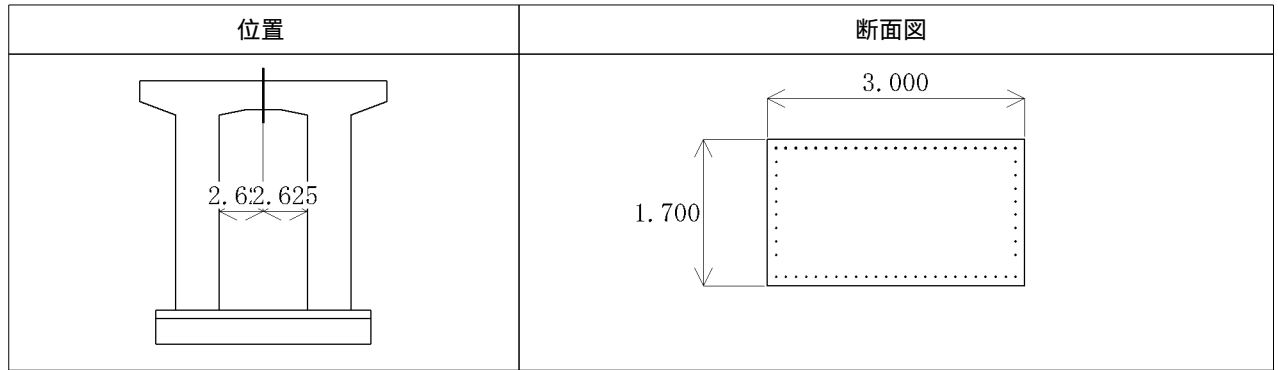
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリートひずみ	cc	---	2.443E-003
	cu	---	3.057E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.675

【梁中央】

・ 帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $cu$ とする。



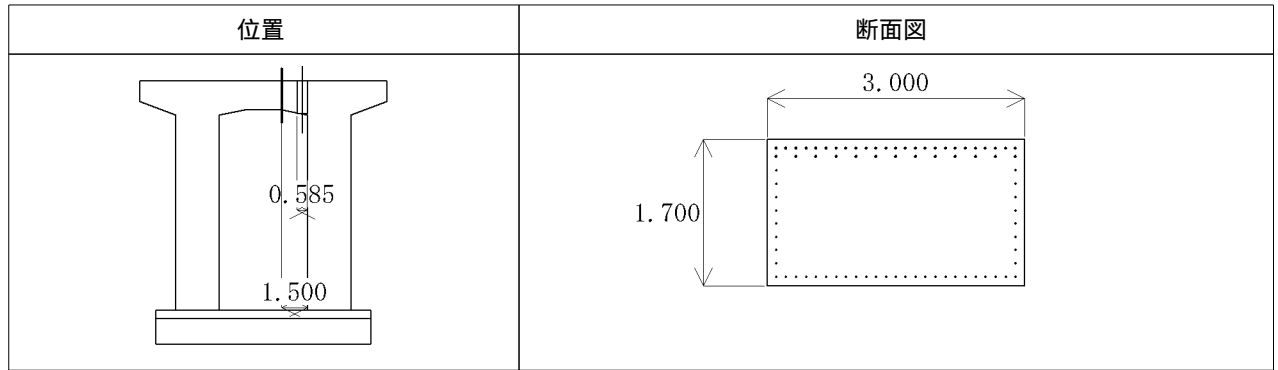
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリート ひずみ	cc	---	2.443E-003
	cu	---	3.057E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.675

【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おり、終局ひずみは  $cu$ とする。



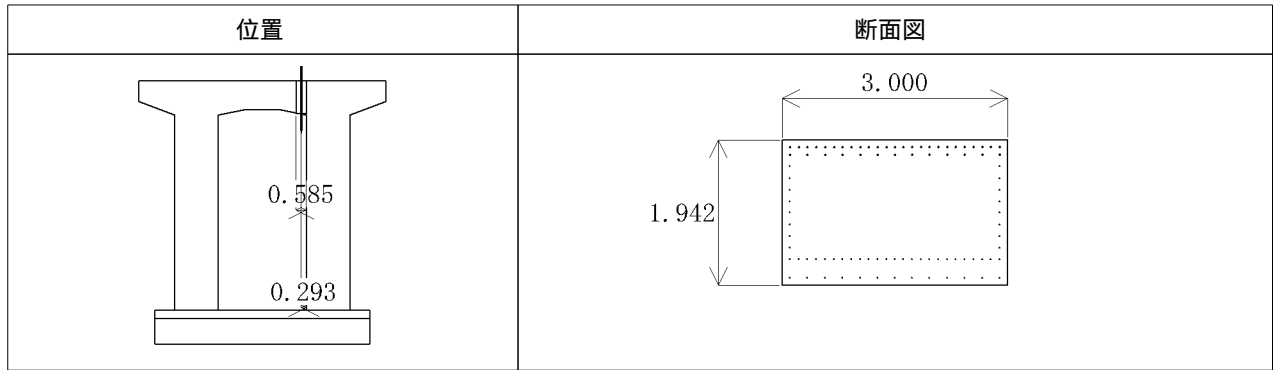
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリートひずみ	cc	---	2.443E-003
	cu	---	3.057E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.675

【梁右側】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $c_u$ とする。



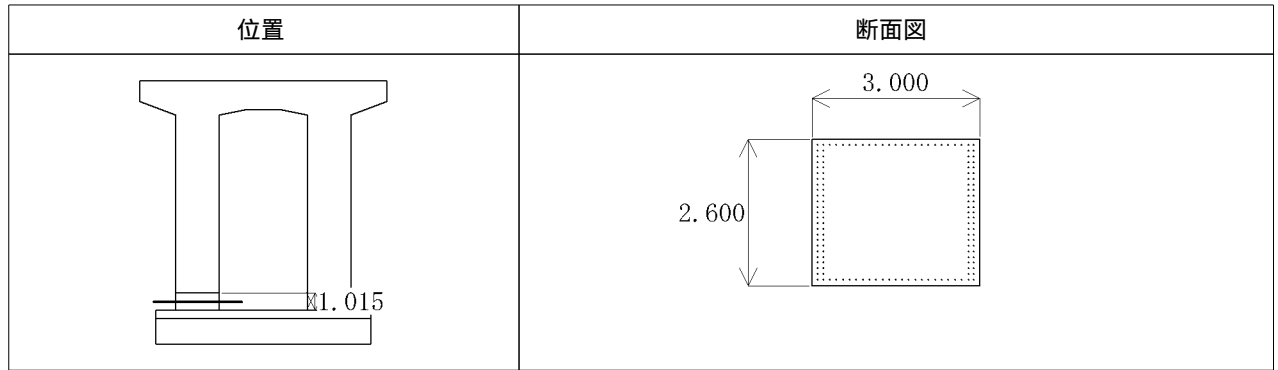
コンクリートの設計基準強度  $c_k = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $E_c = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	286.5
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0027
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.015E+003
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.61
コンクリート ひずみ	cc	---	2.443E-003
	c <sub>u</sub>	---	3.057E-003
c <sub>u</sub> 発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	102.0
$n = E_c \cdot cc / (E_c \cdot cc - cc)$	n	---	1.675

【左柱基部】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $cu$ とする。



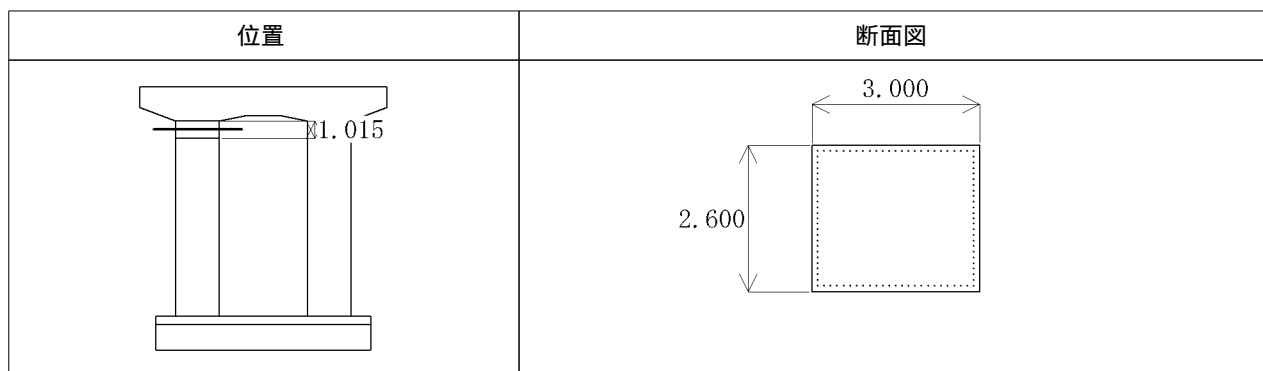
コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリート ひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.363E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.817

【左柱上端】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $\epsilon_{cu}$ とする。



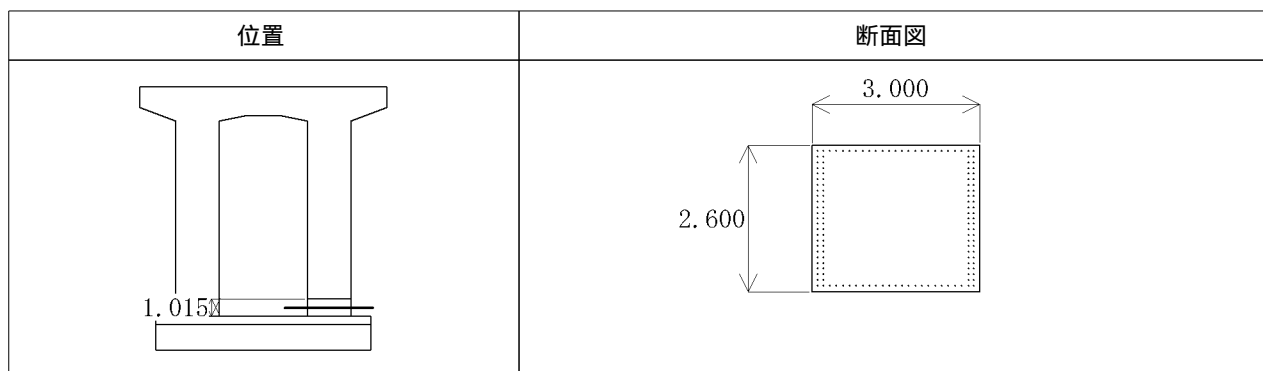
コンクリートの設計基準強度  $f_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $E_c = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目		単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリート ひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.363E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cu} / (E_c \cdot \epsilon_{cu} - \epsilon_{yk})$	n	---	1.817

【右柱基部】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $cu$ とする。



コンクリートの設計基準強度  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

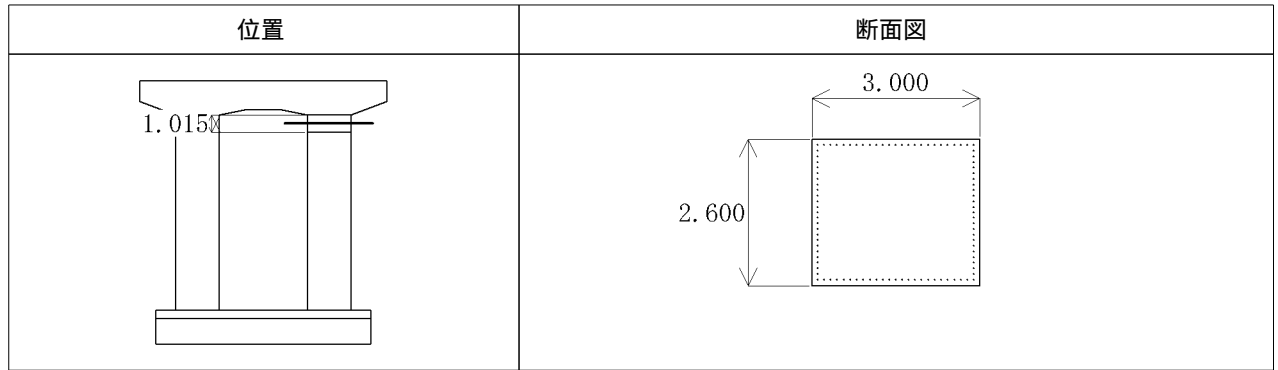
コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000$  (N/mm<sup>2</sup>)

項 目	単位	値	
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	E <sub>des</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリートひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.363E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.817



【右柱上端】

・帯鉄筋継手が構造細目を満足しており、終局ひずみは  $cu$ とする。



コンクリートの設計基準強度  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリートのヤング係数  $Ec = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

項 目	単位	単 位	値
鉄筋量	Ah	mm <sup>2</sup>	198.6
間隔	s	mm	300.0
有効長	d	mm	2800.0
降伏強度	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0
断面補正係数		---	0.200
		---	0.400
体積比	s	---	0.0009
下降勾配	Edes	N/mm <sup>2</sup>	2.312E+004
コンクリート強度	cc	N/mm <sup>2</sup>	24.21
コンクリート ひずみ	cc	---	2.153E-003
	cu	---	2.363E-003
cu発生位置	上側	mm	100.0
	下側	mm	100.0
$n=Ec. cc/(Ec. cc- cc)$	n	---	1.817

7.4.3 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 <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	下	-128.9	4004.6 8716.2 10859.8	7.68E-005 1.00E-003 4.03E-002	8.71E+006	2.50E+007	3.48E-001	
梁中央左	下	-128.9	3043.5 6362.4 7182.6	8.81E-005 1.14E-003 1.16E+000	5.57E+006	2.50E+007	2.23E-001	
梁中央右	上	-128.9	-3105.4 -9553.1 -10457.4	8.98E-005 1.22E-003 3.76E-002	7.85E+006	2.50E+007	3.14E-001	
梁右側	上	-128.9	-4134.0 -15139.0 -16811.4	7.93E-005 1.10E-003 1.53E-002	1.38E+007	2.50E+007	5.52E-001	
左柱上端	右	3819.6	-9070.8 -24217.9 -30008.4	7.29E-005 8.03E-004 9.41E-003	3.01E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
左柱基部	左	6036.9	10246.4 31996.7 42050.6	8.02E-005 8.53E-004 5.75E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	
右柱上端	右	3819.6	-9070.8 -24217.9 -30008.4	7.29E-005 8.03E-004 9.41E-003	3.01E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
右柱基部	左	6036.9	10246.4 31996.7 42050.6	8.02E-005 8.53E-004 5.75E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	

(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	8434.7	8066.3	1842.1	1473.7	6592.6
梁右側	上	9216.9	8790.3	2132.9	1706.3	7083.9
	下	8434.7	8066.3	1842.1	1473.7	6592.6
左柱基部	左	5295.9	4746.2	2748.7	2198.9	2547.3
左柱上端	右	4998.6	4508.4	2451.4	1961.1	2547.3
右柱基部	左	5295.9	4746.2	2748.7	2198.9	2547.3
右柱上端	右	4998.6	4508.4	2451.4	1961.1	2547.3

「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

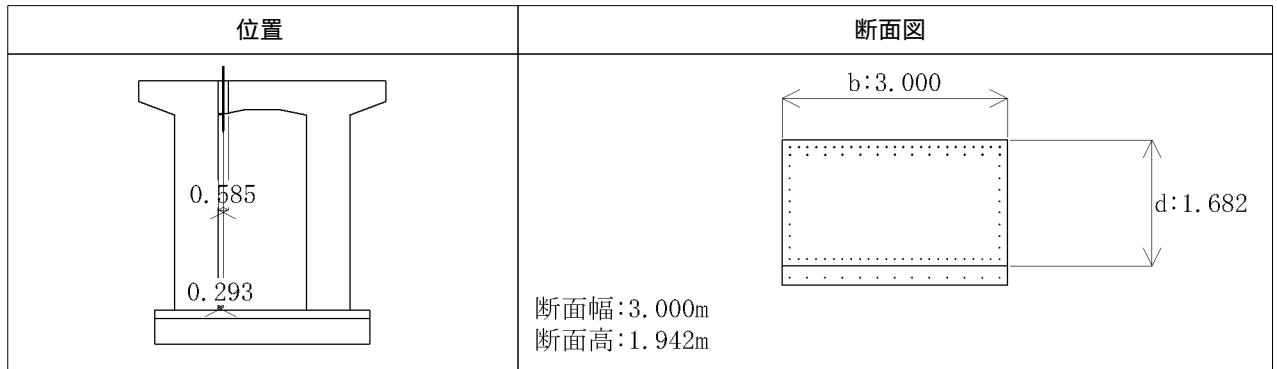
Ps : 補正係数(Cc)を0.8として算出されるせん断耐力

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

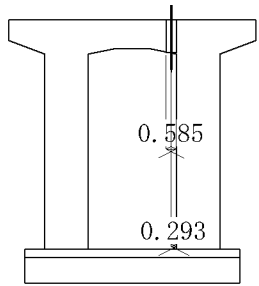
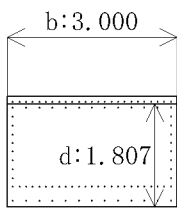
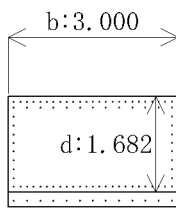
【梁左側】



項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN 8434.7
	P <sub>s</sub>	kN 8066.3
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN 1842.1
	S <sub>c</sub>	kN 1473.7
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN 6592.6
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	--- 0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	--- 1.162
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup> 2292.0
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

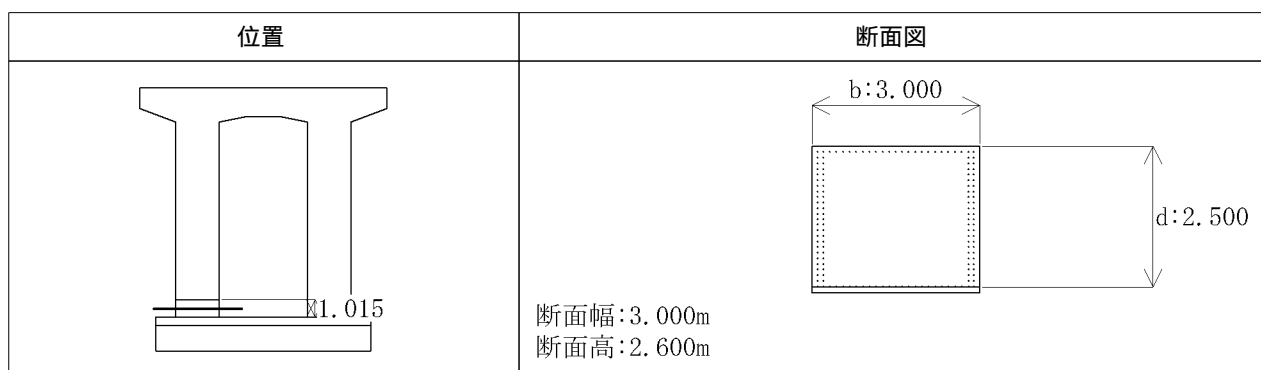
【梁右側】

\*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)
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>

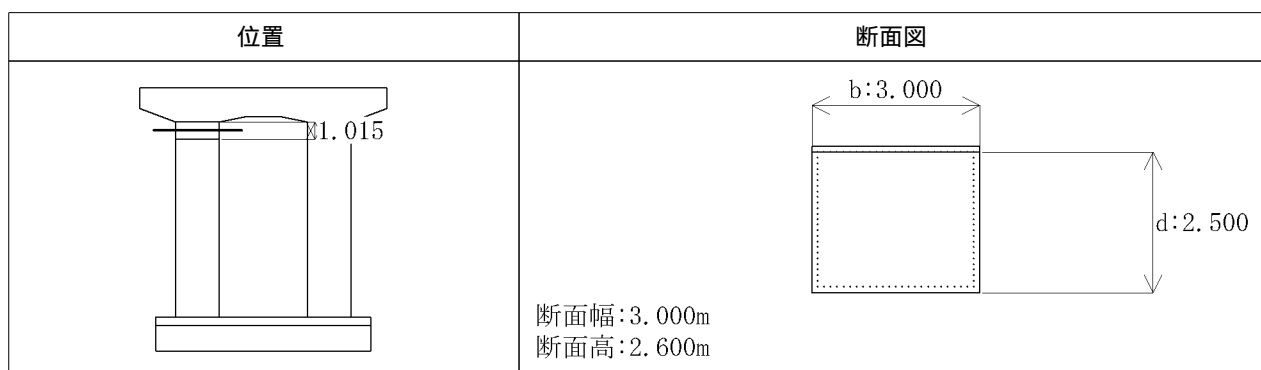
項目		単位	上側引張	下側引張
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN	9216.9	8434.7
	Ps	kN	8790.3	8066.3
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	2132.9	1842.1
	Sc	kN	1706.3	1473.7
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	7083.9	6592.6
有効幅	b	mm	3000.0	3000.0
有効高	d	mm	1807.3	1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.631	0.462
荷重の正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	---	0.879	0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.279	1.162
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	2292.0	2292.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

【左柱基部】



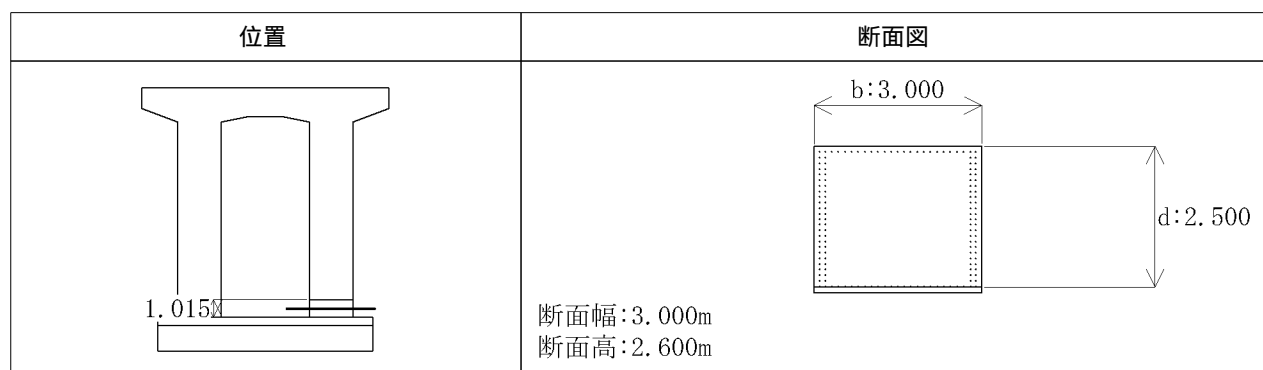
項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN 5295.9
	P <sub>s</sub>	kN 4746.2
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN 2748.7
	S <sub>c</sub>	kN 2198.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	--- 1.351
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【左柱上端】



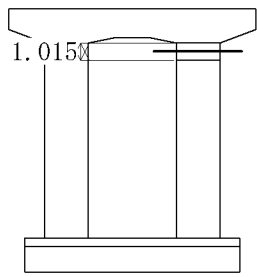
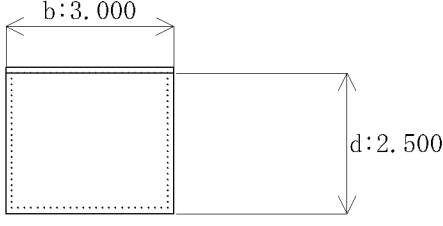
項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 4998.6
	Ps	kN 4508.4
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN 2451.4
	Sc	kN 1961.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【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 5295.9
	Ps	kN 4746.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2748.7
	Sc	kN 2198.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.752
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	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

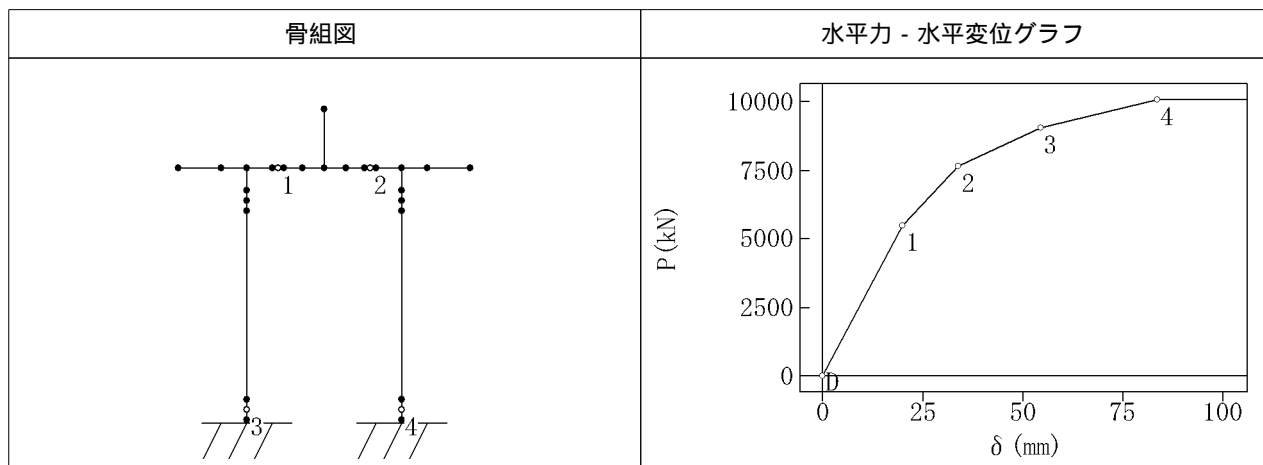
【右柱上端】

位置	断面図
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>

項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 4998.6
	Ps	kN 4508.4
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2451.4
	Sc	kN 1961.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.508
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	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0



(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	梁左側	19.9	5502.8
2	梁右側	33.8	7668.0
3	左柱基部	54.7	9062.6
4	右柱基部	83.7	10084.5

終局水平耐力

$$P_u = 10084.5 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 19.9 \times \frac{10084.5}{5502.8} = 36.5 \text{ (mm)}$$

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 = 19.9 (mm)

$P_{y0}$  : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 力 = 5502.8 (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	梁左側	1722.2	3300.5	4823.2	4911.4	4976.0	8066.3 8434.7
2	梁右側	1722.2	6744.8	8267.6	8355.7	8420.4	8790.3 9216.9
3	左柱基部	128.9	2776.4	3482.0	4179.3	4149.4	4746.2 5295.9
4	右柱基部	128.9	2726.4	4186.0	4883.3	5935.1	4746.2 5295.9
	左柱上端	128.9	2776.4	3482.0	4179.3	4149.4	4508.4 4998.6
	右柱上端	128.9	2726.4	4186.0	4883.3	5935.1	4508.4 4998.6

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 = 9174.6 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 9174.6 (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	梁左側	0.002905	0.005985	0.009375	0.110741
2	梁右側	0.000000	0.003467	0.007629	0.110741
3	左柱基部	0.000000	0.000000	0.002309	0.065810
4	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.065810

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	梁左側	-1628.3	7562.9	0.000970	9686.2	0.045345
2	梁右側	3414.0	-17550.3	0.001161	-19166.6	0.012850
3	左柱基部	-2989.5	24021.7	0.000776	33955.8	0.008429
4	右柱基部	14869.3	39294.8	0.000923	48993.8	0.004391

【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	梁左側	0.5850	0.001242	0.025800	0.231976
2	梁右側	0.5850	0.001268	0.006775	0.077711
3	左柱基部	1.0153	0.001097	0.007445	0.161698
4	右柱基部	1.0153	0.001151	0.003289	0.133640

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)

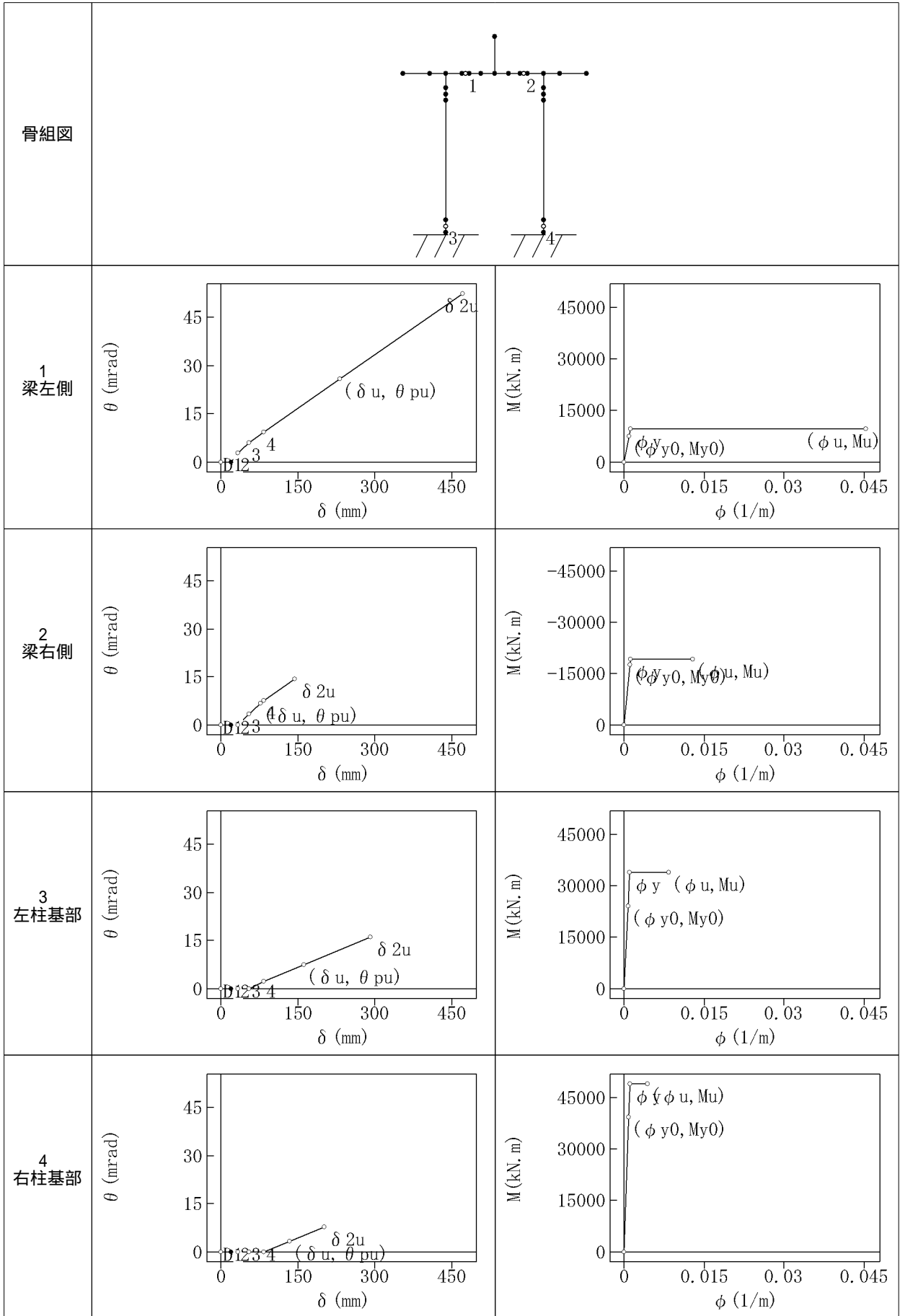
$$\phi y = \frac{Mu}{My0} \cdot \phi y0$$

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 = 0.231976(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

$$(Cz \cdot khco = 2.0000) \quad 0.60 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 2.0000$$

$$= 2.00 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 2.00

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 = 2.0000

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

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 12073.8(\text{kN})$$

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 = 5680.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 6393.8(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 24147.6 \text{ kN}) > (Pa = 9174.6 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 2.00

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9174.6(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 64.9 \text{ mm}) \quad (Ra = 157.0 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - ) \cdot y = 64.9(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 3.964$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 157.0(\text{mm})$$

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 = 36.5(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 2.0000

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9174.6(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 15703.0(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。

$$V_b / \Psi_i = 1$$

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)

$\Psi_i$  : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

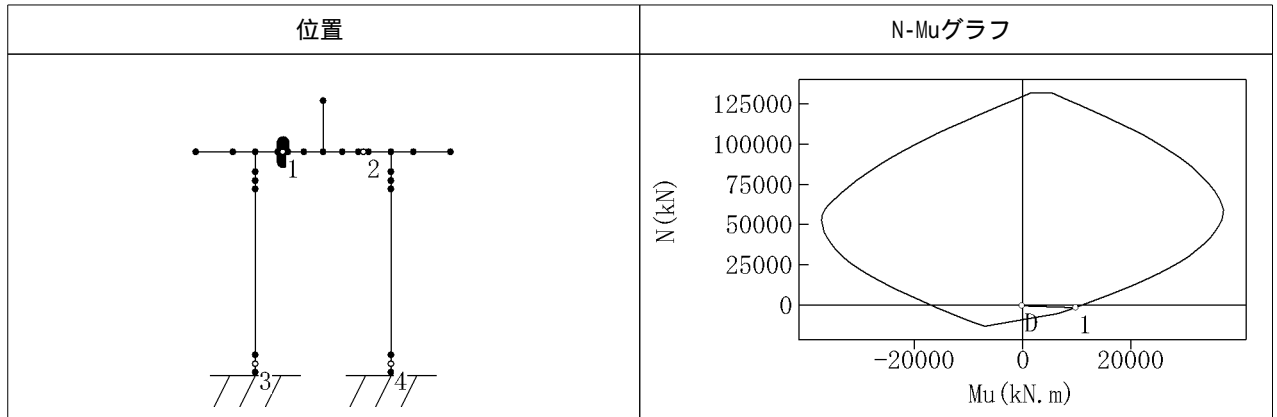
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 V <sub>b</sub> (kN)	せん断耐力 Ψ <sub>i</sub> (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	梁左側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	1722.2	8066.3	OK
2	梁右側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	-1722.2	8066.3	OK

(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)			-892.9
		M (kN.m)			3163.6
		Mu(kN.m)			11083.6
梁右側	左側	OK			
		N (kN)			-892.9
		M (kN.m)			-10234.0
		Mu(kN.m)			-15063.7

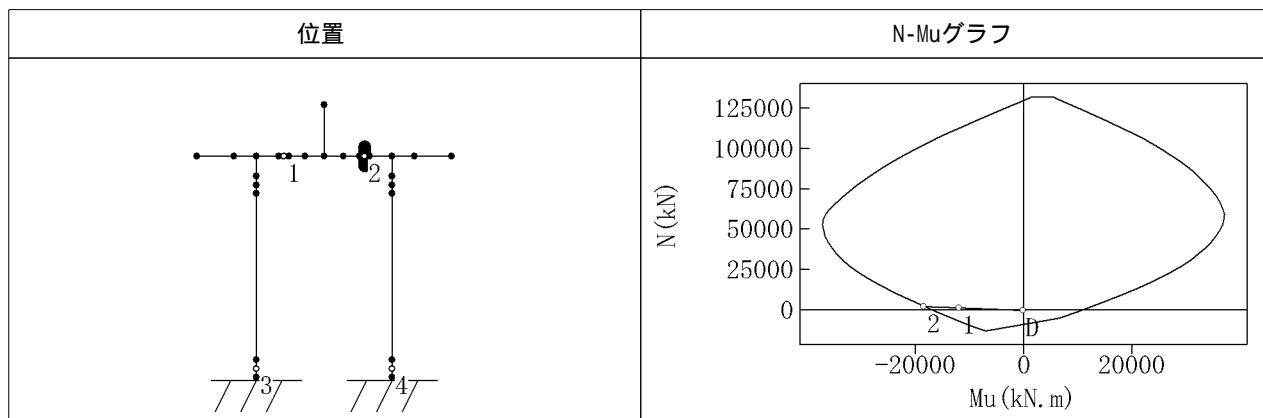
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【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)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	59753.2	-36486.0	36975.9
1	-1400.7	9863.6	-10478.9	-9169.3	---	63365.0	-35589.8	36629.8
2	-1565.0	9863.6	-7869.5	-11281.7	---	66976.9	-34417.2	36178.8
3	-1913.6	9863.6	-5260.2	-13291.8	6623.6	70588.7	-33183.3	35551.5
4	-1628.3	9863.6	-1648.3	-15790.2	9669.7	74200.6	-31880.5	34709.3
			1963.5	-18208.3	12497.6	77812.4	-30497.2	33768.6
			5575.4	-20576.2	15305.4	81424.3	-29026.8	32721.1
			9187.2	-22844.6	18049.6	85036.2	-27464.9	31558.6
			12799.1	-25013.6	20642.5	88648.0	-25804.2	30269.8
			16411.0	-27040.6	23039.8	92259.9	-24038.0	28853.0
			20022.8	-28929.1	25238.2	95871.7	-22160.9	27303.2
			23634.7	-30568.2	27255.7	99483.6	-20162.3	25614.4
			27246.5	-32030.5	29089.5	103095.4	-18039.4	23781.3
			30858.4	-33297.5	30726.9	106707.3	-15788.8	21794.5
			34470.2	-34381.6	32185.2	110319.1	-13429.2	19655.2
			38082.1	-35281.7	33443.5	113931.0	-11043.8	17382.3
			41693.9	-35981.9	34523.1	117542.8	-8630.4	15081.0
			45305.8	-36505.5	35416.2	121154.7	-6185.6	12756.9
			48917.6	-36832.2	36113.3	124766.5	-3700.3	10398.5
			52529.5	-36977.7	36632.9	128378.4	-1162.0	7999.6
			56141.3	-36936.4	36951.1	131990.2	1452.4	5537.5

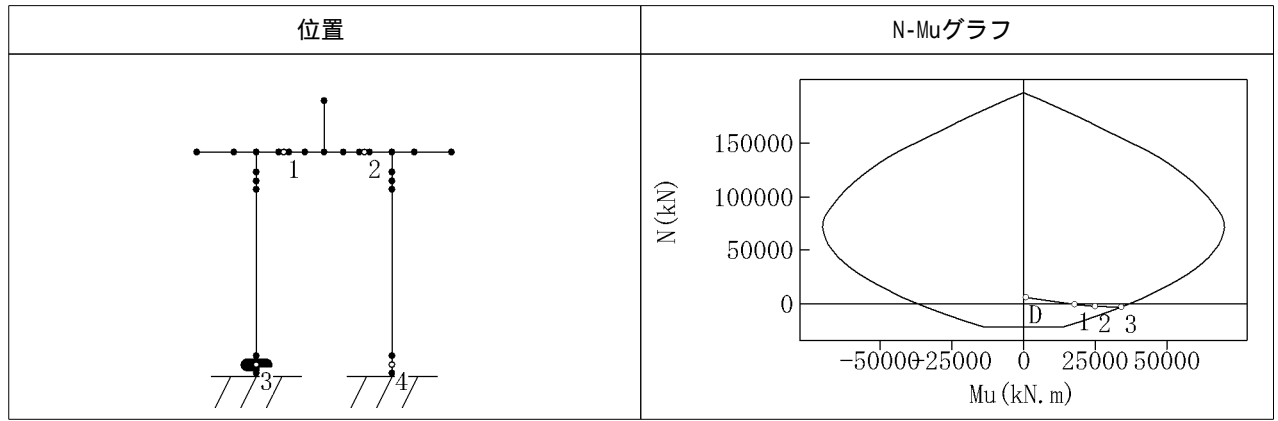
【梁右側】



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)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	59753.2	-36486.0	36975.9
1	1350.7	-11943.7	-10478.9	-9169.3	---	63365.0	-35589.8	36629.8
2	2269.0	-18408.6	-7869.5	-11281.7	---	66976.9	-34417.2	36178.8
3	2617.7	-18408.6	-5260.2	-13291.8	6623.6	70588.7	-33183.3	35551.5
4	3414.0	-18408.6	-1648.3	-15790.2	9669.7	74200.6	-31880.5	34709.3
			1963.5	-18208.3	12497.6	77812.4	-30497.2	33768.6
			5575.4	-20576.2	15305.4	81424.3	-29026.8	32721.1
			9187.2	-22844.6	18049.6	85036.2	-27464.9	31558.6
			12799.1	-25013.6	20642.5	88648.0	-25804.2	30269.8
			16411.0	-27040.6	23039.8	92259.9	-24038.0	28853.0
			20022.8	-28929.1	25238.2	95871.7	-22160.9	27303.2
			23634.7	-30568.2	27255.7	99483.6	-20162.3	25614.4
			27246.5	-32030.5	29089.5	103095.4	-18039.4	23781.3
			30858.4	-33297.5	30726.9	106707.3	-15788.8	21794.5
			34470.2	-34381.6	32185.2	110319.1	-13429.2	19655.2
			38082.1	-35281.7	33443.5	113931.0	-11043.8	17382.3
			41693.9	-35981.9	34523.1	117542.8	-8630.4	15081.0
			45305.8	-36505.5	35416.2	121154.7	-6185.6	12756.9
			48917.6	-36832.2	36113.3	124766.5	-3700.3	10398.5
			52529.5	-36977.7	36632.9	128378.4	-1162.0	7999.6
			56141.3	-36936.4	36951.1	131990.2	1452.4	5537.5

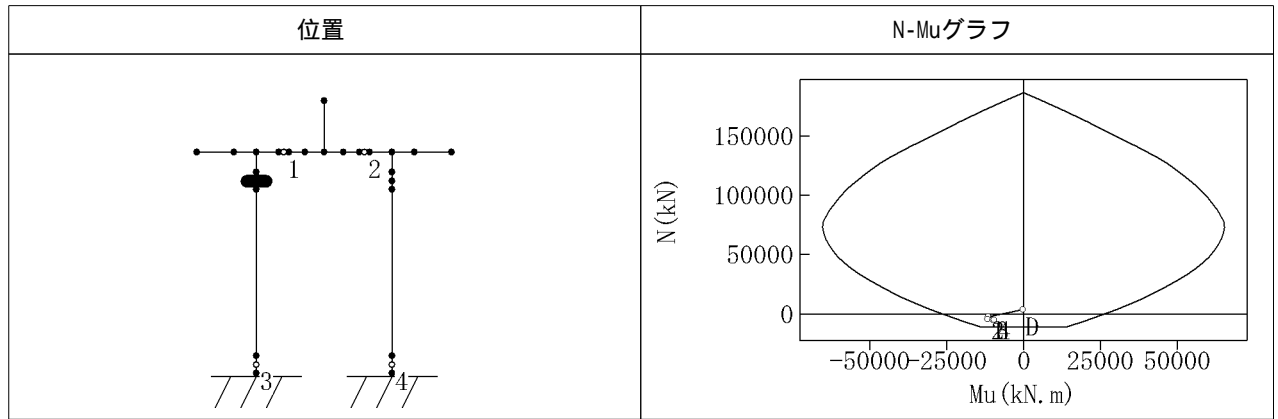


【左柱基部】



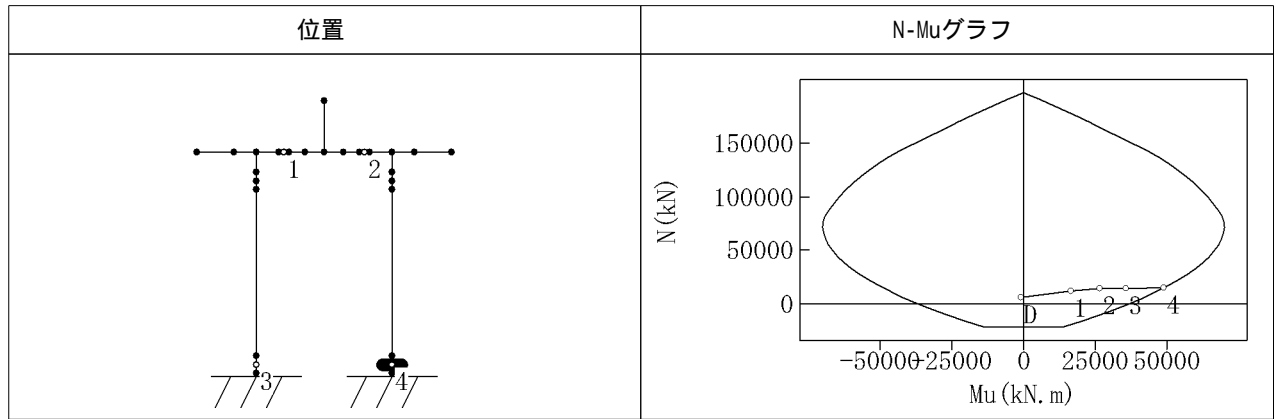
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	5939.9	1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	93029.3	-66501.9	66501.9
1	-300.2	17941.5	-16098.1	-20358.0	20358.0	98485.6	-64872.4	64872.4
2	-2302.0	25150.9	-10641.7	-26281.8	26281.8	103942.0	-63068.5	63068.5
3	-2698.8	34189.4	-5185.4	-31839.1	31839.1	109398.4	-61065.3	61065.3
4	-2989.5	34189.4	271.0	-36996.5	36996.5	114854.7	-58831.5	58831.5
			5727.4	-41788.4	41788.4	120311.1	-56363.4	56363.4
			11183.7	-46220.4	46220.4	125767.5	-53643.7	53643.7
			16640.1	-50265.5	50265.5	131223.8	-50635.6	50635.6
			22096.5	-53924.2	53924.2	136680.2	-47344.8	47344.8
			27552.8	-57223.1	57223.1	142136.6	-43753.5	43753.5
			33009.2	-60161.8	60161.8	147592.9	-39832.2	39832.2
			38465.6	-62688.6	62688.6	153049.3	-35700.3	35700.3
			43921.9	-64854.6	64854.6	158505.7	-31548.2	31548.2
			49378.3	-66660.8	66660.8	163962.0	-27355.9	27355.9
			54834.7	-68081.7	68081.7	169418.4	-23130.6	23130.6
			60291.0	-69114.7	69114.7	174874.8	-18843.1	18843.1
			65747.4	-69788.0	69788.0	180331.1	-14481.2	14481.2
			71203.8	-70096.1	70096.1	185787.5	-10016.0	10016.0
			76660.2	-70003.5	70003.5	191243.9	-5397.5	5397.5
			82116.5	-69297.1	69297.1	196700.2	-522.9	522.9
			87572.9	-67972.4	67972.4			

【左柱上端】



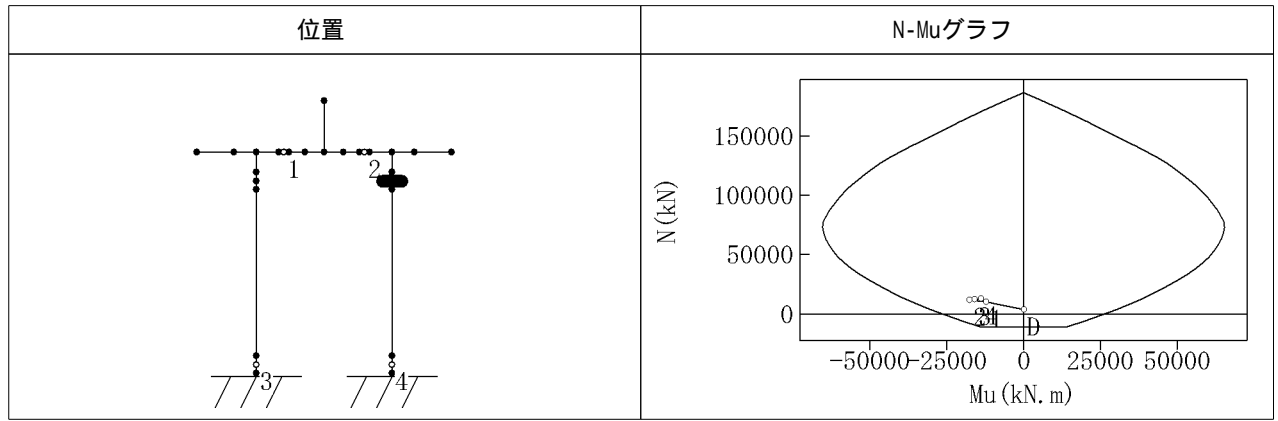
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	-357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	92490.4	-61652.6	61652.6
1	-2323.5	-11454.1	-5859.7	-19761.5	19761.5	97407.9	-60145.7	60145.7
2	-4325.4	-11715.4	-942.2	-25128.6	25128.6	102325.4	-58452.1	58452.1
3	-4722.1	-10059.7	3975.3	-30161.9	30161.9	107242.9	-56545.7	56545.7
4	-5012.8	-9743.1	8892.8	-34848.2	34848.2	112160.4	-54421.5	54421.5
			13810.3	-39205.8	39205.8	117077.9	-52066.4	52066.4
			18727.8	-43230.2	43230.2	121995.4	-49462.9	49462.9
			23645.4	-46909.8	46909.8	126912.9	-46600.6	46600.6
			28562.9	-50258.5	50258.5	131830.4	-43474.6	43474.6
			33480.4	-53273.9	53273.9	136747.9	-40072.1	40072.1
			38397.9	-55946.9	55946.9	141665.4	-36388.5	36388.5
			43315.4	-58286.1	58286.1	146582.9	-32605.8	32605.8
			48232.9	-60292.9	60292.9	151500.4	-28803.1	28803.1
			53150.4	-61959.0	61959.0	156417.9	-24970.0	24970.0
			58067.9	-63289.2	63289.2	161335.4	-21102.7	21102.7
			62985.4	-64287.0	64287.0	166252.9	-17187.5	17187.5
			67902.9	-64944.8	64944.8	171170.4	-13206.0	13206.0
			72820.4	-65267.3	65267.3	176087.9	-9137.4	9137.4
			77737.9	-65207.3	65207.3	181005.4	-4935.1	4935.1
			82655.4	-64166.9	64166.9	185922.9	-526.3	526.3
			87572.9	-62989.1	62989.1			

【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)	5939.9	-1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	93029.3	-66501.9	66501.9
1	12180.0	16690.1	-16098.1	-20358.0	20358.0	98485.6	-64872.4	64872.4
2	14181.8	26668.2	-10641.7	-26281.8	26281.8	103942.0	-63068.5	63068.5
3	14578.6	35706.7	-5185.4	-31839.1	31839.1	109398.4	-61065.3	61065.3
4	14869.3	48952.7	271.0	-36996.5	36996.5	114854.7	-58831.5	58831.5
			5727.4	-41788.4	41788.4	120311.1	-56363.4	56363.4
			11183.7	-46220.4	46220.4	125767.5	-53643.7	53643.7
			16640.1	-50265.5	50265.5	131223.8	-50635.6	50635.6
			22096.5	-53924.2	53924.2	136680.2	-47344.8	47344.8
			27552.8	-57223.1	57223.1	142136.6	-43753.5	43753.5
			33009.2	-60161.8	60161.8	147592.9	-39832.2	39832.2
			38465.6	-62688.6	62688.6	153049.3	-35700.3	35700.3
			43921.9	-64854.6	64854.6	158505.7	-31548.2	31548.2
			49378.3	-66660.8	66660.8	163962.0	-27355.9	27355.9
			54834.7	-68081.7	68081.7	169418.4	-23130.6	23130.6
			60291.0	-69114.7	69114.7	174874.8	-18843.1	18843.1
			65747.4	-69788.0	69788.0	180331.1	-14481.2	14481.2
			71203.8	-70096.1	70096.1	185787.5	-10016.0	10016.0
			76660.2	-70003.5	70003.5	191243.9	-5397.5	5397.5
			82116.5	-69297.1	69297.1	196700.2	-522.9	522.9
			87572.9	-67972.4	67972.4			

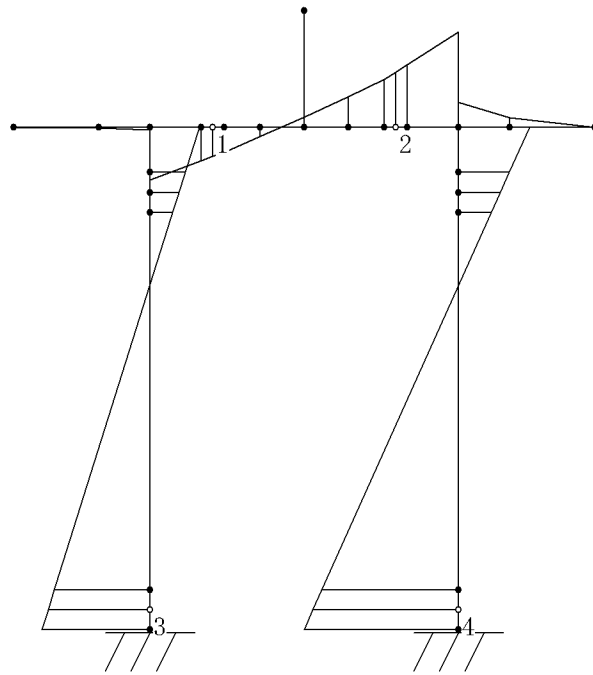
【右柱上端】



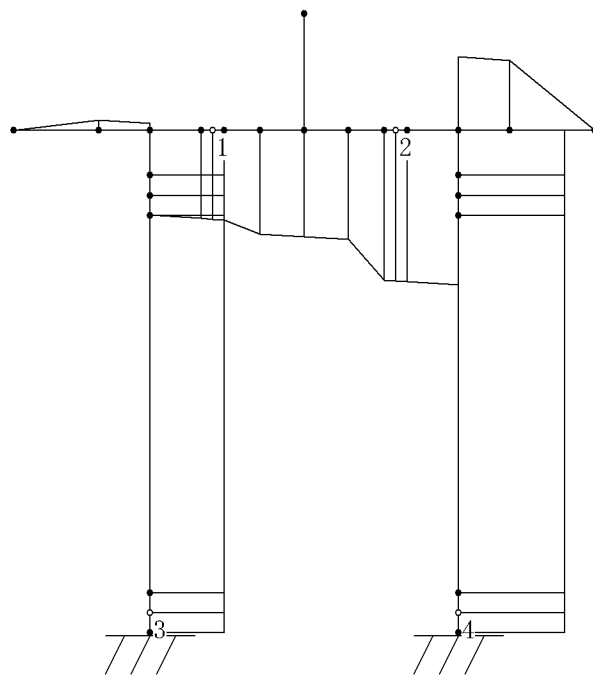
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	92490.4	-61652.6	61652.6
1	10156.7	-12176.0	-5859.7	-19761.5	19761.5	97407.9	-60145.7	60145.7
2	12158.5	-17652.3	-942.2	-25128.6	25128.6	102325.4	-58452.1	58452.1
3	12555.3	-15996.6	3975.3	-30161.9	30161.9	107242.9	-56545.7	56545.7
4	12846.0	-13886.8	8892.8	-34848.2	34848.2	112160.4	-54421.5	54421.5
			13810.3	-39205.8	39205.8	117077.9	-52066.4	52066.4
			18727.8	-43230.2	43230.2	121995.4	-49462.9	49462.9
			23645.4	-46909.8	46909.8	126912.9	-46600.6	46600.6
			28562.9	-50258.5	50258.5	131830.4	-43474.6	43474.6
			33480.4	-53273.9	53273.9	136747.9	-40072.1	40072.1
			38397.9	-55946.9	55946.9	141665.4	-36388.5	36388.5
			43315.4	-58286.1	58286.1	146582.9	-32605.8	32605.8
			48232.9	-60292.9	60292.9	151500.4	-28803.1	28803.1
			53150.4	-61959.0	61959.0	156417.9	-24970.0	24970.0
			58067.9	-63289.2	63289.2	161335.4	-21102.7	21102.7
			62985.4	-64287.0	64287.0	166252.9	-17187.5	17187.5
			67902.9	-64944.8	64944.8	171170.4	-13206.0	13206.0
			72820.4	-65267.3	65267.3	176087.9	-9137.4	9137.4
			77737.9	-65207.3	65207.3	181005.4	-4935.1	4935.1
			82655.4	-64166.9	64166.9	185922.9	-526.3	526.3
			87572.9	-62989.1	62989.1			

(10) 終局水平耐力が作用したときの断面力図

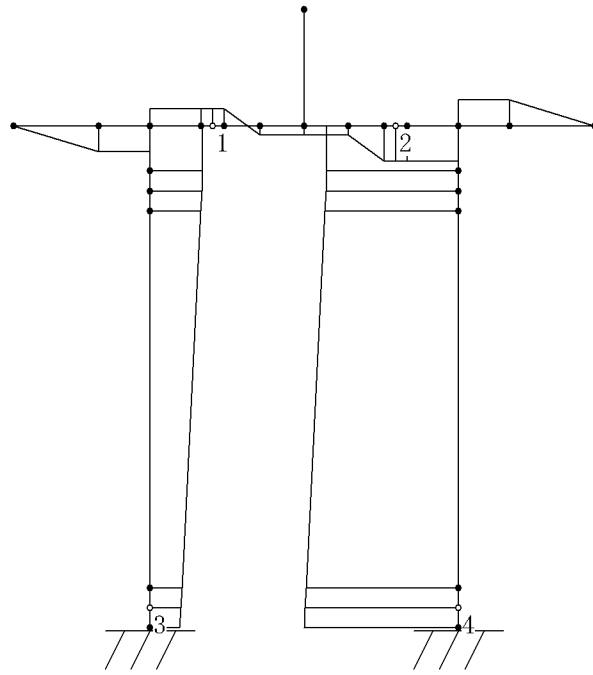
【曲げモーメント】



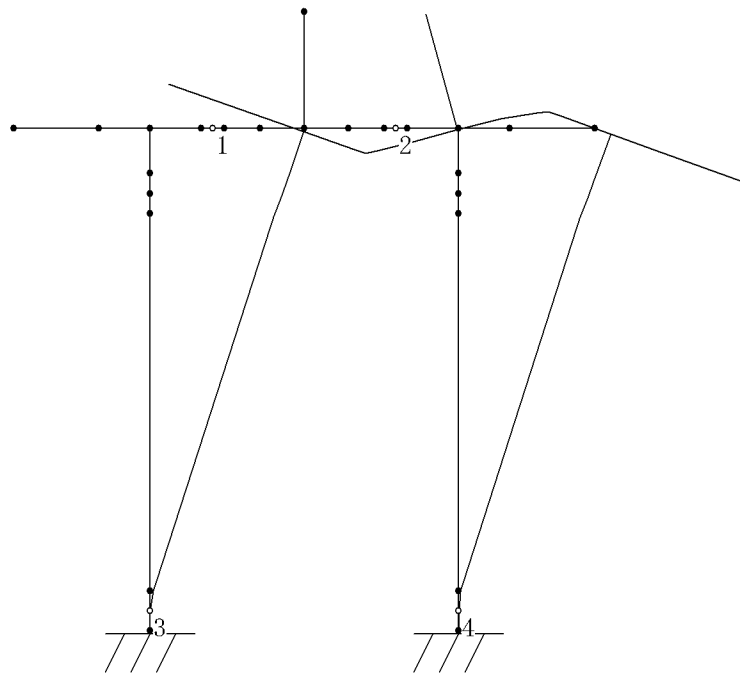
【せん断力】



【軸力】



【変位】



7.4.4 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 <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	降伏剛性 ly (m)	
梁左側	上	-128.9	-4134.0 -15139.0 -16811.4	7.93E-005 1.10E-003 1.53E-002	1.38E+007	2.50E+007	5.52E-001	
梁中央左	上	-128.9	-3105.4 -9553.1 -10457.4	8.98E-005 1.22E-003 3.76E-002	7.85E+006	2.50E+007	3.14E-001	
梁中央右	下	-128.9	3043.5 6362.4 7182.6	8.81E-005 1.14E-003 1.16E+000	5.57E+006	2.50E+007	2.23E-001	
梁右側	下	-128.9	4004.6 8716.2 10859.8	7.68E-005 1.00E-003 4.03E-002	8.71E+006	2.50E+007	3.48E-001	
左柱上端	左	3819.6	9070.8 24217.9 30008.4	7.29E-005 8.03E-004 9.41E-003	3.01E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
左柱基部	右	6036.9	-10246.4 -31996.7 -42050.6	8.02E-005 8.53E-004 5.75E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	
右柱上端	左	3819.6	9070.8 24217.9 30008.4	7.29E-005 8.03E-004 9.41E-003	3.01E+007	2.50E+007	1.21E+000	1.35E+000
右柱基部	右	6036.9	-10246.4 -31996.7 -42050.6	8.02E-005 8.53E-004 5.75E-003	3.75E+007	2.50E+007	1.50E+000	

(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	9216.9	8790.3	2132.9	1706.3	7083.9
	下	8434.7	8066.3	1842.1	1473.7	6592.6
梁右側	下	8434.7	8066.3	1842.1	1473.7	6592.6
左柱基部	右	5295.9	4746.2	2748.7	2198.9	2547.3
左柱上端	左	4998.6	4508.4	2451.4	1961.1	2547.3
右柱基部	右	5295.9	4746.2	2748.7	2198.9	2547.3
右柱上端	左	4998.6	4508.4	2451.4	1961.1	2547.3

「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

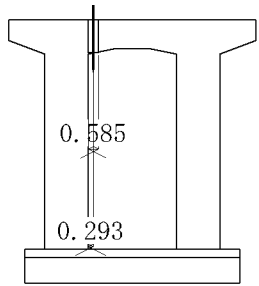
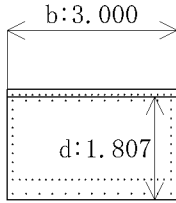
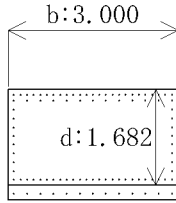
Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

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】

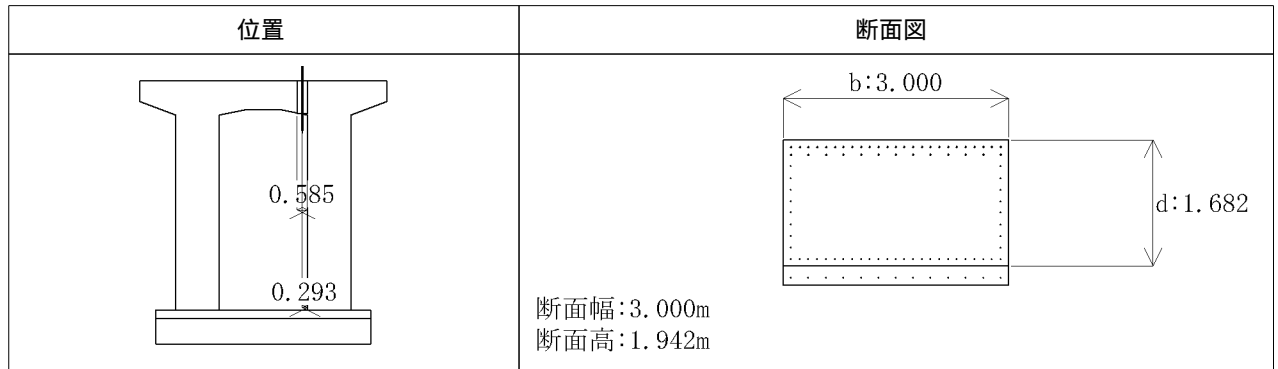
\*印は、はりに生じるせん断力に対する照査で使用する

位置	断面図(上側引張)	断面図(下側引張)
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 1.942m</p>

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	9216.9	8434.7
	Ps	kN	8790.3	8066.3
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	2132.9	1842.1
	Sc	kN	1706.3	1473.7
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	7083.9	6592.6
有効幅	b	mm	3000.0	3000.0
有効高	d	mm	1807.3	1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.631	0.462
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	---	0.879	0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.279	1.162
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	2292.0	2292.0
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup>	295.0	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

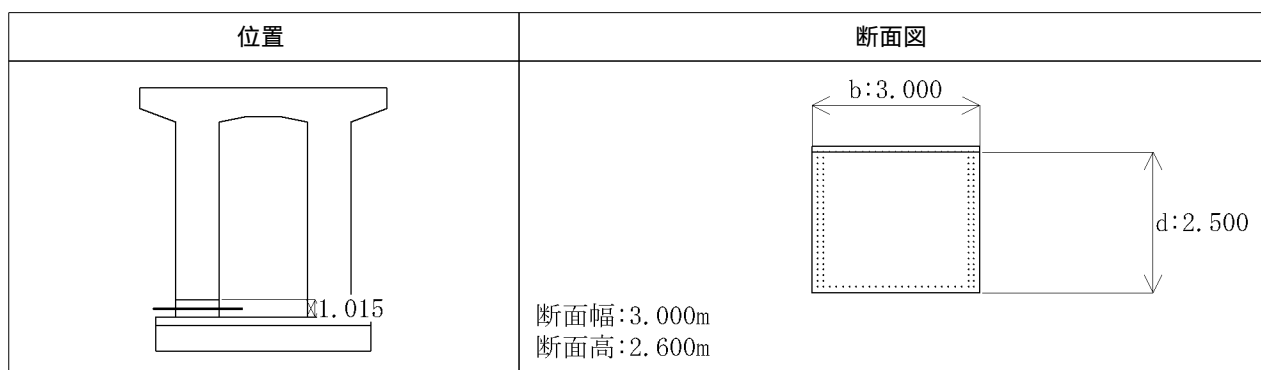


【梁右側】



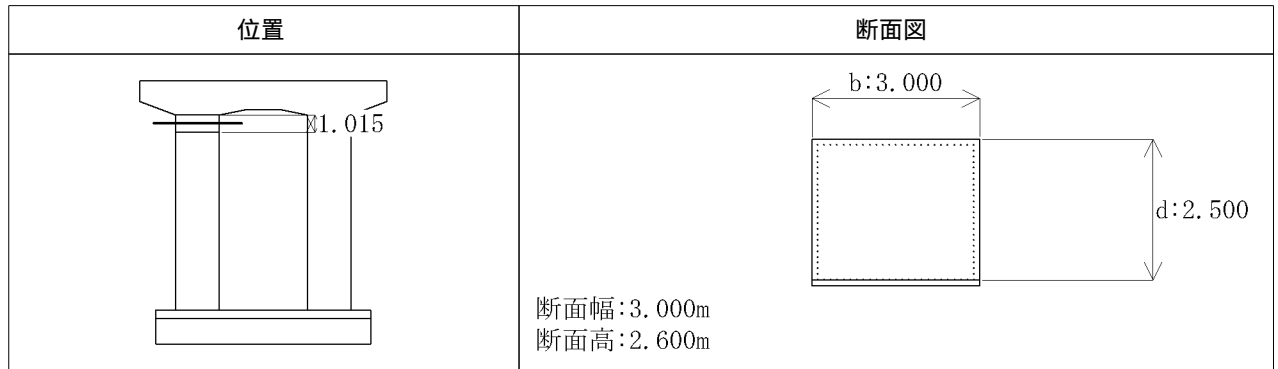
項 目	単 位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN 8434.7
	P <sub>s</sub>	kN 8066.3
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN 1842.1
	S <sub>c</sub>	kN 1473.7
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN 6592.6
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 1681.9
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.462
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	--- 0.898
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	C <sub>pt</sub>	--- 1.162
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup> 2292.0
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 150.0

【左柱基部】



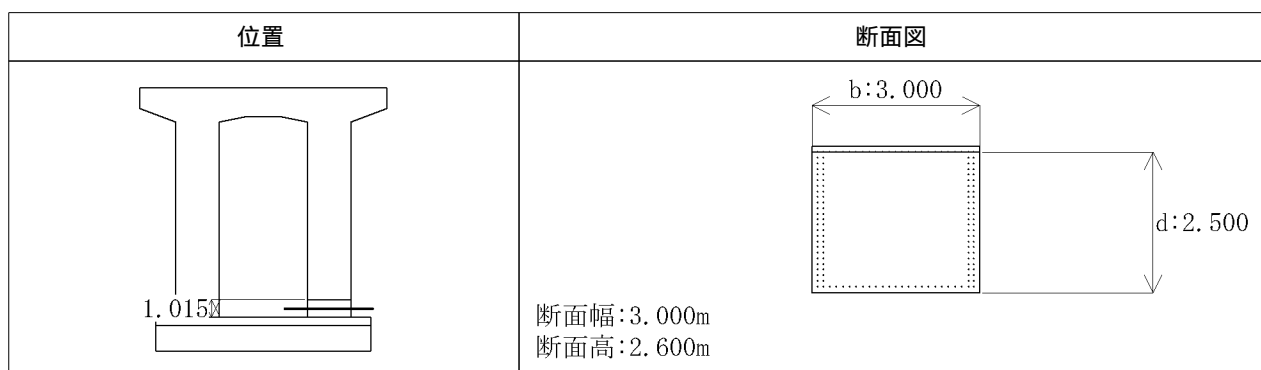
項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 5295.9
	Ps	kN 4746.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2748.7
	Sc	kN 2198.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【左柱上端】



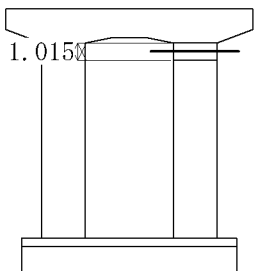
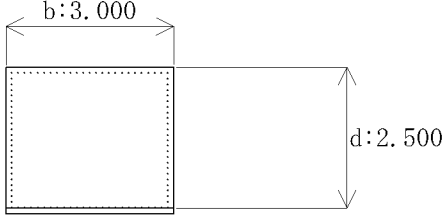
項目		単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	P <sub>so</sub>	kN	4998.6
	P <sub>s</sub>	kN	4508.4
コンクリートが負担するせん断耐力	S <sub>co</sub>	kN	2451.4
	S <sub>c</sub>	kN	1961.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	S <sub>s</sub>	kN	2547.3
有効幅	b	mm	3000.0
有効高	d	mm	2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.3500
軸方向引張鉄筋比	p <sub>t</sub>	%	0.508
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C <sub>c</sub>	---	0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	C <sub>e</sub>	---	0.775
軸方向引張鉄筋比(p <sub>t</sub> )に関する補正係数	C <sub>p<sub>t</sub></sub>	---	1.205
帯鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	1191.6
帯鉄筋の降伏点	s <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup>	295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm	300.0

【右柱基部】



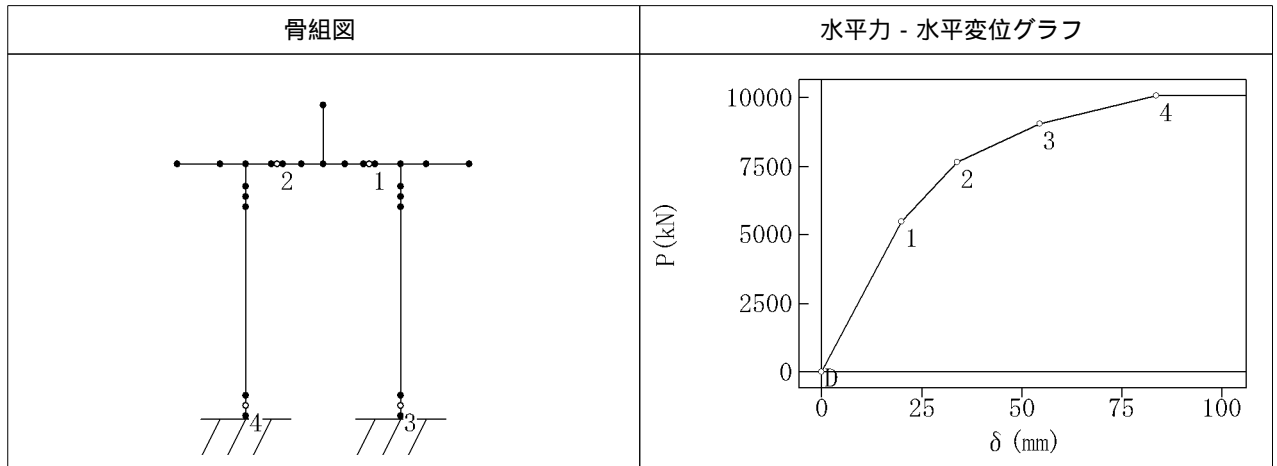
項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 5295.9
	Ps	kN 4746.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2748.7
	Sc	kN 2198.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.752
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	--- 0.800
橋脚断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.351
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

【右柱上端】

位置	断面図
	 <p>断面幅: 3.000m 断面高: 2.600m</p>

項目	単位	値
鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力	Pso	kN 4998.6
	Ps	kN 4508.4
コンクリートが負担するせん断耐力	Sco	kN 2451.4
	Sc	kN 1961.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN 2547.3
有効幅	b	mm 3000.0
有効高	d	mm 2500.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm <sup>2</sup> 0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.508
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	--- 0.775
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	--- 1.205
帯鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup> 1191.6
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm <sup>2</sup> 295.0
帯鉄筋の間隔	a	mm 300.0

(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	梁右側	19.9	5502.8
2	梁左側	33.8	7668.0
3	右柱基部	54.7	9062.6
4	左柱基部	83.7	10084.5

終局水平耐力

$$P_u = 10084.5 \text{ (kN)}$$

降伏限界の水平変位

$$\sigma_y = \delta y_0 \cdot \frac{P_u}{P_{y0}} = 19.9 \times \frac{10084.5}{5502.8} = 36.5 \text{ (mm)}$$

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 = 19.9 (mm)

$P_{y0}$  : 1つ目の塑性ヒンジが形成されるとき horizontal 力 = 5502.8 (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	梁右側	1722.2	3300.5	4823.2	4911.4	4976.0	8066.3 8434.7
2	梁左側	1722.2	6744.8	8267.6	8355.7	8420.4	8790.3 9216.9
3	右柱基部	128.9	2776.4	3482.0	4179.3	4149.4	4746.2 5295.9
4	左柱基部	128.9	2726.4	4186.0	4883.3	5935.1	4746.2 5295.9
	左柱上端	128.9	2726.4	4186.0	4883.3	5935.1	4508.4 4998.6
	右柱上端	128.9	2776.4	3482.0	4179.3	4149.4	4508.4 4998.6

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 = 9174.6 (kN)

橋脚の地震時保有水平耐力

Pa = Ps = 9174.6 (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	梁右側	0.002905	0.005985	0.009375	0.110741
2	梁左側	0.000000	0.003467	0.007629	0.110741
3	右柱基部	0.000000	0.000000	0.002309	0.065810
4	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.065810

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	梁右側	-1628.3	7562.9	0.000970	9686.2	0.045345
2	梁左側	3414.0	-17550.3	0.001161	-19166.6	0.012850
3	右柱基部	-2989.5	-24021.7	0.000776	-33955.8	0.008429
4	左柱基部	14869.3	-39294.8	0.000923	-48993.8	0.004391

【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	梁右側	0.5850	0.001242	0.025800	0.231976
2	梁左側	0.5850	0.001268	0.006775	0.077711
3	右柱基部	1.0153	0.001097	0.007445	0.161698
4	左柱基部	1.0153	0.001151	0.003289	0.133640

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)

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

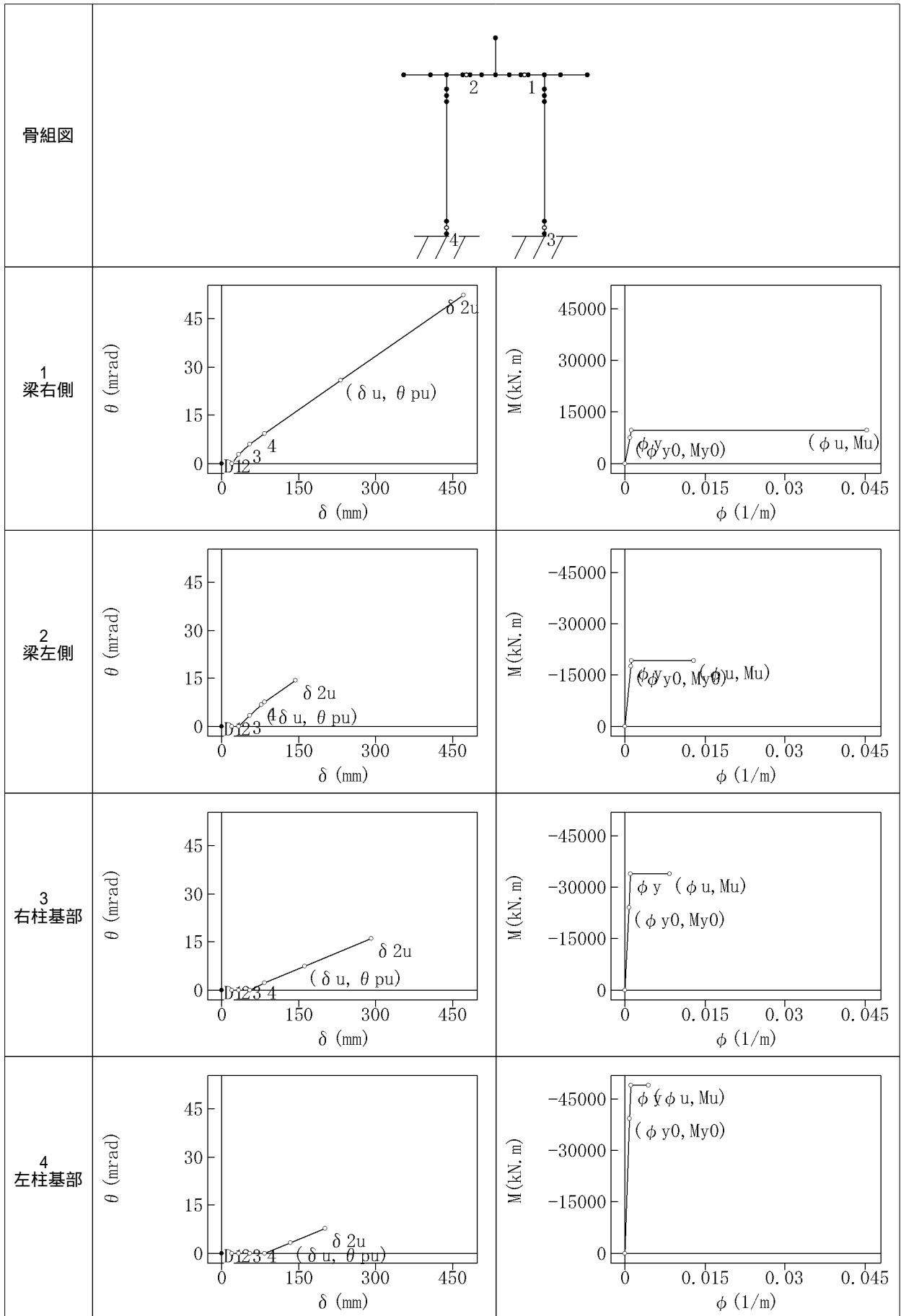
Lp : 塑性ヒンジ長(m)

表中 uの最大値を終局変位とする。

終局変位 u = 0.231976(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

$$(Cz \cdot khco = 2.0000) \quad 0.60 \text{ より}$$

$$khc = Cs \cdot Cz \cdot khco = 1.000 \cdot 2.0000$$

$$= 2.00 \quad (0.4 \cdot Cz=0.400)$$

以上から、khc = 2.00

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 = 2.0000

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

$$W = Wu + Cp \cdot Wp = 12073.8(\text{kN})$$

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 = 5680.0(kN)

Cp: 等価重量算出係数 = 1.0

Wp: 橋脚の重量 = 6393.8(kN)

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(khc \cdot W = 24147.6 \text{ kN}) > (Pa = 9174.6 \text{ kN}) \text{ [NG]}$$

ここに、khc: レベル2地震動の設計水平震度 = 2.00

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9174.6(kN)

5)残留変位の照査

$$(R = 64.9 \text{ mm}) \quad (Ra = 157.0 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - ) \cdot y = 64.9(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Cz \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 3.964$$

$$Ra = h \cdot (1/100) = 157.0(\text{mm})$$

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 = 36.5(mm)

Cz · khco: 地域別補正係数 × 設計水平震度の標準値 = 2.0000

W : 等価重量 = 12073.8(kN)

Pa : 地震時保有水平耐力 = 9174.6(kN)

h : 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ = 15703.0(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。

$$V_b / \Psi_i = 1$$

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)

$\Psi_i$  : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

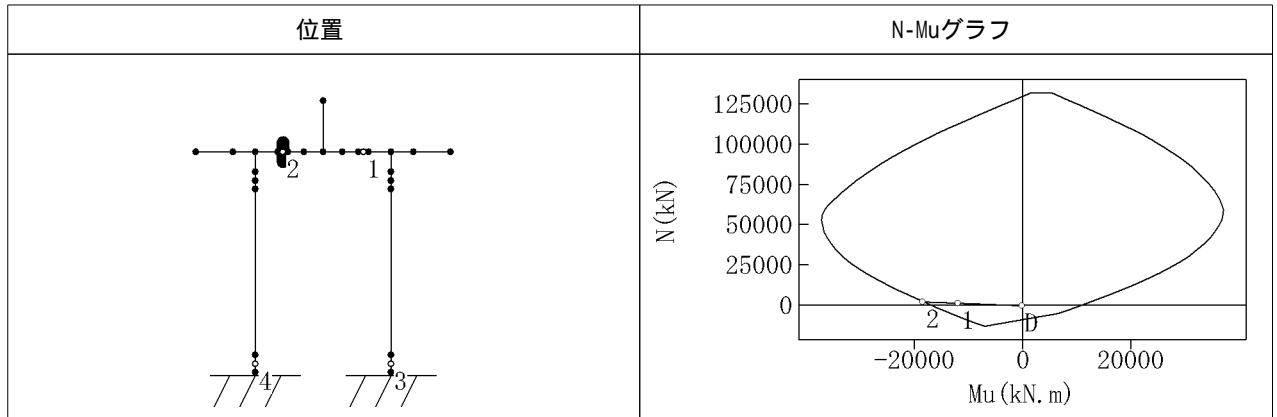
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 Vb (kN)	せん断耐力 Psi (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	梁右側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	-1722.2	8066.3	OK
2	梁左側	死!温無!水低(直角ケース)	下	6.5	1722.2	8066.3	OK

(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)			-892.9
		M (kN.m)			-10234.0
		Mu(kN.m)			-15063.7
梁右側	左側	OK			
		N (kN)			-892.9
		M (kN.m)			3163.6
		Mu(kN.m)			11083.6

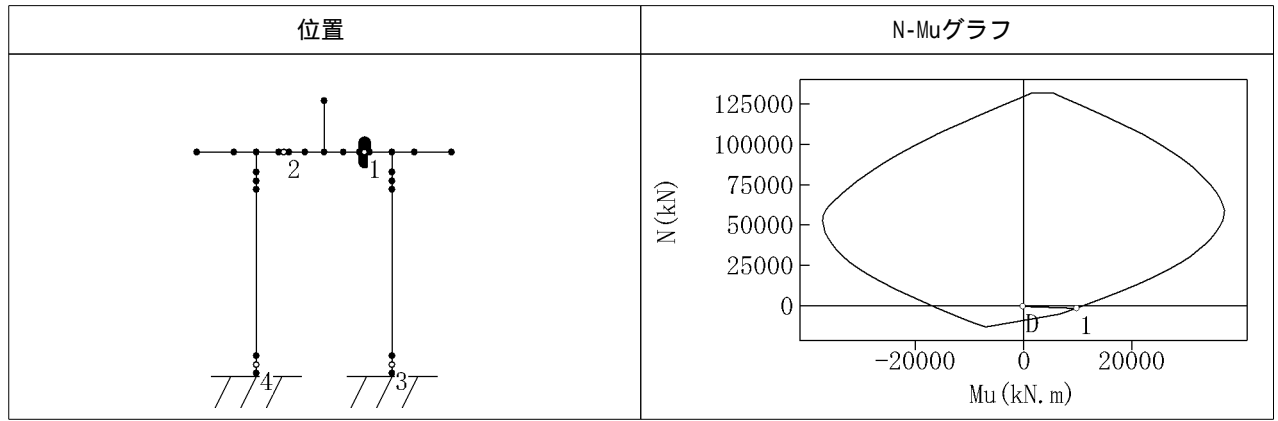
(9)軸力 - 終局曲げモーメントの相関関係

【梁左側】



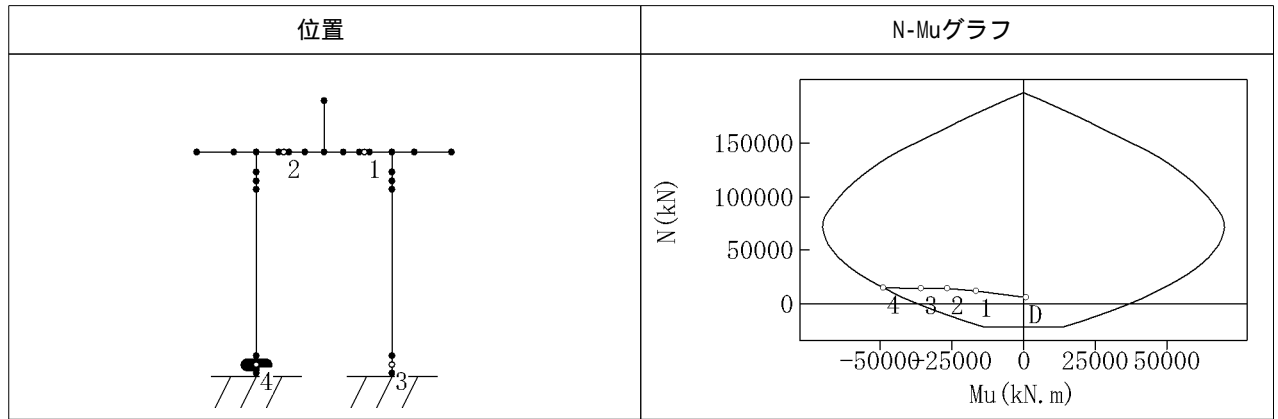
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	59753.2	-36486.0	36975.9
1	1350.7	-11943.7	-10478.9	-9169.3	---	63365.0	-35589.8	36629.8
2	2269.0	-18408.6	-7869.5	-11281.7	---	66976.9	-34417.2	36178.8
3	2617.7	-18408.6	-5260.2	-13291.8	6623.6	70588.7	-33183.3	35551.5
4	3414.0	-18408.6	-1648.3	-15790.2	9669.7	74200.6	-31880.5	34709.3
			1963.5	-18208.3	12497.6	77812.4	-30497.2	33768.6
			5575.4	-20576.2	15305.4	81424.3	-29026.8	32721.1
			9187.2	-22844.6	18049.6	85036.2	-27464.9	31558.6
			12799.1	-25013.6	20642.5	88648.0	-25804.2	30269.8
			16411.0	-27040.6	23039.8	92259.9	-24038.0	28853.0
			20022.8	-28929.1	25238.2	95871.7	-22160.9	27303.2
			23634.7	-30568.2	27255.7	99483.6	-20162.3	25614.4
			27246.5	-32030.5	29089.5	103095.4	-18039.4	23781.3
			30858.4	-33297.5	30726.9	106707.3	-15788.8	21794.5
			34470.2	-34381.6	32185.2	110319.1	-13429.2	19655.2
			38082.1	-35281.7	33443.5	113931.0	-11043.8	17382.3
			41693.9	-35981.9	34523.1	117542.8	-8630.4	15081.0
			45305.8	-36505.5	35416.2	121154.7	-6185.6	12756.9
			48917.6	-36832.2	36113.3	124766.5	-3700.3	10398.5
			52529.5	-36977.7	36632.9	128378.4	-1162.0	7999.6
			56141.3	-36936.4	36951.1	131990.2	1452.4	5537.5

【梁右側】



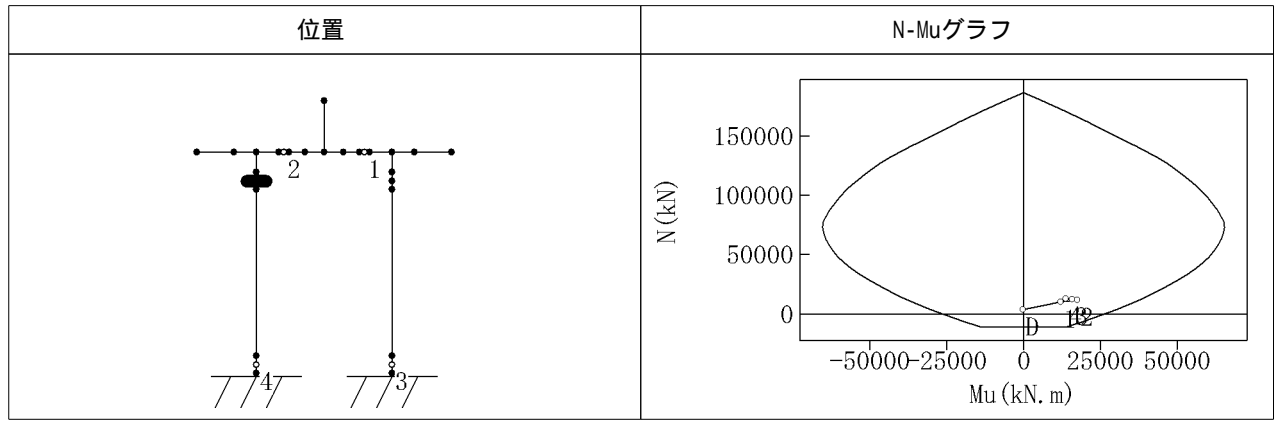
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	-128.9	-149.3	-13088.2	-6954.0	---	59753.2	-36486.0	36975.9
1	-1400.7	9863.6	-10478.9	-9169.3	---	63365.0	-35589.8	36629.8
2	-1565.0	9863.6	-7869.5	-11281.7	---	66976.9	-34417.2	36178.8
3	-1913.6	9863.6	-5260.2	-13291.8	6623.6	70588.7	-33183.3	35551.5
4	-1628.3	9863.6	-1648.3	-15790.2	9669.7	74200.6	-31880.5	34709.3
			1963.5	-18208.3	12497.6	77812.4	-30497.2	33768.6
			5575.4	-20576.2	15305.4	81424.3	-29026.8	32721.1
			9187.2	-22844.6	18049.6	85036.2	-27464.9	31558.6
			12799.1	-25013.6	20642.5	88648.0	-25804.2	30269.8
			16411.0	-27040.6	23039.8	92259.9	-24038.0	28853.0
			20022.8	-28929.1	25238.2	95871.7	-22160.9	27303.2
			23634.7	-30568.2	27255.7	99483.6	-20162.3	25614.4
			27246.5	-32030.5	29089.5	103095.4	-18039.4	23781.3
			30858.4	-33297.5	30726.9	106707.3	-15788.8	21794.5
			34470.2	-34381.6	32185.2	110319.1	-13429.2	19655.2
			38082.1	-35281.7	33443.5	113931.0	-11043.8	17382.3
			41693.9	-35981.9	34523.1	117542.8	-8630.4	15081.0
			45305.8	-36505.5	35416.2	121154.7	-6185.6	12756.9
			48917.6	-36832.2	36113.3	124766.5	-3700.3	10398.5
			52529.5	-36977.7	36632.9	128378.4	-1162.0	7999.6
			56141.3	-36936.4	36951.1	131990.2	1452.4	5537.5

【左柱基部】



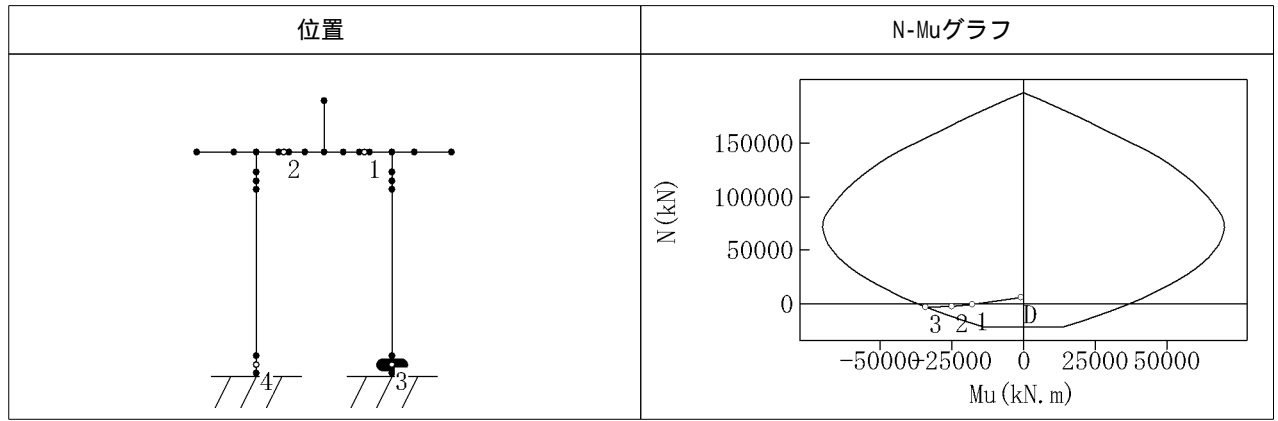
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	5939.9	1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	93029.3	-66501.9	66501.9
1	12180.0	-16690.1	-16098.1	-20358.0	20358.0	98485.6	-64872.4	64872.4
2	14181.8	-26668.2	-10641.7	-26281.8	26281.8	103942.0	-63068.5	63068.5
3	14578.6	-35706.7	-5185.4	-31839.1	31839.1	109398.4	-61065.3	61065.3
4	14869.3	-48952.7	271.0	-36996.5	36996.5	114854.7	-58831.5	58831.5
			5727.4	-41788.4	41788.4	120311.1	-56363.4	56363.4
			11183.7	-46220.4	46220.4	125767.5	-53643.7	53643.7
			16640.1	-50265.5	50265.5	131223.8	-50635.6	50635.6
			22096.5	-53924.2	53924.2	136680.2	-47344.8	47344.8
			27552.8	-57223.1	57223.1	142136.6	-43753.5	43753.5
			33009.2	-60161.8	60161.8	147592.9	-39832.2	39832.2
			38465.6	-62688.6	62688.6	153049.3	-35700.3	35700.3
			43921.9	-64854.6	64854.6	158505.7	-31548.2	31548.2
			49378.3	-66660.8	66660.8	163962.0	-27355.9	27355.9
			54834.7	-68081.7	68081.7	169418.4	-23130.6	23130.6
			60291.0	-69114.7	69114.7	174874.8	-18843.1	18843.1
			65747.4	-69788.0	69788.0	180331.1	-14481.2	14481.2
			71203.8	-70096.1	70096.1	185787.5	-10016.0	10016.0
			76660.2	-70003.5	70003.5	191243.9	-5397.5	5397.5
			82116.5	-69297.1	69297.1	196700.2	-522.9	522.9
			87572.9	-67972.4	67972.4			

【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)	3916.6	-357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	92490.4	-61652.6	61652.6
1	10156.7	12176.0	-5859.7	-19761.5	19761.5	97407.9	-60145.7	60145.7
2	12158.5	17652.3	-942.2	-25128.6	25128.6	102325.4	-58452.1	58452.1
3	12555.3	15996.6	3975.3	-30161.9	30161.9	107242.9	-56545.7	56545.7
4	12846.0	13886.8	8892.8	-34848.2	34848.2	112160.4	-54421.5	54421.5
			13810.3	-39205.8	39205.8	117077.9	-52066.4	52066.4
			18727.8	-43230.2	43230.2	121995.4	-49462.9	49462.9
			23645.4	-46909.8	46909.8	126912.9	-46600.6	46600.6
			28562.9	-50258.5	50258.5	131830.4	-43474.6	43474.6
			33480.4	-53273.9	53273.9	136747.9	-40072.1	40072.1
			38397.9	-55946.9	55946.9	141665.4	-36388.5	36388.5
			43315.4	-58286.1	58286.1	146582.9	-32605.8	32605.8
			48232.9	-60292.9	60292.9	151500.4	-28803.1	28803.1
			53150.4	-61959.0	61959.0	156417.9	-24970.0	24970.0
			58067.9	-63289.2	63289.2	161335.4	-21102.7	21102.7
			62985.4	-64287.0	64287.0	166252.9	-17187.5	17187.5
			67902.9	-64944.8	64944.8	171170.4	-13206.0	13206.0
			72820.4	-65267.3	65267.3	176087.9	-9137.4	9137.4
			77737.9	-65207.3	65207.3	181005.4	-4935.1	4935.1
			82655.4	-64166.9	64166.9	185922.9	-526.3	526.3
			87572.9	-62989.1	62989.1			

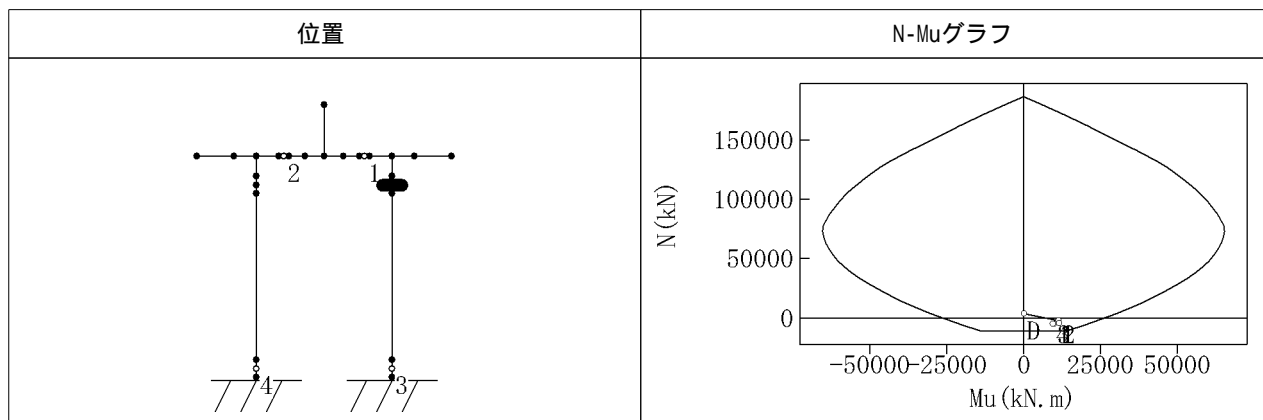
【右柱基部】



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)	5939.9	-1007.2	-21554.5	-14058.1	14058.1	93029.3	-66501.9	66501.9
1	-300.2	-17941.5	-16098.1	-20358.0	20358.0	98485.6	-64872.4	64872.4
2	-2302.0	-25150.9	-10641.7	-26281.8	26281.8	103942.0	-63068.5	63068.5
3	-2698.8	-34189.4	-5185.4	-31839.1	31839.1	109398.4	-61065.3	61065.3
4	-2989.5	-34189.4	271.0	-36996.5	36996.5	114854.7	-58831.5	58831.5
			5727.4	-41788.4	41788.4	120311.1	-56363.4	56363.4
			11183.7	-46220.4	46220.4	125767.5	-53643.7	53643.7
			16640.1	-50265.5	50265.5	131223.8	-50635.6	50635.6
			22096.5	-53924.2	53924.2	136680.2	-47344.8	47344.8
			27552.8	-57223.1	57223.1	142136.6	-43753.5	43753.5
			33009.2	-60161.8	60161.8	147592.9	-39832.2	39832.2
			38465.6	-62688.6	62688.6	153049.3	-35700.3	35700.3
			43921.9	-64854.6	64854.6	158505.7	-31548.2	31548.2
			49378.3	-66660.8	66660.8	163962.0	-27355.9	27355.9
			54834.7	-68081.7	68081.7	169418.4	-23130.6	23130.6
			60291.0	-69114.7	69114.7	174874.8	-18843.1	18843.1
			65747.4	-69788.0	69788.0	180331.1	-14481.2	14481.2
			71203.8	-70096.1	70096.1	185787.5	-10016.0	10016.0
			76660.2	-70003.5	70003.5	191243.9	-5397.5	5397.5
			82116.5	-69297.1	69297.1	196700.2	-522.9	522.9
			87572.9	-67972.4	67972.4			



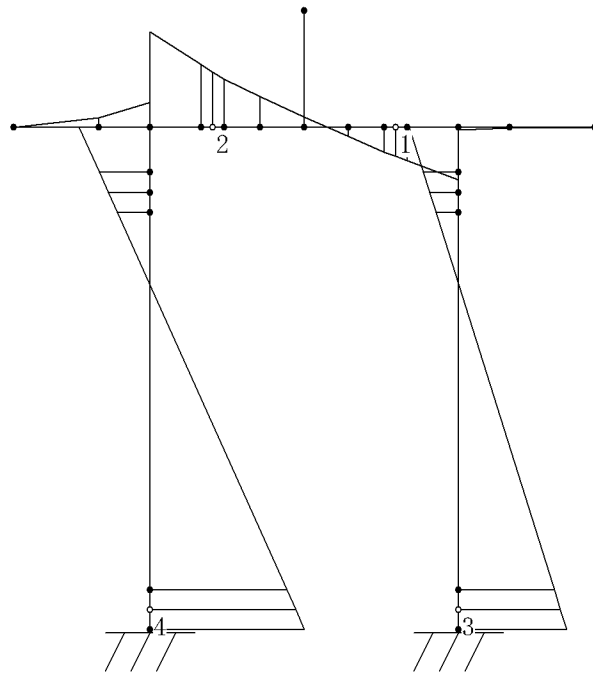
【右柱上端】



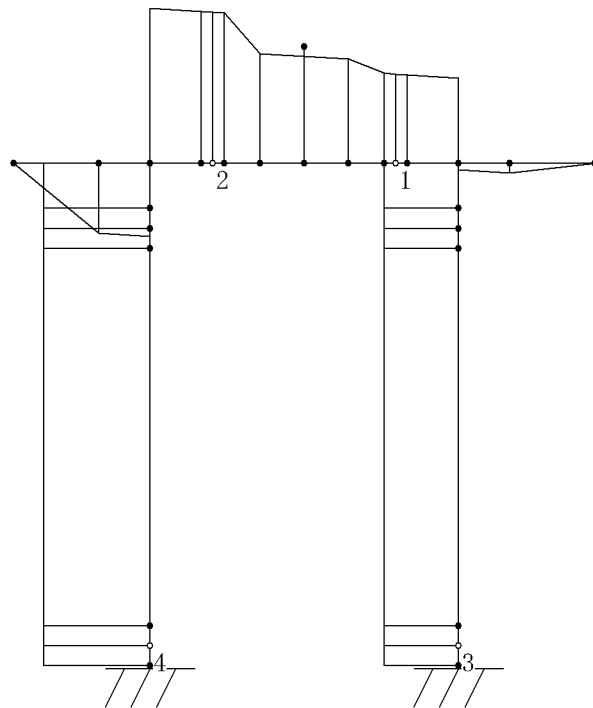
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	3916.6	357.6	-10777.2	-14058.2	14058.2	92490.4	-61652.6	61652.6
1	-2323.5	11454.1	-5859.7	-19761.5	19761.5	97407.9	-60145.7	60145.7
2	-4325.4	11715.4	-942.2	-25128.6	25128.6	102325.4	-58452.1	58452.1
3	-4722.1	10059.7	3975.3	-30161.9	30161.9	107242.9	-56545.7	56545.7
4	-5012.8	9743.1	8892.8	-34848.2	34848.2	112160.4	-54421.5	54421.5
			13810.3	-39205.8	39205.8	117077.9	-52066.4	52066.4
			18727.8	-43230.2	43230.2	121995.4	-49462.9	49462.9
			23645.4	-46909.8	46909.8	126912.9	-46600.6	46600.6
			28562.9	-50258.5	50258.5	131830.4	-43474.6	43474.6
			33480.4	-53273.9	53273.9	136747.9	-40072.1	40072.1
			38397.9	-55946.9	55946.9	141665.4	-36388.5	36388.5
			43315.4	-58286.1	58286.1	146582.9	-32605.8	32605.8
			48232.9	-60292.9	60292.9	151500.4	-28803.1	28803.1
			53150.4	-61959.0	61959.0	156417.9	-24970.0	24970.0
			58067.9	-63289.2	63289.2	161335.4	-21102.7	21102.7
			62985.4	-64287.0	64287.0	166252.9	-17187.5	17187.5
			67902.9	-64944.8	64944.8	171170.4	-13206.0	13206.0
			72820.4	-65267.3	65267.3	176087.9	-9137.4	9137.4
			77737.9	-65207.3	65207.3	181005.4	-4935.1	4935.1
			82655.4	-64166.9	64166.9	185922.9	-526.3	526.3
			87572.9	-62989.1	62989.1			

(10)終局水平耐力が作用したときの断面力図

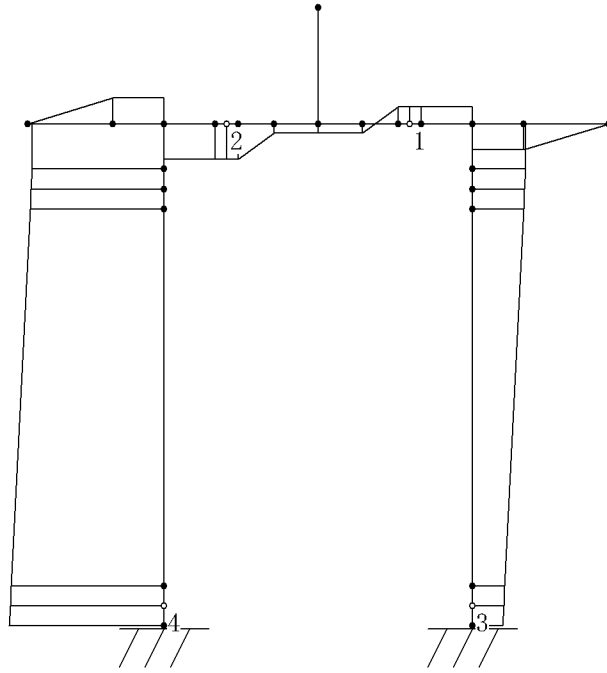
【曲げモーメント】



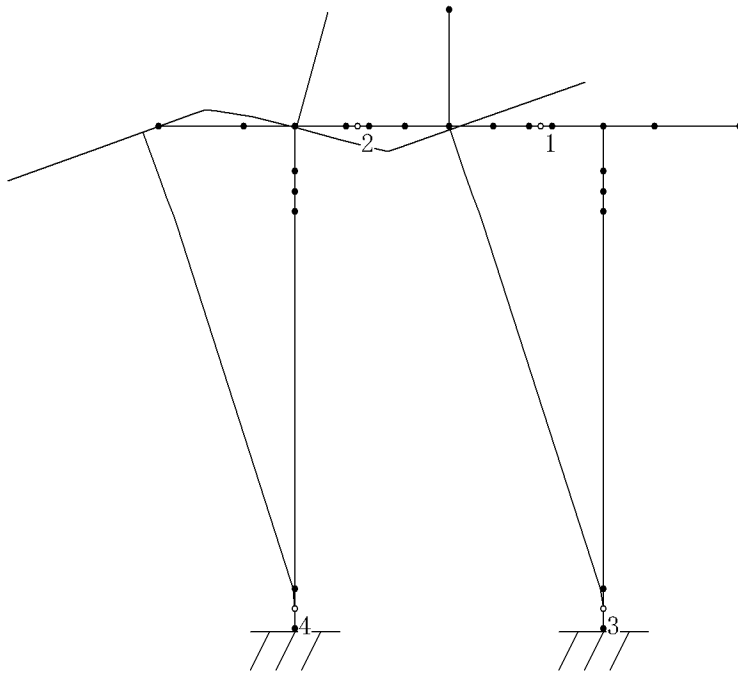
【せん断力】



【軸力】



【変位】



## 8章 直接基礎の安定計算

### 8.1 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	18576.2	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	18576.2	0.0	0.0



【橋軸方向】

case	Be (m) De (m) Ae (m <sup>2</sup> )		水位 (m) 1 (kN/m <sup>3</sup> ) 2 (kN/m <sup>3</sup> )	q Tan	Nc Nq N	Sq S	Qu (kN) Qa (kN) V (kN)	判定
1	8.000 12.850 102.800	1.187 0.751 1.000	0.000 10.200 19.000	0.000 0.000	46.124 33.296 35.148	1.000 0.500	55354.107 18451.369 18576.203	NG

【直角方向】

case	Be (m) De (m) Ae (m <sup>2</sup> )		水位 (m) 1 (kN/m <sup>3</sup> ) 2 (kN/m <sup>3</sup> )	q Tan	Nc Nq N	Sq S	Qu (kN) Qa (kN) V (kN)	判定
1	12.850 8.000 102.800	1.300 0.600 1.000	0.000 10.200 19.000	0.000 0.000	46.124 33.296 35.148	1.000 0.427	60657.663 20219.221 18576.203	OK



### 8.4 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/m<sup>2</sup>)

Ae : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

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	18576.203	0.000	5341.994	OK

#### 【直角方向】

case	V(kN)	H(kN)	Hu/n (kN)	判定
1	18576.203	0.000	5341.994	OK



### 8.5 鉛直地盤反力に対する照査

$q_{max}$   $q_a$

$e < \frac{B}{6}$  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/m<sup>2</sup>)

$q_{min}$  : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_a$  : 許容地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎の幅 (m)

$D$  : 基礎の奥行き長 (m)

橋軸方向  $B = 8.000$  (m),  $D = 12.850$  (m)

直角方向  $B = 12.850$  (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 <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1	18576.203	0.000	台形分布	—	180.702	180.702	400.000	OK

#### 【直角方向】

case	V(kN)	M(kN.m)	分布状態	x(m)	q <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1	18576.203	0.000	台形分布	—	180.702	180.702	400.000	OK

## 8.6 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/m<sup>3</sup>)

$$kv = K_{v0} \cdot \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{2}{3}} = 46609.9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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/m<sup>3</sup>)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = 653333.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Bv : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \cdot B} = 10.139 \text{ (m)}$$

Av : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

B : フーチングの幅 = 12.850 (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 = 2.50E+007 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\lambda = \frac{\alpha (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e} = 3.333 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = 2.625 \text{ (m)}$$

$$e = 2.500 \text{ (m)}$$

$$= 1.3$$

以上により、

$$= 0.16261 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\cdot = 0.542 \quad 1.0$$

したがって、フーチングを剛体とみなすことができる。

## 9章 直接基礎のレベル2地震時照査

### 9.1 地震動タイプI

#### 9.1.1 作用荷重

作用力

死荷重時鉛直力(低水位)	$V = 18576.2 \text{ (kN)}$
橋脚躯体重量	$W_p = 6393.8 \text{ (kN)}$
フーチング底面から $W_p$ 重心位置までの高さ	$y_p = 9.932 \text{ (m)}$
フーチング重量	$W_F = 4643.7 \text{ (kN)}$
フーチング下面から $W_F$ 重心位置までの高さ	$y_F = 0.929 \text{ (m)}$
偏心モーメント 橋軸方向(低水位)	$M_d = 0.0 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
直角方向(低水位)	$M_d = 0.0 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

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  $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.70$   
 $CD \cdot k_{hg} = 0.30$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u = 8980.0 \text{ (kN)}$

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  $h_u = 15.603 \text{ (m)}$

2)直角方向

設計水平震度  $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.70$   
 $CD \cdot k_{hg} = 0.30$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u = 5680.0 \text{ (kN)}$

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  $h_u = 17.703 \text{ (m)}$

(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

$$M_o = B \cdot V/6 = 24768.27 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 8.000 (m)

2)設計荷重時

$$ML = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + WF \cdot yF \cdot CD \cdot khG + Md = 143825.37 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 3.119 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 2.644 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1093.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L : 底版奥行き長 = 12.850 (m)

フーチング下面から慣性力作用重心位置までの高さ

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

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W <sub>u</sub> ・khcF)	6286.00	15.603	98080.46
梁・柱 (W <sub>p</sub> ・khcF)	4475.67	9.932	44450.20
底版および上載土 (WF・CD・khG)	1393.10	0.929	1294.72
合計	12154.77		143825.37

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 11.833 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 4895.87 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{HN}{V}\right) = 288.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(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

$$M_o = B \cdot V/6 = 39784.03 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 12.850 (m)

2)設計荷重時

$$M_L = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG + M_d = 116132.04 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{M_L}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 4.091 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 7.003 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 663.12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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 <sub>u</sub> · khcF)	3976.00	17.703	70387.13
梁 · 柱 (W <sub>p</sub> · khcF)	4475.67	9.932	44450.20
底版および上載土 (W <sub>F</sub> · CD · khG)	1393.10	0.929	1294.72
合計	9844.77		116132.04

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 11.796 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

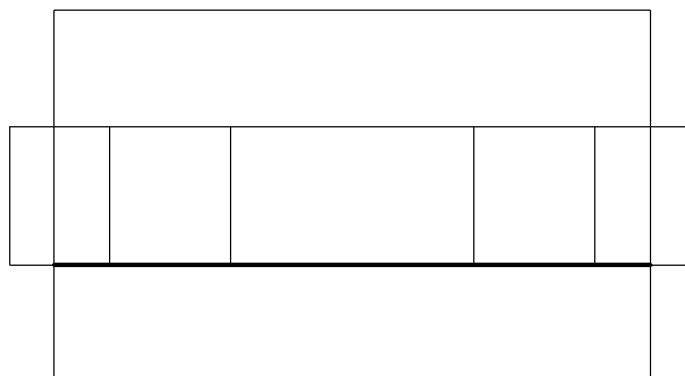
$$H_N = \frac{V \cdot eN - M_d}{hG} = 6441.56 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{H_N}{V}\right) = 229.94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

9.1.2 橋軸方向 - 低水位

曲げ照査

照査位置=-1.500(m)[下側引張]



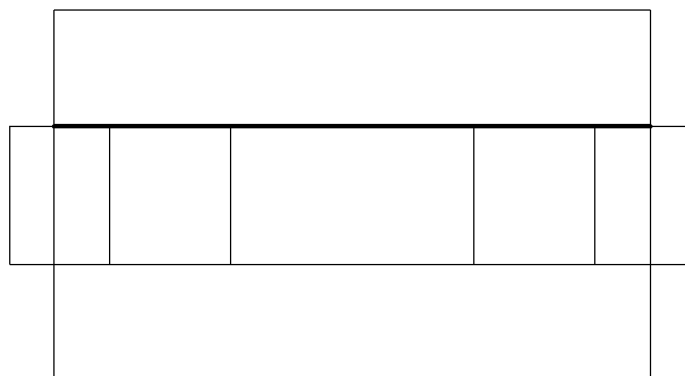
作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-2603.464	
鉛直方向地盤反力	kN.m	30070.434	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-4881.325	
合計	M	kN.m	22585.645

曲げ照査

部材幅	b(mm)	12850.0
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)	26721.820
作用曲げモーメント	M (kN.m)	22585.645
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	52190.100
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	468120.433
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

照査位置=1.500(m) [上側引張]



作用曲げモーメント

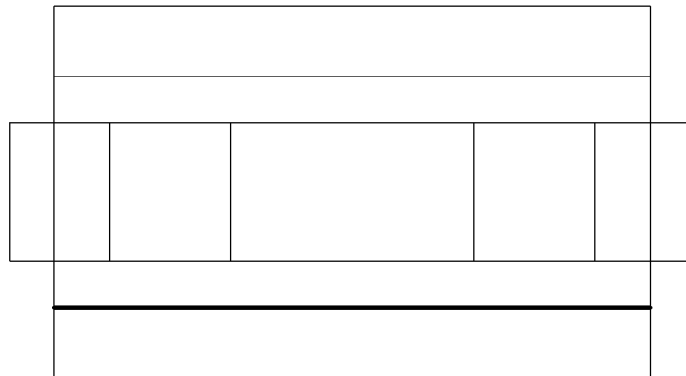
死荷重		kN.m	-2603.464
鉛直方向地盤反力		kN.m	0.000
水平方向せん断地盤反力		kN.m	0.000
合計	M	kN.m	-2603.464

曲げ照査

部材幅	b(mm)	10450.0
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)	-11359.378
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-2603.464
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	21281.400
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	390978.281
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

せん断照査

照査位置=-2.500(m)[下側引張]



作用せん断力

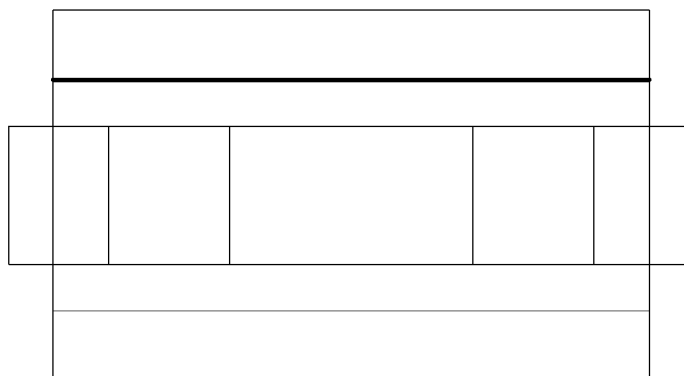
	せん断力(kN)
死荷重	-1247.574
鉛直方向地盤反力	15098.050
合計	13850.476

せん断照査

部材幅	b (mm)	12850.0
部材高	h (mm)	1800.0
有効高	d (mm)	1650.0
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	0.903
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.246
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.946
せん断スパン	a (mm)	1239.6
せん断スパン比による割増係数	Cdc	5.584
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	35381.739
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1650.0
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	4645.2
間隔	s (mm)	300.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.268
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	1756.613
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	37138.352
作用せん断力	S (kN)	13850.476
判定 (S Ps)		S Ps OK



照査位置=2.500(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	-1247.574 0.000
合計	-1247.574

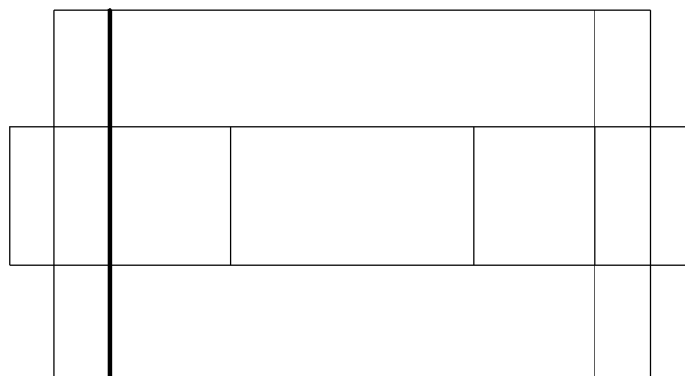
せん断照査

部材幅	b (mm)	12850.0
部材高	h (mm)	1800.0
有効高	d (mm)	1700.0
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	0.895
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.121
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.741
せん断スパン	a (mm)	2739.6
せん断スパン比による割増係数	Cdc	2.674
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	13564.321
斜引張鉄筋 有効高	d (mm)	1700.0
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	4645.2
間隔	s (mm)	300.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.577
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	3894.544
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	17458.865
作用せん断力	S (kN)	-1247.574
判定 (S Ps)	S Ps OK	

9.1.3 直角方向 - 低水位

曲げ照査

照査位置=-5.225(m)[上側引張]



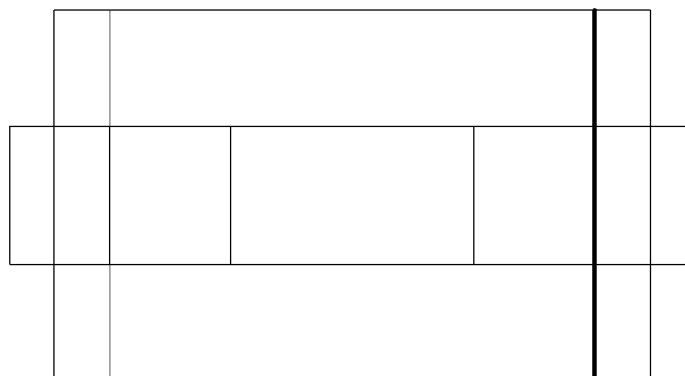
作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-380.070	
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	-380.070

曲げ照査

部材幅	b(mm)	5616.1
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1744.1
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	-10972.343
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-380.070
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	22294.800
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	233692.701
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

照査位置=5.225(m)[下側引張]



作用曲げモーメント

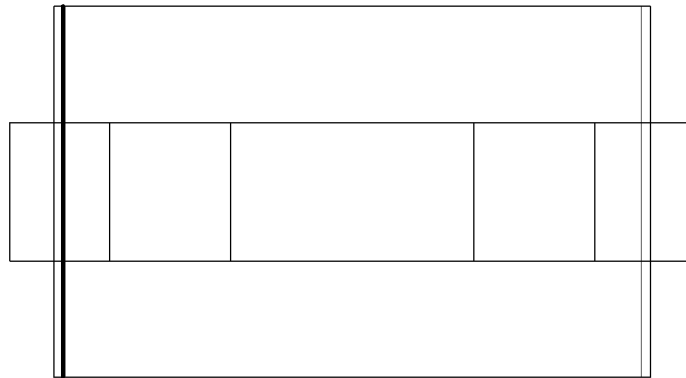
死荷重	kN.m	-380.070	
鉛直方向地盤反力	kN.m	3601.388	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-2018.346	
合計	M	kN.m	1202.973

曲げ照査

部材幅	b(mm)	8000.0
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)	16136.550
作用曲げモーメント	M (kN.m)	1202.973
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	32428.800
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	291436.845
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

せん断照査

照査位置=-6.225(m)[上側引張]



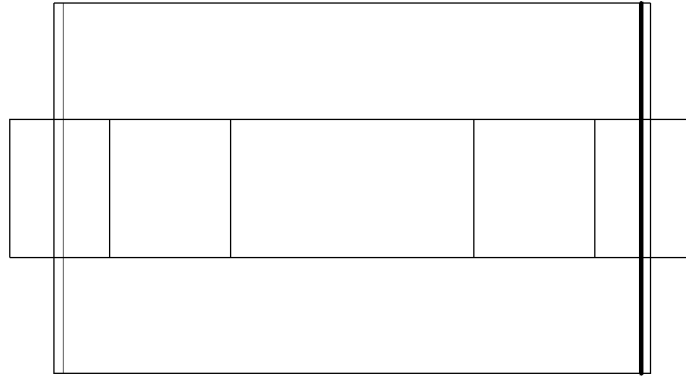
作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重 鉛直方向地盤反力	-105.575 0.000
合計	-105.575

せん断照査

部材幅	b (mm)	8000.0
部材高	h (mm)	2000.0
有効高	d (mm)	1744.1
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 (%)	0.232
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.932
せん断スパン	a (mm)	1900.0
せん断スパン比による割増係数	Cdc	3.732
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	15095.644
斜引張鉄筋 有効高	d (mm)	1744.1
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	10064.6
間隔	s (mm)	969.2
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.436
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	2024.514
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	17120.159
作用せん断力	S (kN)	-105.575
判定 (S Ps)	S Ps OK	

照査位置=6.225(m) [下側引張]



作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重	-105.575
鉛直方向地盤反力	1045.834
合計	940.259

せん断照査

部材幅	b (mm)	8000.0
部材高	h (mm)	2000.0
有効高	d (mm)	1693.8
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)	600.0
せん断スパン比による割増係数	Cdc	6.400
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	25543.582
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1693.8
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	10064.6
間隔	s (mm)	969.2
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.142
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	639.300
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	26182.882
作用せん断力	S (kN)	940.259
判定 (S Ps)	S Ps OK	

## 9.2 地震動タイプII

### 9.2.1 作用荷重

#### 作用力

死荷重時鉛直力(低水位)	$V = 18576.2 \text{ (kN)}$
橋脚躯体重量	$Wp = 6393.8 \text{ (kN)}$
フーチング底面からWp重心位置までの高さ	$yp = 9.932 \text{ (m)}$
フーチング重量	$WF = 4643.7 \text{ (kN)}$
フーチング下面からWF重心位置までの高さ	$yF = 0.929 \text{ (m)}$
偏心モーメント 橋軸方向(低水位)	$Md = 0.0 \text{ (kN.m)}$
直角方向(低水位)	$Md = 0.0 \text{ (kN.m)}$

#### 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  $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 2.00$   
 $CD \cdot k_{hg} = 0.80$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u = 8980.0 \text{ (kN)}$

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  $h_u = 15.603 \text{ (m)}$

##### 2) 直角方向

設計水平震度  $k_{hcF} = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 2.00$   
 $CD \cdot k_{hg} = 0.80$

当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u = 5680.0 \text{ (kN)}$

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  $h_u = 17.703 \text{ (m)}$

(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

$$M_o = B \cdot V/6 = 24768.27 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 8.000 (m)

2)設計荷重時

$$ML = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + WF \cdot yF \cdot CD \cdot khG + Md = 410683.02 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 3.641 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 1.076 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 2685.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L : 底版奥行き長 = 12.850 (m)

フーチング下面から慣性力作用重心位置までの高さ

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

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W <sub>u</sub> ・khcF)	17960.00	15.603	280229.88
梁・柱 (W <sub>p</sub> ・khcF)	12787.62	9.932	127000.56
底版および上載土 (WF・CD・khG)	3714.94	0.929	3452.58
合計	34462.55		410683.02

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 11.917 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 5675.96 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{HN}{V}\right) = 820.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(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

$$M_o = B \cdot V/6 = 39784.03 \text{ (kN.m)}$$

B : フーチング幅 = 12.850 (m)

2)設計荷重時

$$M_L = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG + M_d = 331559.22 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{M_L}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V}\right) = 5.370 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{(B/2) - eN\} \times 3 = 3.164 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1467.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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 <sub>u</sub> ・khcF)	11360.00	17.703	201106.08
梁・柱 (W <sub>p</sub> ・khcF)	12787.62	9.932	127000.56
底版および上載土 (W <sub>F</sub> ・CD・khG)	3714.94	0.929	3452.58
合計	27862.55		331559.22

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 11.900 \text{ (m)}$$

フーチングに作用するせん断地盤反力度

$$H_N = \frac{V \cdot eN - M_d}{hG} = 8383.16 \text{ (kN)}$$

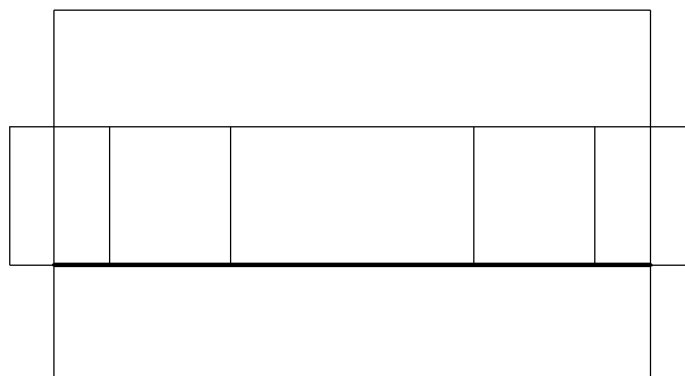
$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{H_N}{V}\right) = 662.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



9.2.2 橋軸方向 - 低水位

曲げ照査

照査位置=-1.500(m)[下側引張]



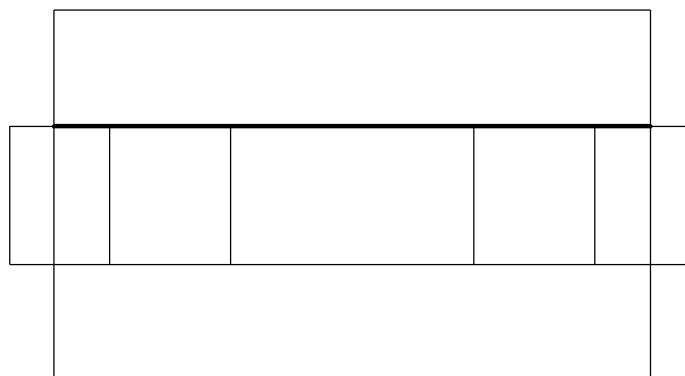
作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-2603.464	
鉛直方向地盤反力	kN.m	39774.963	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-5675.963	
合計	M	kN.m	31495.536

曲げ照査

部材幅	b(mm)	12850.0
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)	26721.820
作用曲げモーメント	M (kN.m)	31495.536
判定 (M My)		M > My NG
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	52190.100
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	468120.433
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		NG

照査位置=1.500(m) [上側引張]



作用曲げモーメント

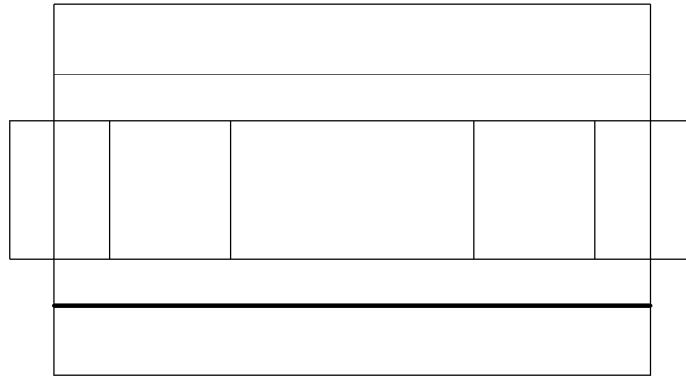
死荷重		kN.m	-2603.464
鉛直方向地盤反力		kN.m	0.000
水平方向せん断地盤反力		kN.m	0.000
合計	M	kN.m	-2603.464

曲げ照査

部材幅	b(mm)	10450.0
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)	-11359.378
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-2603.464
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	21281.400
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	390978.281
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

せん断照査

照査位置=-2.500(m)[下側引張]



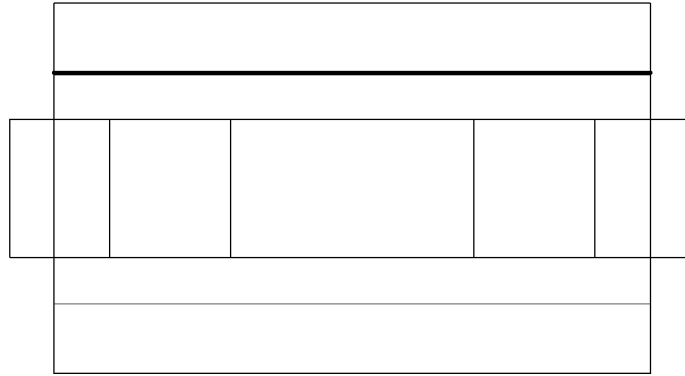
作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重	-1247.574
鉛直方向地盤反力	18576.203
合計	17328.628

せん断照査

部材幅	b (mm)	12850.0
部材高	h (mm)	1800.0
有効高	d (mm)	1650.0
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	0.903
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.246
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.946
せん断スパン	a (mm)	1239.6
せん断スパン比による割増係数	Cdc	5.584
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	35381.739
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1650.0
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	4645.2
間隔	s (mm)	300.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.268
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	1756.613
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	37138.352
作用せん断力	S (kN)	17328.628
判定 (S Ps)		S Ps OK

照査位置=2.500(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	-1247.574 0.000
合計	-1247.574

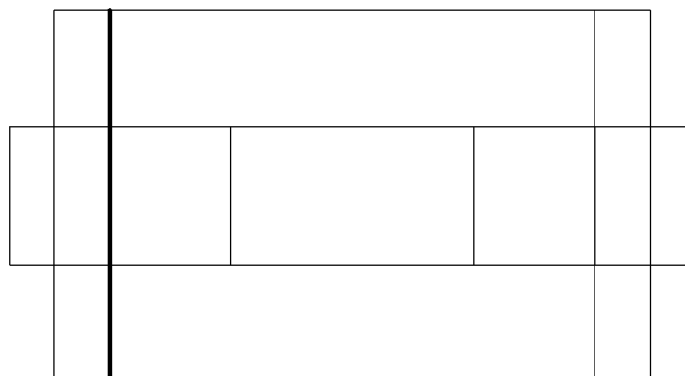
せん断照査

部材幅	b (mm)	12850.0
部材高	h (mm)	1800.0
有効高	d (mm)	1700.0
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	0.895
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.121
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.741
せん断スパン	a (mm)	2739.6
せん断スパン比による割増係数	Cdc	2.674
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	13564.321
斜引張鉄筋 有効高	d (mm)	1700.0
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	4645.2
間隔	s (mm)	300.0
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.577
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	3894.544
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	17458.865
作用せん断力	S (kN)	-1247.574
判定 (S Ps)	S Ps OK	S Ps OK

### 9.2.3 直角方向 - 低水位

#### 曲げ照査

照査位置=-5.225(m)[上側引張]



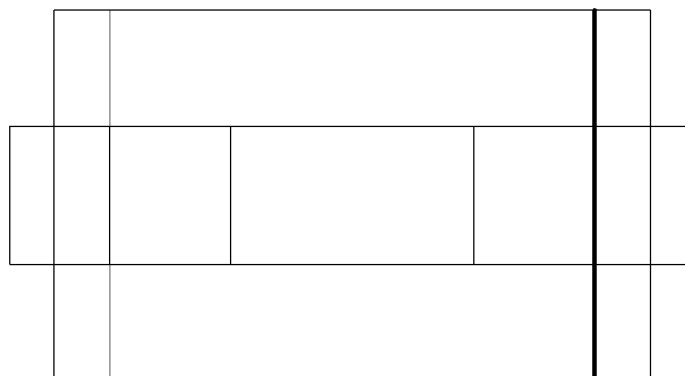
#### 作用曲げモーメント

死荷重	kN.m	-380.070	
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	-380.070

#### 曲げ照査

部材幅	b(mm)	5616.1
部材高	h(mm)	2000.0
有効高	d(mm)	1744.1
降伏曲げモーメント	My(kN.m)	-10972.343
作用曲げモーメント	M (kN.m)	-380.070
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	22294.800
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	233692.701
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

照査位置=5.225(m)[下側引張]



作用曲げモーメント

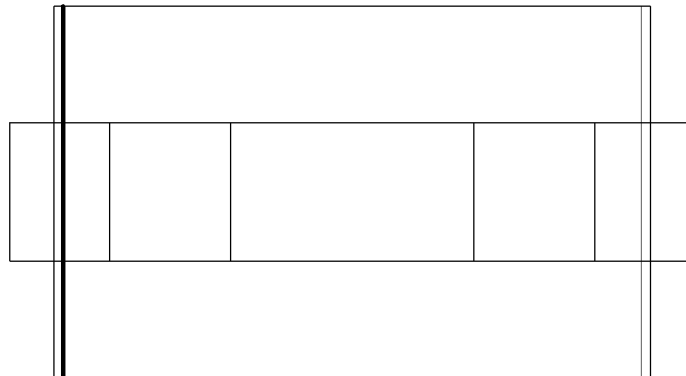
死荷重	kN.m	-380.070	
鉛直方向地盤反力	kN.m	7384.816	
水平方向せん断地盤反力	kN.m	-5152.569	
合計	M	kN.m	1852.177

曲げ照査

部材幅	b(mm)	8000.0
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)	16136.550
作用曲げモーメント	M (kN.m)	1852.177
判定 (M My)		M My OK
引張鉄筋量(Ast)	(mm <sup>2</sup> )	32428.800
1/2釣合鉄筋量(1/2Asb)	(mm <sup>2</sup> )	291436.845
判定 (Ast 1/2Asb)		Ast 1/2Asb OK
総合判定		OK

せん断照査

照査位置=-6.225(m)[上側引張]



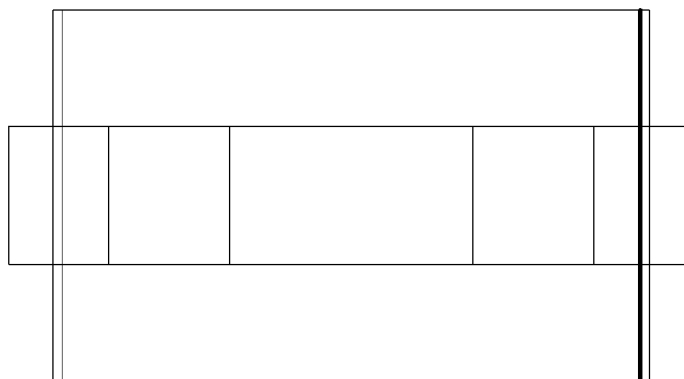
作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重 鉛直方向地盤反力	-105.575 0.000
合計	-105.575

せん断照査

部材幅	b (mm)	8000.0
部材高	h (mm)	2000.0
有効高	d (mm)	1744.1
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 (%)	0.232
引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	0.932
せん断スパン	a (mm)	1900.0
せん断スパン比による割増係数	Cdc	3.732
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	15095.644
斜引張鉄筋 有効高	d (mm)	1744.1
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	10064.6
間隔	s (mm)	969.2
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.436
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	2024.514
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	17120.159
作用せん断力	S (kN)	-105.575
判定 (S Ps)	S Ps OK	

照査位置=6.225(m) [下側引張]



作用せん断力

	せん断力(kN)
死荷重	-105.575
鉛直方向地盤反力	2273.956
合計	2168.381

せん断照査

部材幅	b (mm)	8000.0
部材高	h (mm)	2000.0
有効高	d (mm)	1693.8
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)	600.0
せん断スパン比による割増係数	Cdc	6.400
平均せん断応力度	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.350
負担するせん断力	Sc (kN)	25543.582
斜引張鉄筋		
有効高	d (mm)	1693.8
使用鉄筋量	Aw (mm <sup>2</sup> )	10064.6
間隔	s (mm)	969.2
せん断スパン比による低減係数	Cds	0.142
降伏点	sy (N/mm <sup>2</sup> )	295.0
負担するせん断耐力	Ss (kN)	639.300
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss (kN)	26182.882
作用せん断力	S (kN)	2168.381
判定 (S Ps)		S Ps OK