目　次

1 杭の安定照査 1
1-1 安定照査結果一覧表 1
1-1-1 安定照査 1
2 はりの断面照査結果一覧表 5
2-1 耐久性能 5
2-2 耐荷性能 5
3 柱の断面照査結果一覧表 6
3-1 耐久性能 6
3-2 耐荷性能 7
4 フーチングの断面照査結果一覧表 8
4-1 耐久性能 8
4-1-1 下面 8
4-2 耐荷性能 9
4-2-1 上面 9
4-2-2 下面 10
5 柱のレベル2地震時照査結果一覧表 11
6 はりのレベル2地震時照査結果一覧表 12
7 橋座の耐力計算結果一覧表 13
8 設計条件 14
8-1 基本条件 14
8-2 荷重条件 17
8-3 杭基礎条件 22
8-4 地盤条件 24
9 形状寸法 25
9-1 側面寸法と正面寸法 25
10 配筋計画 26
10-1 側面図 26
10-2 正面図 26
11 配筋計画 27
11-1 はりの配筋計画 27
11-2 柱の配筋計画 29
11-3 フーチングの配筋計画 30
12 荷重集計 31
12-1 フーチング下面中心の作用力集計 31
12-1-1 橋軸方向 31
12-1-2 橋軸直角方向 31
12-2 荷重組合せ 31
12-2-1 橋軸方向 31
12-2-2 橋軸直角方向 32
12-3 荷重計算（フーチング下面の作用力） 33
12-3-1 躯体自重及び浮力の計算 33
12-3-2 載土自重及び浮力の計算 33
12-3-3 上部工反力（フーチング下面の作用力） 33
12-3-4 下部工に作用する風荷重（橋軸直角方向） 37
12-4 荷重集計（フーチング下面の作用力集計） 38
12-4-1 橋軸方向 38

12-4-2 橋軸直角方向 41
13 杭の安定照査 44
13-1 安定照査結果一覧表 44
13-1-1 安定照査 44
14 安定計算（杭基礎） 48
14-1 杭の諸元及び杭配置 48
14-2 杭の軸方向押込み力及び引抜き力の制限値の計算 49
14-2-1 計算式 49
14-2-2 地盤条件 52
14-2-3 杭の軸方向押込み力の制限値 55
14-2-4 杭の軸方向引抜き力の制限値 55
14-3 地盤ばねの計算 56
14-3-1 地盤反力係数 56
14-3-2 杭の軸方向ばね定数 59
14-4 杭反力及び変位の計算 60
14-4-1 計算法 60
14-4-2 杭反力及び変位 64
14-5 杭本体各部の断面力及び変位 82
14-6 部材の強度に関する照査 114
14-6-1 計算式 114
14-6-2 耐久性能の照査 119
14-6-3 耐荷性能の照査 120
14-7 フーチングの剛体判定 124
14-8 杭とフーチングの接合部の照査 125
14-8-1 フーチングへの鉄筋の定着長 125
15 杭の断面変化位置計算 126
15-1 杭の諸元 126
15-2 杭の断面力及び変位の計算 126
15-3 杭の断面変化位置計算 127
15-4 第2断面に対する照査 129
15-5 第3断面に対する照査 132
16 はりの断面照査 135
16-1 計算結果一覧表 135
16-1-1 鉛直方向（左側） 135
16-1-2 鉛直方向（右側） 137
16-1-3 水平方向（左側） 139
16-1-4 水平方向（右側） 140
16-2 設計条件(形状及び反力) 141
16-2-1 左側 141
16-2-2 右側 146
16-3 断面力算出 151
16-3-1 鉛直方向（左側） 151
16-3-2 鉛直方向（右側） 158
16-3-3 水平方向（左側） 164
16-3-4 水平方向（右側） 167
16-4 鋼材の腐食に対する耐久性能の照査 169
16-4-1 左側 169
16-4-2 右側 173
16-5 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査 177
16-5-1 左側 177
16-5-2 右側 181
16-6 耐荷性能の照査 185
16-6-1 鉛直方向（左側） 185
16-6-2 鉛直方向（右側） 194

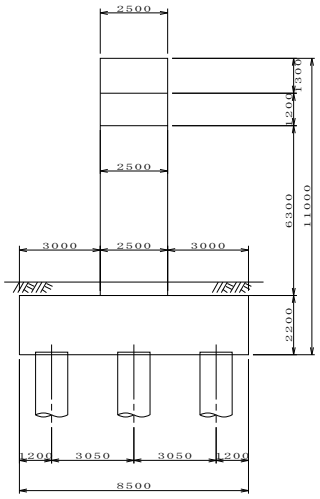
16-6-3 水平方向（左側） 203
16-6-4 水平方向（右側） 214
17 柱の断面照査 225
17-1 計算結果一覧表 225
17-2 設計条件 229
17-3 断面力算出 229
17-3-1 断面力集計 229
17-3-2 上部工反力の計算 230
17-3-3 断面力の計算 233
17-4 耐久性能の照査 237
17-4-1 断面(1) （位置：柱基部 ） 237
17-5 耐荷性能の照査 241
17-5-1 断面(1) （位置：柱基部 ） 241
18 フーチングの断面計算 250
18-1 計算結果一覧表（橋軸方向） 250
18-1-1 橋軸方向-左側-下面 250
18-1-2 橋軸方向-左側-上面 251
18-1-3 橋軸方向-右側-下面 253
18-2 計算結果一覧表（橋軸直角方向） 255
18-2-1 橋軸直角方向-左側-下面 255
18-2-2 橋軸直角方向-左側-上面 256
18-2-3 橋軸直角方向-右側-下面 258
18-3 設計条件 260
18-3-1 形状及び配筋 260
18-3-2 照査項目及び計算内容 261
18-4 断面力集計（奥行1m単位） 263
18-4-1 橋軸方向(左側断面) 263
18-4-2 橋軸方向(右側断面) 264
18-4-3 橋軸直角方向(左側断面) 265
18-4-4 橋軸直角方向(右側断面) 266
18-5 断面力算出（奥行1m単位） 267
18-5-1 橋軸方向(左側断面) 267
18-5-2 橋軸方向(右側断面) 273
18-5-3 橋軸直角方向(左側断面) 279
18-5-4 橋軸直角方向(右側断面) 283
18-6 耐久性能の照査（曲げモーメントに対する着目） 287
18-6-1 橋軸方向(左側断面) 287
18-6-2 橋軸方向(右側断面) 288
18-6-3 橋軸直角方向(左側断面) 289
18-6-4 橋軸直角方向(右側断面) 290
18-7 耐久性能の照査（せん断力に対する着目） 291
18-7-1 橋軸方向(左側断面) 291
18-7-2 橋軸方向(右側断面) 295
18-7-3 橋軸直角方向(左側断面) 299
18-7-4 橋軸直角方向(右側断面) 301
18-8 耐荷性能の照査（曲げモーメントに対する着目） 303
18-8-1 橋軸方向(左側断面) 303
18-8-2 橋軸方向(右側断面) 307
18-8-3 橋軸直角方向(左側断面) 310
18-8-4 橋軸直角方向(右側断面) 314
18-9 耐荷性能の照査（せん断力に対する着目） 317
18-9-1 橋軸方向(左側断面) 317
18-9-2 橋軸方向(右側断面) 325
18-9-3 橋軸直角方向(左側断面) 333
18-9-4 橋軸直角方向(右側断面) 337
19 はりのレベル2地震時照査 341

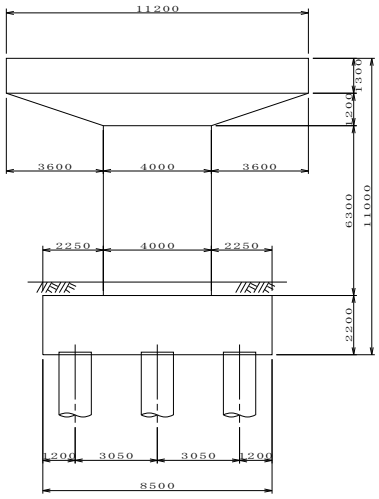
19-1 計算結果一覧表 341
19-1-1 鉛直方向（左側） 341
19-1-2 鉛直方向（右側） 342
19-1-3 水平方向（左側） 343
19-1-4 水平方向（右側） 344
19-2 設計条件(形状及び反力) 345
19-2-1 左側 345
19-2-2 右側 347
19-3 断面力算出 349
19-3-1 鉛直方向（左側） 349
19-3-2 鉛直方向（右側） 350
19-3-3 水平方向（左側） 351
19-3-4 水平方向（右側） 352
19-4 レベル2の照査 353
19-4-1 鉛直方向（左側） 353
19-4-2 水平方向（左側） 359
19-4-3 水平方向（右側） 367
20 柱部のレベル2地震時の照査 375
20-1 橋軸方向計算結果 375
20-1-1 水平耐力と水平変位の関係 375
20-1-2 耐荷性能の照査 375
20-2 橋軸直角方向計算結果 376
20-2-1 水平耐力と水平変位の関係 376
20-2-2 耐荷性能の照査 376
20-3 設計条件 377
20-4 橋軸方向の照査 379
20-4-1 各計算位置の断面力集計 379
20-4-2 コンクリートの応力度－ひずみ曲線の算出 380
20-4-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線 382
20-4-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法 384
20-4-5 各断面計算位置による断面諸元 385
20-4-6 ひび割れ水平耐力 386
20-4-7 初降伏水平耐力 387
20-4-8 終局水平耐力 388
20-4-9 水平力－水平変位関係 391
20-4-10 耐荷性能の照査 395
20-5 橋軸直角方向の照査 403
20-5-1 各計算位置の断面力集計 403
20-5-2 コンクリートの応力度－ひずみ曲線の算出 404
20-5-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線 406
20-5-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法 408
20-5-5 各断面計算位置による断面諸元 409
20-5-6 ひび割れ水平耐力 410
20-5-7 初降伏水平耐力 411
20-5-8 終局水平耐力 412
20-5-9 水平力－水平変位関係 415
20-5-10 耐荷性能の照査 419
21 橋座部耐力の検討 427
22 入力データ 429
22-1 設計条件 429
22-2 基本データ 429
22-3 荷重データ 431
22-4 安定計算データ 434
22-5 形状寸法 436
22-6 地盤データ 438

22-7 断面計算データ 439
22-8 橋座 445

1 杭の安定照査

1-1 安定照査結果一覧表





1-1-1 安定照査

(1) 橋軸方向
安定計算

荷重ケース					①D+TF(D)	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	①D+TF(D)
照査対象					基礎の変位	基礎の変位	耐荷性能
作用の組合せ					① D	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	① D
設計状況					永続作用支配状況	永続作用支配状況	永続作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	14948.42	13535.84
			H	kN	0.00	0.00	0.00
			M	kN・m	0.00	0.00	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(4675.7)	(4675.7)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(0.0)	(0.0)	(0.0)
		変位	d	mm	0.000	0.000	0.000
			(制限値)	mm	(15.000)	(15.000)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm^2	————	————	————
			(制限値)	N/mm^2	————	————	————
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm^2	————	————	————
			(制限値)	N/mm^2	————	————	————
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm^2	————	————	————
			(制限値)	N/mm^2	————	————	————
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm^2	————	————	0.000
			(制限値)	N/mm^2	————	————	(1.700)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	————	————	(1532.20)
		負曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	————	————	(1532.20)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	————	————	(1955.72)
		負曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	————	————	(1955.72)
	せん断力		S	kN	————	————	0.00
			(S_{usd})	kN	————	————	(1020.06)
			(S_{ucd})	kN	————	————	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)	⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ					② D+L	③ D+TH	⑤ D+L+TH
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	16285.84	13535.84	16148.34
			H	kN	0.00	800.00	600.00
			M	kN・m	0.00	9040.00	6780.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1809.5	2040.5	2196.6
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1809.5	967.5	1391.9
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	(-2026.6)
		変位	d	mm	0.000	2.558	1.919
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.000	0.090	0.068
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	(2.600)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	0.00	86.38	64.78
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1520.43)	(1529.50)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-112.37	-84.28
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1520.43)	(1529.50)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	0.00	86.38	64.78
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1848.86)	(1933.64)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-112.37	-84.28
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1848.86)	(1933.64)
	せん断力		S	kN	0.00	88.89	66.67
			(S_{usd})	kN	(1020.06)	(1024.28)	(1024.59)
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(1989.33)	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	疲労　浮力無視
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐久性能
作用の組合せ					⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	13535.84	14948.42
			H	kN	2222.82	3645.65	0.00
			M	kN・m	18433.52	27827.04	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	2602.8	3194.5	————
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	————
			P_{min}	kN/本	405.2	-186.6	————
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	————
		変位	d	mm	4.297	6.872	————
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	————
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	1.19
			(制限値)	N/mm²	————	————	(8.00)
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	0.00
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.250	0.411	————
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	————
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	186.06	345.56	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1462.71)	(1544.28)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-270.75	-423.14	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1462.71)	(1544.28)	————
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	186.06	345.56	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1733.15)	(2010.52)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-270.75	-423.14	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1733.15)	(2010.52)	————
	せん断力		S	kN	246.98	405.07	————
			(S_{usd})	kN	(1025.17)	(1490.86)	————
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(2841.90)	————
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

(2) 橋軸直角方向

安定計算

荷重ケース					①D+TF(D)	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	①D+TF(D)
照査対象					基礎の変位	基礎の変位	耐荷性能
作用の組合せ					① D	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	① D
設計状況					永続作用支配状況	永続作用支配状況	永続作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	14948.42	13535.84
			H	kN	0.00	0.00	0.00
			M	kN・m	0.00	0.00	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(4675.7)	(4675.7)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(0.0)	(0.0)	(0.0)
		変位	d	mm	0.000	0.000	0.000
			(制限値)	mm	(15.000)	(15.000)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	————	————	0.000
			(制限値)	N/mm²	————	————	(1.700)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	————	————	(1532.20)
		負曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	————	————	(1532.20)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	————	————	(1955.72)
		負曲げ	M	kN・mm	————	————	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	————	————	(1955.72)
	せん断力		S	kN	————	————	0.00
			(S_{usd})	kN	————	————	(1020.06)
			(S_{ucd})	kN	————	————	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑧D+WS+TF(D)
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ					② D+L	⑥ D+L+WS+WL	⑧ D+WS
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	16285.84	16148.34	13535.84
			H	kN	0.00	476.44	765.38
			M	kN・m	0.00	6284.36	9643.73
		杭反力	P_{max}	kN/本	1809.5	2156.5	2064.5
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1809.5	1432.0	943.5
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	(-2026.6)
		変位	d	mm	0.000	1.604	2.537
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.000	0.054	0.086
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	(2.600)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	0.00	38.28	68.10
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1530.45)	(1519.98)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-73.92	-115.16
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1530.45)	(1519.98)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	0.00	38.28	68.10
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1941.56)	(1844.02)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-73.92	-115.16
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1941.56)	(1844.02)
	せん断力		S	kN	0.00	52.94	85.04
			(S_{usd})	kN	(1020.06)	(1023.76)	(1024.00)
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(1989.33)	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	疲労　浮力無視
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐久性能
作用の組合せ					⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	13535.84	14948.42
			H	kN	1455.32	2910.65	0.00
			M	kN・m	11138.89	22277.79	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	2180.3	2856.5	————
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	————
			P_{min}	kN/本	827.7	151.4	————
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	————
		変位	d	mm	2.745	5.491	————
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	————
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	1.19
			(制限値)	N/mm²	————	————	(8.00)
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	0.00
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.164	0.328	————
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	————
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	137.43	274.87	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1517.88)	(1645.85)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-169.17	-338.35	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1517.88)	(1645.85)	————
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	137.43	274.87	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1820.56)	(2099.92)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-169.17	-338.35	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1820.56)	(2099.92)	————
	せん断力		S	kN	161.70	323.41	————
			(S_{usd})	kN	(1026.64)	(1494.11)	————
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(2841.90)	————
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

2 はりの断面照査結果一覧表

2-1 耐久性能

			単位	左側		右側	
				鉛直方向		鉛直方向	
配筋	主鉄筋	配筋		C=150 D32ctc150-15本 C=250 D32ctc150-15本		C=150 D32ctc150-15本 C=250 D32ctc150-15本	
		鉄筋量	mm²	23826.0		23826.0	
	せん断補強鉄筋	配筋		D22ctc150-4本		D22ctc150-4本	
		鉄筋量	mm²	1548.4		1548.4	
照査内容				鋼材の腐食	疲労	鋼材の腐食	疲労
作用の組合せ				永続作用支配状況 ① D	――――― 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	永続作用支配状況 ① D	――――― 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
曲げ	曲げモーメント	M	kN・m	4653.26	6379.46	4653.26	6379.46
	応力度	σ_c (制限値)	N/mm²	―――――	3.61 (8.00)	―――――	3.61 (8.00)
		σ_s (制限値)	N/mm²	97.04 (100.00)	133.04 (180.00)	97.04 (100.00)	133.04 (180.00)
せん断	せん断補強鉄筋が負担するせん断力		kN	540.17	1158.47	540.17	1158.47
	応力度	σ_s (制限値)	N/mm²	41.50 (100.00)	89.01 (180.00)	41.50 (100.00)	89.01 (180.00)
判定				OK	OK	OK	OK

2-2 耐荷性能

			単位	左側		右側	
				鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向
曲げ	決定ケース			変動作用支配状況 ⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	変動作用支配状況 ② D+L	変動作用支配状況 ⑩ D+EQ
	曲げモーメント	M	kN・m	7566.23	1472.34	7188.89	1472.34
	主鉄筋	配筋		C=150 D32ctc150-15本 C=250 D32ctc150-15本	C=100 D19ctc150-10本	C=150 D32ctc150-15本 C=250 D32ctc150-15本	C=100 D19ctc150-10本
		鉄筋量	mm²	23826.0	2865.0	23826.0	2865.0
	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	188388.8	192397.4	188388.8	192397.4
	曲げモーメントの制限値	(M_{yd})	kN・m	(12817.17)	(2067.92)	(12817.17)	(2067.92)
		(M_{ud})	kN・m	(11809.87)	(1913.52)	(11809.87)	(1913.52)
せん断	決定ケース			変動作用支配状況 ⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	変動作用支配状況 ② D+L	変動作用支配状況 ⑩ D+EQ
	せん断力	S	kN	2480.21	945.77	2435.56	945.77
	せん断補強鉄筋	配筋		D22ctc150-4本	D22ctc150-4本	D22ctc150-4本	D22ctc150-4本
		鉄筋量	mm²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
	せん断力の制限値	(S_{usd})	kN	(3892.60)	(7955.25)	(3892.60)	(7955.25)
		(S_{ucd})	kN	(7308.00)	(17280.00)	(7308.00)	(17280.00)
	平均せん断応力度	τ_m (制限値)	N/mm²	0.684 (2.60)	0.158 (2.60)	0.672 (2.60)	0.158 (2.60)
判定				OK	OK	OK	OK

3 柱の断面照査結果一覧表

3-1 耐久性能

			単位	橋軸方向	橋軸直角方向
曲げ	決定ケース			疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
	決定断面			柱基部	柱基部
	作用力	M	kN・m	0.00	0.00
		N	kN	10493.90	10493.90
	主鉄筋	配筋		C=150 D35ctc125-31本	C=150 D35ctc125-19本
				C=250 D35ctc125-31本	
		鉄筋量	mm²	59309.20	18175.40
	応力度	σc(制限値)	N/mm²	0.89 (8.00)	1.00 (8.00)
		σs(制限値)	N/mm²	———— (160.00)	———— (160.00)
せん断	決定ケース			疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
	決定断面			柱基部	柱基部
	作用力	S	kN	0.00	0.00
	せん断補強鉄筋	配筋		D22ctc200- 2本	D22ctc200- 2本
		中間帯鉄筋		D22ctc200- 3本	D22ctc200- 3本
		鉄筋量	mm²	1935.50	1935.50
	応力度	σs(制限値)	N/mm²	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)
判定				OK	OK

3-2 耐荷性能

			単位	橋軸方向	橋軸直角方向
曲げ	決定ケース			⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ
	決定断面			柱基部	柱基部
	断面力	M	kN・m	20931.08	16998.83
		N	kN	8858.59	8858.59
	主鉄筋	配筋		C=150 D35ctc125-31本	C=150 D35ctc125-19本
				C=250 D35ctc125-31本	
		鉄筋量	mm²	59309.20	18175.40
	最小鉄筋量	軸力部材	mm²	11465.28	11465.28
	最大鉄筋量	A_{smax}	mm²	My ≦ Mu	My ≦ Mu
	曲げモーメントの制限値	(M_{yd})	kN・m	44705.32	33398.89
		(M_{ud})	kN・m	43906.87	32458.99
せん断	決定ケース			⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ
	決定断面			柱基部	柱基部
	せん断補強鉄筋	帯鉄筋		D22ctc200- 2本	D22ctc200- 2本
		中間帯鉄筋		D22ctc200- 3本	D22ctc200- 3本
		鉄筋量	mm²	1935.50	1935.50
	せん断力	S	kN	2623.40	1888.40
	せん断力の制限値	(Susd)	kN	9689.19	13404.47
		(Sucd)	kN	26496.00	27720.00
	平均せん断応力度	τ_m	N/mm²	0.29 (2.60)	0.20 (2.60)
判定				OK	OK

4 フーチングの断面照査結果一覧表

4-1 耐久性能

4-1-1 下面

			単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
				左側	右側	左側	右側
曲げ	決定ケース			疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
	曲げモーメント		kN・m	-820.39	-820.39	-596.71	-596.71
	主鉄筋	配筋		C=200 D32ctc125- 8本	C=200 D32ctc125- 8本	C=200 D35ctc250- 4本	C=200 D35ctc250- 4本
		鉄筋量	mm²	6353.60	6353.60	3826.40	3826.40
	応力度	σ_c(制限値)	N/mm²	1.70 (　8.00)	1.70 (　8.00)	1.51 (　8.00)	1.51 (　8.00)
		σ_s(制限値)	N/mm²	70.81 (160.00)	70.81 (160.00)	83.92 (160.00)	83.92 (160.00)
せん断	決定ケース			疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	疲労　浮力無視 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
	せん断補強鉄筋が負担するせん断力		kN	0.00	0.00	0.00	0.00
	せん断補強鉄筋	配筋		D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本
		鉄筋量	mm²	573.00	573.00	573.00	573.00
	応力度	σ_s(制限値)	N/mm²	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)
判定				OK	OK	OK	OK

4-2 耐荷性能

4-2-1 上面

			単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
				左側	右側	左側	右側
曲げ	決定ケース			⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	――――― ――――― ―――――	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	――――― ――――― ―――――
	曲げモーメント	M	kN・m	584.08	―――――	207.47	―――――
	主鉄筋	配筋		C=150 D25ctc125- 8本	―――――	C=150 D29ctc250- 4本	―――――
		鉄筋量	mm²	4053.60	―――――	2569.60	―――――
	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	―――――	$1.7M_d \leqq M_c$	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	65736.45	―――――	65736.45	―――――
	曲げモーメントの制限値	(M_{yd})	kN・m	2419.25	―――――	1553.60	―――――
		(M_{ud})	kN・m	2282.29	―――――	1456.02	―――――
せん断	決定ケース			⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	――――― ――――― ―――――	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	――――― ――――― ―――――
	せん断力	S	kN	191.33	―――――	75.95	―――――
	せん断補強鉄筋	配筋		D19ctc500- 2本	―――――	D19ctc500- 2本	―――――
		鉄筋量	mm²	573.00	―――――	573.00	―――――
	せん断力の制限値	(Susd)	kN	1693.52	―――――	1094.60	―――――
		(Sucd)	kN	5904.00	―――――	5904.00	―――――
	平均せん断応力度	τ_m(制限値)	N/mm²	0.09 (2.60)	―――――	0.04 (2.60)	―――――
判定				OK	―――――	OK	―――――

4-2-2 下面

			単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
				左側	右側	左側	右側
曲げ	決定ケース			②D+L+TF(D) 変動作用支配状況 ② D+L	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ	②D+L+TF(D) 変動作用支配状況 ② D+L	⑩D+EQ(L1)+TF(D) 変動作用支配状況 ⑩ D+EQ
	曲げモーメント	M	kN・m	-905.66	-1840.53	-658.32	-1165.70
	主鉄筋	配筋		C=200 D32ctc125- 8本	C=200 D32ctc125- 8本	C=200 D35ctc250- 4本	C=200 D35ctc250- 4本
		鉄筋量	mm²	6353.60	6353.60	3826.40	3826.40
	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げモーメントの制限値	(M_{yd})	kN・m	3091.56	3637.13	1895.73	2230.27
		(M_{ud})	kN・m	2762.39	3452.99	1682.41	2103.02
せん断	決定ケース			②D+L+TF(D) 変動作用支配状況 ② D+L	⑨D+TH+EQ+TF(D) 変動作用支配状況 ⑨ D+TH+EQ	①D+TF(D) 永続作用支配状況 ① D	①D+TF(D) 永続作用支配状況 ① D
	せん断力	S	kN	-559.41	-839.38	75.95	75.95
	せん断補強鉄筋	配筋		D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本	D19ctc500- 2本
		鉄筋量	mm²	573.00	573.00	573.00	573.00
	せん断力の制限値	(Susd)	kN	1913.59	1913.59	783.97	783.97
		(Sucd)	kN	4032.00	4032.00	4032.00	4032.00
	平均せん断応力度	τ_m(制限値)	N/mm²	0.28 (2.60)	0.42 (2.60)	0.04 (1.70)	0.04 (1.70)
判定				OK	OK	OK	OK

5 柱のレベル2地震時照査結果一覧表

項　目		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力		kN	6770.47	6770.47	8069.77	8069.77
塑性ヒンジ長		m	0.754	0.754	0.717	0.717
設計水平震度			1.30	1.75	1.30	1.75
等価重量		kN	8921.80	8921.80	5771.80	5771.80
最大応答塑性率			1.96732	3.15897	0.93227	1.28333
降伏変位		m	0.03110	0.03110	0.03401	0.03401
水平変位		m	0.06119	0.09825	0.03171	0.04365
水平変位の制限値		m	0.10992	0.10992	0.10534	0.10534
せん断力		kN	6770.47	6770.47	8069.77	8069.77
せん断力の制限値	P_s	kN	9263.33	10014.55	13629.75	14261.81
	P_{s0}	kN	————	————	————	————
残留変位		m	0.01805	0.04029	0.00000	0.00578
許容残留変位		m	0.09100	0.09100	0.11600	0.11600
地震時保有水平耐力の下限値 $(0.4 \cdot c_{2z} \cdot W)$		kN	3568.72	3568.72	2308.72	2308.72
判　定			O　K	O　K	O　K	O　K

6 はりのレベル2地震時照査結果一覧表

			単位	左側		右側	
				鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向
曲げ	決定ケース			偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ	偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ	――――	偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ
	曲げモーメント	M	kN・m	15317.83	4773.65	――――	4773.65
	主鉄筋	配筋		C=150 D32ctc150-15本 C=250 D32ctc150-15本	C=100 D19ctc150-10本	――――	C=100 D19ctc150-10本
		鉄筋量	mm^2	23826.0	2865.0	――――	2865.0
	最小鉄筋量	A_{smin}	mm^2	$M_u \geqq M_c$	$M_u < M_c$	――――	$M_u < M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm^2	188388.8	192397.4	――――	192397.4
	曲げモーメントの制限値	(M_{yd})	kN・m	(16754.47)	(2297.69)	――――	(2297.69)
		(M_{ud})	kN・m	(16402.60)	(2126.14)	――――	(2126.14)
せん断	決定ケース			偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ	偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ	――――	偶発作用支配状況 ⑪ D+EQ
	せん断力	S	kN	3290.74	3080.00	――――	3080.00
	せん断補強鉄筋	配筋		D22ctc150-4本	D22ctc150-4本	――――	D22ctc150-4本
		鉄筋量	mm^2	1548.4	1548.4	――――	1548.4
	せん断力の制限値	(S_{usd})	kN	(6321.31)	(8801.14)	――――	(8801.14)
		(S_{ucd})	kN	(11600.00)	(18496.00)	――――	(18496.00)
判定				OK	OUT	――――	OUT

7 橋座の耐力計算結果一覧表

沓番号			1
設計水平地震力	Ｒｈ	kN	600.00
死荷重反力	Ｒｄ	kN	1450.00
下鋼板の面積	Ａｐ	mm^2	240000.0
コンクリートの抵抗面積	Ａｃ	mm^2	4171046.1
橋座部の耐力	Ｐｃ	kN	3557.68
	Ｐｓ	kN	1042.39
	Ｐｂｓ	kN	4600.07

8 設計条件

8-1 基本条件

(1) タイトル　　杭基礎サンプル

(2) 下部工形式　　張り出し式橋脚

(3) 基礎形式　　場所打ち杭　φ1200 mm
L = 20.0 m　　n = 9 本

(4) 適用基準　　道路橋示方書（平成29年）

(5) 設計水平震度

	橋軸方向	橋軸直角方向
地域区分	A2地域	
地盤種別	Ⅱ種地盤	
設計水平震度（はり・柱）	0.250	0.250
設計水平震度（フーチング）	0.250	0.250

(6) 単位体積重量　　単位：kN/m³

	大気中	水中
コンクリート（はり）	24.5	―――
コンクリート（柱）	24.5	14.7
コンクリート（フーチング）	24.5	14.7
上載土	18.0	9.0
水	9.8	―――

(7) 使用材料

1) 鉄筋コンクリート
(はり)

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

（柱）

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

（フーチング）

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

2）鉄筋

（はり）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	180.0	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の特性値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

（柱）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の特性値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

（フーチング）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の特性値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

8-2 荷重条件

(1) 荷重組合せ

1) 橋軸方向

荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
③D+TH+TF(D)	耐荷性能	③ D+TH	変動作用支配状況
⑤D+L+TH+TF(D)	耐荷性能	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
③D+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑤D+L+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×

2) 橋軸直角方向

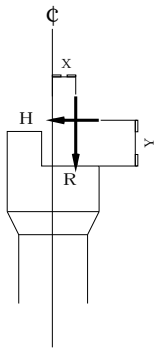
荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	耐荷性能	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況
⑧D+WS+TF(D)	耐荷性能	⑧ D+WS	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧	流水圧	風荷重
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑧D+WS+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×

(2) 上部工全体反力

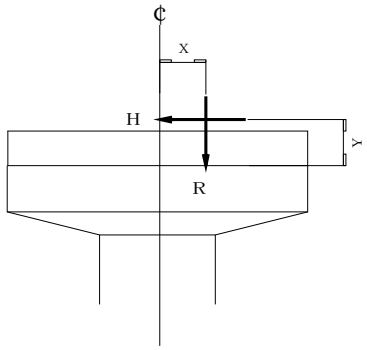
1) 橋軸方向
(第1支承線)

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重による反力(D)	5300.00	―――	0.000	―――
活荷重による反力(L)	2200.00	―――	0.000	―――
温度変化の影響による反力(TH)	―――	800.00	0.000	0.300
橋桁に作用する風荷重による反力(WS)	―――	―――	0.000	―――
活荷重に対する風荷重による反力(WL)	―――	―――	0.000	―――
地震の影響による反力(EQ)	―――	1750.00	0.000	0.300
プレストレス力による反力(PS) クリープの影響による反力(CR) 乾燥収縮の影響による反力(SH)	―――	0.00	0.000	0.000
温度差の影響による反力(TF)	150.00	―――	0.000	―――
雪荷重による反力(SW)	0.00	―――	0.000	―――



2) 橋軸直角方向
(第1支承線)

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重による反力(D)	5300.00	―――	0.000	―――
活荷重による反力(L)	2200.00	―――	0.000	―――
温度変化の影響による反力(TH)	―――	―――	―――	―――
橋桁に作用する風荷重による反力(WS)	―――	612.30	―――	1.600
活荷重に対する風荷重による反力(WL)	―――	150.00	―――	4.600
地震の影響による反力(EQ)	―――	1050.00	―――	2.800
プレストレス力による反力(PS) クリープの影響による反力(CR) 乾燥収縮の影響による反力(SH)	―――	―――	―――	―――
温度差の影響による反力(TF)	150.00	―――	0.000	―――
雪荷重による反力(SW)	0.00	―――	0.000	―――



(3) 上部工支承反力

1) 荷重組合せ

荷重ケース名	鉛直方向	水平方向
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	○	―
① D	○	―
② D+L	○	―
③ D+TH	―	○
⑥ D+L+WS+WL	○	―
⑧ D+WS	○	―
⑨ D+TH+EQ	○	○
⑩ D+EQ	○	○
⑪ D+EQ	○	○

2) 支承位置
(第1支承線)

No	作用位置	
	X(m)	Y(m)
1	1.050	0.000
2	2.275	0.000
3	2.275	0.000
4	2.275	0.000
5	2.275	0.000

3) 上部工支承点反力

3-1) 鉛直方向

3-1-1) 死荷重による反力(D)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	―――	1350.00	―――
2	2.275	0.000	―――	850.00	―――
3	2.275	0.000	―――	900.00	―――
4	2.275	0.000	―――	850.00	―――
5	2.275	0.000	―――	1350.00	―――

3-1-2) 活荷重による反力(L)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	―――	720.00	―――
2	2.275	0.000	―――	700.00	―――
3	2.275	0.000	―――	680.00	―――
4	2.275	0.000	―――	700.00	―――
5	2.275	0.000	―――	720.00	―――

3-1-3) 温度差の影響による反力(TF)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	―――	30.00	―――
2	2.275	0.000	―――	30.00	―――
3	2.275	0.000	―――	30.00	―――
4	2.275	0.000	―――	30.00	―――
5	2.275	0.000	―――	30.00	―――

3-1-4) 雪荷重による反力(SW)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	―――	0.00	―――
2	2.275	0.000	―――	0.00	―――
3	2.275	0.000	―――	0.00	―――
4	2.275	0.000	―――	0.00	―――
5	2.275	0.000	―――	0.00	―――

3-1-5) 橋桁に作用する風荷重による反力(WS)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	109.00	110.00
2	2.275	0.000	0.000	54.00	110.00
3	2.275	0.000	0.000	0.00	110.00
4	2.275	0.000	0.000	-54.00	110.00
5	2.275	0.000	0.000	-109.00	110.00

3-1-6) 活荷重に対する風荷重による反力(WL)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	61.00	30.00
2	2.275	0.000	0.000	30.00	30.00
3	2.275	0.000	0.000	0.00	30.00
4	2.275	0.000	0.000	-30.00	30.00
5	2.275	0.000	0.000	-61.00	30.00

3-1-7) 地震の影響による反力(EQ)：変動作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	292.00	268.00
2	2.275	0.000	0.000	155.00	210.00
3	2.275	0.000	0.000	90.00	210.00
4	2.275	0.000	0.000	-155.00	210.00
5	2.275	0.000	0.000	-292.00	268.00

3-1-8) 地震の影響による反力(EQ)：偶発作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	2092.00	2066.00
2	2.275	0.000	0.000	1074.00	1620.00
3	2.275	0.000	0.000	423.00	1620.00
4	2.275	0.000	0.000	-1074.00	1620.00
5	2.275	0.000	0.000	-2092.00	2066.00

3-2) 水平方向

3-2-1) プレストレス力・クリープの影響・乾燥収縮の影響による反力(PS)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	0.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	0.00

3-2-2) 温度変化の影響による反力(TH)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	160.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	160.00

3-2-3) 地震の影響による反力(EQ)：変動作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	446.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	446.00

3-2-4) 地震の影響による反力(EQ)：偶発作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	1726.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	1726.00

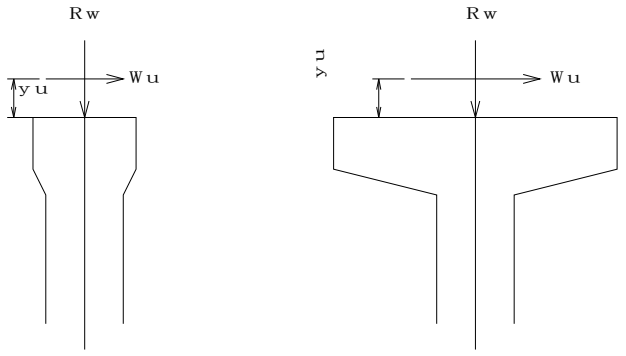
(4) レベル2地震時計算用上部工荷重

1) 橋軸方向

上部工死荷重反力	R_w	=	5300.00 kN
上部構造の重量（タイプⅠ）	W_{u1}	=	7000.00 kN
上部構造の重量（タイプⅡ）	W_{u2}	=	7000.00 kN
上部構造慣性力の作用位置	Y	=	0.300 m
上部構造による偏心モーメント	M	=	0.00 kN・m

2) 橋軸直角方向

上部工死荷重反力	R_w	=	5300.00 kN
上部構造の重量（タイプⅠ）	W_{u1}	=	4000.00 kN
上部構造の重量（タイプⅡ）	W_{u2}	=	4000.00 kN
上部構造慣性力の作用位置	Y	=	2.800 m
上部構造による偏心モーメント	M	=	0.00 kN・m



橋軸方向　　橋軸直角方向

(5) 風荷重

設計基準風速　　0.00 (m/s)

8-3 杭基礎条件

(1) 基本条件

・杭種	場所打ち杭
・施工方法	場所打ち杭工法
・杭先端条件	ヒンジ

(2) 杭の水平変位の制限値

・基礎の変位照査	15.0 (mm)
・耐荷性能照査	
橋脚基礎の杭の水平変位の制限値 d_d	43.2 (mm)
調査・解析係数 ξ_1	0.90
抵抗係数 Φ_Y	0.80
地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 d_y	60.0 (mm)

(3) 断面諸元

＜場所打ち杭＞

杭長	20.000 (m)
杭径	1200.0 (mm)
ヤング係数	2.50×10^{4} (N/mm^2)
杭の埋込み長	0.100 (m)

コンクリートの呼び強度

呼び強度	30.0 (N/mm^2)
設計基準強度	24.0 (N/mm^2)
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値	
曲げ圧縮応力度の制限値	8.00 (N/mm^2)
軸圧縮応力度の制限値	6.50 (N/mm^2)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値	9.70 (N/mm^2)
せん断応力度の制限値	
永続作用支配状況	1.70 (N/mm^2)
変動作用支配状況	2.60 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c	0.350 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}	1.20 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}	3.20 (N/mm^2)
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}	0.900 (N/mm^2)
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}	1.20 (N/mm^2)

主鉄筋

材質	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0 (N/mm^2)
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値	
一般の部材	180.0 (N/mm^2)
水中又は地下水位以下にある部材	160.0 (N/mm^2)
土中にある部材	160.0 (N/mm^2)
鉄筋の圧縮応力度の制限値	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	200.0 (N/mm^2)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	300.0 (N/mm^2)
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0 (N/mm^2)
降伏強度の特性値	345.0 (N/mm^2)

帯鉄筋

材質	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0 (N/mm^2)
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値	
一般の部材	180.0 (N/mm^2)
水中又は地下水位以下にある部材	160.0 (N/mm^2)
土中にある部材	160.0 (N/mm^2)
鉄筋の圧縮応力度の制限値	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	200.0 (N/mm^2)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	300.0 (N/mm^2)
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0 (N/mm^2)
降伏強度の特性値	345.0 (N/mm^2)

主鉄筋

層	かぶり(mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量(mm^2)
1	160.0	D32	22	17472.4

帯鉄筋

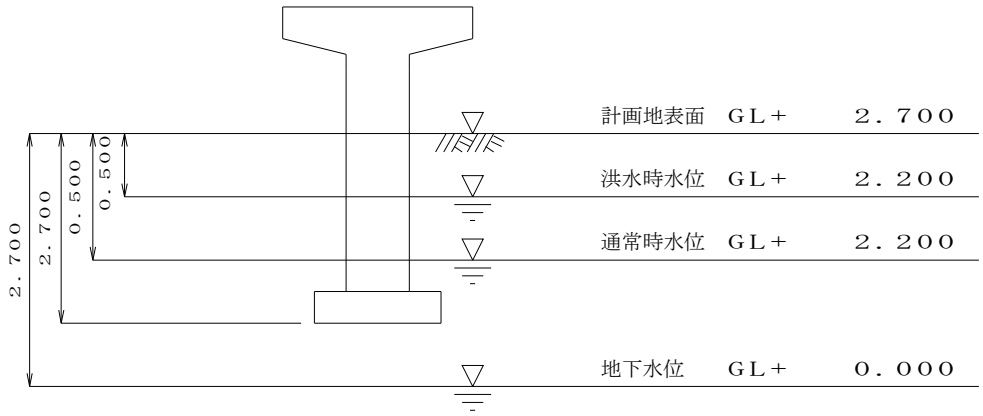
	鉄筋径	ピッチ(mm)	本数	鉄筋量(mm^2)
1層目	D19	150.0	2	573.0

せん断力の制限値の算出に用いる曲げモーメント M_d

部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} を用いる

8-4 地盤条件

(1) 地盤標高および水位



(2) 地盤定数

1) ボーリングデータ

地盤反力係数の推定係数 α (地震の影響を含まない場合) 1
(地震の影響を含む場合) 2

No	層厚 (m)	層上面標高 (m)	土質名	平均N値	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	c (kN/m²)	E0 (kN/m²)	周面摩擦力	低減係数 DE
1	10.500	GL+ 0.000	粘性土	4.000	16.00	7.00	60.00	12800.0	考慮する	低減無
2	8.000	GL- 10.500	砂質土	15.000	18.00	9.00	0.00	42000.0	考慮する	低減無
3	2.000	GL- 18.500	砂質土	50.000	20.00	11.00	0.00	140000.0	考慮する	低減無

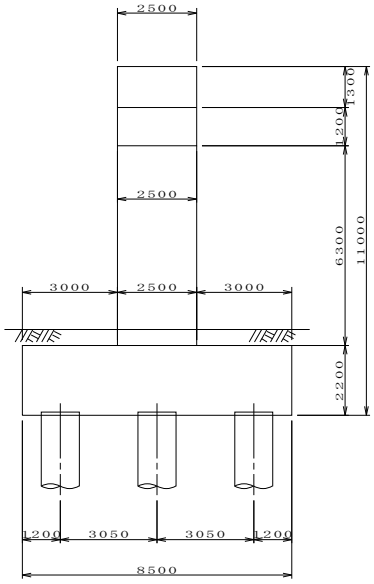
(3) 設計地盤面

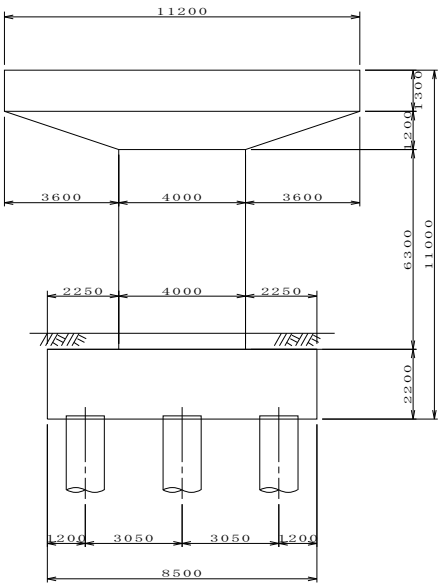
1) 地震の影響を含まない場合　2) 地震の影響を含む場合

9 形状寸法

9-1 側面寸法と正面寸法

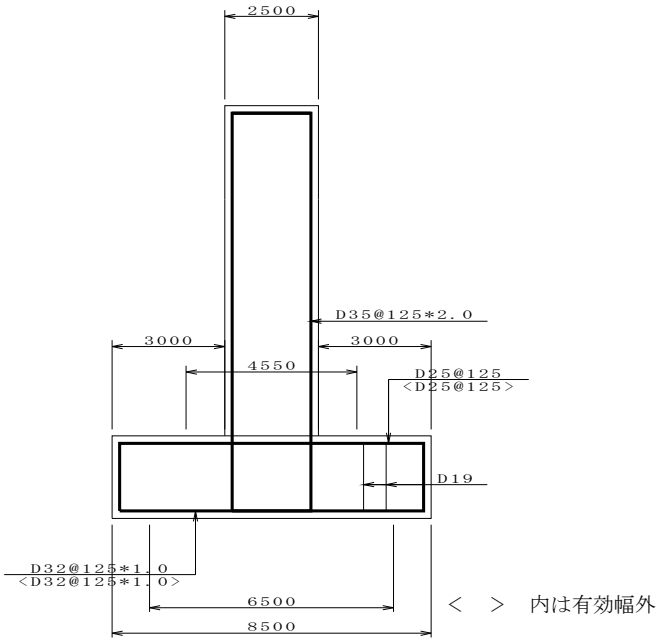
柱形状：矩形



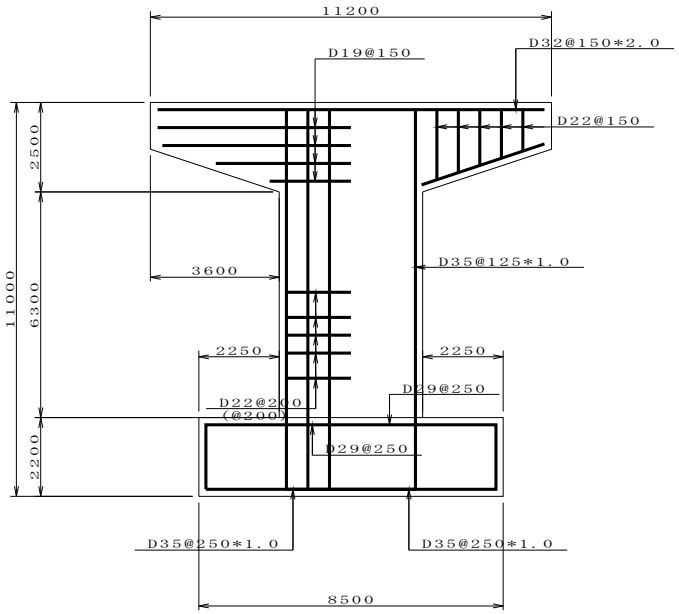


10 配筋計画

10-1 側面図



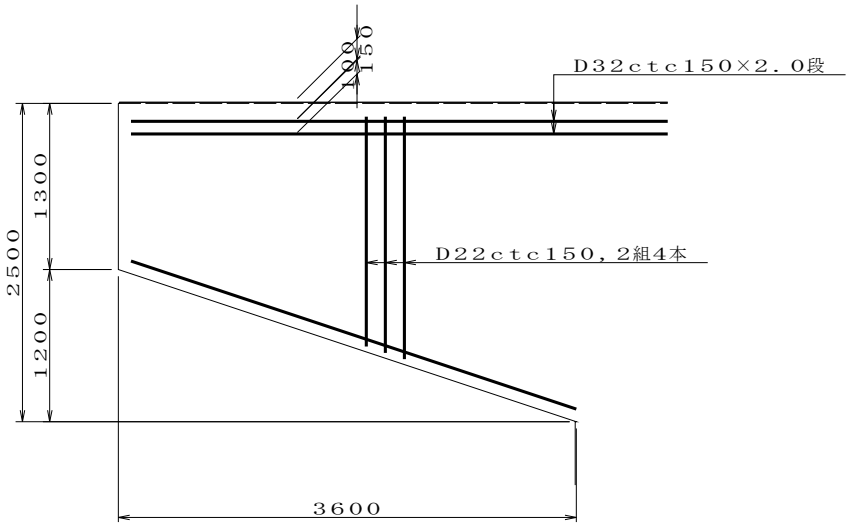
10-2 正面図



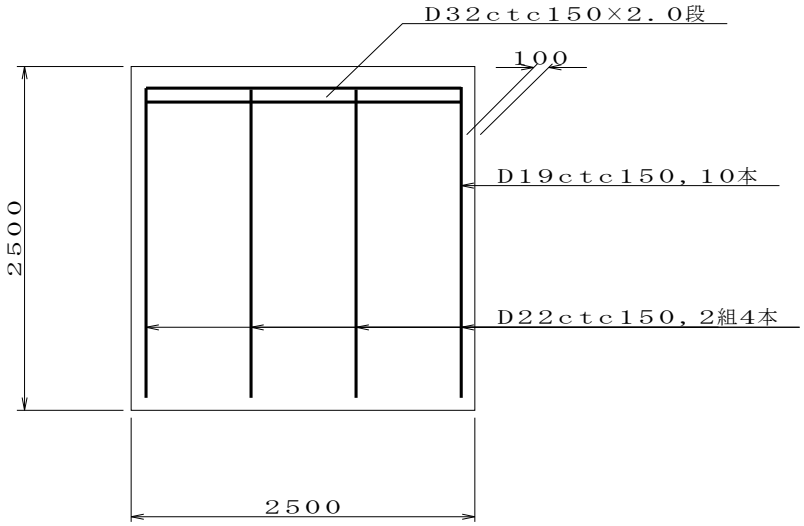
11 配筋計画

11-1 はりの配筋計画

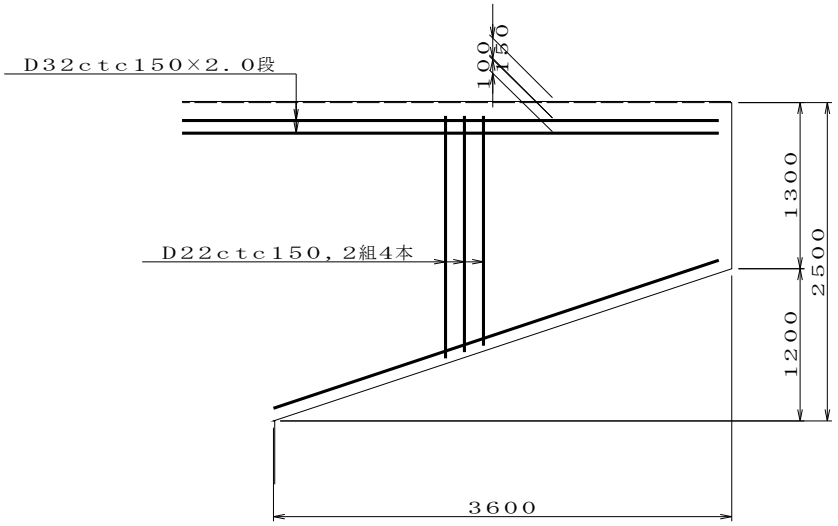
(1) 側面図



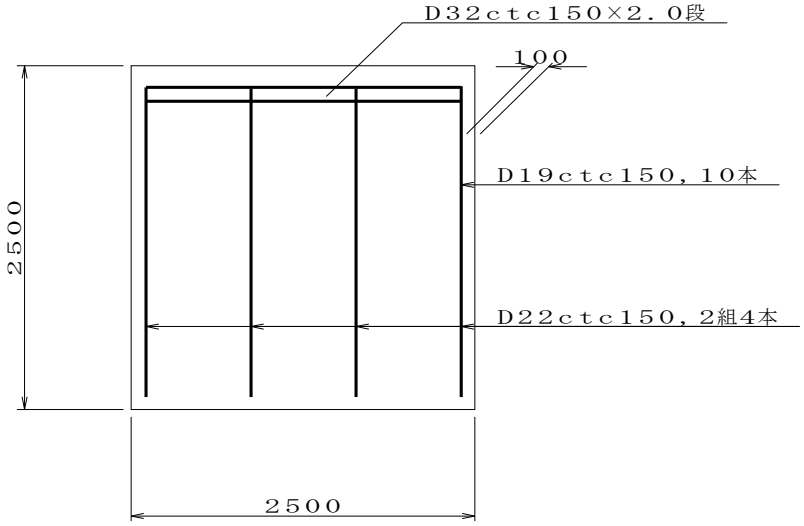
(2) 基部断面図



(3) 側面図

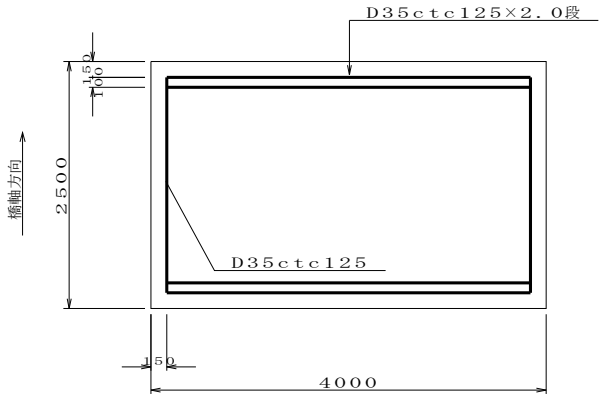

D32ctc150×2．0段
100
150
1300
2500
1200
D22ctc150，2組4本
3600

(4) 基部断面図

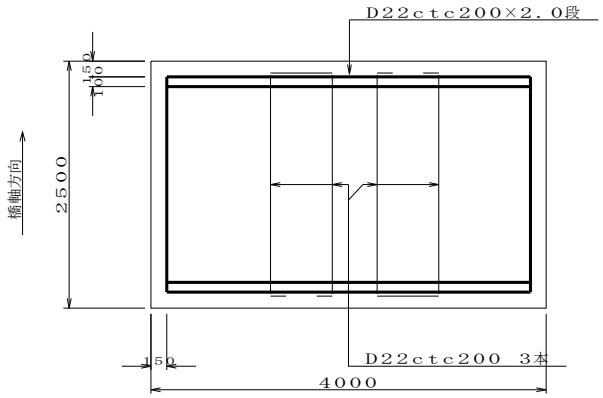

D32ctc150×2．0段
100
D19ctc150，10本
D22ctc150，2組4本
2500
2500

11-2 柱の配筋計画

（１） 主鉄筋

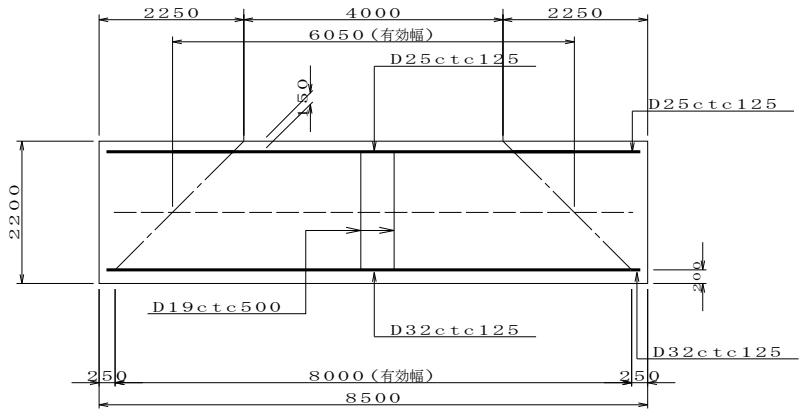


（２） 帯鉄筋

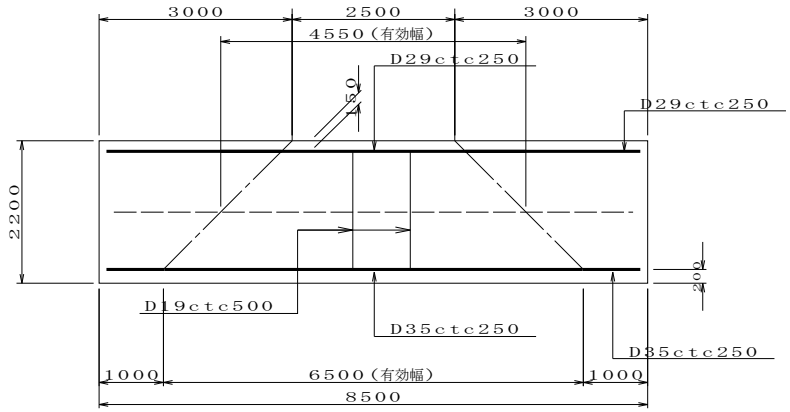


11-3 フーチングの配筋計画

(1) 橋軸方向



(2) 橋軸直角方向



12 荷重集計

12-1 フーチング下面中心の作用力集計

12-1-1 橋軸方向

No.	荷重ケース名	V (kN)	H (kN)	M(kN・m)
1	①D+TF(D)	13535.84	0.00	0.00
2	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	14948.42	0.00	0.00
3	①D+TF(D)	13535.84	0.00	0.00
4	②D+L+TF(D)	16285.84	0.00	0.00
5	③D+TH+TF(D)	13535.84	800.00	9040.00
6	⑤D+L+TH+TF(D)	16148.34	600.00	6780.00
7	⑨D+TH+EQ+TF(D)	13535.84	2222.82	18433.52
8	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	13535.84	3645.65	27827.04
9	疲労　浮力無視	14948.42	0.00	0.00

12-1-2 橋軸直角方向

No.	荷重ケース名	V (kN)	H (kN)	M(kN・m)
1	①D+TF(D)	13535.84	0.00	0.00
2	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	14948.42	0.00	0.00
3	①D+TF(D)	13535.84	0.00	0.00
4	②D+L+TF(D)	16285.84	0.00	0.00
5	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	16148.34	476.44	6284.36
6	⑧D+WS+TF(D)	13535.84	765.38	9643.73
7	⑨D+TH+EQ+TF(D)	13535.84	1455.32	11138.89
8	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	13535.84	2910.65	22277.79
9	疲労　浮力無視	14948.42	0.00	0.00

12-2 荷重組合せ

12-2-1 橋軸方向

荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
③D+TH+TF(D)	耐荷性能	③ D+TH	変動作用支配状況
⑤D+L+TH+TF(D)	耐荷性能	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
③D+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑤D+L+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×

12-2-2 橋軸直角方向

荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	耐荷性能	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況
⑧D+WS+TF(D)	耐荷性能	⑧ D+WS	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧	流水圧	風荷重
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑧D+WS+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×

12-3 荷重計算（フーチング下面の作用力）

12-3-1 躯体自重及び浮力の計算

(1) 躯体自重及び重心位置の計算

1) 各ブロックの重心位置の計算

区分	自重	アーム長			モーメント		
	W(kN)	X_L(m)	X_T(m)	Y(m)	W・X_L(kN・m)	W・X_T(kN・m)	W・Y(kN・m)
はり	1450.40	0.000	0.000	9.905	0.00	0.00	14366.36
柱	1543.50	0.000	0.000	5.350	0.00	0.00	8257.72
フーチング	3894.27	0.000	0.000	1.100	0.00	0.00	4283.70
Σ	6888.17	―――	―――	―――	0.00	0.00	26907.78

2) フーチング下面に対する重心位置の計算

X_{GL} ： 橋軸方向のフーチング中心から重心位置までの水平距離（m）

$$X_{GL} = \frac{\Sigma W \cdot X_L}{\Sigma W} = \frac{0.00}{6888.17} = 0.000 \ (m)$$

X_{GT} ： 橋軸直角方向のフーチング中心から重心位置までの水平距離（m）

$$X_{GT} = \frac{\Sigma W \cdot X_T}{\Sigma W} = \frac{0.00}{6888.17} = 0.000 \ (m)$$

Y_G ： フーチング下面から重心位置までの鉛直距離（m）

$$Y_G = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = \frac{26907.78}{6888.17} = 3.906 \ (m)$$

12-3-2 載土自重及び浮力の計算

(1) 載土自重及び重心位置の計算

区分	自重	アーム長	モーメント
	W(kN)	X(m)	W・X(kN・m)
橋軸方向	560.25	0.000	0.00
橋軸直角方向	560.25	0.000	0.00

12-3-3 上部工反力（フーチング下面の作用力）

(1) 橋軸方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：① D

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

3) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

4) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.25	2750.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8465.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

5) ③D+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	1.00	1.00	―――	800.00	―――	11.300	―――	9040.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	800.00	―――	―――	0.00	9040.00

6) ⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	0.95	1.25	2612.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	0.75	1.00	―――	600.00	―――	11.300	―――	6780.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8327.50	600.00	―――	―――	0.00	6780.00

7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	0.50	1.00	―――	400.00	―――	11.300	―――	4520.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1750.00	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	918.75	―――	11.300	―――	10381.88
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1318.75	―――	―――	0.00	14901.88

8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1750.00	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1837.50	―――	11.300	―――	20763.75
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1837.50	―――	―――	0.00	20763.75

9) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

(2) 橋軸直角方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：① D

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

3) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

4) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.25	2750.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8465.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

5) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	0.95	1.25	2612.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
橋桁に作用する風荷重による反力	―――	612.30	0.50	1.25	―――	382.69	―――	12.600	―――	4821.86
活荷重に対する風荷重による反力	―――	150.00	0.50	1.25	―――	93.75	―――	15.600	―――	1462.50
合計	―――	―――	――	――	8327.50	476.44	―――	―――	0.00	6284.36

6) ⑧D+WS+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
橋桁に作用する風荷重による反力	―――	612.30	1.00	1.25	―――	765.38	―――	12.600	―――	9643.73
合計	―――	―――	――	――	5715.00	765.38	―――	―――	0.00	9643.73

7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1050.00	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	551.25	―――	13.800	―――	7607.25
合計	―――	―――	――	――	5715.00	551.25	―――	―――	0.00	7607.25

8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1050.00	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1102.50	―――	13.800	―――	15214.50
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1102.50	―――	―――	0.00	15214.50

9) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
合計	―――	―――	―――	―――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00

12-3-4 下部工に作用する風荷重（橋軸直角方向）

1) 風荷重の作用位置の計算（水位なし）

区分	単位面積当たりの風荷重 (kN/m^2)	有効鉛直投影面積 (m^2)	風荷重 P_{wi} (kN)	アーム長 Y_i (m)	モーメント $P_{wi}・Y_i$ (kN・m)
はり	$3.0(V/40)^2$ = 0.000	0.0000	0.00	0.000	0.00
柱	$3.0(V/40)^2$ = 0.000	0.0000	0.00	0.000	0.00
合計	―――	―――	0.00	―――	0.00

V ： 設計基準風速 (= 0.0 m/s)

作用位置の計算

$$Y = \frac{\Sigma (P_{wi} \cdot Y_i)}{\Sigma P_{wi}} = \frac{0.00}{0.00} = 0.000 \ (m)$$

12-4 荷重集計（フーチング下面の作用力集計）

12-4-1 橋軸方向

(1) ①D+TF(D)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：① D

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13535.84} = 0.000\ m$$

(2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.00	6888.17	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.00	560.25	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	14948.42	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{14948.42} = 0.000\ m$$

(3) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13535.84} = 0.000\ m$$

(4) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	0.00	――	――	8465.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	16285.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{16285.84} = 0.000\ m$$

(5) ③D+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	800.00	――	――	5715.00	800.00	――	――	0.00	9040.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	800.00	――	――	0.00	9040.00
										9040.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 9040.00}{13535.84} = 0.668\ m$$

(6) ⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	800.00	――	――	8327.50	600.00	――	――	0.00	6780.00
合計	―――	―――	――	――	16148.34	600.00	――	――	0.00	6780.00
										6780.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 6780.00}{16148.34} = 0.420\ m$$

(7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
躯体慣性力	―――	1722.04	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	904.07	――	3.906	―――	3531.64
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	2550.00	――	――	5715.00	1318.75	――	――	0.00	14901.88
合計	―――	―――	――	――	13535.84	2222.82	――	――	0.00	18433.52
										18433.52

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 18433.52}{13535.84} = 1.362 \text{ m}$$

(8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
躯体慣性力	―――	1722.04	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1808.15	――	3.906	―――	7063.28
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	1750.00	――	――	5715.00	1837.50	――	――	0.00	20763.75
合計	―――	―――	――	――	13535.84	3645.65	――	――	0.00	27827.04
										27827.04

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 27827.04}{13535.84} = 2.056 \text{ m}$$

(9) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.00	6888.17	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.00	560.25	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	14948.42	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{14948.42} = 0.000 \text{ m}$$

12-4-2 橋軸直角方向

(1) ①D+TF(D)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：① D

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13535.84} = 0.000 \text{ m}$$

(2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)
照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.00	6888.17	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.00	560.25	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	14948.42	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{14948.42} = 0.000 \text{ m}$$

(3) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13535.84} = 0.000 \text{ m}$$

(4) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	0.00	――	――	8465.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	16285.84	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{16285.84} = 0.000 \text{ m}$$

(5) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	762.30	――	――	8327.50	476.44	――	――	0.00	6284.36
下部工風荷重	―――	0.00	0.50	1.25	―――	0.00	――	0.000	―――	0.00
合計	―――	―――	――	――	16148.34	476.44	――	――	0.00	6284.36
										6284.36

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 6284.36}{16148.34} = 0.389 \text{ m}$$

(6) ⑧D+WS+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	612.30	――	――	5715.00	765.38	――	――	0.00	9643.73
下部工風荷重	―――	0.00	1.00	1.25	―――	0.00	――	0.000	―――	0.00
合計	―――	―――	――	――	13535.84	765.38	――	――	0.00	9643.73
										9643.73

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 9643.73}{13535.84} = 0.712 \text{ m}$$

(7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
躯体慣性力	―――	1722.04	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	904.07	――	3.906	―――	3531.64
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	1050.00	――	――	5715.00	551.25	――	――	0.00	7607.25
合計	―――	―――	――	――	13535.84	1455.32	――	――	0.00	11138.89
										11138.89

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 11138.89}{13535.84} = 0.823 \text{ m}$$

(8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.05	7232.58	―――	0.000	――	0.00	―――
躯体慣性力	―――	1722.04	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1808.15	――	3.906	―――	7063.28
載土重量	560.25	―――	1.00	1.05	588.26	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	1050.00	――	――	5715.00	1102.50	――	――	0.00	15214.50
合計	―――	―――	――	――	13535.84	2910.65	――	――	0.00	22277.79
										22277.79

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 22277.79}{13535.84} = 1.646 \text{ m}$$

(9) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

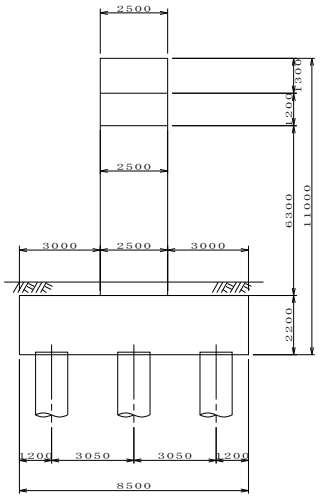
項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X_G	Y_G	M_x	M_y
躯体重量	6888.17	―――	1.00	1.00	6888.17	―――	0.000	――	0.00	―――
載土重量	560.25	―――	1.00	1.00	560.25	―――	0.000	――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00
合計	―――	―――	――	――	14948.42	0.00	――	――	0.00	0.00
										0.00

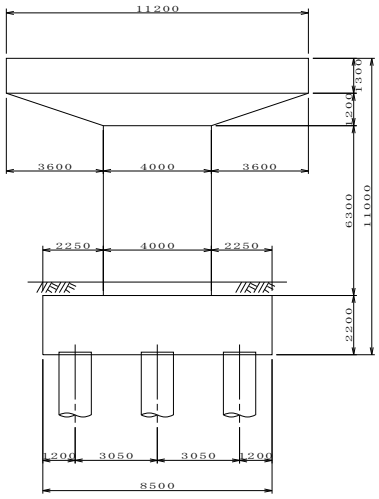
偏心量(e)の計算

$$e = \frac{Mx + My}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{14948.42} = 0.000 \text{ m}$$

13 杭の安定照査

13-1 安定照査結果一覧表





13-1-1 安定照査

(1) 橋軸方向
安定計算

荷重ケース					①D+TF(D)	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	①D+TF(D)
照査対象					基礎の変位	基礎の変位	耐荷性能
作用の組合せ					① D	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	① D
設計状況					永続作用支配状況	永続作用支配状況	永続作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	14948.42	13535.84
			H	kN	0.00	0.00	0.00
			M	kN・m	0.00	0.00	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(4675.7)	(4675.7)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(0.0)	(0.0)	(0.0)
		変位	d	mm	0.000	0.000	0.000
			(制限値)	mm	(15.000)	(15.000)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm^2	――――	――――	――――
			(制限値)	N/mm^2	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm^2	――――	――――	――――
			(制限値)	N/mm^2	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm^2	――――	――――	――――
			(制限値)	N/mm^2	――――	――――	――――
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm^2	――――	――――	0.000
			(制限値)	N/mm^2	――――	――――	(1.700)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	――――	――――	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	――――	――――	(1532.20)
		負曲げ	M	kN・mm	――――	――――	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	――――	――――	(1532.20)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	――――	――――	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	――――	――――	(1955.72)
		負曲げ	M	kN・mm	――――	――――	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	――――	――――	(1955.72)
	せん断力		S	kN	――――	――――	0.00
			(S_{usd})	kN	――――	――――	(1020.06)
			(S_{ucd})	kN	――――	――――	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)	⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ					② D+L	③ D+TH	⑤ D+L+TH
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	16285.84	13535.84	16148.34
			H	kN	0.00	800.00	600.00
			M	kN・m	0.00	9040.00	6780.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1809.5	2040.5	2196.6
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1809.5	967.5	1391.9
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	(-2026.6)
		変位	d	mm	0.000	2.558	1.919
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	————
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.000	0.090	0.068
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	(2.600)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	0.00	86.38	64.78
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1520.43)	(1529.50)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-112.37	-84.28
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1520.43)	(1529.50)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	0.00	86.38	64.78
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1848.86)	(1933.64)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-112.37	-84.28
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1848.86)	(1933.64)
	せん断力		S	kN	0.00	88.89	66.67
			(S_{usd})	kN	(1020.06)	(1024.28)	(1024.59)
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(1989.33)	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	疲労　浮力無視
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐久性能
作用の組合せ					⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	13535.84	14948.42
			H	kN	2222.82	3645.65	0.00
			M	kN・m	18433.52	27827.04	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	2602.8	3194.5	————
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	————
			P_{min}	kN/本	405.2	-186.6	————
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	————
		変位	d	mm	4.297	6.872	————
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	————
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	1.19
			(制限値)	N/mm²	————	————	(8.00)
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	0.00
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.250	0.411	————
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	————
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	186.06	345.56	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1462.71)	(1544.28)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-270.75	-423.14	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1462.71)	(1544.28)	————
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	186.06	345.56	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1733.15)	(2010.52)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-270.75	-423.14	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1733.15)	(2010.52)	————
	せん断力		S	kN	246.98	405.07	————
			(S_{usd})	kN	(1025.17)	(1490.86)	————
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(2841.90)	————
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

(2) 橋軸直角方向

安定計算

荷重ケース					①D+TF(D)	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	①D+TF(D)
照査対象					基礎の変位	基礎の変位	耐荷性能
作用の組合せ					① D	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	① D
設計状況					永続作用支配状況	永続作用支配状況	永続作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	14948.42	13535.84
			H	kN	0.00	0.00	0.00
			M	kN・m	0.00	0.00	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(4675.7)	(4675.7)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1504.0	1660.9	1504.0
			(制限値)	kN/本	(0.0)	(0.0)	(0.0)
		変位	d	mm	0.000	0.000	0.000
			(制限値)	mm	(15.000)	(15.000)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	―――――	―――――	0.000
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	(1.700)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	―――――	―――――	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	―――――	―――――	(1532.20)
		負曲げ	M	kN・mm	―――――	―――――	0.00
			(M_{yd})	kN・mm	―――――	―――――	(1532.20)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	―――――	―――――	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	―――――	―――――	(1955.72)
		負曲げ	M	kN・mm	―――――	―――――	0.00
			(M_{ud})	kN・mm	―――――	―――――	(1955.72)
	せん断力		S	kN	―――――	―――――	0.00
			(S_{usd})	kN	―――――	―――――	(1020.06)
			(S_{ucd})	kN	―――――	―――――	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑧D+WS+TF(D)
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ					② D+L	⑥ D+L+WS+WL	⑧ D+WS
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
安定照査		作用力	V	kN	16285.84	16148.34	13535.84
			H	kN	0.00	476.44	765.38
			M	kN・m	0.00	6284.36	9643.73
		杭反力	P_{max}	kN/本	1809.5	2156.5	2064.5
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	(6166.9)
			P_{min}	kN/本	1809.5	1432.0	943.5
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	(-2026.6)
		変位	d	mm	0.000	1.604	2.537
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	(43.200)
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
			(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.000	0.054	0.086
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	(2.600)
耐荷性能	曲げ限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	0.00	38.28	68.10
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1530.45)	(1519.98)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-73.92	-115.16
			(M_{yd})	kN・mm	(1540.13)	(1530.45)	(1519.98)
	曲げ限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	0.00	38.28	68.10
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1941.56)	(1844.02)
		負曲げ	M	kN・mm	0.00	-73.92	-115.16
			(M_{ud})	kN・mm	(2014.94)	(1941.56)	(1844.02)
	せん断力		S	kN	0.00	52.94	85.04
			(S_{usd})	kN	(1020.06)	(1023.76)	(1024.00)
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(1989.33)	(1989.33)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

荷重ケース					⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	疲労　浮力無視
照査対象					耐荷性能	耐荷性能	耐久性能
作用の組合せ					⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況					変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査		作用力	V	kN	13535.84	13535.84	14948.42
			H	kN	1455.32	2910.65	0.00
			M	kN・m	11138.89	22277.79	0.00
		杭反力	P_{max}	kN/本	2180.3	2856.5	————
			(制限値)	kN/本	(6166.9)	(6166.9)	————
			P_{min}	kN/本	827.7	151.4	————
			(制限値)	kN/本	(-2026.6)	(-2026.6)	————
		変位	d	mm	2.745	5.491	————
			(制限値)	mm	(43.200)	(43.200)	————
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c	N/mm²	————	————	1.19
			(制限値)	N/mm²	————	————	(8.00)
	主鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	————
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
	帯鉄筋応力度		σ_s	N/mm²	————	————	0.00
			(制限値)	N/mm²	————	————	(160.00)
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m	N/mm²	0.164	0.328	————
			(制限値)	N/mm²	(2.600)	(2.600)	————
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M	kN・mm	137.43	274.87	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1517.88)	(1645.85)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-169.17	-338.35	————
			(M_{yd})	kN・mm	(1517.88)	(1645.85)	————
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M	kN・mm	137.43	274.87	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1820.56)	(2099.92)	————
		負曲げ	M	kN・mm	-169.17	-338.35	————
			(M_{ud})	kN・mm	(1820.56)	(2099.92)	————
	せん断力		S	kN	161.70	323.41	————
			(S_{usd})	kN	(1026.64)	(1494.11)	————
			(S_{ucd})	kN	(1989.33)	(2841.90)	————
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \lambda$		0.486		
判定					OK	OK	OK

14 安定計算（杭基礎）

14-1 杭の諸元及び杭配置

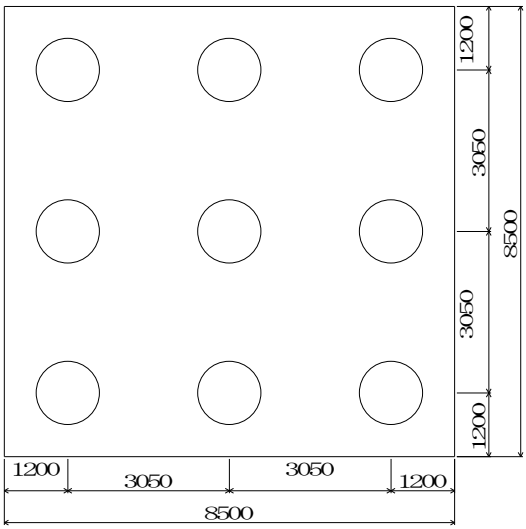
(1) 杭の諸元

杭　種	場所打ち杭 φ1200.0 (mm)	
材　料	コンクリートの呼び強度	: 30.0 (N/mm^2)
	コンクリートの設計基準強度	: σ_{ck} = 24.0 (N/mm^2)
	主鉄筋材質	:SD345
	帯鉄筋材質	:SD345
配　筋	かぶり 160.0 mm D32× 22.0本	A_s= 17472.4 (mm^2)

杭　長	L =	20.000 (m)
杭の埋込み長	L_t =	0.100 (m)

杭先端条件	ヒンジ
施工方法	場所打ち杭工法
支持条件	支持杭

(2) 杭配置



14-2 杭の軸方向押込み力及び引抜き力の制限値の計算

14-2-1 計算式

(1) 基礎の変位の制限

1) 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値

$$R_{dp} = \lambda_s \cdot \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W$$

ここに、
R_{dp} ：基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値（kN）
λ_s ：沈下量を抑制するための係数で、0.55 とする。
λ_f ：支持形式の違いを考慮する係数
R_y ：地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値（kN）
W_s ：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）
W ：杭及び杭内部の土の有効重量（kN）

2) 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値

$$P_{dp} = \lambda_p \cdot P_y + W$$

ここに、
P_{dp} ：基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）
λ_p ：引抜き変位を抑制するための係数で、0.25 とする。
P_y ：地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値（kN）
W ：杭の有効重量（kN）

(2) 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態1 及び限界状態3

1) 杭の軸方向押込み力の制限値

$$R_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_f \cdot \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W$$

ここに、
R_d ：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_Y ：抵抗係数
λ_f ：支持形式の違いを考慮する係数
λ_n ：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
R_y ：地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値（kN）
W_s ：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）
W ：杭及び杭内部の土の有効重量（kN）

調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y	
		打込み杭工法 場所打ち杭工法 中掘り杭工法	プレボーリング杭工法 鋼管ソイルセメント杭工法 回転杭工法
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90*
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

*ただし、摩擦杭基礎の場合には0.80 とする。

2) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値

地盤から決まる杭の極限支持力の特性値の0.65倍とする。

3) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$$

ここに、
R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力の特性値（kN）
q_d ：杭先端の極限支持力度の特性値（kN/m²）
A ：杭先端面積（m²）
U ：杭の周長（m）
L_i ：周面摩擦力を考慮するi層の層厚（m）
f_i ：周面摩擦力を考慮するi層の最大周面摩擦力度の特性値（kN/m²）

杭先端の極限支持力度の特性値（kN/m²）

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値q_d
場所打ち杭工法	粘性土	110 N（≦ 3,300）
	砂	110 N（≦ 3,300）
	砂れき	160 N（≦ 8,000）

ここに、N：標準貫入試験のN値

最大周面摩擦力度の特性値（kN/m²）

杭工法	地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値f_i
場所打ち杭工法	粘性土	c 又は 5 N（≦100）
	砂質土	5 N（≦120）

ここに、c：粘着力（kN/m²）、N：標準貫入試験のN値

注）N＜5の軟弱粘性土層では、信頼性が乏しいので、N値による最大周面摩擦力度を推定しない。

4) 杭で置き換えられる部分の土の有効重量

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot L_i)$$

ここに、
W_s ：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（kN）
D ：杭径（m）
γ_i ：杭で置き換えられる部分の土の単位体積重量（kN/m³）
L_i ：杭で置き換えられる部分の土の層厚（m）

(3) 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1 及び限界状態3

1) 杭の軸方向引抜き力の制限値

$$P_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_n \cdot P_y + W$$

ここに、
P_d ：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_Y ：抵抗係数
λ_n ：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
P_y ：地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値（kN）
W ：杭の有効重量（kN）

調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y
推定式から求める場合	0.90	0.55
載荷試験から求める場合	0.95	0.65

2) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値

地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値の0.65倍とする。

3) 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値

$$P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値（kN）
U ：杭の周長（m）
L_i ：周面摩擦力を考慮するi層の層厚（m）
f_i ：周面摩擦力を考慮するi層の最大周面摩擦力度の特性値（kN/m^2）

14-2-2 地盤条件

1) 杭の軸方向押込み力の制限値計算時

・周面摩擦力

層番号	標　高（m） ▽ GL　+0.000	土質	N値 [c]	fi kN/m²	Li m	Li・fi kN/m
1	（フーチング下面） ▽ GL　-10.500	粘性土	4.000 (60.00)	60.00	10.500	630.00
2	▽ GL　-18.500	砂質土	15.000	75.00	8.000	600.00
3	▽ GL　-18.700	砂質土	50.000	120.00	0.200	24.00
	（考慮範囲下端）			Σ		1254.00

・杭先端の極限支持力度の特性値 q_d

$q_d = 160 \cdot N$
$= 160 \times 50.000 = 8000.00$ （≦8000） (kN/m²)

・杭で置き換えられる部分の土の有効重量の特性値 W_s

層番号	標　高 (m)	γi	Li	γi・Li
	▽ GL　+0.000	kN/m³	m	kN/m²
1	(フーチング下面,水位)	7.00	10.500	73.50
	▽ GL　-10.500			
2		9.00	8.000	72.00
	▽ GL　-18.500			
3		11.00	1.400	15.40
	▽ GL　-19.900			
	(杭　先　端)	Σ		160.90

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma(\gamma_i \cdot L_i)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 1.200^2 \times 160.90 = 181.97 \ (kN)$$

(2) 杭の軸方向引抜力の制限値計算時

・周面摩擦力

層番号	標　高（m）	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
	▽ GL　+0.000			kN/m²	m	kN/m
1	（フーチング下面） ▽ GL　-10.500	粘性土	4.000 (60.00)	60.00	10.500	630.00
2	▽ GL　-18.500	砂質土	15.000	75.00	8.000	600.00
3	▽ GL　-19.900	砂質土	50.000	120.00	1.400	168.00
	（杭　先　端）			Σ		1398.00

14-2-3 杭の軸方向押込み力の制限値

$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$
$= 8000.00 \times 1.13097 + 3.7699 \times 1254.00 = 13775.26$ (kN)

$R_y = 0.65 \cdot R_u$
$= 0.65 \times 13775.26 = 8953.92$ (kN)

$R_{dp} = \lambda_s \cdot \lambda_f \cdot (R_y - W_s) + W_s - W$
$= 0.55 \times 1.00 \times (8953.92 - 181.97) + 181.97 - 330.84 = 4675.70$ (kN)

$R_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_f \cdot \lambda_n \cdot (R_y - W_s) + W_s - W$
$= 0.90 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00 \times (8953.92 - 181.97) + 181.97 - 330.84 = 6166.93$ (kN)

14-2-4 杭の軸方向引抜き力の制限値

$P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$
$= 3.7699 \times 1398.00 = 5270.34$ (kN)

$P_y = 0.65 \cdot P_u$
$= 0.65 \times 5270.34 = 3425.72$ (kN)

$P_{dp} = 0.00$ (kN)

$P_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_n \cdot P_y + W$
$= 0.90 \times 0.55 \times 1.00 \times 3425.72 + 330.84 = 2026.57$ (kN)

14-3 地盤ばねの計算

14-3-1 地盤反力係数

(1) 計算式

$$k = \lambda \cdot k_0 \cdot \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

k　　：地盤反力係数（kN/m³）

λ　　：基礎の施工方法の影響を考慮する係数

k_0　：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地盤反力係数（kN/m³）

$$k_0 = \frac{\alpha \cdot E_0}{0.3}$$

B'　　：基礎の換算載荷幅（m）

α　　：地盤反力係数の換算係数

地震の影響を考慮しない場合 $\alpha = 1$

地震の影響を考慮する場合 $\alpha = 2$

E_0　：地盤変形係数（kN/m²）

杭基礎の杭前面の水平方向地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数を求める場合には、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は下表による。

杭基礎の施工方法の影響を考慮する係数λ及び換算載荷幅B'

地盤反力係数の種類	λ	B'
水平方向地盤反力係数 k_H	1.0	$\sqrt{D/\beta}$
鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	D

ここに、

β　　：基礎の特性値（m⁻¹）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

D　　：杭径（m）

EI　　：基礎の曲げ剛性（kN・m²）

(2) 水平方向地盤反力係数の算出に用いる換算載荷幅B'の計算

B'算出上の要点は、
・B'を求める際のk_H は荷重組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。
・深さ方向に地層が変化する場合でも、B'を算出する際のk_H は設計地盤面から
1/βの深さまでの平均値とする。また、各層のk_H 算出時もこのB'を用いる。

杭径	D	1.200 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m^2)
断面二次モーメント	I	0.10178760 (m^4)

1/β = 5.629 (m) (β = 0.17766 (m^{-1})) と仮定する
→平均E_0 = 12800.0 (kN/m^2)

$$B' = \sqrt{\frac{1.200}{0.17766}} = 2.599 \text{ (m)}$$

$$k_H = 1.0 \times \frac{1.0 \times 12800.0}{0.3} \times \left(\frac{2.599}{0.3} \right)^{-3/4} = 8449.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、βを計算すると下記となり、仮定したβに一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{8449.5 \times 1.200}{4 \times 25000000 \times 0.10178760}} = 0.17766 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅 B' は、B' = 2.599 (m) となる。

(3) 各層の水平方向地盤反力係数 k_H の計算

杭径	D	1.200	(m)
ヤング係数	E	25000000	(kN/m^2)
断面二次モーメント	I	0.10178760	(m^4)

1) 地震の影響を考慮しない場合

No	層　厚 (m)	E_0 (kN/m^2)	k_0 (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	10.500	12800.0	42666.7	8449.5
2	8.000	42000.0	140000.0	27724.8
3	1.400	140000.0	466666.7	92416.0

特性値β ：　0.17766 (m^{-1})

2) 地震の影響を考慮する場合

No	層　厚 (m)	E_0 (kN/m^2)	k_0 (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	10.500	12800.0	85333.3	16898.9
2	8.000	42000.0	280000.0	55449.6
3	1.400	140000.0	933333.3	184831.9

特性値β ：　0.17766 (m^{-1})

(4) 鉛直方向地盤反力係数 k_V の計算

$$k_0 = \frac{\alpha \cdot E_0}{0.3} = \frac{1 \times 140000.0}{0.3} = 466666.7 \ (kN/m^3)$$

$$k_V = \lambda \cdot k_0 \cdot \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} = 1.0 \times 466666.7 \times \left(\frac{1.200}{0.3} \right)^{-3/4} = 164991.6 \ (kN/m^3)$$

14-3-2 杭の軸方向ばね定数

(1) 計算式

$$K_V = \frac{1}{\frac{L}{2A_p \cdot E_p}(1 + \gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 \cdot k_v}}$$

ここに、

K_V ：杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
A_p ：杭の断面積 (m^2)
E_p ：杭のヤング係数 (kN/m^2)
L ：杭長 (m)
D_p ：杭先端の径 (m)
k_v ：鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)
γ_y ：杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値 ($0 \leqq \gamma_y \leqq 1$)
$\gamma_y = \lambda_{yu} \cdot \gamma_u$
λ_{yu} ：先端伝達率算出のための補正係数
γ_u ：杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値
$\gamma_u = R_{up}/R_u$
R_{up} ：杭先端の極限支持力の特性値 (kN)
$R_{up} = q_d \cdot A$
q_d ：杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m^2)
A ：杭先端面積 (m^2)
R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)
ζ_e ：杭体収縮量に関する補正係数
ζ_d ：杭の先端変位量に関する補正係数

(2) 杭の軸方向ばね定数の計算

杭長	L	19.900	(m)
杭の断面積	A_p	1.130973	(m^2)
杭のヤング係数	E_p	25000000	(kN/m^2)
杭先端の径	D_p	1.200	(m)
鉛直方向地盤反力係数	k_v	164991.6	(kN/m^3)
杭先端面積	A	1.130973	(m^2)
杭先端の極限支持力度の特性値	q_d	8000.00	(kN/m^2)
先端伝達率算出のための補正係数	λ_{yu}	0.48	
杭体収縮量に関する補正係数	ζ_e	0.30	
杭の先端変位量に関する補正係数	ζ_d	0.99	

$A_p \cdot E_p = 1.130973 \times 25000000 = 28274334.0$ (kN)

$R_{up} = q_d \cdot A = 8000.00 \times 1.130973 = 9047.79$ (kN)

$R_u = 13775.26$ (kN)

$\gamma_u = R_{up}/R_u = 9047.79 / 13775.26 = 0.656814$

$\gamma_y = \lambda_{yu} \cdot \gamma_u = 0.48 \times 0.656814 = 0.315271$

$$K_V = \frac{1}{\frac{L}{2A_p \cdot E_p}(1 + \gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 \cdot k_v}}$$

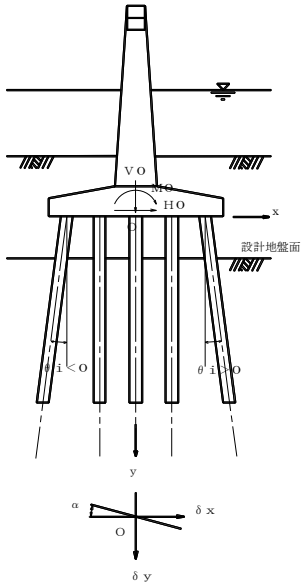
$$= \frac{1}{\frac{19.900}{2 \times 28274334.0}(1 + 0.315271 - 0.30) + 0.99 \times \frac{4 \times 0.315271}{\pi \times 1.200^2 \times 164991.6}}$$

$= 492627.1$ (kN/m)

14-4 杭反力及び変位の計算

14-4-1 計算法

変位法による計算方法は、下図のように座標を組み、杭群中心を原点0とし、0点に作用する外力を図中にあるように定める。



この時、原点0の変位は、次の三元連立方程式を解いて求める。

$$Axx \cdot \delta_x + Axy \cdot \delta_y + Axa \cdot \alpha = H_0$$
$$Ayx \cdot \delta_x + Ayy \cdot \delta_y + Aya \cdot \alpha = V_0$$
$$Aax \cdot \delta_x + Aay \cdot \delta_y + Aaa \cdot \alpha = M_0$$

フーチング下面を水平ととれば各係数は次式で求められる。

$$Axx = \Sigma\ (K_1 \cdot \cos^2\theta_i + K_V \cdot \sin^2\theta_i)$$
$$Axy = Ayx = \Sigma\ (K_V - K_1) \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i$$
$$Axa = Aax = \Sigma\{(K_V - K_1) \cdot x_i \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i - K_2 \cdot \cos\theta_i\}$$
$$Ayy = \Sigma\ (K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i)$$
$$Aya = Aay = \Sigma\{(K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i) \cdot xi + K_2 \cdot \sin\theta_i\}$$
$$Aaa = \Sigma\{(K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i) \cdot xi^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin\theta_i + K_4\}$$

ここに、

H_0 ：フーチング底面より上に作用する水平荷重（kN）
V_0 ：フーチング底面より上に作用する鉛直荷重（kN）
M_0 ：原点0の回りの外力のモーメント（kN・m）
δ_x ：原点0の水平変位量（m）
δ_y ：原点0の鉛直変位量（m）
α ：フーチングの回転角（rad）
x_i ：i番目の杭の杭頭のx座標（m）
θ_i ：i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度（度）

求められたフーチング原点における変位（δ_x，δ_y，α）より、各杭頭に作用する杭軸方向力P_{Ni}、杭軸直角方向力P_{Hi}、及びモーメントM_{ti}は以下の式により求める。

$$P_{Ni} = K_V \cdot \delta_{yi}'$$
$$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha$$
$$M_{ti} = -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha$$

$$\delta_{xi}' = \delta_x \cdot \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \sin\theta_i$$
$$\delta_{yi}' = \delta_x \cdot \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \cos\theta_i$$

ここに、

δ_{xi}'：i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量（m）
δ_{yi}'：i番目の杭の杭頭の軸方向の変位量（m）
K_V　：杭頭に単位量の軸方向変位量を生じさせる杭軸方向力（kN）
　　（杭の軸方向ばね定数）
K_1、K_2、K_3、K_4：杭の軸直角方向ばね定数
x_i　：i番目の杭の杭頭のx座標（m）
θ_i　：i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度（度）
P_{Ni}　：i番目の杭の杭軸方向力（kN）
P_{Hi}　：i番目の杭の杭軸直角方向力（kN）
M_{ti}　：i番目の杭の杭頭に作用するモーメント（kN・m）

杭頭での鉛直反力V_i、及び水平反力H_iは、次式による。

$$V_i = P_{Ni} \cdot \cos\theta_i - P_{Hi} \cdot \sin\theta_i$$
$$H_i = P_{Ni} \cdot \sin\theta_i + P_{Hi} \cdot \cos\theta_i$$

(2) 杭のばね定数の計算

1) 地震の影響を考慮しない場合

a) 杭諸元

場所打ち杭　　φ1200.0 (mm)　L = 19.900 (m)
K_V = 492627.1 (kN/m)

b) 杭の軸直角方向ばね定数

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	57417.7	162476.9	162476.9	922319.1

2) 地震の影響を考慮する場合

a) 杭諸元

場所打ち杭　　φ1200.0 (mm)　L = 19.900 (m)
K_V = 492627.1 (kN/m)

b) 杭の軸直角方向ばね定数

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	96187.2	227419.5	227419.5	1081774.9

ここで、
K_1、K_3：杭頭部の回転を生じないようにして 、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させる時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) 及び曲げモーメント (kN・m/m)
K_2、K_4：杭頭部に移動を生じないようにして、 杭頭部を単位量だけ回転させる時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) 及び曲げモーメント (kN・m/rad)

(3) 剛性マトリックス

1) 橋軸方向

a) 地震の影響を考慮しない場合

$$\begin{bmatrix} Axx & Axy & Axa \\ Ayx & Ayy & Aya \\ Aax & Aay & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 516759.6 & 0.0 & -1462291.8 \\ 0.0 & 4433644.0 & 0.0 \\ -1462291.8 & 0.0 & 35796856.0 \end{bmatrix}$$

b) 地震の影響を考慮する場合

$$\begin{bmatrix} Axx & Axy & Axa \\ Ayx & Ayy & Aya \\ Aax & Aay & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 865684.6 & 0.0 & -2046775.6 \\ 0.0 & 4433644.0 & 0.0 \\ -2046775.6 & 0.0 & 37231956.0 \end{bmatrix}$$

2) 橋軸直角方向

a) 地震の影響を考慮しない場合

$$\begin{bmatrix} Axx & Axy & Axa \\ Ayx & Ayy & Aya \\ Aax & Aay & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 516759.6 & 0.0 & -1462291.8 \\ 0.0 & 4433644.0 & 0.0 \\ -1462291.8 & 0.0 & 35796856.0 \end{bmatrix}$$

b) 地震の影響を考慮する場合

$$\begin{bmatrix} Axx & Axy & Axa \\ Ayx & Ayy & Aya \\ Aax & Aay & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 865684.6 & 0.0 & -2046775.6 \\ 0.0 & 4433644.0 & 0.0 \\ -2046775.6 & 0.0 & 37231956.0 \end{bmatrix}$$

14-4-2 杭反力及び変位

(1) 橋軸方向

1) ①D+TF(D)

照査対象　　：基礎の変位

作用の組合せ：① D（永続作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
2	0.000	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
3	3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00

d	=	0.000 (mm)	<	d_d	=	15.00 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1503.98 (kN)	<	R_d	=	4675.70 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1503.98 (kN)	>	P_d	=	0.00 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax} ：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin} ：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)

照査対象　　：基礎の変位

作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))（永続作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 14948.42 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.372 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
2	0.000	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
3	3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00

d	=	0.000 (mm)	<	d_d	=	15.00 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1660.94 (kN)	<	R_d	=	4675.70 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1660.94 (kN)	>	P_d	=	0.00 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

3) ①D+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：① D（永続作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
2	0.000	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
3	3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00

d	=	0.000 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1503.98 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1503.98 (kN)	＞	P_d	=	0.00 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

4) ②D+L+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：② D+L（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 16285.84 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.673 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00
2	0.000	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00
3	3.050	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00

d	=	0.000 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1809.54 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1809.54 (kN)	＞	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

5) ③D+TH+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：③ D+TH（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 800.00 (kN)

M_0 = 9040.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 2.558 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.35705×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	967.51	88.89	-86.38	967.51	88.89
2	0.000	3	0.0	1503.98	88.89	-86.38	1503.98	88.89
3	3.050	3	0.0	2040.45	88.89	-86.38	2040.45	88.89

d	=	2.558 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2040.45 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	967.51 (kN)	＞	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

6) ⑤D+L+TH+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑤ D+L+TH（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 =　16148.34　(kN)

H_0 =　600.00　(kN)

M_0 =　6780.00　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　1.919　(mm)

δ_y =　3.642　(mm)

α =　0.26779×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1391.91	66.67	-64.78	1391.91	66.67
2	0.000	3	0.0	1794.26	66.67	-64.78	1794.26	66.67
3	3.050	3	0.0	2196.61	66.67	-64.78	2196.61	66.67

d	=	1.919 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2196.61 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1391.91 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 2222.82 (kN)

M_0 = 18433.52 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 4.297 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.73131×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	405.18	246.98	-186.06	405.18	246.98
2	0.000	3	0.0	1503.98	246.98	-186.06	1503.98	246.98
3	3.050	3	0.0	2602.78	246.98	-186.06	2602.78	246.98

d	=	4.297 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2602.78 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	405.18 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑩ D+EQ（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 =　13535.84　(kN)

H_0 =　3645.65　(kN)

M_0 =　27827.04　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　6.872　(mm)

δ_y =　3.053　(mm)

α =　1.12515×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	-186.57	405.07	-345.56	-186.57	405.07
2	0.000	3	0.0	1503.98	405.07	-345.56	1503.98	405.07
3	3.050	3	0.0	3194.53	405.07	-345.56	3194.53	405.07

d	=	6.872 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	3194.53 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	-186.57 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

9) 疲労　浮力無視

照査対象　　：耐久性能

作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・杭群中心作用力

V_0 =　14948.42　(kN)

H_0 =　0.00　(kN)

M_0 =　0.00　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　0.000　(mm)

δ_y =　3.372　(mm)

α =　0.00000×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
2	0.000	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
3	3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00

d　　=　0.000　(mm)

P_{Nmax}　=　1660.94　(kN)

P_{Nmin}　=　1660.94　(kN)

ここに、

d　　：杭の水平変位　(mm)

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力　(kN)で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力　(kN)で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

(2) 橋軸直角方向

1) ①D+TF(D)

照査対象　　：基礎の変位
作用の組合せ：① D (永続作用支配状況)

・杭群中心作用力

V_0 =　13535.84　(kN)
H_0 =　0.00　(kN)
M_0 =　0.00　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　0.000　(mm)
δ_y =　3.053　(mm)
α =　0.00000×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
2	0.000	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
3	3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00

d = 0.000 (mm) ＜ d_d = 15.00 (mm)　OK
P_{Nmax} = 1503.98 (kN) ＜ R_d = 4675.70 (kN)　OK
P_{Nmin} = 1503.98 (kN) ＞ P_d = 0.00 (kN)　OK

ここに、
d　：杭の水平変位 (mm)
P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力 (kN)で、杭の杭軸方向力の最大値とする。
P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力 (kN)で、杭の杭軸方向力の最小値とする。
d_d　：杭の水平変位の制限値 (mm)
R_d　：杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
P_d　：杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

2) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)

照査対象　　：基礎の変位

作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))（永続作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 14948.42 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.372 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
2	0.000	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
3	3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00

d	=	0.000 (mm)	<	d_d	=	15.00 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1660.94 (kN)	<	R_d	=	4675.70 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1660.94 (kN)	>	P_d	=	0.00 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

3) ①D+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：① D（永続作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
2	0.000	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00
3	3.050	3	0.0	1503.98	0.00	0.00	1503.98	0.00

d	=	0.000 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1503.98 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1503.98 (kN)	＞	P_d	=	0.00 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

4) ②D+L+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：② D+L（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 16285.84 (kN)

H_0 = 0.00 (kN)

M_0 = 0.00 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 0.000 (mm)

δ_y = 3.673 (mm)

α = 0.00000×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00
2	0.000	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00
3	3.050	3	0.0	1809.54	0.00	0.00	1809.54	0.00

d	=	0.000 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	1809.54 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1809.54 (kN)	＞	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

5) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 =　16148.34　(kN)

H_0 =　476.44　(kN)

M_0 =　6284.36　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　1.604　(mm)

δ_y =　3.642　(mm)

α =　0.24109×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1432.02	52.94	-38.28	1432.02	52.94
2	0.000	3	0.0	1794.26	52.94	-38.28	1794.26	52.94
3	3.050	3	0.0	2156.50	52.94	-38.28	2156.50	52.94

d	=	1.604 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2156.50 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	1432.02 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

6) ⑧D+WS+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑧ D+WS（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 =　13535.84　(kN)

H_0 =　765.38　(kN)

M_0 =　9643.73　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　2.537　(mm)

δ_y =　3.053　(mm)

α =　0.37302×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	943.51	85.04	-68.10	943.51	85.04
2	0.000	3	0.0	1503.98	85.04	-68.10	1503.98	85.04
3	3.050	3	0.0	2064.46	85.04	-68.10	2064.46	85.04

d	=	2.537 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2064.46 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	943.51 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

7) ⑨D+TH+EQ+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 = 13535.84 (kN)

H_0 = 1455.32 (kN)

M_0 = 11138.89 (kN・m)

・変位の計算

δ_x = 2.745 (mm)

δ_y = 3.053 (mm)

α = 0.45009×10^{-3} (rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	827.71	161.70	-137.43	827.71	161.70
2	0.000	3	0.0	1503.98	161.70	-137.43	1503.98	161.70
3	3.050	3	0.0	2180.26	161.70	-137.43	2180.26	161.70

d	=	2.745 (mm)	＜	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2180.26 (kN)	＜	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	827.71 (kN)	＞	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

8) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)

照査対象　　：耐荷性能

作用の組合せ：⑩ D+EQ（変動作用支配状況）

・杭群中心作用力

V_0 =　13535.84　(kN)

H_0 =　2910.65　(kN)

M_0 =　22277.79　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　5.491　(mm)

δ_y =　3.053　(mm)

α =　0.90019×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	151.44	323.41	-274.87	151.44	323.41
2	0.000	3	0.0	1503.98	323.41	-274.87	1503.98	323.41
3	3.050	3	0.0	2856.53	323.41	-274.87	2856.53	323.41

d	=	5.491 (mm)	<	d_d	=	43.20 (mm)	OK
P_{Nmax}	=	2856.53 (kN)	<	R_d	=	6166.93 (kN)	OK
P_{Nmin}	=	151.44 (kN)	>	P_d	=	-2026.57 (kN)	OK

ここに、

d　　：杭の水平変位（mm）

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力（kN）で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力（kN）で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d　　：杭の水平変位の制限値（mm）

R_d　　：杭の軸方向押込み力の制限値（kN）

P_d　　：杭の軸方向引抜き力の制限値（kN）

9) 疲労　浮力無視

照査対象　　：耐久性能

作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・杭群中心作用力

V_0 =　14948.42　(kN)

H_0 =　0.00　(kN)

M_0 =　0.00　(kN・m)

・変位の計算

δ_x =　0.000　(mm)

δ_y =　3.372　(mm)

α =　0.00000×10^{-3}　(rad)

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
2	0.000	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00
3	3.050	3	0.0	1660.94	0.00	0.00	1660.94	0.00

d　　=　0.000　(mm)

P_{Nmax}　=　1660.94　(kN)

P_{Nmin}　=　1660.94　(kN)

ここに、

d　　：杭の水平変位　(mm)

P_{Nmax}　：杭の軸方向押込み力　(kN)で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin}　：杭の軸方向引抜き力　(kN)で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

14-5 杭本体各部の断面力及び変位

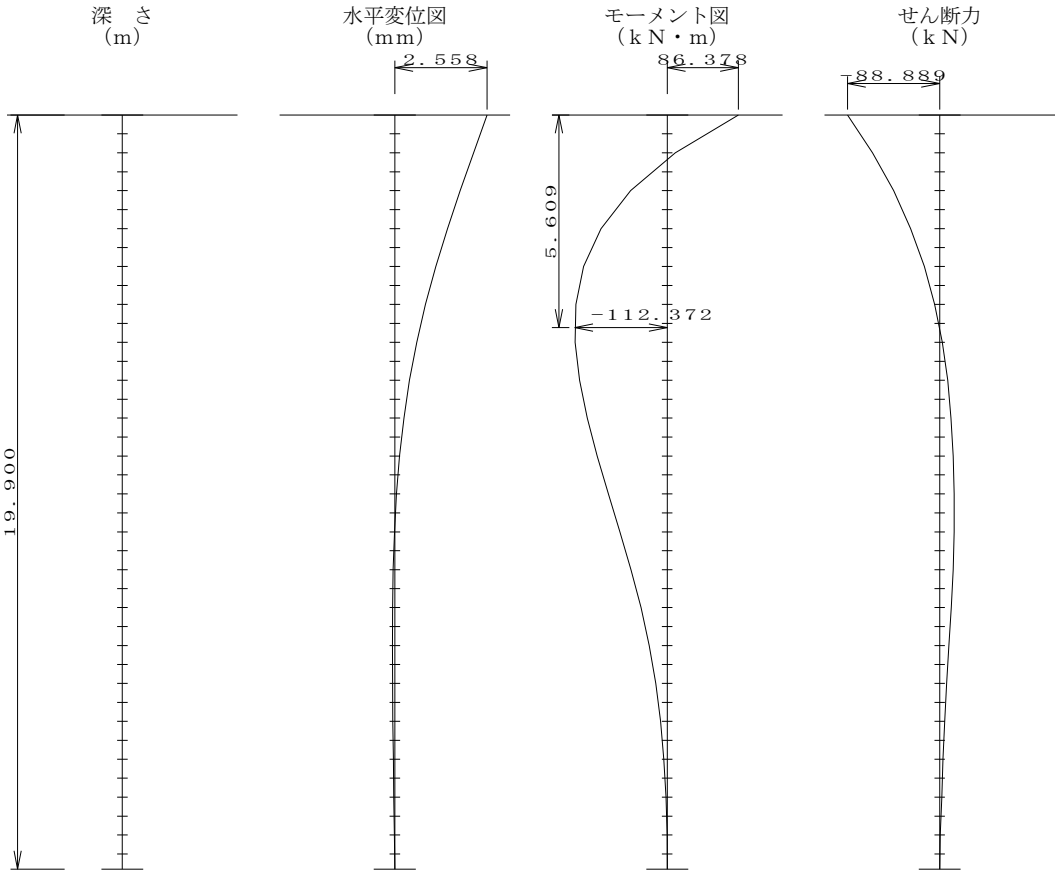
(1) 橋軸方向

1) ③D+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	2.558	86.378	-88.889
2	1.000	8449.5	2.190	9.845	-64.801
3	2.000	8449.5	1.817	-44.488	-44.496
4	3.000	8449.5	1.460	-80.387	-27.904
5	4.000	8449.5	1.135	-101.453	-14.777
6	5.000	8449.5	0.849	-110.976	-4.752
7	6.000	8449.5	0.607	-111.851	2.594
8	7.000	8449.5	0.408	-106.534	7.704
9	8.000	8449.5	0.251	-97.042	11.015
10	9.000	8449.5	0.133	-84.969	12.931
11	10.000	8449.5	0.047	-71.524	13.815
12	11.000	27724.8	-0.010	-57.561	14.000
13	12.000	27724.8	-0.045	-43.956	13.018
14	13.000	27724.8	-0.063	-31.809	11.181
15	14.000	27724.8	-0.068	-21.713	8.983
16	15.000	27724.8	-0.064	-13.844	6.776
17	16.000	27724.8	-0.055	-8.087	4.790
18	17.000	27724.8	-0.042	-4.142	3.169
19	18.000	27724.8	-0.028	-1.600	1.994
20	19.000	92416.0	-0.013	-0.172	0.637
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.032

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	86.378	――――
地中部最大曲げモーメント	-112.372	5.609
1/2最大曲げモーメント	-56.186	11.098
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	6.730

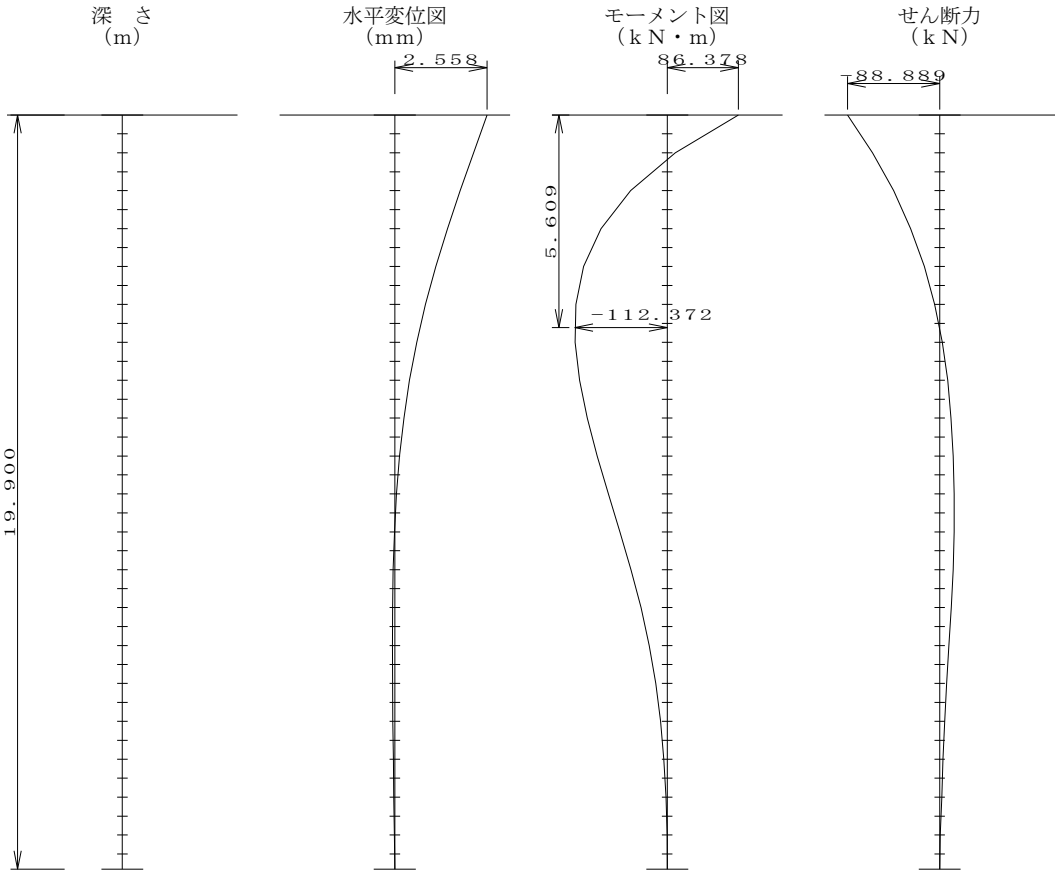

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
2.558
モーメント図
(kN・m)
86.378
5.609
−112.372
せん断力
(kN)
88.889
19.900

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	2.558	86.378	-88.889
2	1.000	8449.5	2.190	9.845	-64.801
3	2.000	8449.5	1.817	-44.488	-44.496
4	3.000	8449.5	1.460	-80.387	-27.904
5	4.000	8449.5	1.135	-101.453	-14.777
6	5.000	8449.5	0.849	-110.976	-4.752
7	6.000	8449.5	0.607	-111.851	2.594
8	7.000	8449.5	0.408	-106.534	7.704
9	8.000	8449.5	0.251	-97.042	11.015
10	9.000	8449.5	0.133	-84.969	12.931
11	10.000	8449.5	0.047	-71.524	13.815
12	11.000	27724.8	-0.010	-57.561	14.000
13	12.000	27724.8	-0.045	-43.956	13.018
14	13.000	27724.8	-0.063	-31.809	11.181
15	14.000	27724.8	-0.068	-21.713	8.983
16	15.000	27724.8	-0.064	-13.844	6.776
17	16.000	27724.8	-0.055	-8.087	4.790
18	17.000	27724.8	-0.042	-4.142	3.169
19	18.000	27724.8	-0.028	-1.600	1.994
20	19.000	92416.0	-0.013	-0.172	0.637
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.032

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	86.378	―――――
地中部最大曲げモーメント	-112.372	5.609
1/2最大曲げモーメント	-56.186	11.098
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	6.730

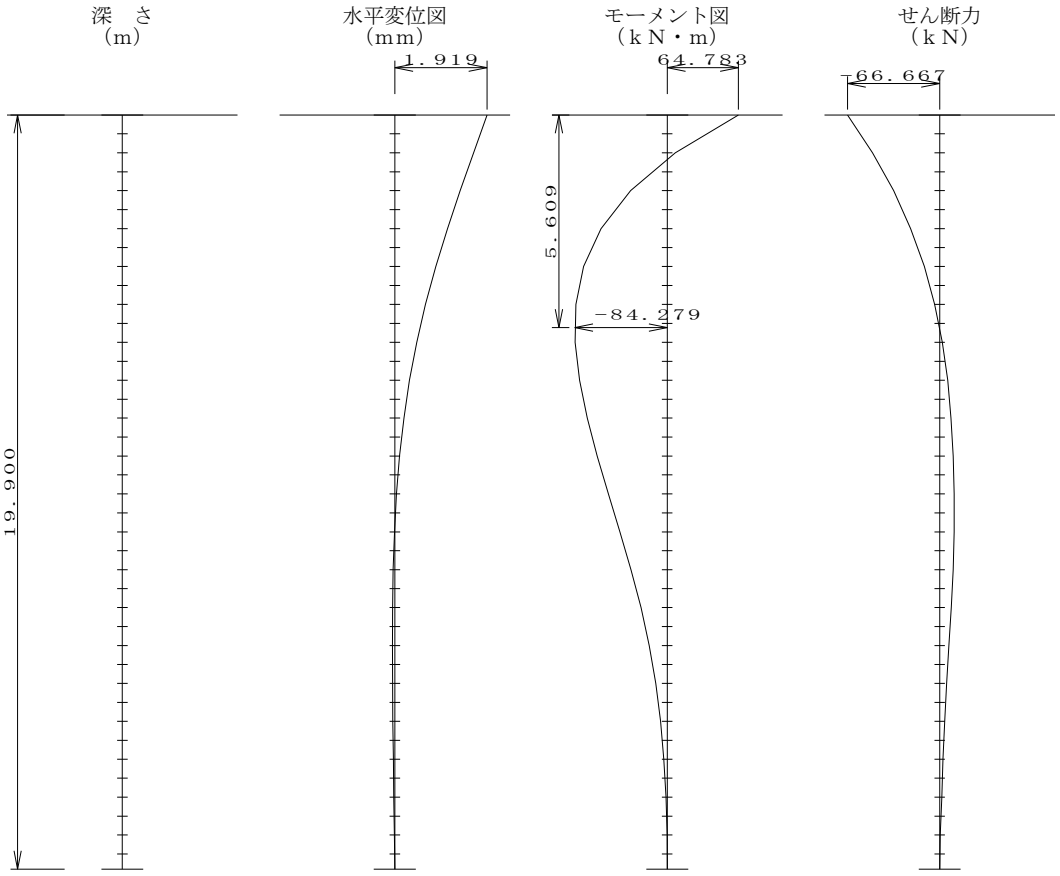

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
2.558
モーメント図
(kN・m)
86.378
5.609
−112.372
せん断力
(kN)
88.889
19.900

2) ⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	1.919	64.783	-66.667
2	1.000	8449.5	1.642	7.384	-48.601
3	2.000	8449.5	1.362	-33.366	-33.372
4	3.000	8449.5	1.095	-60.291	-20.928
5	4.000	8449.5	0.851	-76.090	-11.083
6	5.000	8449.5	0.637	-83.232	-3.564
7	6.000	8449.5	0.455	-83.888	1.945
8	7.000	8449.5	0.306	-79.901	5.778
9	8.000	8449.5	0.189	-72.782	8.261
10	9.000	8449.5	0.099	-63.727	9.698
11	10.000	8449.5	0.035	-53.643	10.361
12	11.000	27724.8	-0.008	-43.171	10.500
13	12.000	27724.8	-0.034	-32.967	9.764
14	13.000	27724.8	-0.047	-23.857	8.386
15	14.000	27724.8	-0.051	-16.285	6.738
16	15.000	27724.8	-0.048	-10.383	5.082
17	16.000	27724.8	-0.041	-6.065	3.592
18	17.000	27724.8	-0.032	-3.107	2.377
19	18.000	27724.8	-0.021	-1.200	1.495
20	19.000	92416.0	-0.010	-0.129	0.478
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.024

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	64.783	――――
地中部最大曲げモーメント	-84.279	5.609
1/2最大曲げモーメント	-42.139	11.098
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	6.730

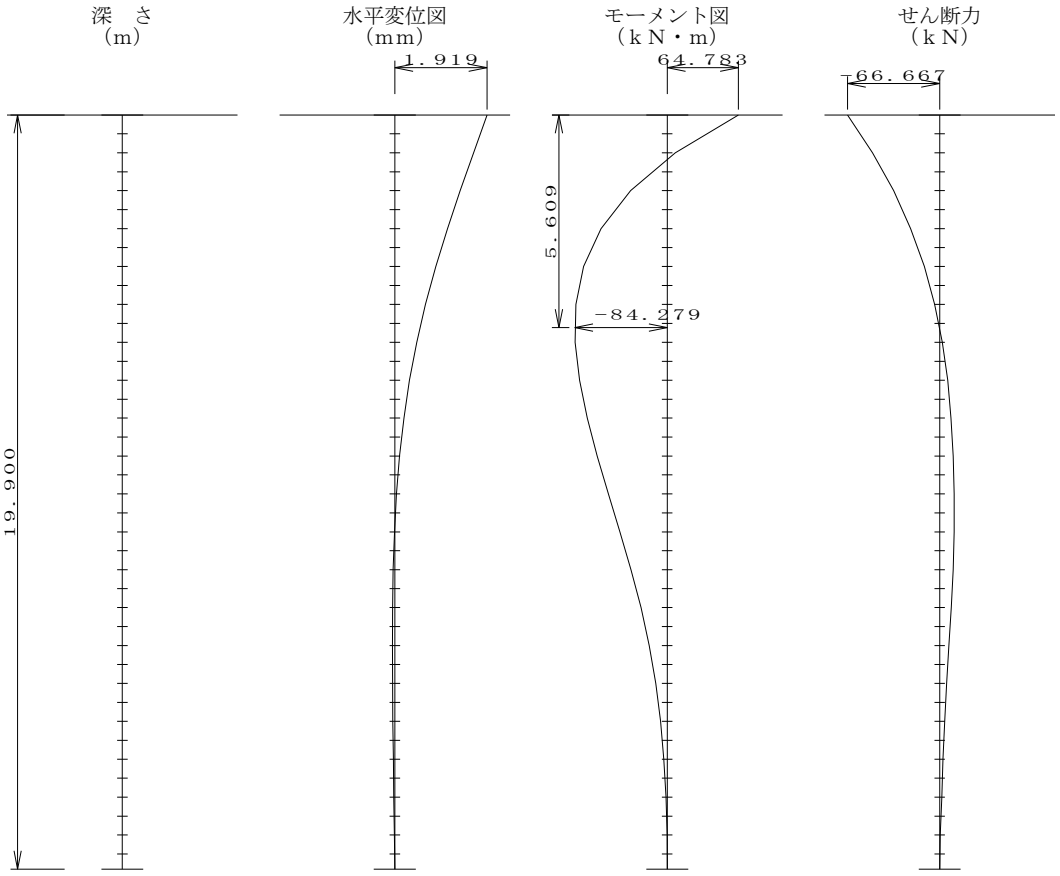

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
1．919
モーメント図
（ｋＮ・ｍ）
64．783
せん断力
（ｋＮ）
66．667
19．900
5．609
−84．279

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	1.919	64.783	-66.667
2	1.000	8449.5	1.642	7.384	-48.601
3	2.000	8449.5	1.362	-33.366	-33.372
4	3.000	8449.5	1.095	-60.291	-20.928
5	4.000	8449.5	0.851	-76.090	-11.083
6	5.000	8449.5	0.637	-83.232	-3.564
7	6.000	8449.5	0.455	-83.888	1.945
8	7.000	8449.5	0.306	-79.901	5.778
9	8.000	8449.5	0.189	-72.782	8.261
10	9.000	8449.5	0.099	-63.727	9.698
11	10.000	8449.5	0.035	-53.643	10.361
12	11.000	27724.8	-0.008	-43.171	10.500
13	12.000	27724.8	-0.034	-32.967	9.764
14	13.000	27724.8	-0.047	-23.857	8.386
15	14.000	27724.8	-0.051	-16.285	6.738
16	15.000	27724.8	-0.048	-10.383	5.082
17	16.000	27724.8	-0.041	-6.065	3.592
18	17.000	27724.8	-0.032	-3.107	2.377
19	18.000	27724.8	-0.021	-1.200	1.495
20	19.000	92416.0	-0.010	-0.129	0.478
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.024

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	64.783	――――
地中部最大曲げモーメント	-84.279	5.609
1/2最大曲げモーメント	-42.139	11.098
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	6.730

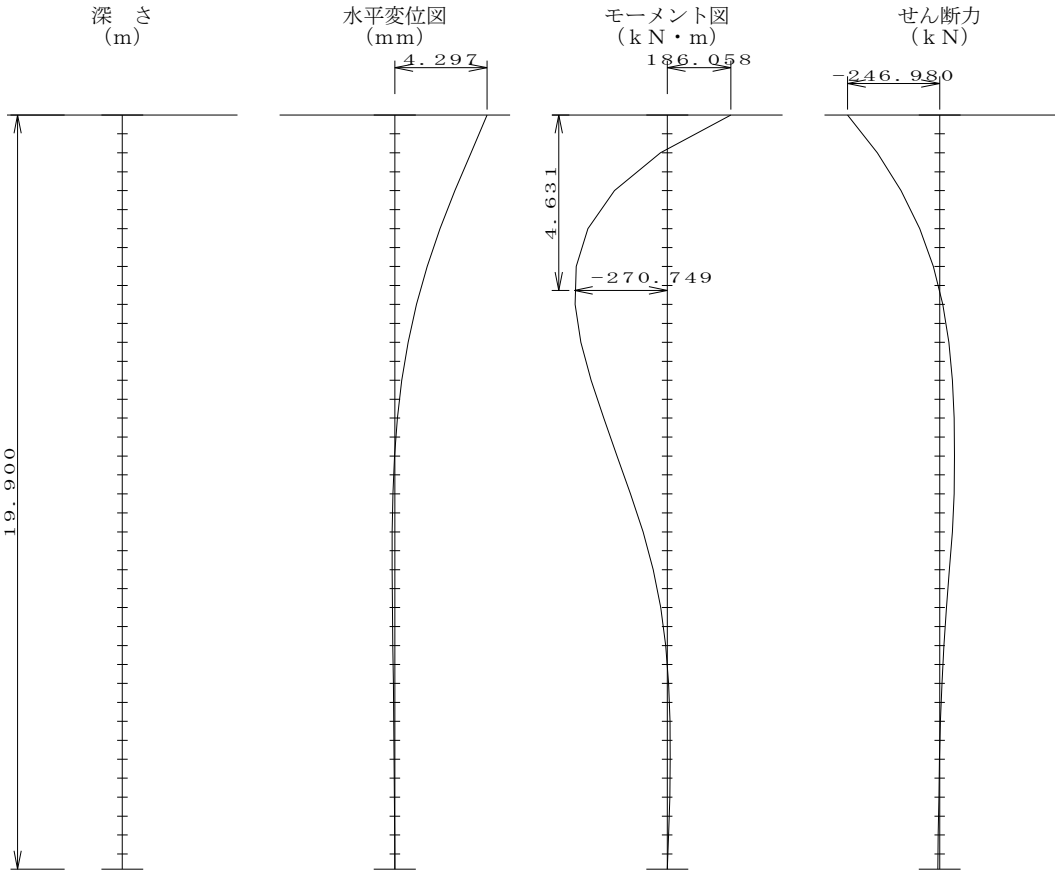

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
1．919
モーメント図
（ｋＮ・ｍ）
64．783
せん断力
（ｋＮ）
66．667
19．900
5．609
−84．279

3) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	4.297	186.058	-246.980
2	1.000	16898.9	3.544	-19.874	-167.433
3	2.000	16898.9	2.796	-153.932	-103.214
4	3.000	16898.9	2.107	-231.189	-53.630
5	4.000	16898.9	1.508	-265.563	-17.146
6	5.000	16898.9	1.011	-269.190	8.215
7	6.000	16898.9	0.620	-252.129	24.586
8	7.000	16898.9	0.328	-222.320	34.043
9	8.000	16898.9	0.123	-185.713	38.477
10	9.000	16898.9	-0.010	-146.495	39.513
11	10.000	16898.9	-0.084	-107.375	38.475
12	11.000	55449.6	-0.117	-70.529	33.793
13	12.000	55449.6	-0.121	-40.738	25.741
14	13.000	55449.6	-0.110	-18.941	17.984
15	14.000	55449.6	-0.090	-4.407	11.301
16	15.000	55449.6	-0.069	4.124	5.998
17	16.000	55449.6	-0.049	8.051	2.078
18	17.000	55449.6	-0.032	8.689	-0.617
19	18.000	55449.6	-0.019	7.152	-2.307
20	19.000	184831.9	-0.008	4.116	-4.031
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-4.842

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	186.058	――――
地中部最大曲げモーメント	-270.749	4.631
1/2最大曲げモーメント	-135.374	9.282
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	5.557

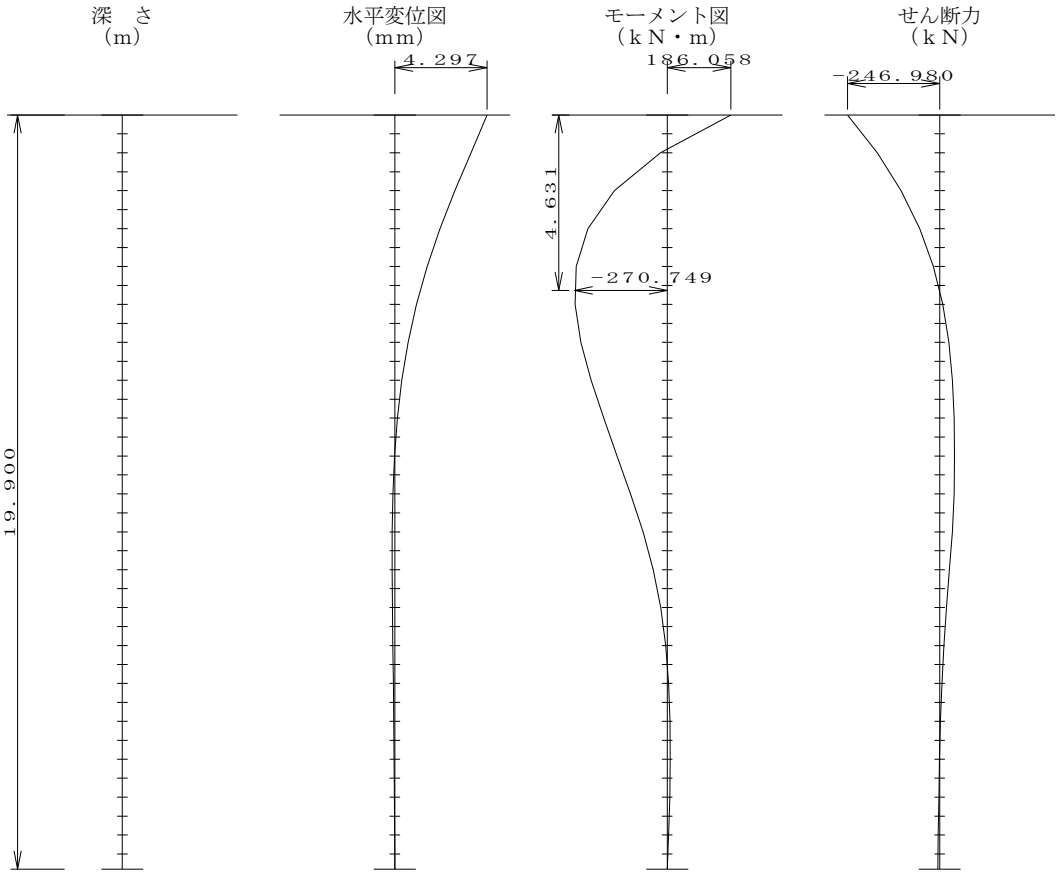

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
4．297
モーメント図
（ｋＮ・m）
186．058
せん断力
（ｋＮ）
−246．980
19．900
4．631
−270．749

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	4.297	186.058	-246.980
2	1.000	16898.9	3.544	-19.874	-167.433
3	2.000	16898.9	2.796	-153.932	-103.214
4	3.000	16898.9	2.107	-231.189	-53.630
5	4.000	16898.9	1.508	-265.563	-17.146
6	5.000	16898.9	1.011	-269.190	8.215
7	6.000	16898.9	0.620	-252.129	24.586
8	7.000	16898.9	0.328	-222.320	34.043
9	8.000	16898.9	0.123	-185.713	38.477
10	9.000	16898.9	-0.010	-146.495	39.513
11	10.000	16898.9	-0.084	-107.375	38.475
12	11.000	55449.6	-0.117	-70.529	33.793
13	12.000	55449.6	-0.121	-40.738	25.741
14	13.000	55449.6	-0.110	-18.941	17.984
15	14.000	55449.6	-0.090	-4.407	11.301
16	15.000	55449.6	-0.069	4.124	5.998
17	16.000	55449.6	-0.049	8.051	2.078
18	17.000	55449.6	-0.032	8.689	-0.617
19	18.000	55449.6	-0.019	7.152	-2.307
20	19.000	184831.9	-0.008	4.116	-4.031
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-4.842

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	186.058	――――
地中部最大曲げモーメント	-270.749	4.631
1/2最大曲げモーメント	-135.374	9.282
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	5.557

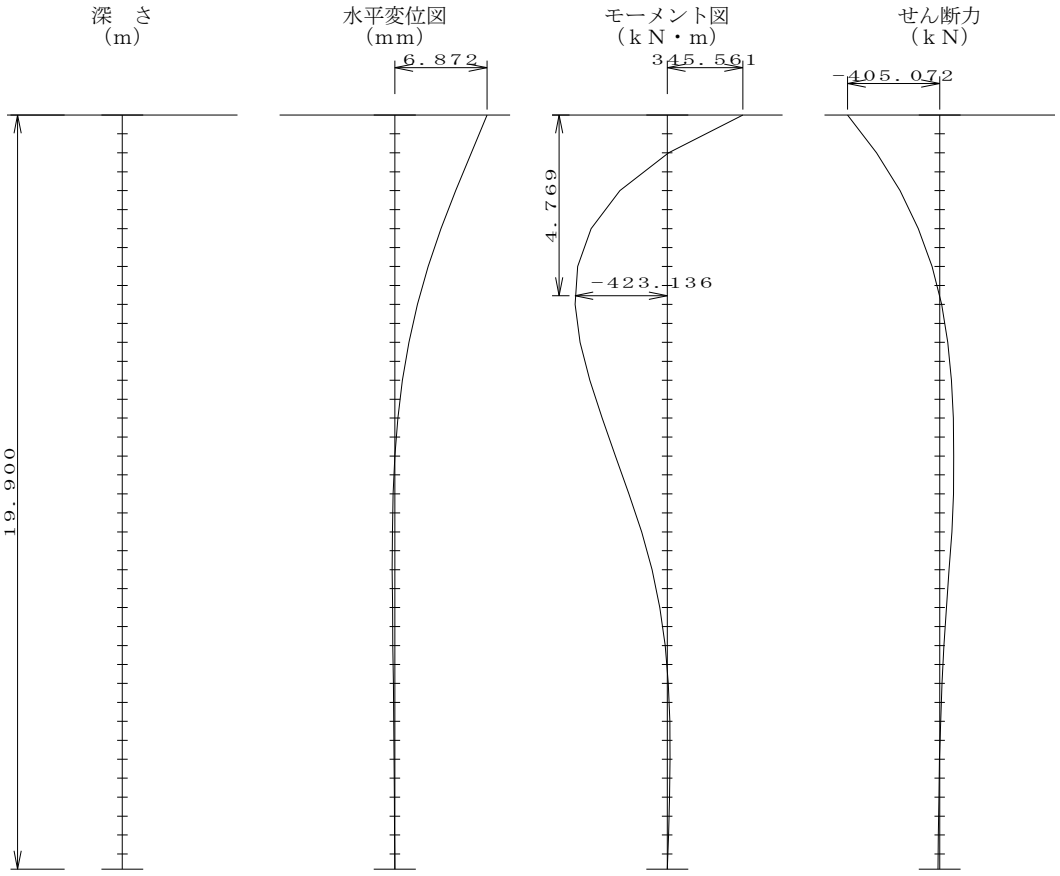

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
4．297
モーメント図
（ｋＮ・m）
186．058
せん断力
（ｋＮ）
−246．980
19．900
4．631
−270．749

4) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	6.872	345.561	-405.072
2	1.000	16898.9	5.703	6.270	-277.468
3	2.000	16898.9	4.528	-217.383	-173.813
4	3.000	16898.9	3.435	-349.074	-93.266
5	4.000	16898.9	2.478	-410.873	-33.569
6	5.000	16898.9	1.680	-422.157	8.304
7	6.000	16898.9	1.047	-399.098	35.674
8	7.000	16898.9	0.570	-354.549	51.813
9	8.000	16898.9	0.232	-298.210	59.722
10	9.000	16898.9	0.011	-236.975	62.004
11	10.000	16898.9	-0.117	-175.362	60.790
12	11.000	55449.6	-0.176	-116.943	53.889
13	12.000	55449.6	-0.188	-69.146	41.570
14	13.000	55449.6	-0.173	-33.732	29.427
15	14.000	55449.6	-0.145	-9.776	18.805
16	15.000	55449.6	-0.112	4.580	10.272
17	16.000	55449.6	-0.080	11.490	3.896
18	17.000	55449.6	-0.053	13.022	-0.533
19	18.000	55449.6	-0.032	10.966	-3.335
20	19.000	184831.9	-0.014	6.414	-6.217
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-7.577

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	345.561	――――
地中部最大曲げモーメント	-423.136	4.769
1/2最大曲げモーメント	-211.568	9.411
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	5.723

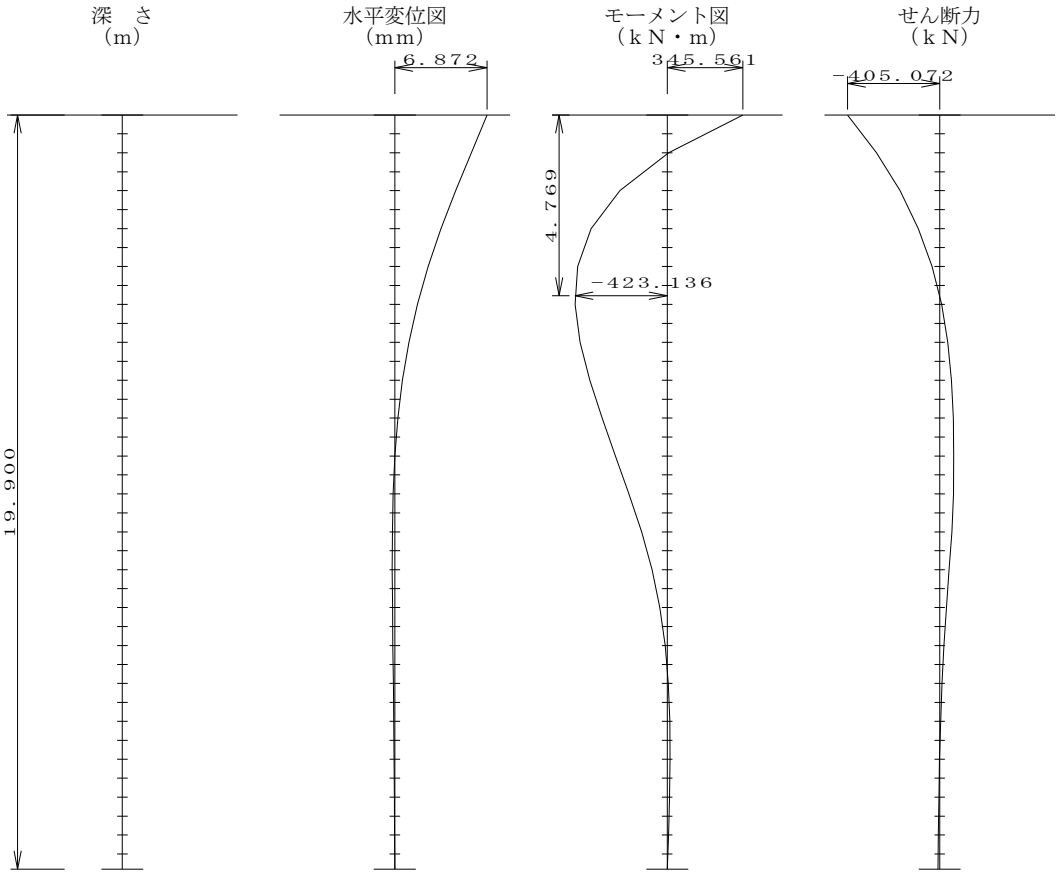

深　さ
(m)
19.900
水平変位図
(mm)
6.872
モーメント図
(kN・m)
345.561
4.769
−423.136
せん断力
(kN)
−405.072

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	6.872	345.561	-405.072
2	1.000	16898.9	5.703	6.270	-277.468
3	2.000	16898.9	4.528	-217.383	-173.813
4	3.000	16898.9	3.435	-349.074	-93.266
5	4.000	16898.9	2.478	-410.873	-33.569
6	5.000	16898.9	1.680	-422.157	8.304
7	6.000	16898.9	1.047	-399.098	35.674
8	7.000	16898.9	0.570	-354.549	51.813
9	8.000	16898.9	0.232	-298.210	59.722
10	9.000	16898.9	0.011	-236.975	62.004
11	10.000	16898.9	-0.117	-175.362	60.790
12	11.000	55449.6	-0.176	-116.943	53.889
13	12.000	55449.6	-0.188	-69.146	41.570
14	13.000	55449.6	-0.173	-33.732	29.427
15	14.000	55449.6	-0.145	-9.776	18.805
16	15.000	55449.6	-0.112	4.580	10.272
17	16.000	55449.6	-0.080	11.490	3.896
18	17.000	55449.6	-0.053	13.022	-0.533
19	18.000	55449.6	-0.032	10.966	-3.335
20	19.000	184831.9	-0.014	6.414	-6.217
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-7.577

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	345.561	―――――
地中部最大曲げモーメント	-423.136	4.769
1/2最大曲げモーメント	-211.568	9.411
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	5.723


深　さ
(m)
19.900
水平変位図
(mm)
6.872
モーメント図
(kN・m)
345.561
4.769
−423.136
せん断力
(kN)
−405.072

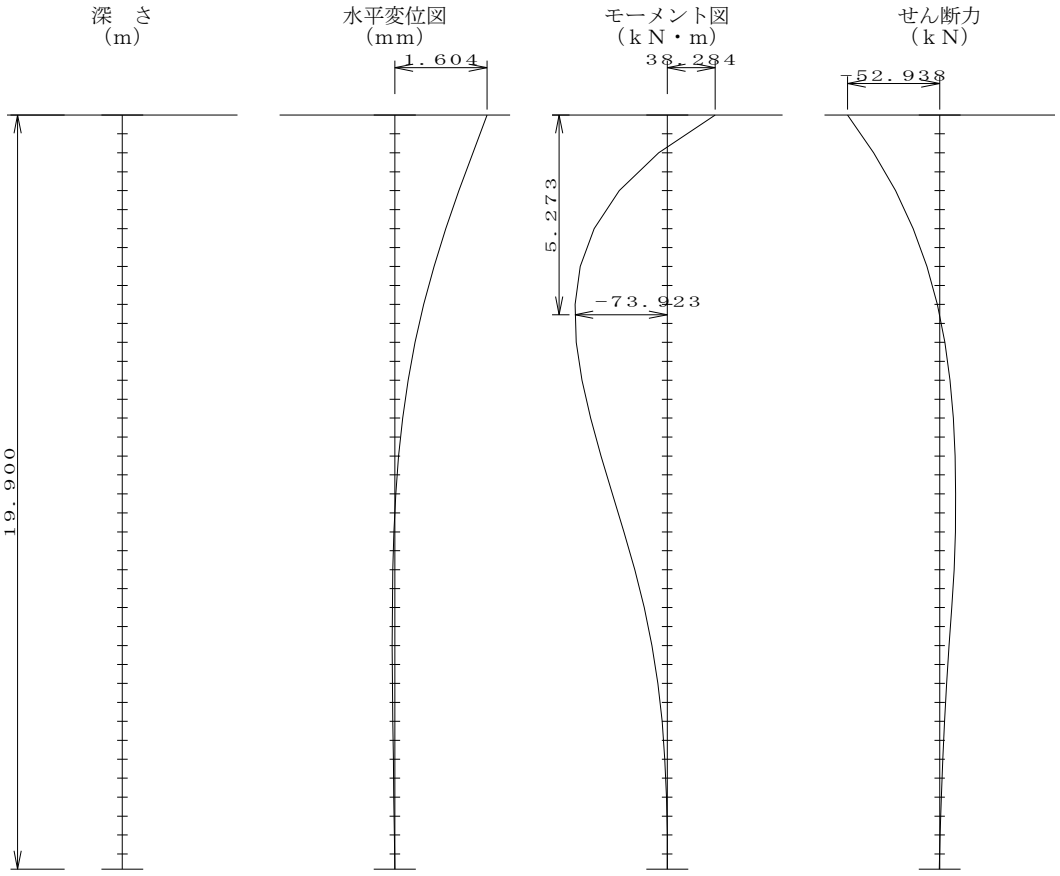
(2) 橋軸直角方向

1) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	1.604	38.284	-52.938
2	1.000	8449.5	1.359	-6.933	-37.912
3	2.000	8449.5	1.116	-38.371	-25.375
4	3.000	8449.5	0.887	-58.484	-15.237
5	4.000	8449.5	0.682	-69.581	-7.306
6	5.000	8449.5	0.503	-73.746	-1.325
7	6.000	8449.5	0.353	-72.787	2.990
8	7.000	8449.5	0.232	-68.224	5.931
9	8.000	8449.5	0.137	-61.288	7.780
10	9.000	8449.5	0.067	-52.941	8.795
11	10.000	8449.5	0.017	-43.900	9.202
12	11.000	27724.8	-0.016	-34.692	9.095
13	12.000	27724.8	-0.034	-25.979	8.228
14	13.000	27724.8	-0.043	-18.384	6.914
15	14.000	27724.8	-0.044	-12.203	5.441
16	15.000	27724.8	-0.041	-7.488	4.009
17	16.000	27724.8	-0.034	-4.127	2.749
18	17.000	27724.8	-0.026	-1.908	1.734
19	18.000	27724.8	-0.017	-0.563	1.005
20	19.000	92416.0	-0.008	0.094	0.170
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.241

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	38.284	―――――
地中部最大曲げモーメント	-73.923	5.273
1/2最大曲げモーメント	-36.962	10.752
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	6.327

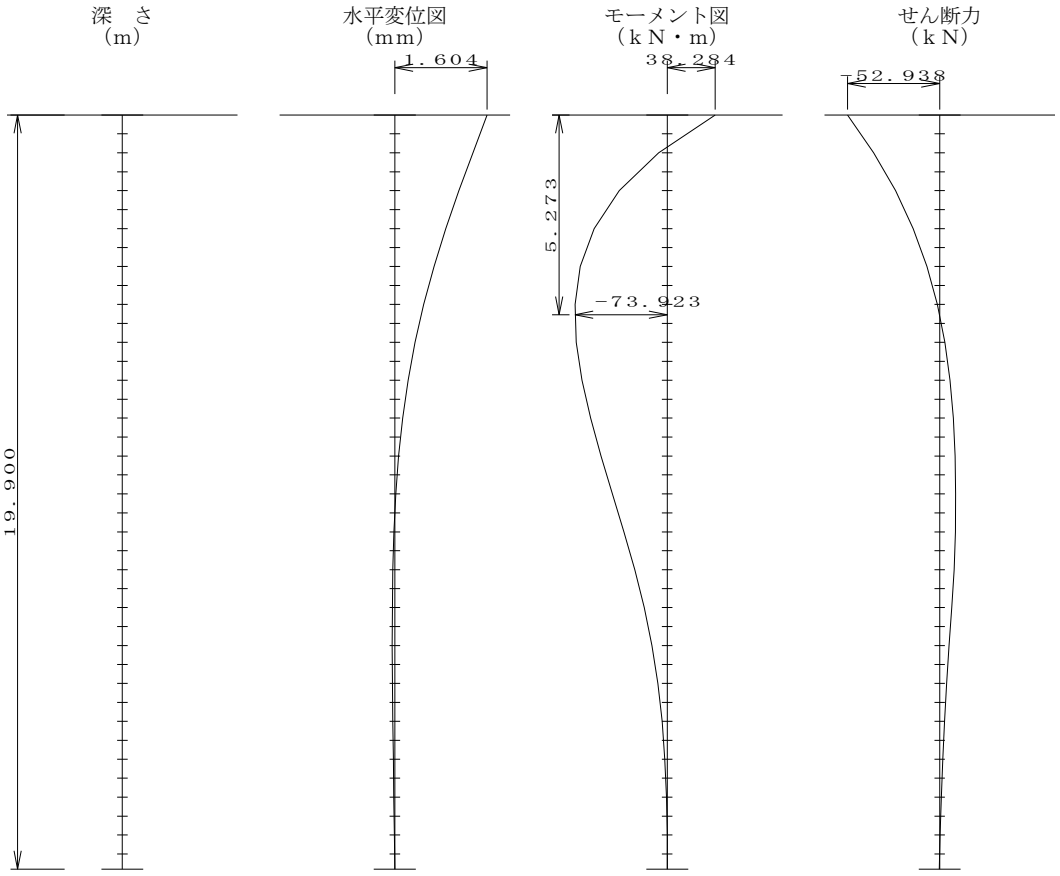

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
1.604
モーメント図
(kN・m)
38.284
−73.923
5.273
せん断力
(kN)
−52.938
19.900

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	1.604	38.284	-52.938
2	1.000	8449.5	1.359	-6.933	-37.912
3	2.000	8449.5	1.116	-38.371	-25.375
4	3.000	8449.5	0.887	-58.484	-15.237
5	4.000	8449.5	0.682	-69.581	-7.306
6	5.000	8449.5	0.503	-73.746	-1.325
7	6.000	8449.5	0.353	-72.787	2.990
8	7.000	8449.5	0.232	-68.224	5.931
9	8.000	8449.5	0.137	-61.288	7.780
10	9.000	8449.5	0.067	-52.941	8.795
11	10.000	8449.5	0.017	-43.900	9.202
12	11.000	27724.8	-0.016	-34.692	9.095
13	12.000	27724.8	-0.034	-25.979	8.228
14	13.000	27724.8	-0.043	-18.384	6.914
15	14.000	27724.8	-0.044	-12.203	5.441
16	15.000	27724.8	-0.041	-7.488	4.009
17	16.000	27724.8	-0.034	-4.127	2.749
18	17.000	27724.8	-0.026	-1.908	1.734
19	18.000	27724.8	-0.017	-0.563	1.005
20	19.000	92416.0	-0.008	0.094	0.170
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.241

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	38.284	―――――
地中部最大曲げモーメント	-73.923	5.273
1/2最大曲げモーメント	-36.962	10.752
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	6.327

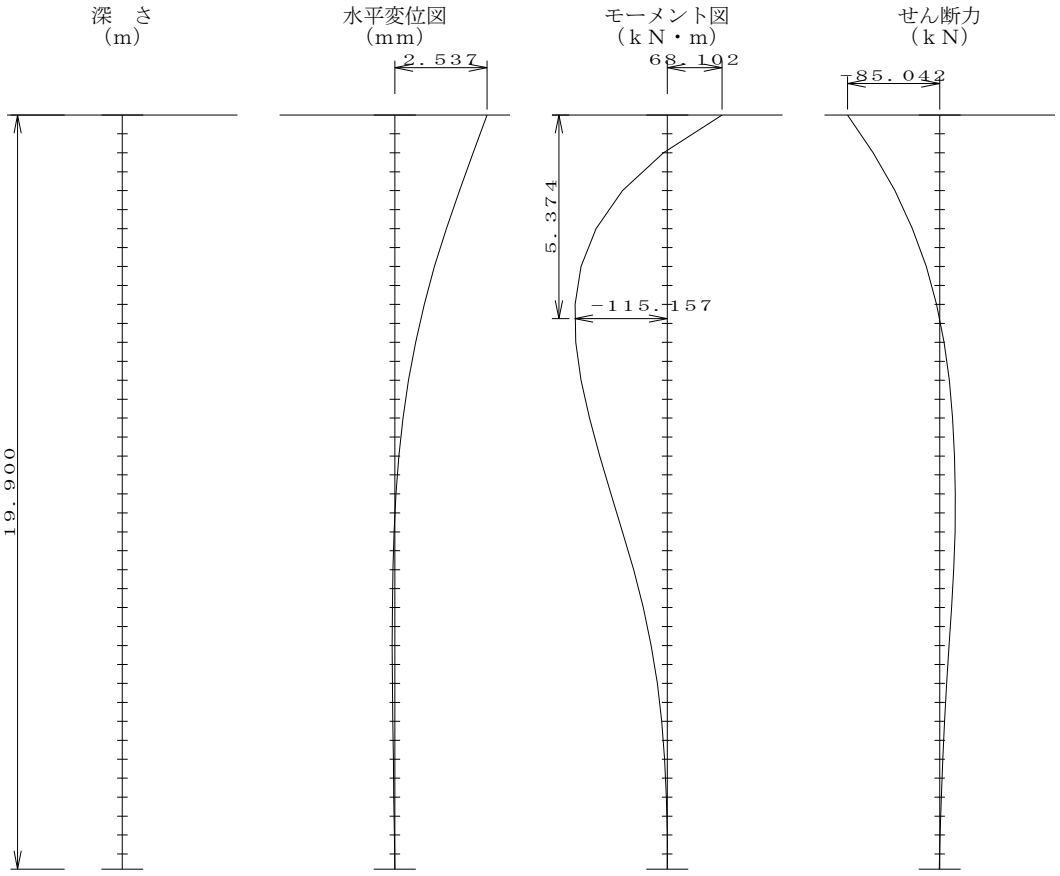

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
1.604
モーメント図
(kN・m)
38.284
−73.923
5.273
せん断力
(kN)
−52.938
19.900

2) ⑧D+WS+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	2.537	68.102	-85.042
2	1.000	8449.5	2.155	-4.718	-61.245
3	2.000	8449.5	1.775	-55.683	-41.328
4	3.000	8449.5	1.417	-88.629	-25.171
5	4.000	8449.5	1.092	-107.183	-12.486
6	5.000	8449.5	0.809	-114.630	-2.884
7	6.000	8449.5	0.571	-113.832	4.078
8	7.000	8449.5	0.378	-107.202	8.855
9	8.000	8449.5	0.227	-96.703	11.887
10	9.000	8449.5	0.113	-83.874	13.580
11	10.000	8449.5	0.033	-69.869	14.294
12	11.000	27724.8	-0.020	-55.525	14.230
13	12.000	27724.8	-0.052	-41.834	12.980
14	13.000	27724.8	-0.066	-29.814	10.978
15	14.000	27724.8	-0.069	-19.969	8.695
16	15.000	27724.8	-0.064	-12.409	6.454
17	16.000	27724.8	-0.054	-6.976	4.468
18	17.000	27724.8	-0.042	-3.346	2.863
19	18.000	27724.8	-0.028	-1.100	1.706
20	19.000	92416.0	-0.013	0.052	0.378
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.276

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	68.102	――――
地中部最大曲げモーメント	-115.157	5.374
1/2最大曲げモーメント	-57.578	10.857
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	6.449

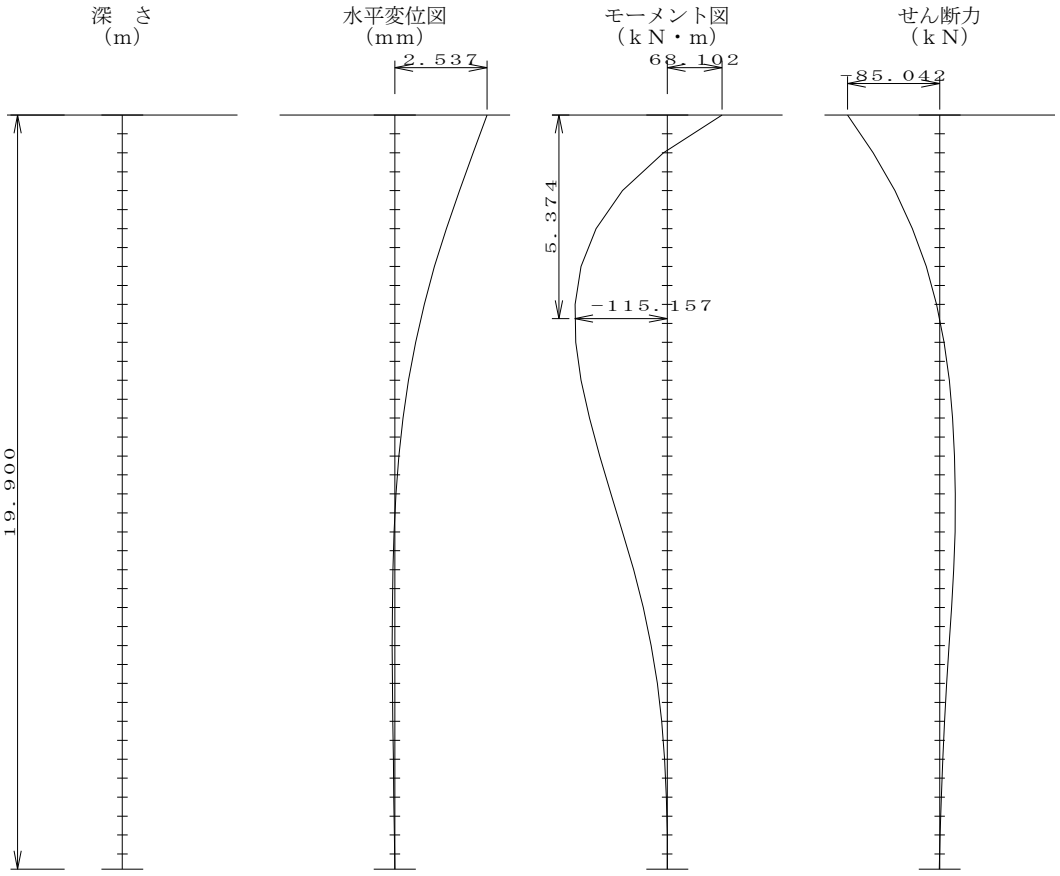

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
2.537
モーメント図
(kN・m)
68.102
5.374
−115.157
せん断力
(kN)
−85.042
19.900

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	2.537	68.102	-85.042
2	1.000	8449.5	2.155	-4.718	-61.245
3	2.000	8449.5	1.775	-55.683	-41.328
4	3.000	8449.5	1.417	-88.629	-25.171
5	4.000	8449.5	1.092	-107.183	-12.486
6	5.000	8449.5	0.809	-114.630	-2.884
7	6.000	8449.5	0.571	-113.832	4.078
8	7.000	8449.5	0.378	-107.202	8.855
9	8.000	8449.5	0.227	-96.703	11.887
10	9.000	8449.5	0.113	-83.874	13.580
11	10.000	8449.5	0.033	-69.869	14.294
12	11.000	27724.8	-0.020	-55.525	14.230
13	12.000	27724.8	-0.052	-41.834	12.980
14	13.000	27724.8	-0.066	-29.814	10.978
15	14.000	27724.8	-0.069	-19.969	8.695
16	15.000	27724.8	-0.064	-12.409	6.454
17	16.000	27724.8	-0.054	-6.976	4.468
18	17.000	27724.8	-0.042	-3.346	2.863
19	18.000	27724.8	-0.028	-1.100	1.706
20	19.000	92416.0	-0.013	0.052	0.378
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	-0.276

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	68.102	――――
地中部最大曲げモーメント	-115.157	5.374
1/2最大曲げモーメント	-57.578	10.857
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	6.449

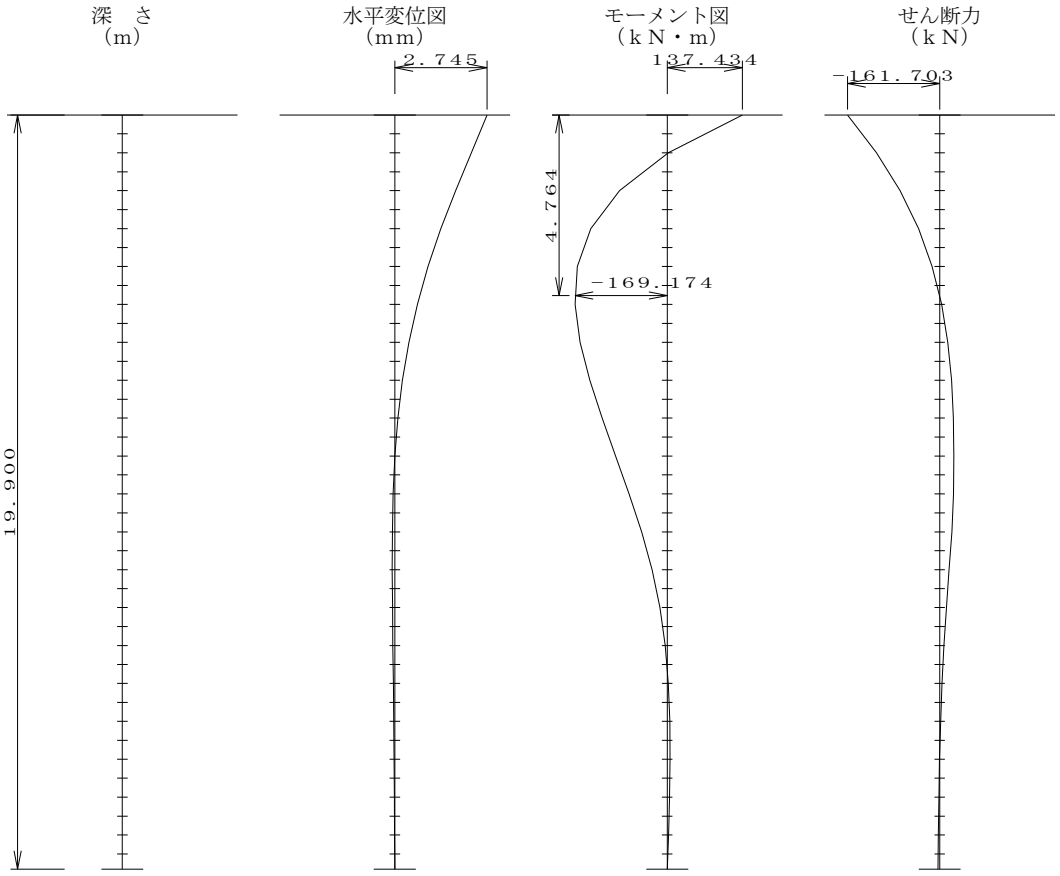

深　さ
(m)
水平変位図
(mm)
2.537
モーメント図
(kN・m)
68.102
5.374
−115.157
せん断力
(kN)
−85.042
19.900

3) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	2.745	137.434	-161.703
2	1.000	16898.9	2.278	2.010	-110.727
3	2.000	16898.9	1.808	-87.223	-69.328
4	3.000	16898.9	1.372	-139.730	-37.164
5	4.000	16898.9	0.989	-164.331	-13.332
6	5.000	16898.9	0.670	-168.768	3.381
7	6.000	16898.9	0.417	-159.500	14.300
8	7.000	16898.9	0.227	-141.662	20.734
9	8.000	16898.9	0.092	-119.125	23.884
10	9.000	16898.9	0.004	-94.641	24.787
11	10.000	16898.9	-0.047	-70.013	24.296
12	11.000	55449.6	-0.070	-46.667	21.532
13	12.000	55449.6	-0.075	-27.573	16.603
14	13.000	55449.6	-0.069	-13.432	11.748
15	14.000	55449.6	-0.058	-3.870	7.503
16	15.000	55449.6	-0.045	1.856	4.095
17	16.000	55449.6	-0.032	4.608	1.549
18	17.000	55449.6	-0.021	5.214	-0.219
19	18.000	55449.6	-0.013	4.387	-1.337
20	19.000	184831.9	-0.006	2.565	-2.487
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-3.029

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	137.434	―――――
地中部最大曲げモーメント	-169.174	4.764
1/2最大曲げモーメント	-84.587	9.406
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	5.717

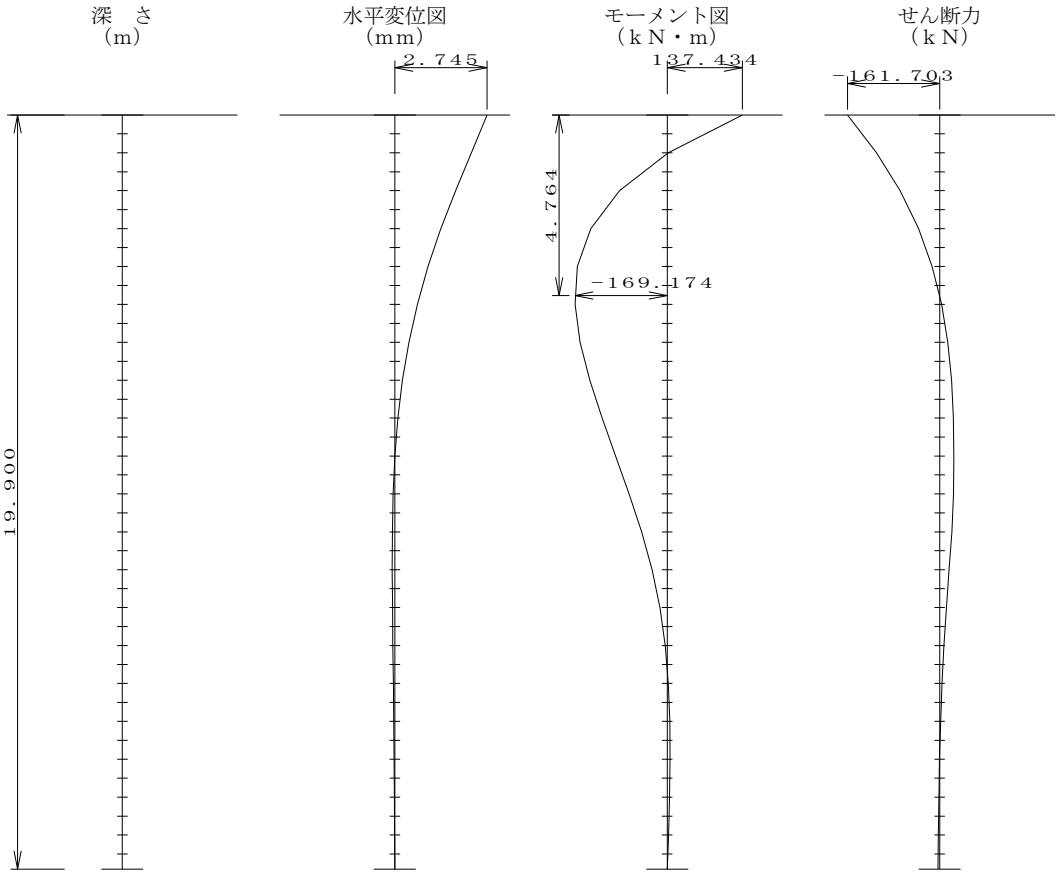

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
2．745
モーメント図
（ｋＮ・m）
137．434
せん断力
（ｋＮ）
−161．703
19．900
4．764
−169．174

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	2.745	137.434	-161.703
2	1.000	16898.9	2.278	2.010	-110.727
3	2.000	16898.9	1.808	-87.223	-69.328
4	3.000	16898.9	1.372	-139.730	-37.164
5	4.000	16898.9	0.989	-164.331	-13.332
6	5.000	16898.9	0.670	-168.768	3.381
7	6.000	16898.9	0.417	-159.500	14.300
8	7.000	16898.9	0.227	-141.662	20.734
9	8.000	16898.9	0.092	-119.125	23.884
10	9.000	16898.9	0.004	-94.641	24.787
11	10.000	16898.9	-0.047	-70.013	24.296
12	11.000	55449.6	-0.070	-46.667	21.532
13	12.000	55449.6	-0.075	-27.573	16.603
14	13.000	55449.6	-0.069	-13.432	11.748
15	14.000	55449.6	-0.058	-3.870	7.503
16	15.000	55449.6	-0.045	1.856	4.095
17	16.000	55449.6	-0.032	4.608	1.549
18	17.000	55449.6	-0.021	5.214	-0.219
19	18.000	55449.6	-0.013	4.387	-1.337
20	19.000	184831.9	-0.006	2.565	-2.487
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-3.029

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	137.434	――――
地中部最大曲げモーメント	-169.174	4.764
1/2最大曲げモーメント	-84.587	9.406
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	5.717

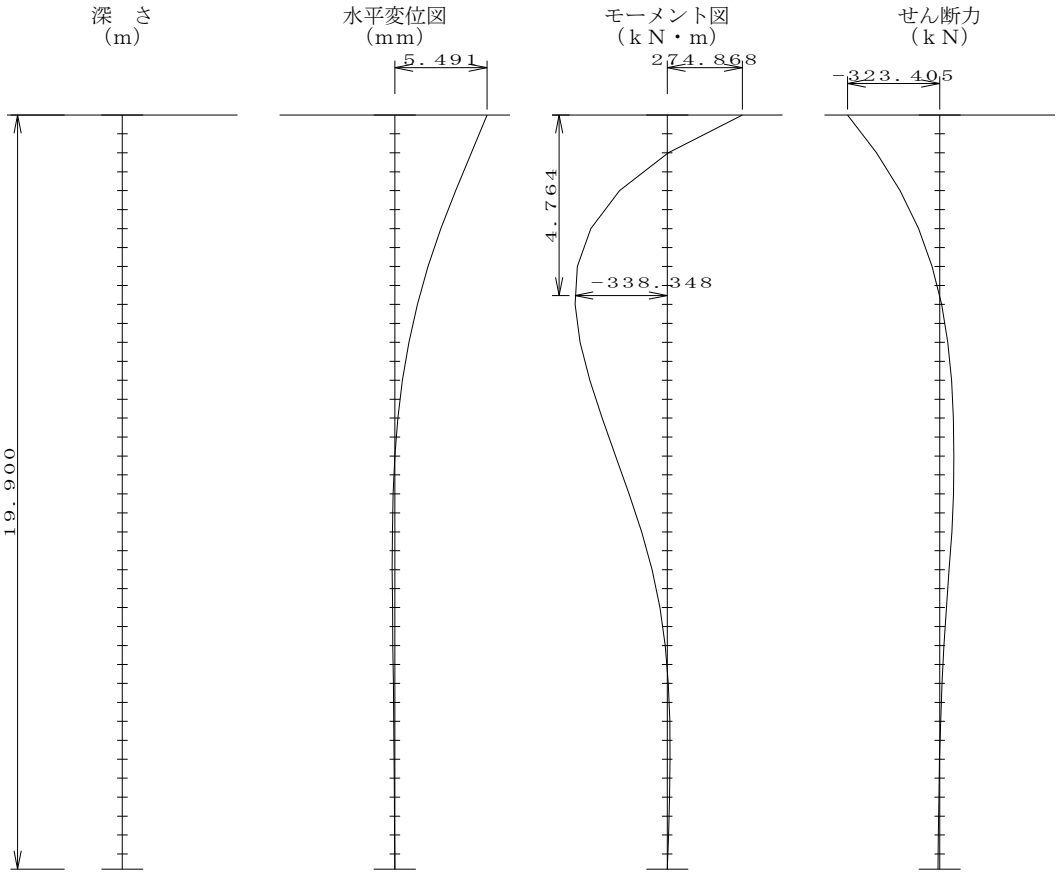

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
2．745
モーメント図
（ｋＮ・m）
137．434
せん断力
（ｋＮ）
−161．703
19．900
4．764
−169．174

4) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ（変動作用支配状況）
(1 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	5.491	274.868	-323.405
2	1.000	16898.9	4.556	4.021	-221.455
3	2.000	16898.9	3.616	-174.445	-138.656
4	3.000	16898.9	2.743	-279.460	-74.328
5	4.000	16898.9	1.978	-328.662	-26.663
6	5.000	16898.9	1.341	-337.536	6.761
7	6.000	16898.9	0.835	-319.001	28.600
8	7.000	16898.9	0.454	-283.323	41.469
9	8.000	16898.9	0.184	-238.250	47.767
10	9.000	16898.9	0.008	-189.281	49.574
11	10.000	16898.9	-0.094	-140.026	48.593
12	11.000	55449.6	-0.141	-93.334	43.063
13	12.000	55449.6	-0.151	-55.147	33.206
14	13.000	55449.6	-0.139	-26.864	23.496
15	14.000	55449.6	-0.116	-7.741	15.007
16	15.000	55449.6	-0.089	3.712	8.190
17	16.000	55449.6	-0.064	9.217	3.098
18	17.000	55449.6	-0.043	10.428	-0.437
19	18.000	55449.6	-0.025	8.775	-2.674
20	19.000	184831.9	-0.011	5.129	-4.974
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-6.059

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	274.868	―――――
地中部最大曲げモーメント	-338.348	4.764
1/2最大曲げモーメント	-169.174	9.406
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	―――――	5.717

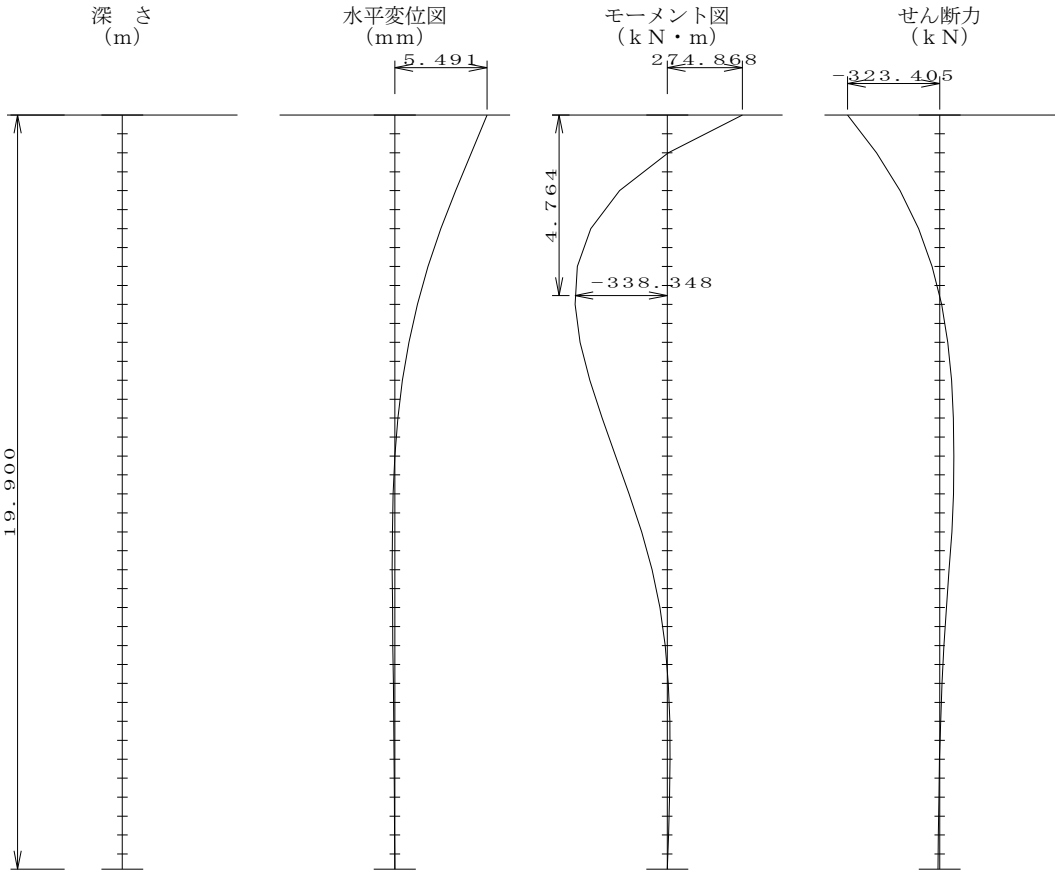

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
5.491
モーメント図
（kN・m）
274.868
−323.405
4.764
−338.348
19.900

(3 列目)

No	深 度 (m)	ば ね (kN/m³)	変 位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	5.491	274.868	-323.405
2	1.000	16898.9	4.556	4.021	-221.455
3	2.000	16898.9	3.616	-174.445	-138.656
4	3.000	16898.9	2.743	-279.460	-74.328
5	4.000	16898.9	1.978	-328.662	-26.663
6	5.000	16898.9	1.341	-337.536	6.761
7	6.000	16898.9	0.835	-319.001	28.600
8	7.000	16898.9	0.454	-283.323	41.469
9	8.000	16898.9	0.184	-238.250	47.767
10	9.000	16898.9	0.008	-189.281	49.574
11	10.000	16898.9	-0.094	-140.026	48.593
12	11.000	55449.6	-0.141	-93.334	43.063
13	12.000	55449.6	-0.151	-55.147	33.206
14	13.000	55449.6	-0.139	-26.864	23.496
15	14.000	55449.6	-0.116	-7.741	15.007
16	15.000	55449.6	-0.089	3.712	8.190
17	16.000	55449.6	-0.064	9.217	3.098
18	17.000	55449.6	-0.043	10.428	-0.437
19	18.000	55449.6	-0.025	8.775	-2.674
20	19.000	184831.9	-0.011	5.129	-4.974
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-6.059

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	274.868	――――
地中部最大曲げモーメント	-338.348	4.764
1/2最大曲げモーメント	-169.174	9.406
地中部最大曲げモーメントの深さに1.2を乗じた深さ	――――	5.717

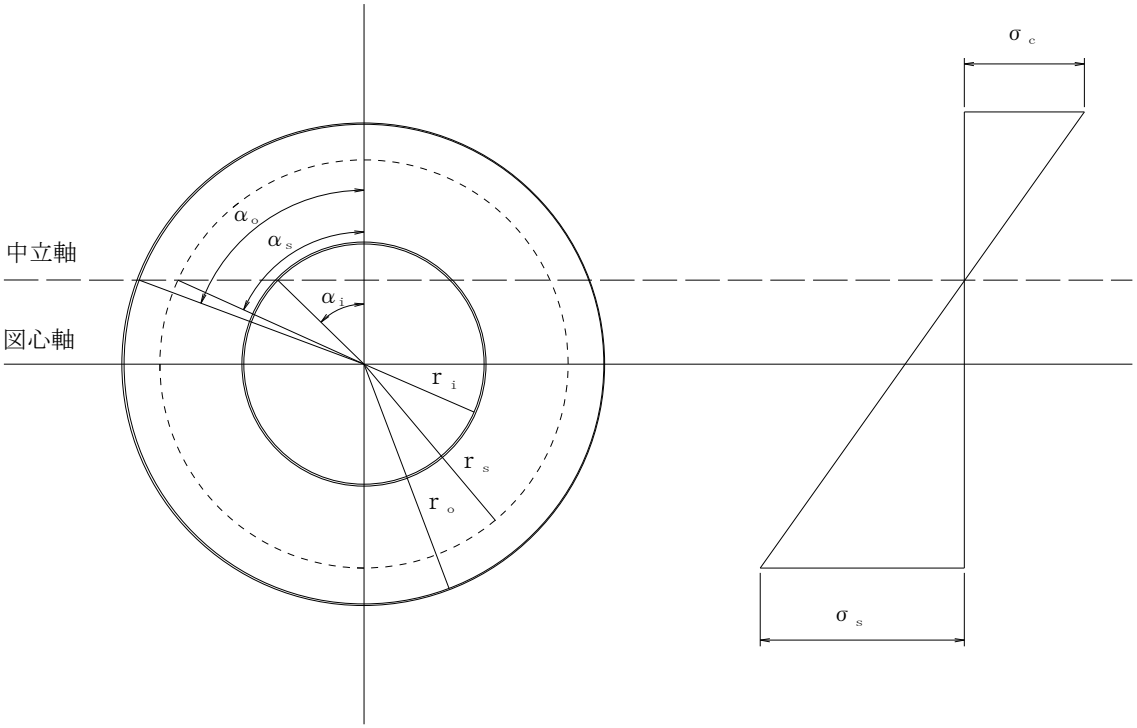

深　さ
（m）
水平変位図
（mm）
5.491
モーメント図
（kN・m）
274.868
−323.405
4.764
−338.348
19.900

14-6 部材の強度に関する照査

14-6-1 計算式

(1) 耐久性能の照査

1) コンクリートに生じる軸方向圧縮応力度及び軸方向鉄筋に生じる応力度



① 偏心圧縮力を心内に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{Z_i}$$

$$\sigma_c' = \frac{N}{A_i} - \frac{M}{Z_i}$$

② 偏心圧縮力を心外に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{G_i} \cdot r_0 \cdot (1 - \cos\alpha_0)$$

$$\sigma_s = \frac{r_s/r_0 + \cos\alpha_0}{1 - \cos\alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_s' = \frac{r_s/r_0 - \cos\alpha_0}{1 - \cos\alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

ここに、

σ_c ：コンクリートの圧縮応力度（N/mm^2）
$\sigma_{c'}$ ：コンクリートの引張応力度（N/mm^2）
σ_s ：鉄筋の引張応力度（N/mm^2）
$\sigma_{s'}$ ：鉄筋の圧縮応力度（N/mm^2）
N ：部材断面に生じる軸力（N）
M ：部材断面に生じる曲げモーメント（N・mm）
e ：偏心（mm）
A_i ：部材断面積（= 1.1310×10^6 mm^2）
G_i ：部材の断面一次モーメント（mm^3）
Z_i ：部材の断面係数（= 1.6965×10^8 mm^3）
r_0 ：部材の外径（mm）
r_i ：部材の内径（mm）
r_s ：部材中心から鉄筋までの半径（mm）
n ：ヤング係数比（ n = 15 ）
α_0 ：中立軸位置における半角（rad）

2）せん断補強鉄筋に生じる応力度

$$\sigma_s = 1.15 S_s \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度（N/mm^2）
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(N)であり、0を下回るときには0とする。
S ：部材断面に生じるせん断力（N）
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（N）

$$S_{cd} = \Phi_{uc}\left(\tau_r \cdot b_w \cdot d + \frac{1}{k} S \frac{M_0}{M_d}\right)$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d/k$ 及び $M_0/M_d \leqq 1.0$ の範囲とする。

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm^2）

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350\times1.041\times1.431\times1.00\times1.00 = 0.522 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm^2）
b_w ：部材断面のウェブ厚（= 1063.5 mm）
d ：部材断面の有効高（= 927.9 mm）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数（= 1.041）
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数（= 1.431）
p_t ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比

$$p_t = \left(\frac{A_s/2}{b_w \cdot d}\right) \times 100 = \left(\frac{17472.4/2}{1063.5\times927.9}\right) \times 100 = 0.885 \text{ (\%)}$$

A_s ：軸方向鉄筋量（= 17472.4 mm^2）
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数（= 1.0）
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数（= 1.0）
k ：補正係数で1.3とする
M_d ：部材断面に生じる曲げモーメント（N・mm）で杭頭における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値M_{yd}を用いる。
M_0 ：軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント（N・mm）

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

I_c ：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（= 1.0179×10^{11} mm^4）
A_c ：部材断面積（= 1.1310×10^6 mm^2）
y ：部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離（= 600.0 mm）
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度（= 1.200 N/mm^2）
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積（573.0 mm^2）
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（= 150.0 mm）
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度（= 90° ）

(2) 耐荷性能の照査

1) 軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態1

部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した次式に定める制限値を超えない。

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、
M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
M_{yc} ：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）で$M_{yc}(S)$と$M_{yc}(C)$の小さい方とする。
$M_{yc}(S)$：鉄筋の引張応力度が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント（kN・m）
$M_{yc}(C)$：コンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の2/3に達するときの抵抗曲げモーメント（kN・m）

調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	Φ_y
ⅰ） ⅱ）及びⅲ）以外の作用の組合せを考慮する場合	下表による	0.85
ⅱ） 3.5(2) 3)で⑩を考慮する場合		1.00
ⅲ） 3.5(2) 3)で⑪を考慮する場合		

調査・解析係数ξ_1

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N値が5以上の砂質土	0.85	
	N値が5以上の粘性土	0.80	
	N値が5未満	0.75	

部材断面の降伏曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントとし、ⅰ）からⅳ）の規定に基づき算出する。
ⅰ） 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
ⅱ） コンクリートの引張強度は無視する。
ⅲ） コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、圧縮応力度がコンクリートの設計基準強度の2/3以下となる範囲で、Ⅲ編 図-5.5.1 に示したものを用いる。このとき、コンクリートの終局ひずみは、設計基準強度が50N/mm²以下のコンクリートに対して0.0035とする。
ⅳ） 鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、Ⅲ編 図-5.5.2に示したものを用いる。

2) 軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態3

部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した次式に定める制限値を超えない。

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、
M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m）

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
ⅰ） ⅱ）及びⅲ）以外の作用の組合せを考慮する場合	下表による	0.90	0.80
ⅱ） 3.5(2) 3)で⑩を考慮する場合			1.00
ⅲ） 3.5(2) 3)で⑪を考慮する場合			

調査・解析係数 ξ_1

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N値が5以上の砂質土	0.85	
	N値が5以上の粘性土	0.80	
	N値が5未満	0.75	

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで、抵抗曲げモーメントは、ⅰ)からⅳ)の規定に基づき算出する。

ⅰ) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。

ⅱ) コンクリートの引張強度は無視する。

ⅲ) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、Ⅲ編 図-5.8.1 に示したものを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、下表の値を用いる。

ⅳ) 鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、Ⅲ編 図-5.8.2 に示したものを用いる。

コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm²)	$\sigma_{ck} \leqq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leqq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035から0.0025の間を線形補間	0.0025

3) せん断力を受ける部材等の強度に関する限界状態1 及び限界状態3

a) 斜引張破壊に対する照査

部材断面に生じるせん断力が、次式に定める制限値を超えない。

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (N)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d + S \cdot \frac{M_0}{M_d}$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d$ 及び $M_0/M_d \leqq 1.0$ の範囲とする。

k ：補正係数で1.3とする

b_w ：部材断面のウェブ厚 (= 1063.5 mm)

d ：部材断面の有効高 (= 927.9 mm)

S ：部材断面に生じるせん断力 (N)

M_d ：部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm)で杭頭における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値M_{yd}を用いる。

M_0 ：軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

N ：部材断面に生じる軸方向力 (N)

I_c ：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (= 1.0179×10^{11} mm⁴)

A_c ：部材断面積 (= 1.1310×10^6 mm²)

y ：部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離 (= 600.0 mm)

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350 \times 1.041 \times 1.431 \times 1.00 \times 1.00 = 0.522 \ (\mathrm{N/mm^2})$$

τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (= 0.350 N/mm²)

τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.200 N/mm²)

c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数 (= 1.041)

c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数 (= 1.431)

p_t ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比

$$p_t = \left(\frac{A_s/2}{b_w \cdot d} \right) \times 100 = \left(\frac{17472.4/2}{1063.5 \times 927.9} \right) \times 100 = 0.885 \ (\%)$$

A_s ：軸方向鉄筋量 (= 17472.4 mm²)

c_{dc}　：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数（= 1.0）
c_c　：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数（= 1.0）
Φ_{uc}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_s　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（N）

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \right)$$

$$= 1.00 \times 1.3 \times \left(\frac{573.0 \times 345.0 \times 927.9 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right)$$

$$= 1382349 \ (\mathrm{N})$$

c_{ds}　：せん断補強筋が負担するせん断力の低減係数（= 1.0）
A_w　：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積（= 573.0 mm²）
σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値（= 345.0 N/mm²）
a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（= 150.0 mm）
θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}、Φ_{us}
i） ii）及びiii）以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii） 3.5(2) 3)で⑩を考慮する場合			0.95
iii） 3.5(2) 3)で⑪を考慮する場合	1.00		

b） ウェブコンクリートの圧壊に対する照査
部材断面に生じるせん断力が、次式に定める制限値を超えない。

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、
S_{ucd}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（N）
ξ_1　：調査・解析係数
$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$　：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
S_{ucw}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（N）

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.200 \times 1063.5 \times 927.9 = 3157672 \ (\mathrm{N})$$

τ_{rmax}　：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.200 N/mm²）
b_w　：部材断面のウェブ厚（= 1063.5 mm）
d　：部材断面の有効高（= 927.9 mm）

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2\Phi_{ucw}$
i） ii）及びiii）以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii） 3.5(2) 3)で⑩を考慮する場合	（標準値）	1.00
iii） 3.5(2) 3)で⑪を考慮する場合	1.00	

c） コンクリートの平均せん断応力度に対する照査
次式により算出されるコンクリートの平均せん断応力度が、せん断応力度の制限値を超えない。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、
τ_m　：平均せん断応力度（N/mm²）
S　：部材断面に生じるせん断力（N）
b　：部材断面幅（= 1063.5 mm）
d　：部材断面の有効高（= 927.9 mm）

14-6-2 耐久性能の照査

(1) コンクリート及び軸方向鉄筋に対する照査

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力		コンクリート		軸方向鉄筋		判定
			M (kN・m)	N (kN)	σ_c (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.19	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.19	8.00	―――	160.00	OK

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力		コンクリート		軸方向鉄筋		判定
			M (kN・m)	N (kN)	σ_c (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.19	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.19	8.00	―――	160.00	OK

(2) せん断補強鉄筋に対する照査

1) 部材断面に生じる曲げモーメントM_d

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	N (kN)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m)	M_{yc}(C) (kN・m)	M_d(=M_{yd}) (kN・m)
1	疲労　浮力無視	1	1660.94	0.90	0.85	2307.01	2008.07	1536.17
		3	1660.94	0.90	0.85	2307.01	2008.07	1536.17

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	N (kN)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m)	M_{yc}(C) (kN・m)	M_d(=M_{yd}) (kN・m)
1	疲労　浮力無視	1	1660.94	0.90	0.85	2307.01	2008.07	1536.17
		3	1660.94	0.90	0.85	2307.01	2008.07	1536.17

2) コンクリートが負担するせん断力S_{cd}

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_{cd} 計算値 (kN)	S_{cd} 最大値 (kN)	S_{cd} 採用値 (kN)
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	249.14	1536.17	334.53	592.06	334.53
		3	0.00	1660.94	249.14	1536.17	334.53	592.06	334.53

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_{cd} 計算値 (kN)	S_{cd} 最大値 (kN)	S_{cd} 採用値 (kN)
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	249.14	1536.17	334.53	592.06	334.53
		3	0.00	1660.94	249.14	1536.17	334.53	592.06	334.53

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度σ_s

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	334.53	0.00	0.00	160.00	OK
		3	0.00	334.53	0.00	0.00	160.00	OK

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	334.53	0.00	0.00	160.00	OK
		3	0.00	334.53	0.00	0.00	160.00	OK

14-6-3 耐荷性能の照査

(1) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m)	M_{yc}(C) (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	86.38	967.51	0.90	0.85	2092.44	1987.49	1520.43	OK
			負曲げ	-112.37	967.51	0.90	0.85	2092.44	1987.49	1520.43	OK
		3	正曲げ	86.38	2040.45	0.90	0.85	2420.81	2021.74	1546.63	OK
			負曲げ	-112.37	2040.45	0.90	0.85	2420.81	2021.74	1546.63	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	64.78	1391.91	0.90	0.85	2224.79	1999.34	1529.50	OK
			負曲げ	-84.28	1391.91	0.90	0.85	2224.79	1999.34	1529.50	OK
		3	正曲げ	64.78	2196.61	0.90	0.85	2466.90	2027.75	1551.23	OK
			負曲げ	-84.28	2196.61	0.90	0.85	2466.90	2027.75	1551.23	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	186.06	405.18	0.90	0.85	1912.03	1968.02	1462.71	OK
			負曲げ	-270.75	405.18	0.90	0.85	1912.03	1968.02	1462.71	OK
		3	正曲げ	186.06	2602.78	0.90	0.85	2584.76	2044.25	1563.85	OK
			負曲げ	-270.75	2602.78	0.90	0.85	2584.76	2044.25	1563.85	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	345.56	-186.57	0.90	1.00	1715.87	1902.01	1544.28	OK
			負曲げ	-423.14	-186.57	0.90	1.00	1715.87	1902.01	1544.28	OK
		3	正曲げ	345.56	3194.53	0.90	1.00	2751.27	2069.65	1862.68	OK
			負曲げ	-423.14	3194.53	0.90	1.00	2751.27	2069.65	1862.68	OK

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m)	M_{yc}(C) (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	2259.20	2002.87	1532.20	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	2351.88	2013.24	1540.13	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	38.28	1432.02	0.90	0.85	2237.13	2000.59	1530.45	OK
			負曲げ	-73.92	1432.02	0.90	0.85	2237.13	2000.59	1530.45	OK
		3	正曲げ	38.28	2156.50	0.90	0.85	2455.10	2026.19	1550.03	OK
			負曲げ	-73.92	2156.50	0.90	0.85	2455.10	2026.19	1550.03	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	68.10	943.51	0.90	0.85	2084.86	1986.90	1519.98	OK
			負曲げ	-115.16	943.51	0.90	0.85	2084.86	1986.90	1519.98	OK
		3	正曲げ	68.10	2064.46	0.90	0.85	2427.92	2022.65	1547.32	OK
			負曲げ	-115.16	2064.46	0.90	0.85	2427.92	2022.65	1547.32	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	137.43	827.71	0.90	0.85	2048.13	1984.15	1517.88	OK
			負曲げ	-169.17	827.71	0.90	0.85	2048.13	1984.15	1517.88	OK
		3	正曲げ	137.43	2180.26	0.90	0.85	2462.09	2027.11	1550.74	OK
			負曲げ	-169.17	2180.26	0.90	0.85	2462.09	2027.11	1550.74	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	274.87	151.44	0.90	1.00	1828.72	1945.11	1645.85	OK
			負曲げ	-338.35	151.44	0.90	1.00	1828.72	1945.11	1645.85	OK
		3	正曲げ	274.87	2856.53	0.90	1.00	2656.91	2055.01	1849.51	OK
			負曲げ	-338.35	2856.53	0.90	1.00	2656.91	2055.01	1849.51	OK

(2) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態3

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	86.38	967.51	0.90	0.90	0.80	2853.18	1848.86	OK
			負曲げ	-112.37	967.51	0.90	0.90	0.80	2853.18	1848.86	OK
		3	正曲げ	86.38	2040.45	0.90	0.90	0.80	3174.31	2056.95	OK
			負曲げ	-112.37	2040.45	0.90	0.90	0.80	3174.31	2056.95	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	64.78	1391.91	0.90	0.90	0.80	2984.01	1933.64	OK
			負曲げ	-84.28	1391.91	0.90	0.90	0.80	2984.01	1933.64	OK
		3	正曲げ	64.78	2196.61	0.90	0.90	0.80	3213.43	2082.30	OK
			負曲げ	-84.28	2196.61	0.90	0.90	0.80	3213.43	2082.30	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	186.06	405.18	0.90	0.90	0.80	2674.61	1733.15	OK
			負曲げ	-270.75	405.18	0.90	0.90	0.80	2674.61	1733.15	OK
		3	正曲げ	186.06	2602.78	0.90	0.90	0.80	3313.86	2147.38	OK
			負曲げ	-270.75	2602.78	0.90	0.90	0.80	3313.86	2147.38	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	345.56	-186.57	0.90	0.90	1.00	2482.12	2010.52	OK
			負曲げ	-423.14	-186.57	0.90	0.90	1.00	2482.12	2010.52	OK
		3	正曲げ	345.56	3194.53	0.90	0.90	1.00	3456.31	2799.61	OK
			負曲げ	-423.14	3194.53	0.90	0.90	1.00	3456.31	2799.61	OK

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	3018.09	1955.72	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	3109.48	2014.94	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	38.28	1432.02	0.90	0.90	0.80	2996.23	1941.56	OK
			負曲げ	-73.92	1432.02	0.90	0.90	0.80	2996.23	1941.56	OK
		3	正曲げ	38.28	2156.50	0.90	0.90	0.80	3203.40	2075.81	OK
			負曲げ	-73.92	2156.50	0.90	0.90	0.80	3203.40	2075.81	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	68.10	943.51	0.90	0.90	0.80	2845.70	1844.02	OK
			負曲げ	-115.16	943.51	0.90	0.90	0.80	2845.70	1844.02	OK
		3	正曲げ	68.10	2064.46	0.90	0.90	0.80	3180.34	2060.86	OK
			負曲げ	-115.16	2064.46	0.90	0.90	0.80	3180.34	2060.86	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	137.43	827.71	0.90	0.90	0.80	2809.51	1820.56	OK
			負曲げ	-169.17	827.71	0.90	0.90	0.80	2809.51	1820.56	OK
		3	正曲げ	137.43	2180.26	0.90	0.90	0.80	3209.34	2079.65	OK
			負曲げ	-169.17	2180.26	0.90	0.90	0.80	3209.34	2079.65	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	274.87	151.44	0.90	0.90	1.00	2592.49	2099.92	OK
			負曲げ	-338.35	151.44	0.90	0.90	1.00	2592.49	2099.92	OK
		3	正曲げ	274.87	2856.53	0.90	0.90	1.00	3375.55	2734.19	OK
			負曲げ	-338.35	2856.53	0.90	0.90	1.00	3375.55	2734.19	OK

(3) せん断力に対する限界状態1 及び限界状態3

1) 斜引張破壊に対する照査

1-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_c 計算値 (kN)	S_c 最大値 (kN)	S_c 採用値 (kN)
1	①D+TF(D)	1	0.00	1503.98	225.60	1532.20	669.06	1184.12	669.06
		3	0.00	1503.98	225.60	1532.20	669.06	1184.12	669.06
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	1809.54	271.43	1540.13	669.06	1184.12	669.06
		3	0.00	1809.54	271.43	1540.13	669.06	1184.12	669.06
3	③D+TH+TF(D)	1	88.89	967.51	145.13	1520.43	677.55	1184.12	677.55
		3	88.89	2040.45	306.07	1546.63	686.65	1184.12	686.65
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	66.67	1391.91	208.79	1529.50	678.16	1184.12	678.16
		3	66.67	2196.61	329.49	1551.23	683.22	1184.12	683.22
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	246.98	405.18	60.78	1462.71	679.33	1184.12	679.33
		3	246.98	2602.78	390.42	1563.85	730.72	1184.12	730.72
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	405.07	-186.57	-27.99	1544.28	669.06	1184.12	669.06
		3	405.07	3194.53	479.18	1862.68	773.27	1184.12	773.27

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_c 計算値 (kN)	S_c 最大値 (kN)	S_c 採用値 (kN)
1	①D+TF(D)	1	0.00	1503.98	225.60	1532.20	669.06	1184.12	669.06
		3	0.00	1503.98	225.60	1532.20	669.06	1184.12	669.06
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	1809.54	271.43	1540.13	669.06	1184.12	669.06
		3	0.00	1809.54	271.43	1540.13	669.06	1184.12	669.06
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	52.94	1432.02	214.80	1530.45	676.49	1184.12	676.49
		3	52.94	2156.50	323.47	1550.03	680.11	1184.12	680.11
4	⑧D+WS+TF(D)	1	85.04	943.51	141.53	1519.98	676.98	1184.12	676.98
		3	85.04	2064.46	309.67	1547.32	686.08	1184.12	686.08
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	161.70	827.71	124.16	1517.88	682.29	1184.12	682.29
		3	161.70	2180.26	327.04	1550.74	703.17	1184.12	703.17
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	323.41	151.44	22.72	1645.85	673.53	1184.12	673.53
		3	323.41	2856.53	428.48	1849.51	743.99	1184.12	743.99

1-2) 斜引張破壊に対する照査

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
1	①D+TF(D)	1	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
		3	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
		3	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	88.89	0.90	0.85	0.65	677.55	0.65	1382.35	1024.28	OK
		3	88.89	0.90	0.85	0.65	686.65	0.65	1382.35	1028.81	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	66.67	0.90	0.85	0.65	678.16	0.65	1382.35	1024.59	OK
		3	66.67	0.90	0.85	0.65	683.22	0.65	1382.35	1027.11	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	246.98	0.90	0.85	0.65	679.33	0.65	1382.35	1025.17	OK
		3	246.98	0.90	0.85	0.65	730.72	0.65	1382.35	1050.72	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	405.07	0.90	0.85	0.95	669.06	0.95	1382.35	1490.86	OK
		3	405.07	0.90	0.85	0.95	773.27	0.95	1382.35	1566.60	OK

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
1	①D+TF(D)	1	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
		3	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
		3	0.00	0.90	0.85	0.65	669.06	0.65	1382.35	1020.06	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	52.94	0.90	0.85	0.65	676.49	0.65	1382.35	1023.76	OK
		3	52.94	0.90	0.85	0.65	680.11	0.65	1382.35	1025.56	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	85.04	0.90	0.85	0.65	676.98	0.65	1382.35	1024.00	OK
		3	85.04	0.90	0.85	0.65	686.08	0.65	1382.35	1028.53	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	161.70	0.90	0.85	0.65	682.29	0.65	1382.35	1026.64	OK
		3	161.70	0.90	0.85	0.65	703.17	0.65	1382.35	1037.02	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	323.41	0.90	0.85	0.95	673.53	0.95	1382.35	1494.11	OK
		3	323.41	0.90	0.85	0.95	743.99	0.95	1382.35	1545.31	OK

2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
1	①D+TF(D)	1	0.00	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	0.00					OK
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	0.00					OK
3	③D+TH+TF(D)	1	88.89	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	88.89					OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	66.67	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	66.67					OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	246.98	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	246.98					OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	405.07	0.90	1.00	3157.67	2841.90	OK
		3	405.07					OK

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
1	①D+TF(D)	1	0.00	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	0.00					OK
2	②D+L+TF(D)	1	0.00	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	0.00					OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	52.94	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	52.94					OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	85.04	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	85.04					OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	161.70	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	161.70					OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	323.41	0.90	1.00	3157.67	2841.90	OK
		3	323.41					OK

3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査(耐荷性能の前提となる応力度の照査)

ⅰ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	作用の区分	杭列番号	せん断力 S (kN)	平均せん断応力度 τ_m (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1	①D+TF(D)	永続作用	1	0.00	0.000	1.700	OK
			3	0.00	0.000	1.700	OK
2	②D+L+TF(D)	変動作用	1	0.00	0.000	2.600	OK
			3	0.00	0.000	2.600	OK
3	③D+TH+TF(D)	変動作用	1	88.89	0.090	2.600	OK
			3	88.89	0.090	2.600	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	変動作用	1	66.67	0.068	2.600	OK
			3	66.67	0.068	2.600	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	変動作用	1	246.98	0.250	2.600	OK
			3	246.98	0.250	2.600	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	変動作用	1	405.07	0.411	2.600	OK
			3	405.07	0.411	2.600	OK

ⅱ) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	作用の区分	杭列番号	せん断力 S (kN)	平均せん断応力度 τ_m (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1	①D+TF(D)	永続作用	1	0.00	0.000	1.700	OK
			3	0.00	0.000	1.700	OK
2	②D+L+TF(D)	変動作用	1	0.00	0.000	2.600	OK
			3	0.00	0.000	2.600	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	変動作用	1	52.94	0.054	2.600	OK
			3	52.94	0.054	2.600	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	変動作用	1	85.04	0.086	2.600	OK
			3	85.04	0.086	2.600	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	変動作用	1	161.70	0.164	2.600	OK
			3	161.70	0.164	2.600	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	変動作用	1	323.41	0.328	2.600	OK
			3	323.41	0.328	2.600	OK

14-7 フーチングの剛体判定

$$k = k_p$$

$$= K_V \frac{n}{L \cdot B} = 492627 \times \frac{9}{8.500 \times 8.500}$$

$$= 61365 \ kN/m^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 61365}{2.50 \times 10^7 \times 2.200^3}}$$

$$= 0.162 \ m^{-1}$$

$$\lambda = \max(l, b) = 3.000 \ m$$

$l \leqq L/2$

$b \leqq B/2$

$\therefore l \leqq b$

以上より、$\beta \cdot \lambda = 0.486 \leqq 1.0$

∴ このフーチングは剛体として取り扱ってよい。

ここに、

k_p ：換算地盤反力係数 (kN/m³)
K_V ：１本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
n ：杭本数
L ：フーチングの幅 (m)
B ：フーチングの奥行 (m)
E ：フーチングのヤング係数 (kN/m²)
h ：フーチングの平均厚さ (m)
λ ：フーチングの換算突出長 (m)

14-8 杭とフーチングの接合部の照査

14-8-1 フーチングへの鉄筋の定着長

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$

$$= \frac{200.00}{4 \times 1.60} \times 32.0 + 10 \times 32.0 = 1320.0 \ (\mathrm{mm})$$

ここに、

L　　：定着長（mm）
σ_{sa} ：鉄筋の引張応力度の基本値（N/mm^2）
τ_{0a} ：コンクリートの付着応力度の基本値（N/mm^2）
ϕ　　：鉄筋径（mm）

※ 定着長は、フーチング下面主鉄筋からの必要長さ

15 杭の断面変化位置計算

15-1 杭の諸元

杭種		場所打ち杭
杭長	L	20.000 (m)
埋込み長	L_a	0.100 (m)
フーチング下面鉄筋かぶり		0.200 (m)

断面性能　主鉄筋

	外径D (mm)	かぶり (mm)	鉄筋径×本数
第1断面	1200.0	160.0	D32 × 22
第2断面	1200.0	160.0	D32 × 11
第3断面	1200.0	160.0	D25 × 11

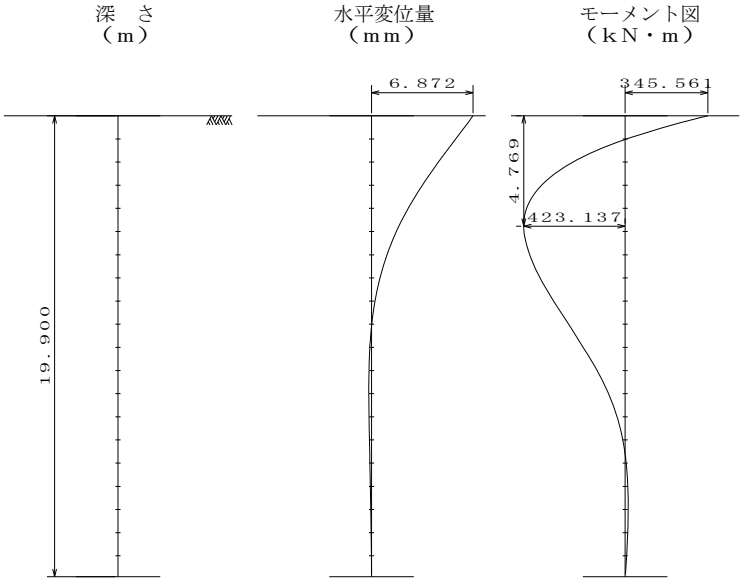
15-2 杭の断面力及び変位の計算

着目荷重ケース：橋軸方向　⑩D+EQ(L1)+TF(D)

(1)外力

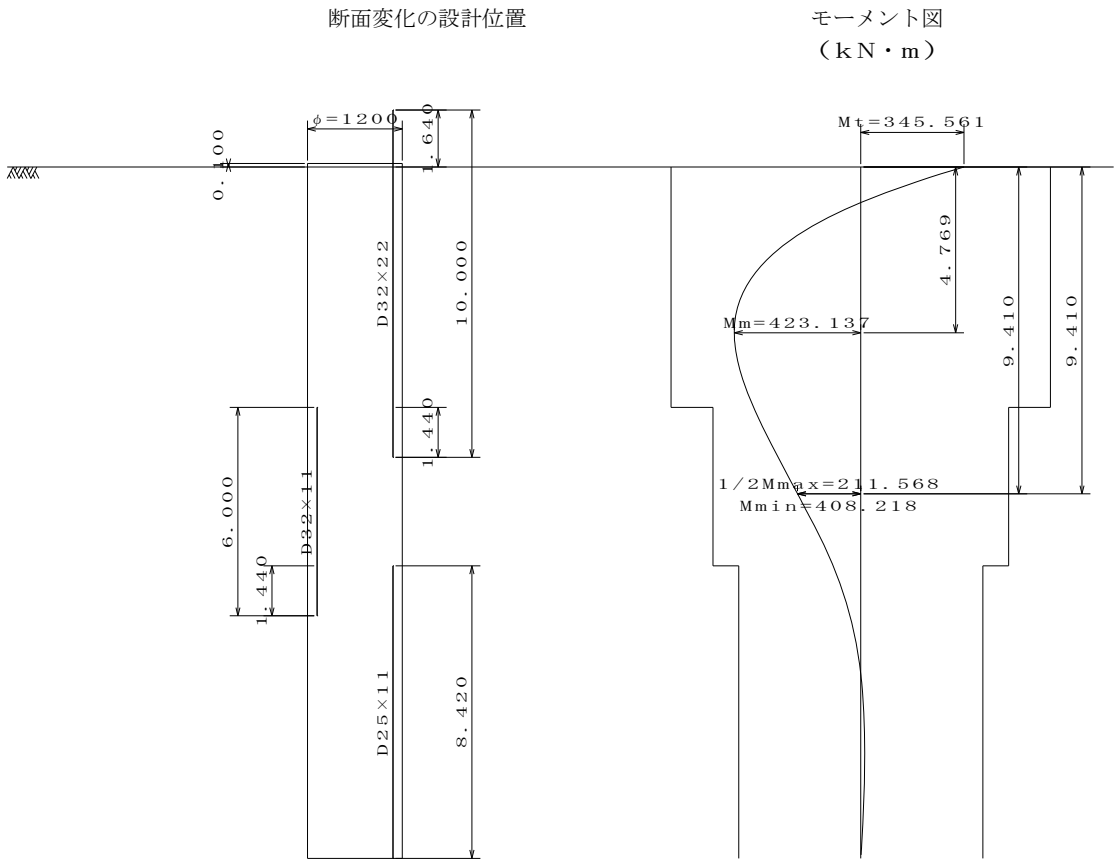
最大軸方向力	N_{max}	3194.53 (kN)
最小軸方向力	N_{min}	-186.57 (kN)
杭頭モーメント	M_t	-345.56 (kN・m)
杭軸直角方向力	H	405.07 (kN)

(2)断面力図



15-3 杭の断面変化位置計算

(1)断面変化位置の決定



(2)鉄筋量の照査

$$A_{min} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times 0.004$$

	使用鉄筋量 A_s (mm^2)	最小鉄筋量 A_{min} (mm^2)
第1断面	17472.40	4523.89
第2断面	8736.20	4523.89
第3断面	5573.70	4523.89

(3)抵抗モーメント

	曲げ方向	設計断面力		限界状態1	限界状態3	抵抗モーメント
		M (kN・m)	N_{max}, N_{min} (kN)	M_{yd} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	M_r (kN・m)
第1断面	正曲げ	345.56	3194.53	1862.68	2799.61	1544.28
			-186.57	1544.28	2010.52	
	負曲げ	-423.14	3194.53	1862.68	2799.61	1544.28
			-186.57	1544.28	2010.52	
第2断面	正曲げ	―――	3194.53	1529.25	2019.52	803.11
			-186.57	803.11	1073.32	
	負曲げ	-358.64	3194.53	1529.25	2019.52	803.11
			-186.57	803.11	1073.32	
第3断面	正曲げ	13.06	3194.53	1352.09	1626.94	408.22
			-186.57	408.22	574.88	
	負曲げ	-92.47	3194.53	1352.09	1626.94	408.22
			-186.57	408.22	574.88	

※第3断面の抵抗モーメントM_rは、最小鉄筋量A_{min}に対する抵抗モーメントです。

15-4 第2断面に対する照査

(1) 耐久性能の照査

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	コンクリート σc (N/mm²)	コンクリート 制限値 (N/mm²)	軸方向鉄筋 σs (N/mm²)	軸方向鉄筋 制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.32	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.32	8.00	―――	160.00	OK

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	コンクリート σc (N/mm²)	コンクリート 制限値 (N/mm²)	軸方向鉄筋 σs (N/mm²)	軸方向鉄筋 制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.32	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.32	8.00	―――	160.00	OK

(2) 耐荷性能の照査

1) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1

ｉ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ1	制限値 Φy	制限値 Myc(S) (kN・m)	制限値 Myc(C) (kN・m)	制限値 Myd (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	967.51	0.90	0.85	1319.64	1426.46	1009.52	―
			負曲げ	-107.13	967.51	0.90	0.85	1319.64	1426.46	1009.52	OK
		3	正曲げ	―――	2040.45	0.90	0.85	1684.25	1574.38	1204.40	―
			負曲げ	-107.13	2040.45	0.90	0.85	1684.25	1574.38	1204.40	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	1391.91	0.90	0.85	1467.41	1503.27	1122.57	―
			負曲げ	-80.35	1391.91	0.90	0.85	1467.41	1503.27	1122.57	OK
		3	正曲げ	―――	2196.61	0.90	0.85	1734.90	1591.06	1217.16	―
			負曲げ	-80.35	2196.61	0.90	0.85	1734.90	1591.06	1217.16	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	―――	405.18	0.90	0.85	1116.27	1297.72	853.95	―
			負曲げ	-225.01	405.18	0.90	0.85	1116.27	1297.72	853.95	OK
		3	正曲げ	―――	2602.78	0.90	0.85	1863.88	1635.10	1250.85	―
			負曲げ	-225.01	2602.78	0.90	0.85	1863.88	1635.10	1250.85	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	―――	-186.57	0.90	1.00	892.34	1136.69	803.11	―
			負曲げ	-358.64	-186.57	0.90	1.00	892.34	1136.69	803.11	OK
		3	正曲げ	―――	3194.53	0.90	1.00	2044.79	1699.17	1529.25	―
			負曲げ	-358.64	3194.53	0.90	1.00	2044.79	1699.17	1529.25	OK

ii) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 Φ_y	制限値 M_{yc}(S) (kN・m)	制限値 M_{yc}(C) (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1505.64	1519.27	1151.81	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1608.26	1550.17	1185.88	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	―――	1432.02	0.90	0.85	1481.13	1510.59	1133.06	―
			負曲げ	-68.69	1432.02	0.90	0.85	1481.13	1510.59	1133.06	OK
		3	正曲げ	―――	2156.50	0.90	0.85	1721.95	1586.75	1213.87	―
			負曲げ	-68.69	2156.50	0.90	0.85	1721.95	1586.75	1213.87	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	―――	943.51	0.90	0.85	1311.14	1422.17	1003.02	―
			負曲げ	-107.89	943.51	0.90	0.85	1311.14	1422.17	1003.02	OK
		3	正曲げ	―――	2064.46	0.90	0.85	1692.08	1576.93	1206.35	―
			負曲げ	-107.89	2064.46	0.90	0.85	1692.08	1576.93	1206.35	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	―――	827.71	0.90	0.85	1269.90	1401.59	971.47	―
			負曲げ	-143.30	827.71	0.90	0.85	1269.90	1401.59	971.47	OK
		3	正曲げ	―――	2180.26	0.90	0.85	1729.63	1589.30	1215.81	―
			負曲げ	-143.30	2180.26	0.90	0.85	1729.63	1589.30	1215.81	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	―――	151.44	0.90	1.00	1021.54	1228.36	919.38	―
			負曲げ	-286.60	151.44	0.90	1.00	1021.54	1228.36	919.38	OK
		3	正曲げ	―――	2856.53	0.90	1.00	1942.47	1662.74	1496.46	―
			負曲げ	-286.60	2856.53	0.90	1.00	1942.47	1662.74	1496.46	OK

2) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態3

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 ξ_2	制限値 Φ_u	制限値 M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	967.51	0.90	0.90	0.80	1783.76	1155.88	―
			負曲げ	-107.13	967.51	0.90	0.90	0.80	1783.76	1155.88	OK
		3	正曲げ	―――	2040.45	0.90	0.90	0.80	2146.52	1390.94	―
			負曲げ	-107.13	2040.45	0.90	0.90	0.80	2146.52	1390.94	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	1391.91	0.90	0.90	0.80	1938.03	1255.84	―
			負曲げ	-80.35	1391.91	0.90	0.90	0.80	1938.03	1255.84	OK
		3	正曲げ	―――	2196.61	0.90	0.90	0.80	2195.67	1422.80	―
			負曲げ	-80.35	2196.61	0.90	0.90	0.80	2195.67	1422.80	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	―――	405.18	0.90	0.90	0.80	1564.72	1013.94	―
			負曲げ	-225.01	405.18	0.90	0.90	0.80	1564.72	1013.94	OK
		3	正曲げ	―――	2602.78	0.90	0.90	0.80	2319.43	1502.99	―
			負曲げ	-225.01	2602.78	0.90	0.90	0.80	2319.43	1502.99	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	―――	-186.57	0.90	0.90	1.00	1325.09	1073.32	―
			負曲げ	-358.64	-186.57	0.90	0.90	1.00	1325.09	1073.32	OK
		3	正曲げ	―――	3194.53	0.90	0.90	1.00	2493.24	2019.52	―
			負曲げ	-358.64	3194.53	0.90	0.90	1.00	2493.24	2019.52	OK

ii) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 ξ_2	制限値 Φ_u	制限値 M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1974.49	1279.47	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	2073.03	1343.32	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	―――	1432.02	0.90	0.90	0.80	1951.10	1264.31	―
			負曲げ	-68.69	1432.02	0.90	0.90	0.80	1951.10	1264.31	OK
		3	正曲げ	―――	2156.50	0.90	0.90	0.80	2183.11	1414.65	―
			負曲げ	-68.69	2156.50	0.90	0.90	0.80	2183.11	1414.65	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	―――	943.51	0.90	0.90	0.80	1774.61	1149.94	―
			負曲げ	-107.89	943.51	0.90	0.90	0.80	1774.61	1149.94	OK
		3	正曲げ	―――	2064.46	0.90	0.90	0.80	2154.11	1395.86	―
			負曲げ	-107.89	2064.46	0.90	0.90	0.80	2154.11	1395.86	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	―――	827.71	0.90	0.90	0.80	1730.19	1121.16	―
			負曲げ	-143.30	827.71	0.90	0.90	0.80	1730.19	1121.16	OK
		3	正曲げ	―――	2180.26	0.90	0.90	0.80	2190.57	1419.49	―
			負曲げ	-143.30	2180.26	0.90	0.90	0.80	2190.57	1419.49	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	―――	151.44	0.90	0.90	1.00	1462.98	1185.02	―
			負曲げ	-286.60	151.44	0.90	0.90	1.00	1462.98	1185.02	OK
		3	正曲げ	―――	2856.53	0.90	0.90	1.00	2394.96	1939.92	―
			負曲げ	-286.60	2856.53	0.90	0.90	1.00	2394.96	1939.92	OK

15-5 第3断面に対する照査

(1) 耐久性能の照査

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	コンクリート σc (N/mm²)	コンクリート 制限値 (N/mm²)	軸方向鉄筋 σs (N/mm²)	軸方向鉄筋 制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.37	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.37	8.00	―――	160.00	OK

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	コンクリート σc (N/mm²)	コンクリート 制限値 (N/mm²)	軸方向鉄筋 σs (N/mm²)	軸方向鉄筋 制限値 (N/mm²)	判定
1	疲労　浮力無視	1	0.00	1660.94	1.37	8.00	―――	160.00	OK
		3	0.00	1660.94	1.37	8.00	―――	160.00	OK

(2) 耐荷性能の照査

1) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1

ｉ) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ1	制限値 Φy	制限値 Myc(S) (kN・m)	制限値 Myc(C) (kN・m)	制限値 Myd (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	967.51	0.90	0.85	1023.60	1146.20	783.06	―
			負曲げ	-50.91	967.51	0.90	0.85	1023.60	1146.20	783.06	OK
		3	正曲げ	―――	2040.45	0.90	0.85	1407.28	1380.83	1056.33	―
			負曲げ	-50.91	2040.45	0.90	0.85	1407.28	1380.83	1056.33	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	1391.91	0.90	0.85	1179.63	1255.02	902.42	―
			負曲げ	-38.18	1391.91	0.90	0.85	1179.63	1255.02	902.42	OK
		3	正曲げ	―――	2196.61	0.90	0.85	1460.25	1404.42	1074.38	―
			負曲げ	-38.18	2196.61	0.90	0.85	1460.25	1404.42	1074.38	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	8.77	405.18	0.90	0.85	807.43	977.62	617.68	OK
			負曲げ	-55.23	405.18	0.90	0.85	807.43	977.62	617.68	OK
		3	正曲げ	8.77	2602.78	0.90	0.85	1594.84	1465.87	1121.39	OK
			負曲げ	-55.23	2602.78	0.90	0.85	1594.84	1465.87	1121.39	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	13.06	-186.57	0.90	1.00	566.98	769.68	510.28	OK
			負曲げ	-92.47	-186.57	0.90	1.00	566.98	769.68	510.28	OK
		3	正曲げ	13.06	3194.53	0.90	1.00	1782.91	1553.10	1397.79	OK
			負曲げ	-92.47	3194.53	0.90	1.00	1782.91	1553.10	1397.79	OK

ii）橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 Φ_y	制限値 M_{yc}(S) (kN・m)	制限値 M_{yc}(C) (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.85	1219.88	1279.50	933.21	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.85	1327.66	1346.11	1015.66	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	0.11	1432.02	0.90	0.85	1194.08	1263.78	913.47	OK
			負曲げ	-30.40	1432.02	0.90	0.85	1194.08	1263.78	913.47	OK
		3	正曲げ	0.11	2156.50	0.90	0.85	1446.71	1398.35	1069.74	OK
			負曲げ	-30.40	2156.50	0.90	0.85	1446.71	1398.35	1069.74	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	0.11	943.51	0.90	0.85	1014.60	1139.06	776.17	OK
			負曲げ	-48.80	943.51	0.90	0.85	1014.60	1139.06	776.17	OK
		3	正曲げ	0.11	2064.46	0.90	0.85	1415.47	1384.44	1059.10	OK
			負曲げ	-48.80	2064.46	0.90	0.85	1415.47	1384.44	1059.10	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	5.23	827.71	0.90	0.85	970.90	1104.48	742.74	OK
			負曲げ	-36.89	827.71	0.90	0.85	970.90	1104.48	742.74	OK
		3	正曲げ	5.23	2180.26	0.90	0.85	1454.74	1401.94	1072.49	OK
			負曲げ	-36.89	2180.26	0.90	0.85	1454.74	1401.94	1072.49	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	10.46	151.44	0.90	1.00	706.04	898.95	635.44	OK
			負曲げ	-73.78	151.44	0.90	1.00	706.04	898.95	635.44	OK
		3	正曲げ	10.46	2856.53	0.90	1.00	1676.64	1503.81	1353.43	OK
			負曲げ	-73.78	2856.53	0.90	1.00	1676.64	1503.81	1353.43	OK

2）軸力及び曲げモーメントに対する限界状態3

ｉ）橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 ξ_2	制限値 Φ_u	制限値 M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
3	③D+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	967.51	0.90	0.90	0.80	1352.69	876.54	―
			負曲げ	-50.91	967.51	0.90	0.90	0.80	1352.69	876.54	OK
		3	正曲げ	―――	2040.45	0.90	0.90	0.80	1761.83	1141.67	―
			負曲げ	-50.91	2040.45	0.90	0.90	0.80	1761.83	1141.67	OK
4	⑤D+L+TH+TF(D)	1	正曲げ	―――	1391.91	0.90	0.90	0.80	1521.06	985.64	―
			負曲げ	-38.18	1391.91	0.90	0.90	0.80	1521.06	985.64	OK
		3	正曲げ	―――	2196.61	0.90	0.90	0.80	1813.86	1175.38	―
			負曲げ	-38.18	2196.61	0.90	0.90	0.80	1813.86	1175.38	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	8.77	405.18	0.90	0.90	0.80	1120.71	726.22	OK
			負曲げ	-55.23	405.18	0.90	0.90	0.80	1120.71	726.22	OK
		3	正曲げ	8.77	2602.78	0.90	0.90	0.80	1946.66	1261.43	OK
			負曲げ	-55.23	2602.78	0.90	0.90	0.80	1946.66	1261.43	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	13.06	-186.57	0.90	0.90	1.00	868.23	703.26	OK
			負曲げ	-92.47	-186.57	0.90	0.90	1.00	868.23	703.26	OK
		3	正曲げ	13.06	3194.53	0.90	0.90	1.00	2131.08	1726.18	OK
			負曲げ	-92.47	3194.53	0.90	0.90	1.00	2131.08	1726.18	OK

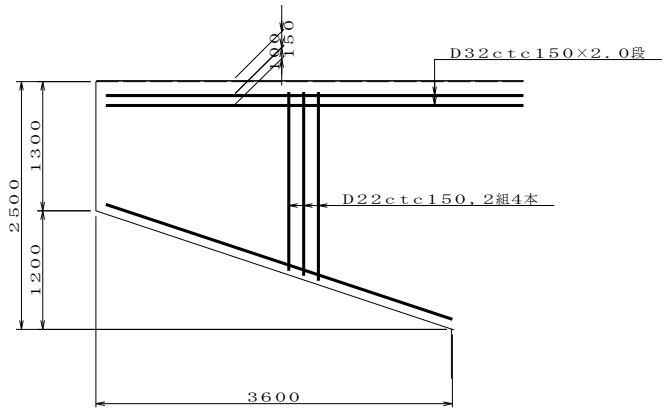
ii) 橋軸直角方向

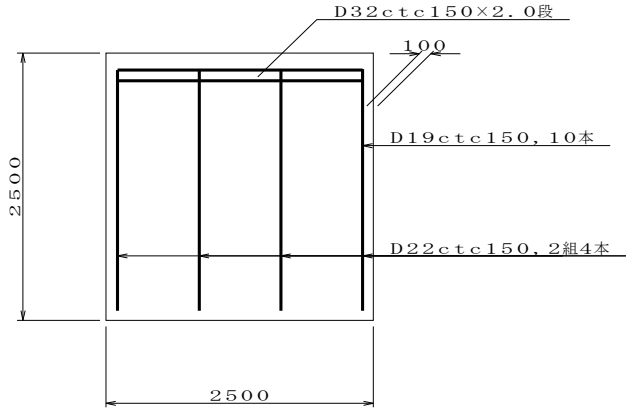
No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力 M (kN・m)	設計断面力 N (kN)	制限値 ξ_1	制限値 ξ_2	制限値 Φ_u	制限値 M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	判定
1	①D+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
		3	正曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
			負曲げ	0.00	1503.98	0.90	0.90	0.80	1564.44	1013.76	OK
2	②D+L+TF(D)	1	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
		3	正曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
			負曲げ	0.00	1809.54	0.90	0.90	0.80	1680.31	1088.84	OK
3	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	1	正曲げ	0.11	1432.02	0.90	0.90	0.80	1536.64	995.74	OK
			負曲げ	-30.40	1432.02	0.90	0.90	0.80	1536.64	995.74	OK
		3	正曲げ	0.11	2156.50	0.90	0.90	0.80	1800.54	1166.75	OK
			負曲げ	-30.40	2156.50	0.90	0.90	0.80	1800.54	1166.75	OK
4	⑧D+WS+TF(D)	1	正曲げ	0.11	943.51	0.90	0.90	0.80	1342.98	870.25	OK
			負曲げ	-48.80	943.51	0.90	0.90	0.80	1342.98	870.25	OK
		3	正曲げ	0.11	2064.46	0.90	0.90	0.80	1769.86	1146.87	OK
			負曲げ	-48.80	2064.46	0.90	0.90	0.80	1769.86	1146.87	OK
5	⑨D+TH+EQ+TF(D)	1	正曲げ	5.23	827.71	0.90	0.90	0.80	1295.90	839.74	OK
			負曲げ	-36.89	827.71	0.90	0.90	0.80	1295.90	839.74	OK
		3	正曲げ	5.23	2180.26	0.90	0.90	0.80	1808.43	1171.86	OK
			負曲げ	-36.89	2180.26	0.90	0.90	0.80	1808.43	1171.86	OK
6	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	1	正曲げ	10.46	151.44	0.90	0.90	1.00	1013.30	820.77	OK
			負曲げ	-73.78	151.44	0.90	0.90	1.00	1013.30	820.77	OK
		3	正曲げ	10.46	2856.53	0.90	0.90	1.00	2027.10	1641.95	OK
			負曲げ	-73.78	2856.53	0.90	0.90	1.00	2027.10	1641.95	OK

16 はりの断面照査

16-1 計算結果一覧表

16-1-1 鉛直方向（左側）



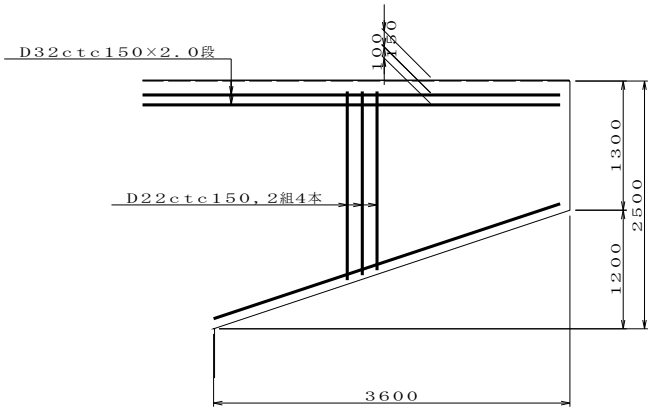


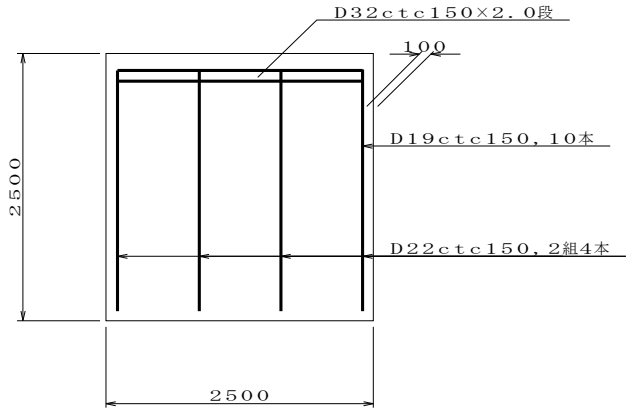
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	① D	② D+L
設計状況					永続作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	6379.46	4653.26	————
		S	kN	1158.47	540.17	————
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	3.61	————	————
		(制限値)	N/mm²	(8.00)	————	————
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	133.04	97.04	————
		(制限値)	N/mm²	(180.00)	(100.00)	————
	せん断補強鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	89.01	41.50	————
		(制限値)	N/mm²	(180.00)	(100.00)	————
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	————	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	————	188388.8	188388.8
	曲げ限界状態1	M	kN・m	————	4653.26	7188.89
		(M_{yd})	kN・m	————	(12817.17)	(12817.17)
	曲げ限界状態3	M	kN・m	————	4653.26	7188.89
		(M_{ud})	kN・m	————	(11809.87)	(11809.87)
	せん断力	S	kN	————	1535.56	2435.56
		(S_{usd})	kN	————	(3892.60)	(3892.60)
		(S_{ucd})	kN	————	(7308.00)	(7308.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	————	0.424	0.672
		(制限値)	N/mm²	————	(1.70)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

作用の組合せ				⑥ D+L+WS+WL	⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――――	――――――	――――――
		S	kN	――――――	――――――	――――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	188388.8	188388.8	188388.8
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	7566.23	5363.01	5380.24
		(M_{yd})	kN・m	(12817.17)	(12817.17)	(12817.17)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	7566.23	5363.01	5380.24
		(M_{ud})	kN・m	(11809.87)	(11809.87)	(11809.87)
	せん断力	S	kN	2480.21	1645.73	1662.17
		(S_{usd})	kN	(3892.60)	(3892.60)	(3892.60)
		(S_{ucd})	kN	(7308.00)	(7308.00)	(7308.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.684	0.454	0.459
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

作用の組合せ				⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――――
		S	kN	――――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	188388.8
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	6107.22
		(M_{yd})	kN・m	(15079.03)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	6107.22
		(M_{ud})	kN・m	(14762.34)
	せん断力	S	kN	1788.79
		(S_{usd})	kN	(5689.18)
		(S_{ucd})	kN	(10440.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.493
		(制限値)	N/mm²	(2.60)
判定				OK

16-1-2 鉛直方向（右側）



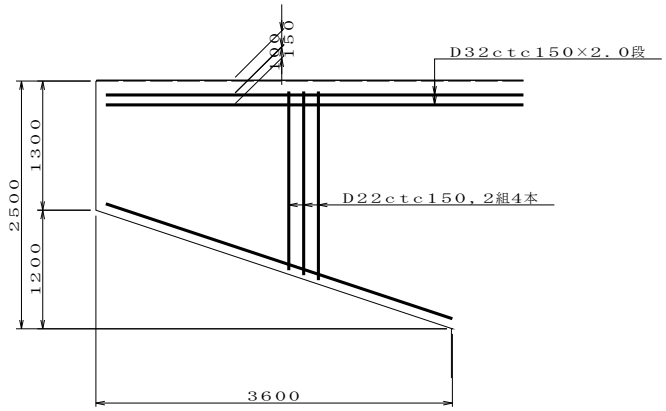


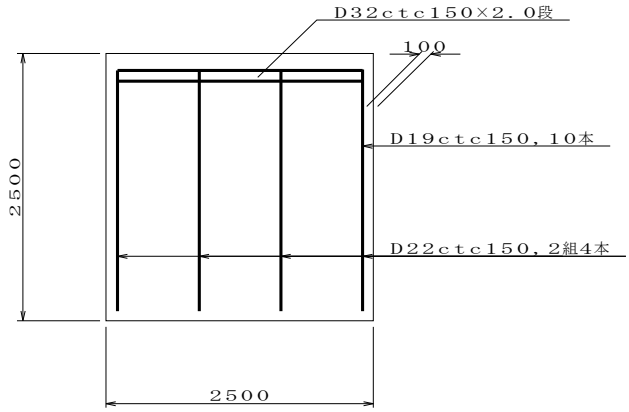
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	① D	② D+L
設計状況					永続作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	6379.46 1158.47	4653.26 540.17	――――― ―――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	3.61 (8.00)	――――― ―――	――――― ―――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	133.04 (180.00)	97.04 (100.00)	――――― ―――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	89.01 (180.00)	41.50 (100.00)	――――― ―――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――	188388.8	188388.8
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――― ―――	4653.26 (12817.17)	7188.89 (12817.17)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――― ―――	4653.26 (11809.87)	7188.89 (11809.87)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――― ――― ―――	1535.56 (3892.60) (7308.00)	2435.56 (3892.60) (7308.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――― ―――	0.424 (1.70)	0.672 (2.60)
判定				OK	OK	OK

作用の組合せ				⑥ D+L+WS+WL	⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――――	――――――	――――――
		S	kN	――――――	――――――	――――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s	N/mm²	――――――	――――――	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――	――――――	――――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	188388.8	188388.8	188388.8
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	6557.98	3943.51	3926.28
		(M_{yd})	kN・m	(12817.17)	(12817.17)	(12817.17)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	6557.98	3943.51	3926.28
		(M_{ud})	kN・m	(11809.87)	(11809.87)	(11809.87)
	せん断力	S	kN	2300.90	1425.39	1408.94
		(S_{usd})	kN	(3892.60)	(3892.60)	(3892.60)
		(S_{ucd})	kN	(7308.00)	(7308.00)	(7308.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.635	0.393	0.389
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

作用の組合せ				⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――――
		S	kN	――――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s	N/mm²	――――――
		(制限値)	N/mm²	――――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	188388.8
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	3199.30
		(M_{yd})	kN・m	(15079.03)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	3199.30
		(M_{ud})	kN・m	(14762.34)
	せん断力	S	kN	1282.33
		(S_{usd})	kN	(5689.18)
		(S_{ucd})	kN	(10440.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.354
		(制限値)	N/mm²	(2.60)
判定				OK

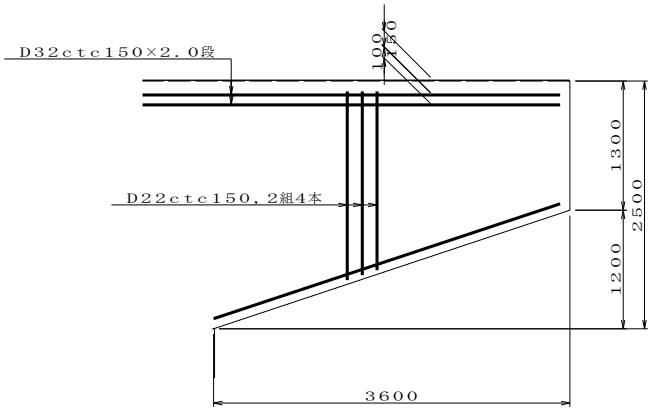
16-1-3 水平方向（左側）

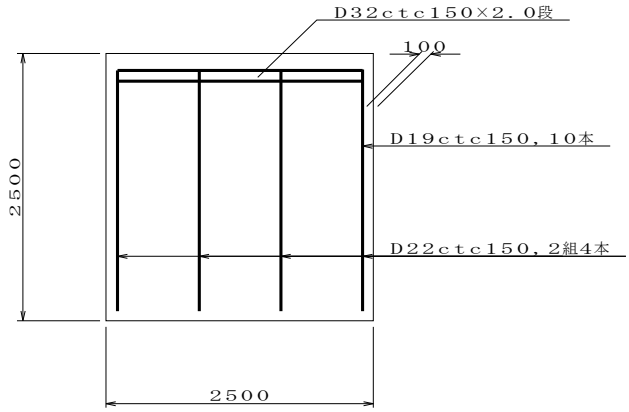




作用の組合せ				③ D+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	192397.4	192397.4	192397.4
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	452.00 (1757.73)	962.17 (1757.73)	1472.34 (2067.92)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	452.00 (1530.82)	962.17 (1530.82)	1472.34 (1913.52)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	320.00 (5443.06) (12096.00)	632.89 (5443.06) (12096.00)	945.77 (7955.25) (17280.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	0.053 (2.60)	0.105 (2.60)	0.158 (2.60)
判定				OK	OK	OK

16-1-4 水平方向（右側）



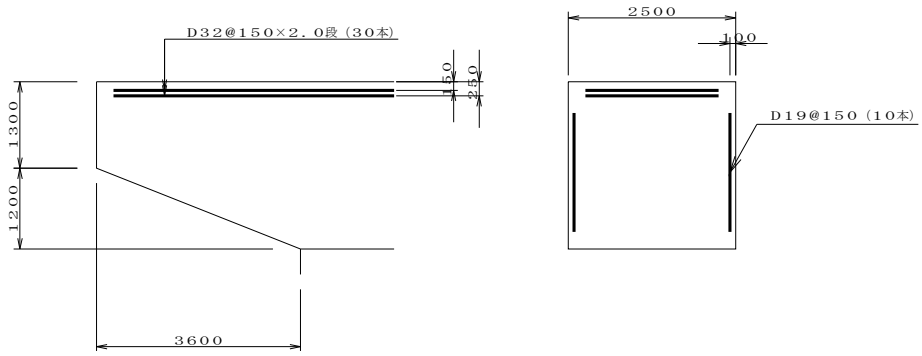


作用の組合せ				③ D+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	せん断補強鉄筋 応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	192397.4	192397.4	192397.4
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	452.00 (1757.73)	962.17 (1757.73)	1472.34 (2067.92)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	452.00 (1530.82)	962.17 (1530.82)	1472.34 (1913.52)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	320.00 (5443.06) (12096.00)	632.89 (5443.06) (12096.00)	945.77 (7955.25) (17280.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	0.053 (2.60)	0.105 (2.60)	0.158 (2.60)
判定				OK	OK	OK

16-2 設計条件(形状及び反力)

16-2-1 左側

(1) 形状及び配筋



・はり上面

層	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
1	150	D32ctc150	15	11913.0
2	250	D32ctc150	15	11913.0
		合計		23826.0

・はり側面

	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
As1	100	D19ctc150	10	2865.0
		合計		2865.0

・せん断補強鉄筋

	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
鉛直	D22ctc150	4	1548.4
水平	D22ctc150	4	1548.4

(2) 支承反力

1) 鉛直方向

1-1) 作用の組合せ： 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象 ： コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値(kN)		γp	γq	作用力(kN)	アーム長L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.00	850.00	0.275
		活荷重	700.00	1.00	1.00	700.00	
		合計				1550.00	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.00	1350.00	2.550
		活荷重	720.00	1.00	1.00	720.00	
		合計				2070.00	

1-2) 作用の組合せ： ① D
照査対象　　： 鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				922.50	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				1447.50	

1-3) 作用の組合せ： ② D+L
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		活荷重	700.00	1.00	1.25	875.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				1797.50	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		活荷重	720.00	1.00	1.25	900.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				2347.50	

1-4) 作用の組合せ： ⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		活荷重	700.00	0.95	1.25	831.25	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	54.00	0.50	1.25	33.75	
		風荷重(活荷重)	30.00	0.50	1.25	18.75	
		合計				1806.25	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		活荷重	720.00	0.95	1.25	855.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	109.00	0.50	1.25	68.13	
		風荷重(活荷重)	61.00	0.50	1.25	38.13	
		合計				2408.75	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	風荷重(橋桁)	110.00	0.50	1.25	68.75	1.250
		風荷重(活荷重)	30.00	0.50	1.25	18.75	
		合計				87.50	
	R12	風荷重(橋桁)	110.00	0.50	1.25	68.75	1.250
		風荷重(活荷重)	30.00	0.50	1.25	18.75	
		合計				87.50	

1-5) 作用の組合せ： ⑧ D+WS
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	54.00	1.00	1.25	67.50	
		合計				990.00	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	109.00	1.00	1.25	136.25	
		合計				1583.75	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	風荷重(橋桁)	110.00	1.00	1.25	137.50	1.250
		合計				137.50	
	R12	風荷重(橋桁)	110.00	1.00	1.25	137.50	1.250
		合計				137.50	

1-6) 作用の組合せ： ⑨ D+TH+EQ
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	155.00	1.00 0.50	1.05 1.00	81.38	
		合計				1003.87	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	292.00	1.00 0.50	1.05 1.00	153.30	
		合計				1600.80	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	210.00	1.00 0.50	1.05 1.00	110.25	1.250
		合計				110.25	
	R12	地震の影響	268.00	1.00 0.50	1.05 1.00	140.70	1.250
		合計				140.70	

1-7) 作用の組合せ： ⑩ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	155.00	1.00 1.00	1.05 1.00	162.75	
		合計				1085.25	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	292.00	1.00 1.00	1.05 1.00	306.60	
		合計				1754.10	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	210.00	1.00 1.00	1.05 1.00	220.50	1.250
		合計				220.50	
	R12	地震の影響	268.00	1.00 1.00	1.05 1.00	281.40	1.250
		合計				281.40	

2) 水平方向

2-1) 作用の組合せ： ③ D+TH
照査対象　　： コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	温度変化の影響	160.00	1.00	1.00	160.00	0.275
		合計				160.00	
	R12	温度変化の影響	160.00	1.00	1.00	160.00	2.550
		合計				160.00	

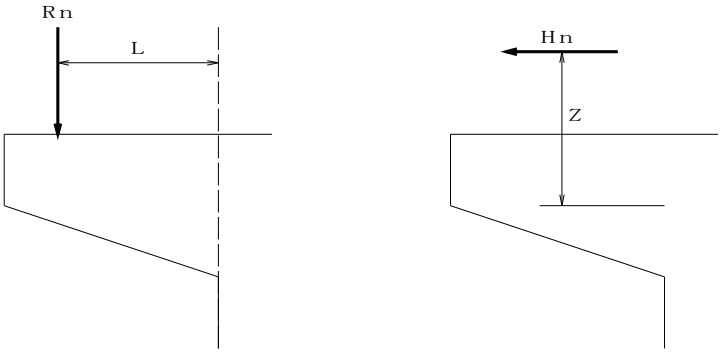
2-2) 作用の組合せ： ⑨ D+TH+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	温度変化の影響	160.00	0.50	1.00	80.00	0.275
		地震の影響	350.00	1.00 0.50	1.05 1.00	183.75	
		合計				263.75	
	R12	温度変化の影響	160.00	0.50	1.00	80.00	2.550
		地震の影響	446.00	1.00 0.50	1.05 1.00	234.15	
		合計				314.15	

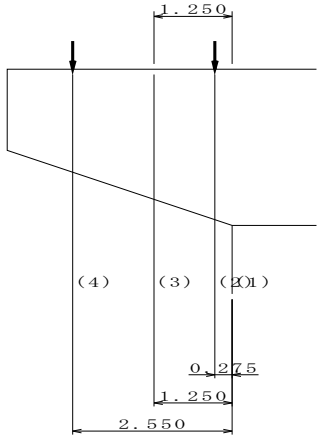
2-3) 作用の組合せ： ⑩ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	350.00	1.00 1.00	1.05 1.00	367.50	0.275
		合計				367.50	
	R12	地震の影響	446.00	1.00 1.00	1.05 1.00	468.30	2.550
		合計				468.30	

< 記号説明 >



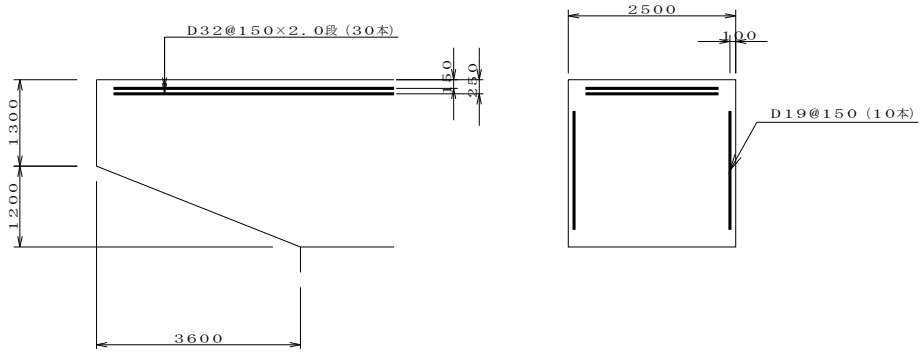
(3) 照査位置



( ) 内表示は水平方向
断面（ 1）曲げ（曲げ・せん断）
断面（ 2）（せん断）
断面（ 3）せん断
断面（ 4）せん断（せん断）

16-2-2 右側

(1) 形状及び配筋



・はり上面

層	かぶり	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D32ctc150	15	11913.0
2	250	D32ctc150	15	11913.0
		合計		23826.0

・はり側面

	かぶり	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
As1	100	D19ctc150	10	2865.0
		合計		2865.0

・せん断補強鉄筋

	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
鉛直	D22ctc150	4	1548.4
水平	D22ctc150	4	1548.4

(2) 支承反力

1) 鉛直方向

1-1) 作用の組合せ： 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象 ： コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.00	850.00	0.275
		活荷重	700.00	1.00	1.00	700.00	
		合計				1550.00	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.00	1350.00	2.550
		活荷重	720.00	1.00	1.00	720.00	
		合計				2070.00	

1-2) 作用の組合せ： ① D
照査対象　　： 鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				922.50	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				1447.50	

1-3) 作用の組合せ： ② D+L
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		活荷重	700.00	1.00	1.25	875.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				1797.50	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		活荷重	720.00	1.00	1.25	900.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		合計				2347.50	

1-4) 作用の組合せ： ⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		活荷重	700.00	0.95	1.25	831.25	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	-54.00	0.50	1.25	-33.75	
		風荷重(活荷重)	-30.00	0.50	1.25	-18.75	
		合計				1701.25	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		活荷重	720.00	0.95	1.25	855.00	
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	-109.00	0.50	1.25	-68.13	
		風荷重(活荷重)	-61.00	0.50	1.25	-38.13	
		合計				2196.25	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	風荷重(橋桁)	-110.00	0.50	1.25	-68.75	1.250
		風荷重(活荷重)	-30.00	0.50	1.25	-18.75	
		合計				-87.50	
	R12	風荷重(橋桁)	-110.00	0.50	1.25	-68.75	1.250
		風荷重(活荷重)	-30.00	0.50	1.25	-18.75	
		合計				-87.50	

1-5) 作用の組合せ： ⑧ D+WS
照査対象　　： 耐荷性能 (変動作用支配状況)
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	-54.00	1.00	1.25	-67.50	
		合計				855.00	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		風荷重(橋桁)	-109.00	1.00	1.25	-136.25	
		合計				1311.25	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	風荷重(橋桁)	-110.00	1.00	1.25	-137.50	1.250
		合計				-137.50	
	R12	風荷重(橋桁)	-110.00	1.00	1.25	-137.50	1.250
		合計				-137.50	

1-6) 作用の組合せ： ⑨ D+TH+EQ
照査対象　　： 耐荷性能 (変動作用支配状況)
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	-155.00	1.00 0.50	1.05 1.00	-81.38	
		合計				841.12	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	-292.00	1.00 0.50	1.05 1.00	-153.30	
		合計				1294.20	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	-210.00	1.00 0.50	1.05 1.00	-110.25	1.250
		合計				-110.25	
	R12	地震の影響	-268.00	1.00 0.50	1.05 1.00	-140.70	1.250
		合計				-140.70	

1-7) 作用の組合せ： ⑩ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能（変動作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	-155.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-162.75	
		合計				759.75	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		温度差の影響	30.00	1.00	1.00	30.00	
		地震の影響	-292.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-306.60	
		合計				1140.90	

(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	-210.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-220.50	1.250
		合計				-220.50	
	R12	地震の影響	-268.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-281.40	1.250
		合計				-281.40	

2) 水平方向

2-1) 作用の組合せ： ③ D+TH
照査対象　　： コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	温度変化の影響	160.00	1.00	1.00	160.00	0.275
		合計				160.00	
	R12	温度変化の影響	160.00	1.00	1.00	160.00	2.550
		合計				160.00	

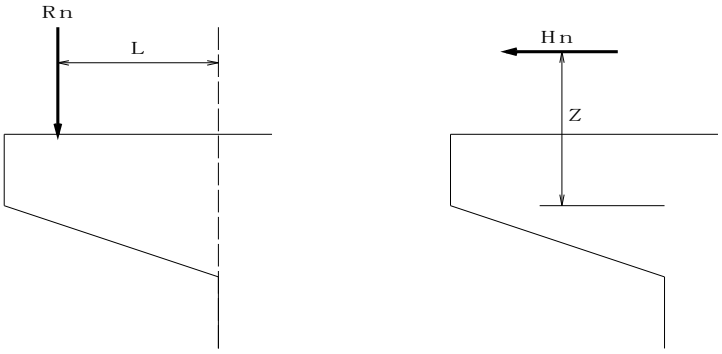
2-2) 作用の組合せ： ⑨ D+TH+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	温度変化の影響	160.00	0.50	1.00	80.00	0.275
		地震の影響	350.00	1.00 0.50	1.05 1.00	183.75	
		合計				263.75	
	R12	温度変化の影響	160.00	0.50	1.00	80.00	2.550
		地震の影響	446.00	1.00 0.50	1.05 1.00	234.15	
		合計				314.15	

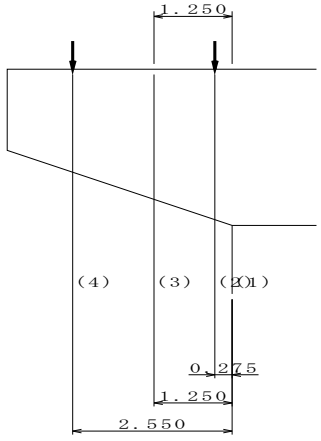
2-3) 作用の組合せ： ⑩ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	350.00	1.00 1.00	1.05 1.00	367.50	0.275
		合計				367.50	
	R12	地震の影響	446.00	1.00 1.00	1.05 1.00	468.30	2.550
		合計				468.30	

< 記号説明 >



(3) 照査位置



( ) 内表示は水平方向
断面（ 1）曲げ（曲げ・せん断）
断面（ 2）（せん断）
断面（ 3）せん断
断面（ 4）せん断（せん断）

16-3 断面力算出

16-3-1 鉛直方向（左側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.00	418.95	―――	1.610	―――	674.71	―――
上部工反力　R11	1550.00	―――	―――	―――	1550.00	―――	0.275	―――	426.25	―――
上部工反力　R12	2070.00	―――	―――	―――	2070.00	―――	2.550	―――	5278.50	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	4038.95	0.00	―――	―――	6379.46	0.00
										6379.46

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	922.50	―――	―――	―――	922.50	―――	0.275	―――	253.69	―――
上部工反力　R12	1447.50	―――	―――	―――	1447.50	―――	2.550	―――	3691.13	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2809.90	0.00	―――	―――	4653.26	0.00
										4653.26

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1797.50	―――	―――	―――	1797.50	―――	0.275	―――	494.31	―――
上部工反力　R12	2347.50	―――	―――	―――	2347.50	―――	2.550	―――	5986.13	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	4584.90	0.00	―――	―――	7188.89	0.00
										7188.89

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1806.25	87.50	―――	―――	1806.25	87.50	0.275	1.250	496.72	109.38
上部工反力　R12	2408.75	87.50	―――	―――	2408.75	87.50	2.550	1.250	6142.31	109.38
作用力集計	―――	―――	―――	―――	4654.90	175.00	―――	―――	7347.48	218.75
										7566.23

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	990.00	137.50	――	――	990.00	137.50	0.275	1.250	272.25	171.88
上部工反力　R12	1583.75	137.50	――	――	1583.75	137.50	2.550	1.250	4038.56	171.88
作用力集計	―――	―――	――	――	3013.65	275.00	―――	―――	5019.26	343.75
										5363.01

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1003.87	110.25	――	――	1003.87	110.25	0.275	1.250	276.07	137.81
上部工反力　R12	1600.80	140.70	――	――	1600.80	140.70	2.550	1.250	4082.04	175.87
作用力集計	―――	―――	――	――	3044.57	250.95	―――	―――	5066.56	313.69
										5380.24

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1085.25	220.50	――	――	1085.25	220.50	0.275	1.250	298.44	275.63
上部工反力　R12	1754.10	281.40	――	――	1754.10	281.40	2.550	1.250	4472.96	351.75
作用力集計	―――	―――	――	――	3279.25	501.90	―――	―――	5479.85	627.38
										6107.22

(2) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.00	243.49	―――	1.084	―――	264.02	―――
上部工反力　R11	2070.00	―――	――	――	2070.00	―――	1.300	―――	2691.00	―――
作用力集計	―――	―――	――	――	2313.49	0.00	―――	―――	2955.02	0.00
										2955.02

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2313.49 - \frac{2955.02}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1790.48 \ (\mathrm{kN})$$

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1447.50	―――	―――	―――	1447.50	―――	1.300	―――	1881.75	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	1703.17	0.00	―――	―――	2158.97	0.00
										2158.97

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1703.17 - \frac{2158.97}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1321.05 \ (\mathrm{kN})$$

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	2347.50	―――	―――	―――	2347.50	―――	1.300	―――	3051.75	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2603.17	0.00	―――	―――	3328.97	0.00
										3328.97

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2603.17 - \frac{3328.97}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 2013.97 \ (\mathrm{kN})$$

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	2408.75	87.50	―――	―――	2408.75	87.50	1.300	1.042	3131.38	91.15
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2664.42	87.50	―――	―――	3408.59	91.15
										3499.74

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2664.42 - \frac{3499.74}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 2045.00 \ (\mathrm{kN})$$

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1583.75	137.50	――	――	1583.75	137.50	1.300	1.042	2058.88	143.23
作用力集計	―――	―――	――	――	1839.42	137.50	―――	―――	2336.09	143.23
										2479.32

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1839.42 - \frac{2479.32}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1400.60 \ (kN)$$

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1600.80	140.70	――	――	1600.80	140.70	1.300	1.042	2081.04	146.56
作用力集計	―――	―――	――	――	1856.47	140.70	―――	―――	2358.26	146.56
										2504.82

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1856.47 - \frac{2504.82}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1413.14 \ (kN)$$

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1754.10	281.40	――	――	1754.10	281.40	1.300	1.042	2280.33	293.12
作用力集計	―――	―――	――	――	2009.77	281.40	―――	―――	2557.55	293.12
										2850.67

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2009.77 - \frac{2850.67}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1505.23 \ (kN)$$

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.00	94.86	―――	0.504	―――	47.83	―――
上部工反力　R11	2070.00	―――	―――	―――	2070.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2164.86	0.00	―――	―――	47.83	0.00
										47.83

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2164.86 - \frac{47.83}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2153.87 \ (kN)$$

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1447.50	―――	―――	―――	1447.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	1547.10	0.00	―――	―――	50.22	0.00
										50.22

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1547.10 - \frac{50.22}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1535.56 \ (kN)$$

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	2347.50	―――	―――	―――	2347.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2447.10	0.00	―――	―――	50.22	0.00
										50.22

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2447.10 - \frac{50.22}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2435.56 \ (kN)$$

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	2408.75	87.50	――	――	2408.75	87.50	0.000	0.825	0.00	72.19
作用力集計	―――	―――	――	――	2508.35	87.50	―――	―――	50.22	72.19
										122.41

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2508.35 - \frac{122.41}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2480.21 \ (kN)$$

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1583.75	137.50	――	――	1583.75	137.50	0.000	0.825	0.00	113.44
作用力集計	―――	―――	――	――	1683.35	137.50	―――	―――	50.22	113.44
										163.66

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1683.35 - \frac{163.66}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1645.73 \ (kN)$$

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1600.80	140.70	――	――	1600.80	140.70	0.000	0.825	0.00	116.08
作用力集計	―――	―――	――	――	1700.40	140.70	―――	―――	50.22	116.08
										166.30

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1700.40 - \frac{166.30}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1662.17 \ (kN)$$

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1754.10	281.40	――	――	1754.10	281.40	0.000	0.825	0.00	232.15
作用力集計	―――	―――	――	――	1853.70	281.40	―――	―――	50.22	232.15
										282.37

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1853.70 - \frac{282.37}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1788.79 \ (\mathrm{kN})$$

16-3-2 鉛直方向（右側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.00	418.95	―――	1.610	―――	674.71	―――
上部工反力　R11	1550.00	―――	――	――	1550.00	―――	0.275	―――	426.25	―――
上部工反力　R12	2070.00	―――	――	――	2070.00	―――	2.550	―――	5278.50	―――
作用力集計	―――	―――	――	――	4038.95	0.00	―――	―――	6379.46	0.00
										6379.46

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	922.50	―――	――	――	922.50	―――	0.275	―――	253.69	―――
上部工反力　R12	1447.50	―――	――	――	1447.50	―――	2.550	―――	3691.13	―――
作用力集計	―――	―――	――	――	2809.90	0.00	―――	―――	4653.26	0.00
										4653.26

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1797.50	―――	――	――	1797.50	―――	0.275	―――	494.31	―――
上部工反力　R12	2347.50	―――	――	――	2347.50	―――	2.550	―――	5986.13	―――
作用力集計	―――	―――	――	――	4584.90	0.00	―――	―――	7188.89	0.00
										7188.89

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	1701.25	-87.50	――	――	1701.25	-87.50	0.275	1.250	467.84	-109.38
上部工反力　R12	2196.25	-87.50	――	――	2196.25	-87.50	2.550	1.250	5600.44	-109.38
作用力集計	―――	―――	――	――	4337.40	-175.00	―――	―――	6776.73	-218.75
										6557.98

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	855.00	-137.50	――	――	855.00	-137.50	0.275	1.250	235.13	-171.88
上部工反力　R12	1311.25	-137.50	――	――	1311.25	-137.50	2.550	1.250	3343.69	-171.88
作用力集計	―――	―――	――	――	2606.15	-275.00	―――	―――	4287.26	-343.75
										3943.51

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	841.12	-110.25	――	――	841.12	-110.25	0.275	1.250	231.31	-137.81
上部工反力　R12	1294.20	-140.70	――	――	1294.20	-140.70	2.550	1.250	3300.21	-175.87
作用力集計	―――	―――	――	――	2575.22	-250.95	―――	―――	4239.97	-313.69
										3926.28

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	759.75	-220.50	――	――	759.75	-220.50	0.275	1.250	208.93	-275.63
上部工反力　R12	1140.90	-281.40	――	――	1140.90	-281.40	2.550	1.250	2909.29	-351.75
作用力集計	―――	―――	――	――	2340.55	-501.90	―――	―――	3826.68	-627.38
										3199.30

(2) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.00	243.49	―――	1.084	―――	264.02	―――
上部工反力　R11	2070.00	―――	――	――	2070.00	―――	1.300	―――	2691.00	―――
作用力集計	―――	―――	――	――	2313.49	0.00	―――	―――	2955.02	0.00
										2955.02

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2313.49 - \frac{2955.02}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1790.48 \ (\mathrm{kN})$$

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1447.50	―――	―――	―――	1447.50	―――	1.300	―――	1881.75	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	1703.17	0.00	―――	―――	2158.97	0.00
										2158.97

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1703.17 - \frac{2158.97}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1321.05 \ (kN)$$

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	2347.50	―――	―――	―――	2347.50	―――	1.300	―――	3051.75	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2603.17	0.00	―――	―――	3328.97	0.00
										3328.97

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2603.17 - \frac{3328.97}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 2013.97 \ (kN)$$

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	2196.25	-87.50	―――	―――	2196.25	-87.50	1.300	1.042	2855.13	-91.15
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2451.92	-87.50	―――	―――	3132.34	-91.15
										3041.20

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2451.92 - \frac{3041.20}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1913.65 \ (kN)$$

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1311.25	-137.50	――	――	1311.25	-137.50	1.300	1.042	1704.63	-143.23
作用力集計	―――	―――	――	――	1566.92	-137.50	―――	―――	1981.84	-143.23
										1838.61

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1566.92 - \frac{1838.61}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1241.50 \ (kN)$$

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1294.20	-140.70	――	――	1294.20	-140.70	1.300	1.042	1682.46	-146.56
作用力集計	―――	―――	――	――	1549.87	-140.70	―――	―――	1959.68	-146.56
										1813.11

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1549.87 - \frac{1813.11}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1228.96 \ (kN)$$

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	1140.90	-281.40	――	――	1140.90	-281.40	1.300	1.042	1483.17	-293.12
作用力集計	―――	―――	――	――	1396.57	-281.40	―――	―――	1760.39	-293.12
										1467.26

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1396.57 - \frac{1467.26}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 1136.88 \ (kN)$$

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.00	94.86	―――	0.504	―――	47.83	―――
上部工反力　R11	2070.00	―――	―――	―――	2070.00	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2164.86	0.00	―――	―――	47.83	0.00
										47.83

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2164.86 - \frac{47.83}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2153.87 \ (kN)$$

2) 作用の組合せ：① D
照査対象　　：鋼材の腐食に対する耐久性能・耐荷性能（永続作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1447.50	―――	―――	―――	1447.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	1547.10	0.00	―――	―――	50.22	0.00
										50.22

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1547.10 - \frac{50.22}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1535.56 \ (kN)$$

3) 作用の組合せ：② D+L
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	2347.50	―――	―――	―――	2347.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
作用力集計	―――	―――	―――	―――	2447.10	0.00	―――	―――	50.22	0.00
										50.22

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2447.10 - \frac{50.22}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2435.56 \ (kN)$$

4) 作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	2196.25	-87.50	――	――	2196.25	-87.50	0.000	0.825	0.00	-72.19
作用力集計	―――	―――	――	――	2295.85	-87.50	―――	―――	50.22	-72.19
										-21.97

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2295.85 - \frac{-21.97}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 2300.90 \ (kN)$$

5) 作用の組合せ：⑧ D+WS
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1311.25	-137.50	――	――	1311.25	-137.50	0.000	0.825	0.00	-113.44
作用力集計	―――	―――	――	――	1410.85	-137.50	―――	―――	50.22	-113.44
										-63.22

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1410.85 - \frac{-63.22}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1425.39 \ (kN)$$

6) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1294.20	-140.70	――	――	1294.20	-140.70	0.000	0.825	0.00	-116.08
作用力集計	―――	―――	――	――	1393.80	-140.70	―――	―――	50.22	-116.08
										-65.86

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1393.80 - \frac{-65.86}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1408.94 \ (kN)$$

7) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	1140.90	-281.40	――	――	1140.90	-281.40	0.000	0.825	0.00	-232.15
作用力集計	―――	―――	――	――	1240.50	-281.40	―――	―――	50.22	-232.15
										-181.94

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 1240.50 - \frac{-181.94}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 1282.33 \ (kN)$$

16-3-3 水平方向（左側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント・せん断着目＞
1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	160.00	――	――	160.00	0.275	44.00
上部工反力　R12	160.00	――	――	160.00	2.550	408.00
作用力集計	―――	――	――	320.00	―――	452.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	104.74	1.00 0.50	1.05 1.00	54.99	1.610	88.56
上部工反力　R11	263.75	――	――	263.75	0.275	72.53
上部工反力　R12	314.15	――	――	314.15	2.550	801.08
作用力集計	―――	――	――	632.89	―――	962.17

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	104.74	1.00 1.00	1.05 1.00	109.97	1.610	177.11
上部工反力　R11	367.50	――	――	367.50	0.275	101.06
上部工反力　R12	468.30	――	――	468.30	2.550	1194.17
作用力集計	―――	――	――	945.77	―――	1472.34

(2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	160.00	——	——	160.00	0.000	0.00
上部工反力　R12	160.00	——	——	160.00	2.275	364.00
作用力集計	———	——	——	320.00	———	364.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	94.40	1.00 0.50	1.05 1.00	49.56	1.497	74.19
上部工反力　R11	263.75	——	——	263.75	0.000	0.00
上部工反力　R12	314.15	——	——	314.15	2.275	714.69
作用力集計	———	——	——	627.46	———	788.88

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	94.40	1.00 1.00	1.05 1.00	99.12	1.497	148.37
上部工反力　R11	367.50	——	——	367.50	0.000	0.00
上部工反力　R12	468.30	——	——	468.30	2.275	1065.38
作用力集計	———	——	——	934.92	———	1213.75

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	160.00	——	——	160.00	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	160.00	———	0.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	23.72	1.00 0.50	1.05 1.00	12.45	0.504	6.28
上部工反力　R11	314.15	——	——	314.15	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	326.60	———	6.28

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	23.72	1.00 1.00	1.05 1.00	24.90	0.504	12.55
上部工反力　R11	468.30	——	——	468.30	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	493.20	———	12.55

16-3-4 水平方向（右側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント・せん断着目＞

1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	160.00	――	――	160.00	0.275	44.00
上部工反力　R12	160.00	――	――	160.00	2.550	408.00
作用力集計	――	――	――	320.00	――	452.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	104.74	1.00 0.50	1.05 1.00	54.99	1.610	88.56
上部工反力　R11	263.75	――	――	263.75	0.275	72.53
上部工反力　R12	314.15	――	――	314.15	2.550	801.08
作用力集計	――	――	――	632.89	――	962.17

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	104.74	1.00 1.00	1.05 1.00	109.97	1.610	177.11
上部工反力　R11	367.50	――	――	367.50	0.275	101.06
上部工反力　R12	468.30	――	――	468.30	2.550	1194.17
作用力集計	――	――	――	945.77	――	1472.34

(2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	160.00	――	――	160.00	0.000	0.00
上部工反力　R12	160.00	――	――	160.00	2.275	364.00
作用力集計	――	――	――	320.00	――	364.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
はり慣性力	94.40	1.00 0.50	1.05 1.00	49.56	1.497	74.19
上部工反力　R11	263.75	――	――	263.75	0.000	0.00
上部工反力　R12	314.15	――	――	314.15	2.275	714.69
作用力集計	――	――	――	627.46	――	788.88

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H（kN）	γp	γq	作用力 H（kN）	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx（kN・m）
はり慣性力	94.40	1.00 1.00	1.05 1.00	99.12	1.497	148.37
上部工反力　R11	367.50	——	——	367.50	0.000	0.00
上部工反力　R12	468.30	——	——	468.30	2.275	1065.38
作用力集計	———	——	——	934.92	———	1213.75

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550（m）］＜せん断力着目＞
1) 作用の組合せ：③ D+TH
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H（kN）	γp	γq	作用力 H（kN）	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx（kN・m）
上部工反力　R11	160.00	——	——	160.00	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	160.00	———	0.00

2) 作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H（kN）	γp	γq	作用力 H（kN）	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx（kN・m）
はり慣性力	23.72	1.00 0.50	1.05 1.00	12.45	0.504	6.28
上部工反力　R11	314.15	——	——	314.15	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	326.60	———	6.28

3) 作用の組合せ：⑩ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（変動作用支配状況）

	特性値 H（kN）	γp	γq	作用力 H（kN）	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx（kN・m）
はり慣性力	23.72	1.00 1.00	1.05 1.00	24.90	0.504	12.55
上部工反力　R11	468.30	——	——	468.30	0.000	0.00
作用力集計	———	——	——	493.20	———	12.55

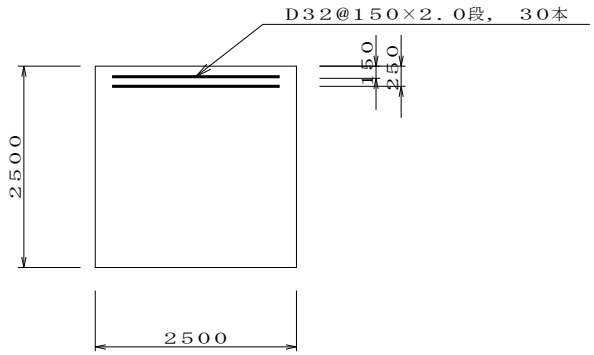
16-4 鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

16-4-1 左側

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 曲げ応力度の照査

荷重ケース	M (kN・m)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
① D	4653.26	97.04(100.0)	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法

1-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1883.3 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	1321.05	1118.43	202.62	11.99	100.0	OK

1-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$
$= 0.65 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 1118.43$ (kN)

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 / 1.3$
$= 2825.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

1-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

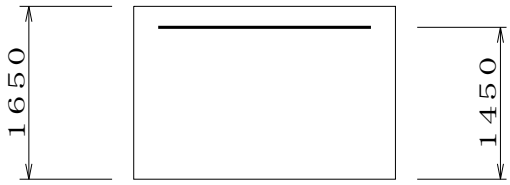
有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1450.0 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	1535.56	995.39	540.17	41.50	100.0	OK

2-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 0.65 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 995.39 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 / 1.3$
$= 2175.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245 \text{ (N/mm}^3\text{)}$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

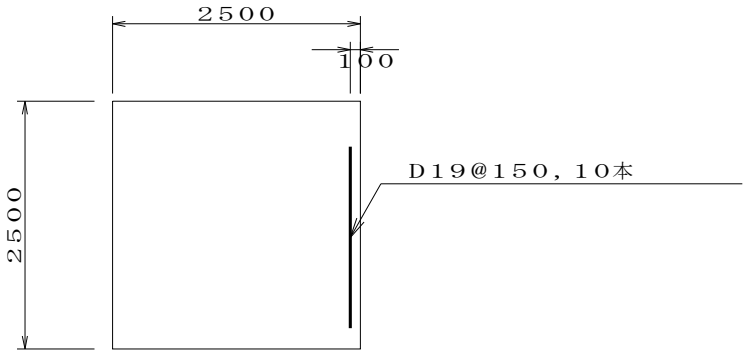
引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

16-4-2 右側

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



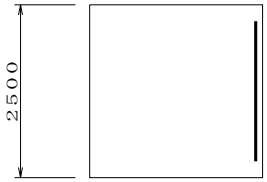
1-2) 曲げ応力度の照査

荷重ケース	M (kN・m)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
① D	4653.26	97.04(100.0)	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)

d ：部材断面の有効高 (= 1883.3 mm)

A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	1321.05	1118.43	202.62	11.99	100.0	OK

1-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$
$= 0.65 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 1118.43$ (kN)

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 / 1.3$
$= 2825.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

1-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

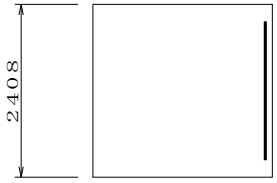
有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1450.0 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	1535.56	995.39	540.17	41.50	100.0	OK

2-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 0.65 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 995.39 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 / 1.3$
$= 2175.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245 \text{ (N/mm}^3\text{)}$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

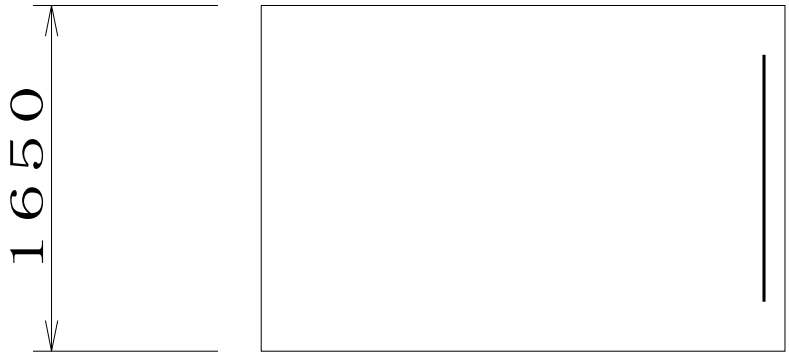
16-5 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

16-5-1 左側

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



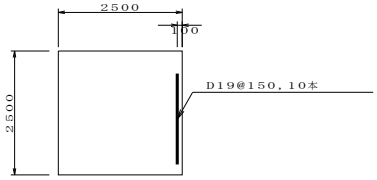
1-2) 曲げ応力度の照査

荷重ケース	M (kN・m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	6379.46	3.61(8.00)	133.04(180.0)	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1883.3 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σs (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1790.48	1118.43	672.05	39.75	180.0	OK

1-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$
$= 0.65 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 1118.43$ (kN)

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 / 1.3$
$= 2825.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

1-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

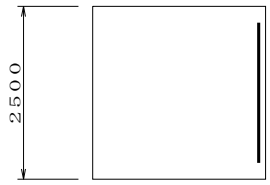
有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1450.0 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	2153.87	995.39	1158.47	89.01	180.0	OK

2-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 0.65 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 995.39 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 / 1.3$
$= 2175.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245 \text{ (N/mm}^3\text{)}$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

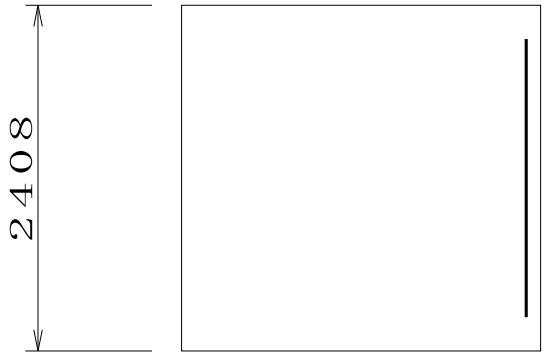
引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

16-5-2 右側

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



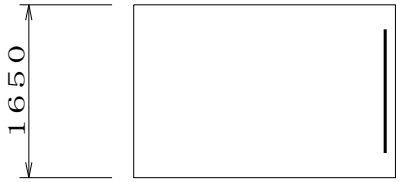
1-2) 曲げ応力度の照査

荷重ケース	M (kN・m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	6379.46	3.61(8.00)	133.04(180.0)	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1883.3 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1790.48	1118.43	672.05	39.75	180.0	OK

1-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$
$= 0.65 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 1118.43$ (kN)

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 / 1.3$
$= 2825.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

1-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

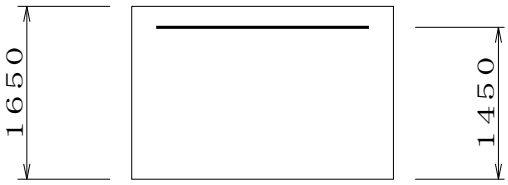
有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：部材の有効部高の変化を考慮したせん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 1450.0 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1548.4 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

ただし、せん断スパンaがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に代わってaを用いる。

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	2153.87	995.39	1158.47	89.01	180.0	OK

2-3) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 0.65 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 995.39 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 / 1.3$
$= 2175.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-4) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245 \text{ (N/mm}^3\text{)}$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-5) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-6) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

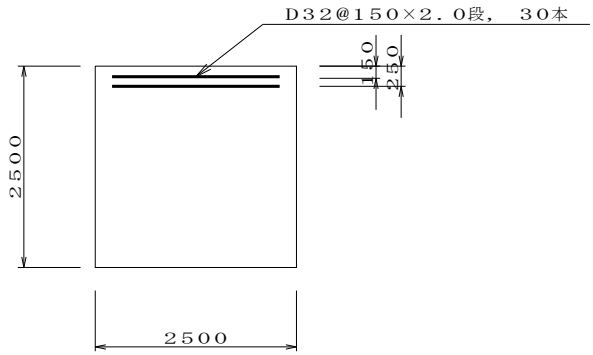
16-6 耐荷性能の照査

16-6-1 鉛直方向（左側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ＞ Mc となるため、以下の規定により決定する Md = 7566.23 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 18225.11 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑥ D+L+WS+WL」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 7566.23 = 12862.59$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d$ ＞ M_c となるため、以下の規定により決定する。

$M_u \geqq M_c$ ------ OK

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1574.16 (mm)
A_{sb} = 188388.8 (mm^2)
A_s = 23826.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ｉ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
① D	4653.26	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
② D+L	7188.89	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑥ D+L+WS+WL	7566.23	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑧ D+WS	5363.01	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑨ D+TH+EQ	5380.24	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑩ D+EQ	6107.22	0.90	1.00	16754.47	17847.47	15079.03	OK

ⅱ）限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud}　：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）
ξ_1　：調査・解析係数
ξ_2　：部材・構造係数
Φ_u　：抵抗係数
M_{uc}　：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m）

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
① D	4653.26	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
② D+L	7188.89	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑥ D+L+WS+WL	7566.23	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑧ D+WS	5363.01	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑨ D+TH+EQ	5380.24	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑩ D+EQ	6107.22	0.90	0.90	1.00	18225.11	14762.34	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法

1-2) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
① D	1321.05	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
② D+L	2013.97	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑥ D+L+WS+WL	2045.00	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑧ D+WS	1400.60	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑨ D+TH+EQ	1413.14	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑩ D+EQ	1505.23	0.90	0.85	0.95	2236.86	0.95	7582.00	7135.85	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545 \ (N/mm^3)$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 2236.86$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 5650.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1883.3 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 7582.00$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
① D	1321.05	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
② D+L	2013.97	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑥ D+L+WS+WL	2045.00	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑧ D+WS	1400.60	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑨ D+TH+EQ	1413.14	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑩ D+EQ	1505.23	0.90	1.00	15066.67	13560.00	OK

1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$$
$$= 3.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 15066.67 \ (kN)$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

1-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

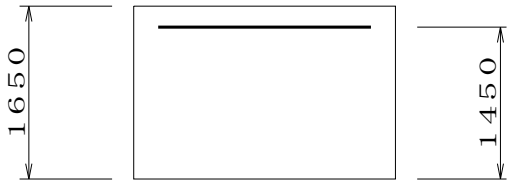
ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）
S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）
d ：部材断面の有効高（= 1883.3 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	永続作用支配状況	1321.05	0.281	1.70	OK
② D+L	変動作用支配状況	2013.97	0.428	2.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	2045.00	0.434	2.60	OK
⑧ D+WS	変動作用支配状況	1400.60	0.297	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	1413.14	0.300	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	1505.23	0.320	2.60	OK

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
① D	1535.56	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
② D+L	2435.56	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	2480.21	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑧ D+WS	1645.73	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑨ D+TH+EQ	1662.17	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑩ D+EQ	1788.79	0.90	0.85	0.95	1990.78	0.95	5837.47	5689.18	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 1990.78$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 4350.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1450.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 5837.47$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2\Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
① D	1535.56	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
② D+L	2435.56	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑥ D+L+WS+WL	2480.21	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑧ D+WS	1645.73	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑨ D+TH+EQ	1662.17	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑩ D+EQ	1788.79	0.90	1.00	11600.00	10440.00	OK

2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$$
$$= 3.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 11600.00 \ (kN)$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

2-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）
S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）
d ：部材断面の有効高（= 1450.0 mm）

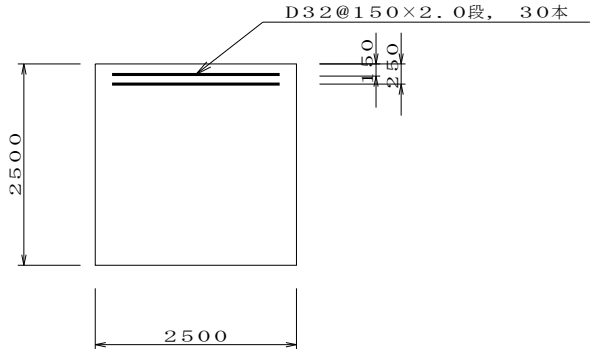
荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	永続作用支配状況	1535.56	0.424	1.70	OK
② D+L	変動作用支配状況	2435.56	0.672	2.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	2480.21	0.684	2.60	OK
⑧ D+WS	変動作用支配状況	1645.73	0.454	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	1662.17	0.459	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	1788.79	0.493	2.60	OK

16-6-2 鉛直方向（右側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ＞ Mc となるため、以下の規定により決定する Md = 7188.89 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 18225.11 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「② D+L」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 7188.89 = 12221.11$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により決定する。

$M_u \geqq M_c$ ------ OK

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1574.16 (mm)
A_{sb} = 188388.8 (mm^2)
A_s = 23826.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ｉ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
① D	4653.26	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
② D+L	7188.89	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑥ D+L+WS+WL	6557.98	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑧ D+WS	3943.51	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑨ D+TH+EQ	3926.28	0.90	0.85	16754.47	17847.47	12817.17	OK
⑩ D+EQ	3199.30	0.90	1.00	16754.47	17847.47	15079.03	OK

ⅱ）限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud}　：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）
ξ_1　：調査・解析係数
ξ_2　：部材・構造係数
Φ_u　：抵抗係数
M_{uc}　：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m）

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
① D	4653.26	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
② D+L	7188.89	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑥ D+L+WS+WL	6557.98	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑧ D+WS	3943.51	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑨ D+TH+EQ	3926.28	0.90	0.90	0.80	18225.11	11809.87	OK
⑩ D+EQ	3199.30	0.90	0.90	1.00	18225.11	14762.34	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法

1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
① D	1321.05	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
② D+L	2013.97	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑥ D+L+WS+WL	1913.65	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑧ D+WS	1241.50	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑨ D+TH+EQ	1228.96	0.90	0.85	0.65	2236.86	0.65	7582.00	4882.43	OK
⑩ D+EQ	1136.88	0.90	0.85	0.95	2236.86	0.95	7582.00	7135.85	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 2236.86$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 5650.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1883.3 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 7582.00$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2\Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
① D	1321.05	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
② D+L	2013.97	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑥ D+L+WS+WL	1913.65	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑧ D+WS	1241.50	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑨ D+TH+EQ	1228.96	0.90	0.70	15066.67	9492.00	OK
⑩ D+EQ	1136.88	0.90	1.00	15066.67	13560.00	OK

1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$$
$$= 3.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 15066.67 \ (kN)$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

1-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

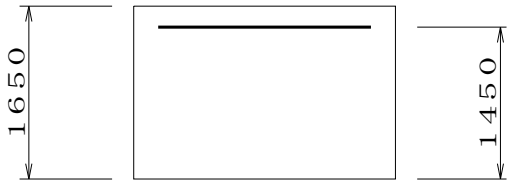
ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）
S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）
d ：部材断面の有効高（= 1883.3 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
① D	永続作用支配状況	1321.05	0.281	1.70	OK
② D+L	変動作用支配状況	2013.97	0.428	2.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	1913.65	0.406	2.60	OK
⑧ D+WS	変動作用支配状況	1241.50	0.264	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	1228.96	0.261	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	1136.88	0.241	2.60	OK

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
① D	1535.56	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
② D+L	2435.56	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	2300.90	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑧ D+WS	1425.39	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑨ D+TH+EQ	1408.94	0.90	0.85	0.65	1990.78	0.65	5837.47	3892.60	OK
⑩ D+EQ	1282.33	0.90	0.85	0.95	1990.78	0.95	5837.47	5689.18	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 1990.78$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 4350.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1450.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 5837.47$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2\Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
① D	1535.56	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
② D+L	2435.56	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑥ D+L+WS+WL	2300.90	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑧ D+WS	1425.39	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑨ D+TH+EQ	1408.94	0.90	0.70	11600.00	7308.00	OK
⑩ D+EQ	1282.33	0.90	1.00	11600.00	10440.00	OK

2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$$
$$= 3.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 11600.00 \ (kN)$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm^2）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

2-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm^2）
S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）
d ：部材断面の有効高（= 1450.0 mm）

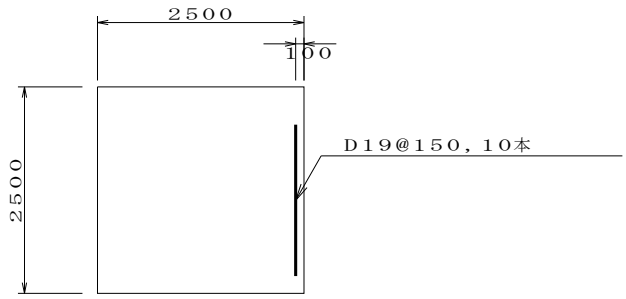
荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
① D	永続作用支配状況	1535.56	0.424	1.70	OK
② D+L	変動作用支配状況	2435.56	0.672	2.60	OK
⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	2300.90	0.635	2.60	OK
⑧ D+WS	変動作用支配状況	1425.39	0.393	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	1408.94	0.389	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	1282.33	0.354	2.60	OK

16-6-3 水平方向（左側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ≦ Mc となるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 1472.34 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 2362.38 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑩ D+EQ」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 1472.34 = 2502.98$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1607.66 (mm)
A_{sb} = 192397.4 (mm^2)
A_s = 2865.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ⅰ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
③ D+TH	452.00	0.90	0.85	2297.69	2356.92	1757.73	OK
⑨ D+TH+EQ	962.17	0.90	0.85	2297.69	2356.92	1757.73	OK
⑩ D+EQ	1472.34	0.90	1.00	2297.69	2356.92	2067.92	OK

ⅱ) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

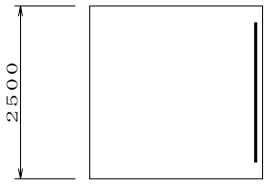
M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
③ D+TH	452.00	0.90	0.90	0.80	2362.38	1530.82	OK
⑨ D+TH+EQ	962.17	0.90	0.90	0.80	2362.38	1530.82	OK
⑩ D+EQ	1472.34	0.90	0.90	1.00	2362.38	1913.52	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.85	0.65	1284.31	0.65	9662.02	5443.06	OK
⑨ D+TH+EQ	632.89	0.90	0.85	0.65	1284.31	0.65	9662.02	5443.06	OK
⑩ D+EQ	945.77	0.90	0.85	0.95	1284.31	0.95	9662.02	7955.25	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 1284.31$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 7200.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.70	19200.00	12096.00	OK
⑨ D+TH+EQ	632.89	0.90	0.70	19200.00	12096.00	OK
⑩ D+EQ	945.77	0.90	1.00	19200.00	17280.00	OK

1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 19200.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

1-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

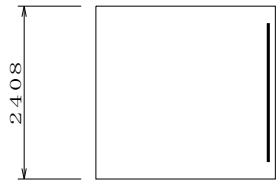
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	320.00	0.053	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	632.89	0.105	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	945.77	0.158	2.60	OK

2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
③ D+TH	320.00	0.90	0.85	0.65	1237.22	0.65	9662.02	5419.65	OK
⑨ D+TH+EQ	627.46	0.90	0.85	0.65	1237.22	0.65	9662.02	5419.65	OK
⑩ D+EQ	934.92	0.90	0.85	0.95	1237.22	0.95	9662.02	7921.02	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 1237.22$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 6936.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.70	18496.00	11652.48	OK
⑨ D+TH+EQ	627.46	0.90	0.70	18496.00	11652.48	OK
⑩ D+EQ	934.92	0.90	1.00	18496.00	16646.40	OK

2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 18496.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

2-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

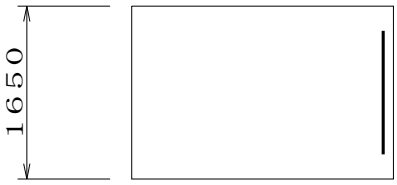
b_w ：部材断面の幅（= 2408.3 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	320.00	0.055	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	627.46	0.109	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	934.92	0.162	2.60	OK

3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

3-1) 断面寸法



3-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
③ D+TH	160.00	0.90	0.85	0.65	847.65	0.65	9662.02	5225.93	OK
⑨ D+TH+EQ	326.60	0.90	0.85	0.65	847.65	0.65	9662.02	5225.93	OK
⑩ D+EQ	493.20	0.90	0.85	0.95	847.65	0.95	9662.02	7637.90	OK

3-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

3-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

3-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

3-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 847.65$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 4752.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

3-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	160.00	0.90	0.70	12672.00	7983.36	OK
⑨ D+TH+EQ	326.60	0.90	0.70	12672.00	7983.36	OK
⑩ D+EQ	493.20	0.90	1.00	12672.00	11404.80	OK

3-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 12672.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

3-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

b_w ：部材断面の幅（= 1650.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

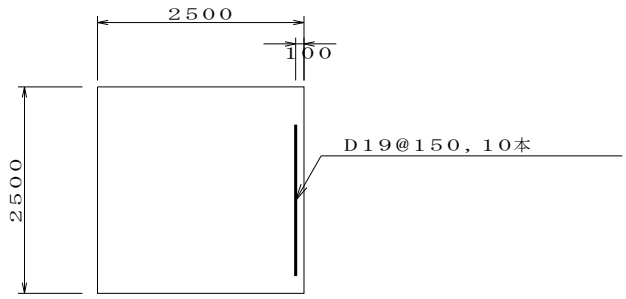
荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	160.00	0.040	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	326.60	0.082	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	493.20	0.125	2.60	OK

16-6-4 水平方向（右側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ≦ Mc となるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 1472.34 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 2362.38 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑩ D+EQ」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 1472.34 = 2502.98$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1607.66 (mm)
A_{sb} = 192397.4 (mm^2)
A_s = 2865.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ⅰ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
③ D+TH	452.00	0.90	0.85	2297.69	2356.92	1757.73	OK
⑨ D+TH+EQ	962.17	0.90	0.85	2297.69	2356.92	1757.73	OK
⑩ D+EQ	1472.34	0.90	1.00	2297.69	2356.92	2067.92	OK

ⅱ) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

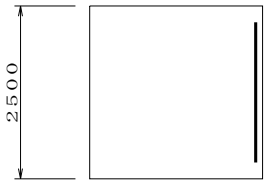
M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

荷重ケース	作用力 モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
③ D+TH	452.00	0.90	0.90	0.80	2362.38	1530.82	OK
⑨ D+TH+EQ	962.17	0.90	0.90	0.80	2362.38	1530.82	OK
⑩ D+EQ	1472.34	0.90	0.90	1.00	2362.38	1913.52	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.85	0.65	1284.31	0.65	9662.02	5443.06	OK
⑨ D+TH+EQ	632.89	0.90	0.85	0.65	1284.31	0.65	9662.02	5443.06	OK
⑩ D+EQ	945.77	0.90	0.85	0.95	1284.31	0.95	9662.02	7955.25	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 1284.31$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 7200.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.70	19200.00	12096.00	OK
⑨ D+TH+EQ	632.89	0.90	0.70	19200.00	12096.00	OK
⑩ D+EQ	945.77	0.90	1.00	19200.00	17280.00	OK

1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 19200.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

1-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

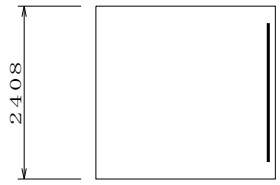
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	320.00	0.053	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	632.89	0.105	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	945.77	0.158	2.60	OK

2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
③ D+TH	320.00	0.90	0.85	0.65	1237.22	0.65	9662.02	5419.65	OK
⑨ D+TH+EQ	627.46	0.90	0.85	0.65	1237.22	0.65	9662.02	5419.65	OK
⑩ D+EQ	934.92	0.90	0.85	0.95	1237.22	0.95	9662.02	7921.02	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 1237.22$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 6936.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	320.00	0.90	0.70	18496.00	11652.48	OK
⑨ D+TH+EQ	627.46	0.90	0.70	18496.00	11652.48	OK
⑩ D+EQ	934.92	0.90	1.00	18496.00	16646.40	OK

2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 18496.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

2-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

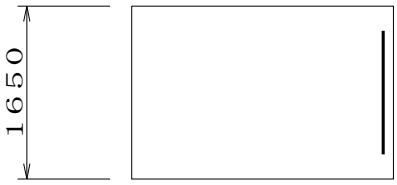
b_w ：部材断面の幅（= 2408.3 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	320.00	0.055	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	627.46	0.109	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	934.92	0.162	2.60	OK

3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

3-1) 断面寸法



3-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	判定
③ D+TH	160.00	0.90	0.85	0.65	847.65	0.65	9662.02	5225.93	OK
⑨ D+TH+EQ	326.60	0.90	0.85	0.65	847.65	0.65	9662.02	5225.93	OK
⑩ D+EQ	493.20	0.90	0.85	0.95	847.65	0.95	9662.02	7637.90	OK

3-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

3-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

3-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

3-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 847.65$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 4752.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

3-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
③ D+TH	160.00	0.90	0.70	12672.00	7983.36	OK
⑨ D+TH+EQ	326.60	0.90	0.70	12672.00	7983.36	OK
⑩ D+EQ	493.20	0.90	1.00	12672.00	11404.80	OK

3-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 12672.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

3-10) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

b_w ：部材断面の幅（= 1650.0 mm）

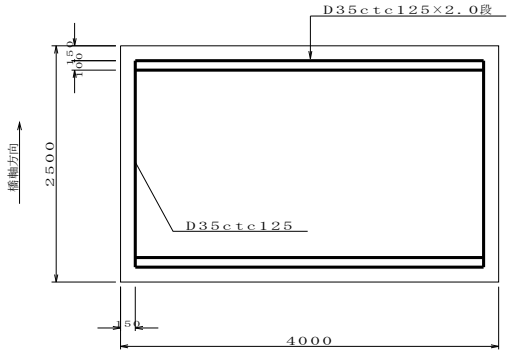
d ：部材断面の有効高（= 2400.0 mm）

荷重ケース	作用の区分	作用せん断力 S_h(kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
③ D+TH	変動作用支配状況	160.00	0.040	2.60	OK
⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	326.60	0.082	2.60	OK
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	493.20	0.125	2.60	OK

17 柱の断面照査

17-1 計算結果一覧表

(1) 柱基部



(橋軸方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D35ctc125	31	29654.6
2	250	D35ctc125	31	29654.6
			片側合計	59309.2

(橋軸直角方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D35ctc125	19	18175.4
			片側合計	18175.4

(1) 橋軸方向

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	③ D+TH
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
作用力	曲げモーメント	M	kN・m	0.00	0.00	7280.00
	軸力	N	kN	8858.59	11608.59	8858.59
	せん断力	S	kN	0.00	0.00	800.00
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	11465.28	11465.28	11465.28
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	0.00	0.00	7280.00
		(M_{yd})	kN・m	(37999.52)	(39867.04)	(37999.52)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	0.00	0.00	7280.00
		(M_{ud})	kN・m	(35125.50)	(36958.91)	(35125.50)
	せん断力	S	kN	0.00	0.00	800.00
		(S_{usd})	kN	(6629.45)	(6629.45)	(6629.45)
		(S_{ucd})	kN	(18547.20)	(18547.20)	(18547.20)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.00	0.00	0.09
		(制限値)	N/mm²	(1.70)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				⑤D+L+TH+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
作用力	曲げモーメント	M	kN・m	5460.00	14105.54	20931.08
	軸力	N	kN	11471.09	8858.59	8858.59
	せん断力	S	kN	600.00	1711.70	2623.40
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	11465.28	11465.28	11465.28
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	5460.00	14105.54	20931.08
		(M_{yd})	kN・m	(39774.40)	(37999.52)	(44705.32)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	5460.00	14105.54	20931.08
		(M_{ud})	kN・m	(36867.50)	(35125.50)	(43906.87)
	せん断力	S	kN	600.00	1711.70	2623.40
		(S_{usd})	kN	(6629.45)	(6629.45)	(9689.19)
		(S_{ucd})	kN	(18547.20)	(18547.20)	(26496.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.07	0.19	0.29
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
作用力	曲げモーメント	M	kN・m	0.00
	軸力	N	kN	10493.90
	せん断力	S	kN	0.00
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	0.89
		(制限値)	N/mm²	(8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――
		(制限値)	N/mm²	(160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	0.00
		(制限値)	N/mm²	(160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	―――――
		(M_{yd})	kN・m	―――――
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	―――――
		(M_{ud})	kN・m	―――――
	せん断力	S	kN	―――――
		(S_{usd})	kN	―――――
		(S_{ucd})	kN	―――――
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――
判定				OK

(2) 橋軸直角方向

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	⑥ D+L+WS+WL
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
作用力	曲げモーメント	M	kN・m	0.00	0.00	5236.20
	軸力	N	kN	8858.59	11608.59	11471.09
	せん断力	S	kN	0.00	0.00	476.44
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	11465.28	11465.28	11465.28
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	0.00	0.00	5236.20
		(M_{yd})	kN・m	(28389.05)	(31574.54)	(31417.24)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	0.00	0.00	5236.20
		(M_{ud})	kN・m	(25967.19)	(29186.88)	(29027.01)
	せん断力	S	kN	0.00	0.00	476.44
		(S_{usd})	kN	(9171.48)	(9171.48)	(9171.48)
		(S_{ucd})	kN	(19404.00)	(19404.00)	(19404.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.00	0.00	0.05
		(制限値)	N/mm²	(1.70)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

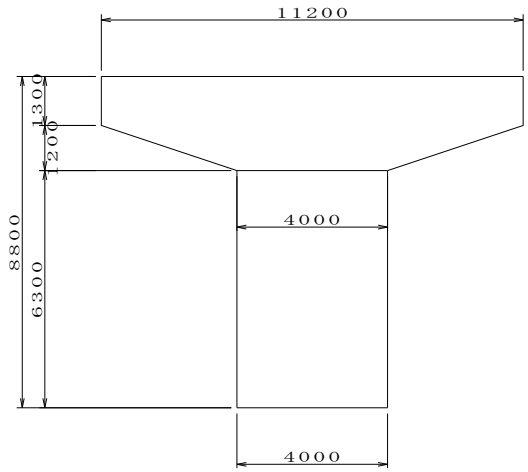
荷重ケース				⑧D+WS+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
作用力	曲げモーメント	M	kN・m	7959.90	8499.42	16998.83
	軸力	N	kN	8858.59	8858.59	8858.59
	せん断力	S	kN	765.38	944.20	1888.40
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	―――――	―――――	―――――
		(制限値)	N/mm²	―――――	―――――	―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	11465.28	11465.28	11465.28
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	7959.90	8499.42	16998.83
		(M_{yd})	kN・m	(28389.05)	(28389.05)	(33398.89)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	7959.90	8499.42	16998.83
		(M_{ud})	kN・m	(25967.19)	(25967.19)	(32458.99)
	せん断力	S	kN	765.38	944.20	1888.40
		(S_{usd})	kN	(9171.48)	(9171.48)	(13404.47)
		(S_{ucd})	kN	(19404.00)	(19404.00)	(27720.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.08	0.10	0.20
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
作用力	曲げモーメント 軸力 せん断力	M N S	kN・m kN kN	0.00 10493.90 0.00
耐久性能	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm^2 N/mm^2	1.00 (8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm^2 N/mm^2	―――― (160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm^2 N/mm^2	0.00 (160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm^2	――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	―――― ――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	―――― ――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	―――― ―――― ――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm^2 N/mm^2	―――― ――――
判定				OK

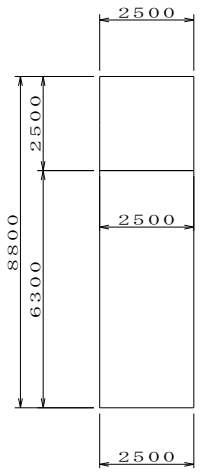
17-2 設計条件

(1) 形状寸法図

直角方向



橋軸方向



17-3 断面力算出

17-3-1 断面力集計

荷重ケース		照査対象	作用の組合せ	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)
橋軸	①D+TF(D)	耐荷性能	① D	0.00	8858.59	0.00
	②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	0.00	11608.59	0.00
	③D+TH+TF(D)	耐荷性能	③ D+TH	7280.00	8858.59	800.00
	⑤D+L+TH+TF(D)	耐荷性能	⑤ D+L+TH	5460.00	11471.09	600.00
	⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	14105.54	8858.59	1711.70
	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	20931.08	8858.59	2623.40
	疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	0.00	10493.90	0.00
直角	①D+TF(D)	耐荷性能	① D	0.00	8858.59	0.00
	②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	0.00	11608.59	0.00
	⑥D+L+WS+WL+TF(D)	耐荷性能	⑥ D+L+WS+WL	5236.20	11471.09	476.44
	⑧D+WS+TF(D)	耐荷性能	⑧ D+WS	7959.90	8858.59	765.38
	⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	8499.42	8858.59	944.20
	⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	16998.83	8858.59	1888.40
	疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	0.00	10493.90	0.00

17-3-2 上部工反力の計算

(1) 橋軸方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00

2) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.25	2750.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8465.00	0.00	――	――	0.00	0.00

3) ③D+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	1.00	1.00	―――	800.00	――	9.100	―――	7280.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	800.00	――	――	0.00	7280.00

4) ⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	0.95	1.25	2612.50	―――	0.000	――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	0.75	1.00	―――	600.00	――	9.100	―――	5460.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8327.50	600.00	――	――	0.00	5460.00

5) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度変化の影響による反力	―――	800.00	0.50	1.00	―――	400.00	――	9.100	―――	3640.00
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1750.00	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	918.75	――	9.100	―――	8360.63
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1318.75	――	――	0.00	12000.63

6) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1750.00	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1837.50	――	9.100	―――	16721.25
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1837.50	――	――	0.00	16721.25

7) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00

(2) 橋軸直角方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	5715.00	0.00	――	――	0.00	0.00

2) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.25	2750.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	8465.00	0.00	――	――	0.00	0.00

3) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	0.95	1.25	2612.50	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
橋桁に作用する風荷重による反力	―――	612.30	0.50	1.25	―――	382.69	――	10.400	―――	3979.95
活荷重に対する風荷重による反力	―――	150.00	0.50	1.25	―――	93.75	――	13.400	―――	1256.25
合計	―――	―――	――	――	8327.50	476.44	――	――	0.00	5236.20

4) ⑧D+WS+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
橋桁に作用する風荷重による反力	―――	612.30	1.00	1.25	―――	765.38	――	10.400	―――	7959.90
合計	―――	―――	――	――	5715.00	765.38	――	――	0.00	7959.90

5) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1050.00	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	551.25	――	11.600	―――	6394.50
合計	―――	―――	――	――	5715.00	551.25	――	――	0.00	6394.50

6) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.05	5565.00	―――	0.000	――	0.00	―――
温度差の影響による反力	150.00	―――	1.00	1.00	150.00	―――	0.000	――	0.00	―――
地震の影響による反力	―――	1050.00	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	1102.50	――	11.600	―――	12789.00
合計	―――	―――	――	――	5715.00	1102.50	――	――	0.00	12789.00

7) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
(第１支承線)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
死荷重反力	5300.00	―――	1.00	1.00	5300.00	―――	0.000	――	0.00	―――
活荷重反力	2200.00	―――	1.00	1.00	2200.00	―――	0.000	――	0.00	―――
合計	―――	―――	――	――	7500.00	0.00	――	――	0.00	0.00

17-3-3 断面力の計算

(1) 橋軸方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	―――	―――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

2) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	0.00	―――	―――	8465.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	11608.59	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

3) ③D+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	800.00	―――	―――	5715.00	800.00	―――	―――	0.00	7280.00
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	800.00	―――	―――	0.00	7280.00
										7280.00

4) ⑤D+L+TH+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	800.00	―――	―――	8327.50	600.00	―――	―――	0.00	5460.00
合　計	―――	―――	―――	―――	11471.09	600.00	―――	―――	0.00	5460.00
										5460.00

5) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
はり慣性力	―――	362.60	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	190.36	―――	7.705	―――	1466.77
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱慣性力	―――	385.87	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	202.58	―――	3.150	―――	638.14
上部工反力	5450.00	2550.00	―――	―――	5715.00	1318.75	―――	―――	0.00	12000.63
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	1711.70	―――	―――	0.00	14105.54
										14105.54

6) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
はり慣性力	―――	362.60	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	380.73	―――	7.705	―――	2933.55
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱慣性力	―――	385.87	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	405.17	―――	3.150	―――	1276.28
上部工反力	5450.00	1750.00	―――	―――	5715.00	1837.50	―――	―――	0.00	16721.25
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	2623.40	―――	―――	0.00	20931.08
										20931.08

7) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.00	1450.40	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.00	1543.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	―――	―――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	10493.90	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

(2) 橋軸直角方向

1) ①D+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	0.00	―――	―――	5715.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

2) ②D+L+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	0.00	―――	―――	8465.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	11608.59	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

3) ⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7650.00	762.30	―――	―――	8327.50	476.44	―――	―――	0.00	5236.20
下部工風荷重	―――	0.00	0.50	1.25	―――	0.00	―――	0.000	―――	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	11471.09	476.44	―――	―――	0.00	5236.20
										5236.20

4) ⑧D+WS+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	5450.00	612.30	―――	―――	5715.00	765.38	―――	―――	0.00	7959.90
下部工風荷重	―――	0.00	1.00	1.25	―――	0.00	―――	0.000	―――	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	765.38	―――	―――	0.00	7959.90
										7959.90

5) ⑨D+TH+EQ+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
はり慣性力	―――	362.60	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	190.36	―――	7.705	―――	1466.77
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱慣性力	―――	385.87	1.00 0.50	1.05 1.00	―――	202.58	―――	3.150	―――	638.14
上部工反力	5450.00	1050.00	―――	―――	5715.00	551.25	―――	―――	0.00	6394.50
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	944.20	―――	―――	0.00	8499.42
										8499.42

6) ⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.05	1522.92	―――	0.000	―――	0.00	―――
はり慣性力	―――	362.60	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	380.73	―――	7.705	―――	2933.55
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.05	1620.67	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱慣性力	―――	385.87	1.00 1.00	1.05 1.00	―――	405.17	―――	3.150	―――	1276.28
上部工反力	5450.00	1050.00	―――	―――	5715.00	1102.50	―――	―――	0.00	12789.00
合　計	―――	―――	―――	―――	8858.59	1888.40	―――	―――	0.00	16998.83
										16998.83

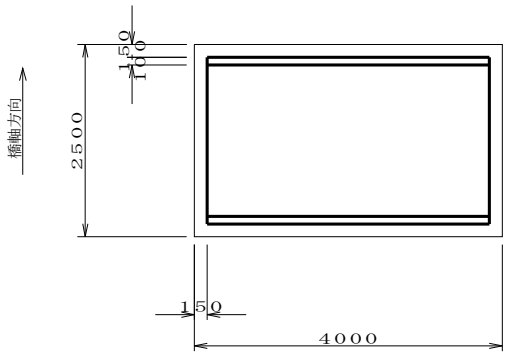
7) 疲労　浮力無視
照査対象　　：耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項　目	特性値 (kN)		γp	γq	作用力(kN)		アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり重量	1450.40	―――	1.00	1.00	1450.40	―――	0.000	―――	0.00	―――
柱重量	1543.50	―――	1.00	1.00	1543.50	―――	0.000	―――	0.00	―――
上部工反力	7500.00	0.00	―――	―――	7500.00	0.00	―――	―――	0.00	0.00
合　計	―――	―――	―――	―――	10493.90	0.00	―――	―――	0.00	0.00
										0.00

17-4 耐久性能の照査

17-4-1 断面(1) （位置：柱基部 ）

(1) 断面寸法



(2) 配筋

(橋軸方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	31	29654.6
2	250	D35ctc125	31	29654.6
			片側合計	59309.2

(橋軸直角方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	19	18175.4
			片側合計	18175.4

(3) 断面照査

1) 橋軸方向

1-1) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	応力度 (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	
疲労　浮力無視	0.00	10493.90	0.89	8.00	―――	160.00	OK

1-2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{\Sigma A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h ：せん断力 (kN)
S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN)
d ：部材断面の有効高 (= 2300.0 mm)
A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 1935.5 mm²)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 200.0 mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	0.00	2325.75	0.00	0.00	160.00	OK

ⅰ) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.38892 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 0.00 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 / 1.3 = 0.00$ (kN)
の範囲とする。

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断応力 (kN)
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

ⅱ) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.805 \times 1.380 \times 1.00 \times 1.00 = 0.38892 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断耐力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

ⅲ) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(mm)	c_e
2300.0	0.805

ⅳ) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm²)	有効高 d(mm)	p_t (%)	c_{pt}
73658.2	2300.0	0.801	1.380

2）橋軸直角方向

2-1）鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	
疲労　浮力無視	0.00	10493.90	1.00	8.00	―――	160.00	OK

2-2）せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{\Sigma A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s　：せん断補強鉄筋に生じる応力度（N/mm²）
S_s　：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN)であり、0を下回るときには0とする
S_h　：せん断力（kN）
S_{cd}　：コンクリートが負担できるせん断力（kN）
d　：部材断面の有効高（= 3850.0 mm）
A_w　：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積（= 1935.5 mm²）
a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（= 200.0 mm）
θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

荷重ケース	S_h (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	0.00	1956.82	0.00	0.00	160.00	OK

ⅰ）コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.31278 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 0.00 \text{ (kN)}$$

ただし、$S_{cd} \leqq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 / 1.3 = 0.00$ (kN)
の範囲とする。

ここに、

S_{cd}　：コンクリートが負担できるせん断応力（kN）
Φ_{uc}　：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
τ_r　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w　：部材断面の幅（mm）
d　：部材断面の有効高（mm）
k　：補正係数で1.3とする
τ_{cmax}　：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度（= 1.20 N/mm²）

ⅱ）コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.658 \times 1.359 \times 1.00 \times 1.00 = 0.31278 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

τ_r　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（N/mm²）
c_e　：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt}　：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc}　：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断耐力の割増係数
c_c　：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

ⅲ）部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(mm)	c_e
3850.0	0.658

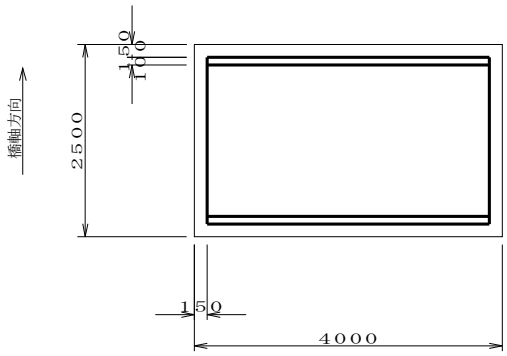
ⅳ）軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(mm)	p_t (%)	c_{pt}
73658.2	3850.0	0.765	1.359

17-5 耐荷性能の照査

17-5-1 断面(1) （位置：柱基部 ）

(1) 断面寸法



(2) 配筋

(橋軸方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	31	29654.6
2	250	D35ctc125	31	29654.6
			片側合計	59309.2

(橋軸直角方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	19	18175.4
			片側合計	18175.4

(3) 最小鉄筋量照査

	項　　目	規定	実鉄筋量	判定
橋軸	0.008A’	Asmin = 11465.3 (mm^2)	全周合計 ΣAs = 147316.4 (mm^2)	OK
直角	0.008A’	Asmin = 11465.3 (mm^2)	全周合計 ΣAs = 147316.4 (mm^2)	OK

1) 橋軸方向

1-1) 軸方向鉄筋の照査

・「0.008A’」

$$A_{smin} = 0.008A' = 0.008 \times 1433.160 \times 10^3 = 11465.28 \ mm^2$$

$$A' = \frac{N}{(0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca})} = \frac{11608.6\times10^3}{(0.008\times200.0 + 6.50)} = 1433.160\times10^3 \ mm^2$$

※なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

2）橋軸直角方向

2-1）軸方向鉄筋の照査

・「0.008A'」

$A_{smin} = 0.008A' = 0.008 \times 1433.160 \times 10^3 = 11465.28 \ mm^2$

$$A' = \frac{N}{(0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca})} = \frac{11608.6 \times 10^3}{(0.008 \times 200.0 + 6.50)} = 1433.160 \times 10^3 \ mm^2$$

※なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^{2}以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量照査

脆性的な破壊を避けるために、鉄筋の降伏モーメントよりもコンクリートの終局モーメントのほうが大きいことを照査する。

	項　　目	詳細	判定
橋軸	My ＜ Mu	My = 49672.58 (kN・m) Mu = 54206.02 (kN・m)	OK
直角	My ＜ Mu	My = 37109.88 (kN・m) Mu = 40072.83 (kN・m)	OK

(5) 軸方向鉄筋量

断面積の6% となる鉄筋量 A_{sb1} (実配筋量 = 147316.4 mm^2)

$A_{sb1} = A \cdot 0.06 = 10000000 \times 0.06 = 600000.0 \ (mm^2)$

ここに、

A ： 柱の断面積 (mm^2)

(6) 断面照査

1）橋軸方向

1-1）曲げモーメント及び軸力に対する照査

1-1-1）限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)

ξ_1 ：調査・解析係数

Φ_y ：抵抗係数

M_{yc}(S)：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

M_{yc}(C)：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	組合せ	作用力		制限値					判定
		モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m)	M_{yc}(C) (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
①D+TF(D)	① D	0.00	8858.59	0.90	0.85	49672.58	52212.85	37999.52	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	11608.59	0.90	0.85	52113.77	54554.08	39867.04	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	7280.00	8858.59	0.90	0.85	49672.58	52212.85	37999.52	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	5460.00	11471.09	0.90	0.85	51992.68	54439.94	39774.40	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	14105.54	8858.59	0.90	0.85	49672.58	52212.85	37999.52	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	20931.08	8858.59	0.90	1.00	49672.58	52212.85	44705.32	OK

1-1-2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m）

荷重ケース	組合せ	作用力		制限値					判定
		モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
①D+TF(D)	① D	0.00	8858.59	0.90	0.90	0.80	54206.02	35125.50	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	11608.59	0.90	0.90	0.80	57035.36	36958.91	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	7280.00	8858.59	0.90	0.90	0.80	54206.02	35125.50	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	5460.00	11471.09	0.90	0.90	0.80	56894.29	36867.50	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	14105.54	8858.59	0.90	0.90	0.80	54206.02	35125.50	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	20931.08	8858.59	0.90	0.90	1.00	54206.02	43906.87	OK

1-2) せん断力に対する照査

1-2-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値（kN）
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN）
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値（= 8680.72 kN）

荷重ケース	組合せ	作用 せん断力 (kN)	制限値						判定
			ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_{usd} (kN)	
①D+TF(D)	① D	0.00	0.90	0.85	0.65	4651.51	0.65	6629.45	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	0.90	0.85	0.65	4651.51	0.65	6629.45	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	800.00	0.90	0.85	0.65	4651.51	0.65	6629.45	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	600.00	0.90	0.85	0.65	4651.51	0.65	6629.45	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	1711.70	0.90	0.85	0.65	4651.51	0.65	6629.45	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	2623.40	0.90	0.85	0.95	4651.51	0.95	9689.19	OK

ⅰ) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(mm)	c_e
2300.0	0.805

ⅱ) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(mm)	p_t (%)	c_{pt}
73658.2	2300.0	0.801	1.380

iii）コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.805 \times 1.380 \times 1.00 \times 1.00 = 0.38892$ (N/mm²)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断耐力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

iv）コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.38892 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 0.00$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.200 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 11040.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

v）せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1935.5 \times 345.0 \times 2300.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$= 8680.72$ (kN)

ここに、

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-2-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN）

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（= 29440.00 kN）

ξ_1 ：調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	作用せん断力 (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
①D+TF(D)	① D	0.00	0.90	0.70	18547.20	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	0.90	0.70	18547.20	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	800.00	0.90	0.70	18547.20	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	600.00	0.90	0.70	18547.20	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	1711.70	0.90	0.70	18547.20	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	2623.40	0.90	1.00	26496.00	OK

ｉ） ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001 = 3.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 29440.00 \ (kN)$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）

τ_{rmax}：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm²）

b_w ：部材断面の幅（mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

1-2-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

b_w ：部材断面の幅（= 4000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2300.0 mm）

荷重ケース	組合せ	作用の区分	作用せん断力 (kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	0.00	0.000	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	0.00	0.000	2.60	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	変動作用支配状況	800.00	0.087	2.60	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況	600.00	0.065	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	1711.70	0.186	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	2623.40	0.285	2.60	OK

2）橋軸直角方向

2-1）曲げモーメント及び軸力に対する照査

2-1-1）限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd}　：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）

ξ_1　：調査・解析係数

Φ_y　：抵抗係数

$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（引張側鉄筋が降伏強度となる場合）

$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合）

荷重ケース	組合せ	作用力		制限値					判定
		モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
①D+TF(D)	① D	0.00	8858.59	0.90	0.85	37109.88	39063.00	28389.05	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	11608.59	0.90	0.85	41273.91	43442.80	31574.54	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	5236.20	11471.09	0.90	0.85	41068.29	43229.16	31417.24	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	7959.90	8858.59	0.90	0.85	37109.88	39063.00	28389.05	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	8499.42	8858.59	0.90	0.85	37109.88	39063.00	28389.05	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	16998.83	8858.59	0.90	1.00	37109.88	39063.00	33398.89	OK

2-1-2）限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud}　：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m）

ξ_1　：調査・解析係数

ξ_2　：部材・構造係数

Φ_u　：抵抗係数

M_{uc}　：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m）

荷重ケース	組合せ	作用力		制限値					判定
		モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
①D+TF(D)	① D	0.00	8858.59	0.90	0.90	0.80	40072.83	25967.19	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	11608.59	0.90	0.90	0.80	45041.48	29186.88	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	5236.20	11471.09	0.90	0.90	0.80	44794.77	29027.01	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	7959.90	8858.59	0.90	0.90	0.80	40072.83	25967.19	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	8499.42	8858.59	0.90	0.90	0.80	40072.83	25967.19	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	16998.83	8858.59	0.90	0.90	1.00	40072.83	32458.99	OK

2-2) せん断力に対する照査

2-2-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値（kN）
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN）
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値（= 14530.77 kN）

荷重ケース	組合せ	作用せん断力 (kN)	制限値						判定
			ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_{usd} (kN)	
①D+TF(D)	① D	0.00	0.90	0.85	0.65	3913.64	0.65	9171.48	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	0.90	0.85	0.65	3913.64	0.65	9171.48	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	476.44	0.90	0.85	0.65	3913.64	0.65	9171.48	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	765.38	0.90	0.85	0.65	3913.64	0.65	9171.48	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	944.20	0.90	0.85	0.65	3913.64	0.65	9171.48	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	1888.40	0.90	0.85	0.95	3913.64	0.95	13404.47	OK

ⅰ）部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(mm)	c_e
3850.0	0.658

ⅱ）軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(mm)	p_t (%)	c_{pt}
73658.2	3850.0	0.765	1.359

ⅲ）コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.658 \times 1.359 \times 1.00 \times 1.00 = 0.31278 \ (N/mm^2)$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm^2）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（N/mm^2）
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断耐力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

ⅳ）コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.31278 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 0.00 \ (kN)$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.200 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 11550.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN）
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm^2）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）
τ_{cmax}：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度（= 1.20 N/mm^2）

ｖ）せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1935.5 \times 345.0 \times 3850.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$$= 14530.77 \ (\mathrm{kN})$$

ここに、

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積（mm²）
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（N/mm²）
d ：部材断面の有効高（mm）
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-2-2）ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN）
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（= 30800.00 kN）
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	作用せん断力 (kN)	制限値			判定
			ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucd} (kN)	
①D+TF(D)	① D	0.00	0.90	0.70	19404.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	0.00	0.90	0.70	19404.00	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	476.44	0.90	0.70	19404.00	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	765.38	0.90	0.70	19404.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	944.20	0.90	0.70	19404.00	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	1888.40	0.90	1.00	27720.00	OK

ｉ）ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001 = 3.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 30800.00 \ (\mathrm{kN})$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN）
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

2-2-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN）

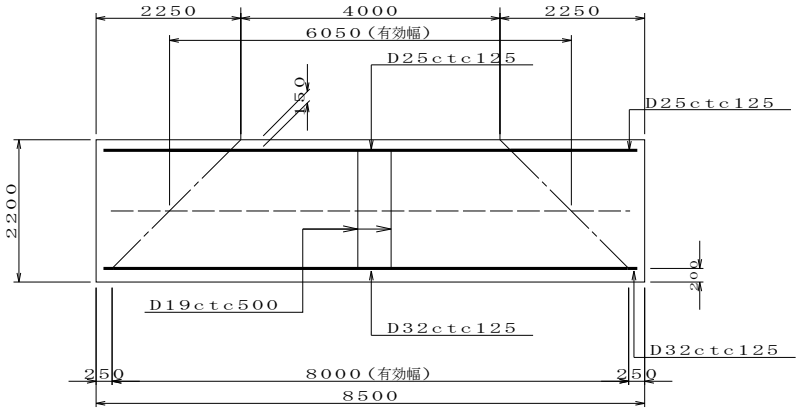
b_w ：部材断面の幅（= 2500.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 3850.0 mm）

荷重ケース	組合せ	作用の区分	作用せん断力 (kN)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	0.00	0.000	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	0.00	0.000	2.60	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	476.44	0.049	2.60	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	変動作用支配状況	765.38	0.080	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	944.20	0.098	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	1888.40	0.196	2.60	OK

18 フーチングの断面計算

18-1 計算結果一覧表（橋軸方向）



18-1-1 橋軸方向-左側-下面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	③ D+TH
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	-699.41 (3091.56)	-905.66 (3091.56)	-337.29 (3091.56)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	-699.41 (2762.39)	-905.66 (2762.39)	-337.29 (2762.39)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	-451.56 (1913.59) (4032.00)	-559.41 (1913.59) (4032.00)	-262.22 (1913.59) (4032.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	0.23 (1.70)	0.28 (2.60)	0.13 (2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				⑤D+L+TH+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	―――― ――――	―――― ――――	―――― ――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	――――	――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	――――	――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	-623.76 (3091.56)	―――― ――――	―――― ――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	-623.76 (2762.39)	―――― ――――	―――― ――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	-412.01 (1913.59) (4032.00)	―――― ―――― ――――	―――― ―――― ――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	0.21 (2.60)	―――― ――――	―――― ――――
判定				OK	――――	――――

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	-820.39 -510.73
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	1.70 (8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	70.81 (160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	0.00 (160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				OK

18-1-2 橋軸方向-左側-上面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	③ D+TH
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――	―――――	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――	―――――	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――	――――― ――――― ―――――	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
判定				―――――	―――――	―――――

荷重ケース				⑤D+L+TH+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――	1.7M_d ≦ M_c	1.7M_d ≦ M_c
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――	65736.45	65736.45
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――	55.91 (2056.36)	584.08 (2419.25)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――	55.91 (1825.83)	584.08 (2282.29)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――	-63.75 (1158.72) (4132.80)	191.33 (1693.52) (5904.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	0.03 (2.60)	0.09 (2.60)
判定				―――――	OK	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				―――――

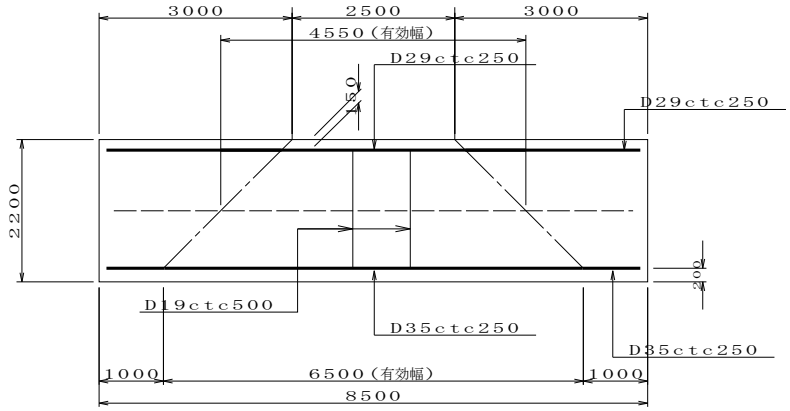
18-1-3 橋軸方向-右側-下面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	③D+TH+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	③ D+TH
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ	M	kN・m	-699.41	-905.66	-1061.53
	限界状態1	(M_{yd})	kN・m	(3091.56)	(3091.56)	(3091.56)
	曲げ	M	kN・m	-699.41	-905.66	-1061.53
	限界状態3	(M_{ud})	kN・m	(2762.39)	(2762.39)	(2762.39)
	せん断力	S	kN	-451.56	-559.41	-640.91
		(S_{usd})	kN	(1913.59)	(1913.59)	(1913.59)
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	(4032.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.23	0.28	0.32
		(制限値)	N/mm²	(1.70)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				⑤D+L+TH+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ	M	kN・m	-1166.94	-1441.10	-1840.53
	限界状態1	(M_{yd})	kN・m	(3091.56)	(3091.56)	(3637.13)
	曲げ	M	kN・m	-1166.94	-1441.10	-1840.53
	限界状態3	(M_{ud})	kN・m	(2762.39)	(2762.39)	(3452.99)
	せん断力	S	kN	-696.02	-839.38	-1048.23
		(S_{usd})	kN	(1913.59)	(1913.59)	(2796.78)
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	(5760.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.35	0.42	0.52
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	-820.39 -510.73
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	1.70 (8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	70.81 (160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	0.00 (160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				OK

18-2 計算結果一覧表（橋軸直角方向）



18-2-1 橋軸直角方向-左側-下面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	⑥ D+L+WS+WL
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	-510.24	-658.32	-475.37
		(M_{yd})	kN・m	(1895.73)	(1895.73)	(1895.73)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	-510.24	-658.32	-475.37
		(M_{ud})	kN・m	(1682.41)	(1682.41)	(1682.41)
	せん断力	S	kN	75.95	75.95	75.95
		(S_{usd})	kN	(783.97)	(783.97)	(783.97)
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	(4032.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.04	0.04	0.04
		(制限値)	N/mm²	(1.70)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				⑧D+WS+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$1.7M_d \leqq M_c$	$1.7M_d \leqq M_c$	――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	――――
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	-238.62	-182.51	――――
		(M_{yd})	kN・m	(1895.73)	(1895.73)	――――
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	-238.62	-182.51	――――
		(M_{ud})	kN・m	(1682.41)	(1682.41)	――――
	せん断力	S	kN	75.95	75.95	――――
		(S_{usd})	kN	(783.97)	(783.97)	――――
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	――――
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.04	0.04	――――
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	――――
判定				OK	OK	――――

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	-596.71 72.34
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	1.51 (8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	83.92 (160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	0.00 (160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				OK

18-2-2 橋軸直角方向-左側-上面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	⑥ D+L+WS+WL
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――	―――――	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――	―――――	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――	――――― ――――― ―――――	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
判定				―――――	―――――	―――――

荷重ケース				⑧D+WS+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――	―――――	$1.7M_d \leqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――	―――――	65736.45
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	207.47 (1553.60)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――	――――― ―――――	207.47 (1456.02)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――	――――― ――――― ―――――	75.95 (1094.60) (5904.00)
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――	――――― ―――――	0.04 (2.60)
判定				―――――	―――――	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	――――― ―――――
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				―――――

18-2-3 橋軸直角方向-右側-下面

荷重ケース				①D+TF(D)	②D+L+TF(D)	⑥D+L+WS+WL+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				① D	② D+L	⑥ D+L+WS+WL
設計状況				永続作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	-510.24	-658.32	-826.46
		(M_{yd})	kN・m	(1895.73)	(1895.73)	(1895.73)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	-510.24	-658.32	-826.46
		(M_{ud})	kN・m	(1682.41)	(1682.41)	(1682.41)
	せん断力	S	kN	75.95	75.95	75.95
		(S_{usd})	kN	(783.97)	(783.97)	(783.97)
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	(4032.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.04	0.04	0.04
		(制限値)	N/mm²	(1.70)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

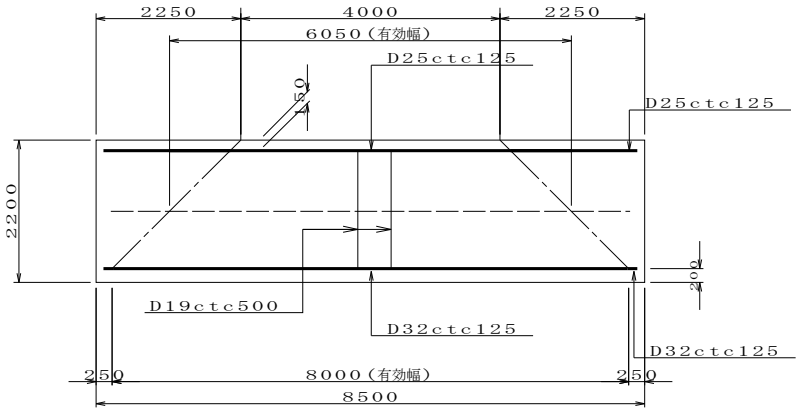
荷重ケース				⑧D+WS+TF(D)	⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑩D+EQ(L1)+TF(D)
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ				⑧ D+WS	⑨ D+TH+EQ	⑩ D+EQ
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況
耐久性能	作用力	M	kN・m	――――	――――	――――
		S	kN	――――	――――	――――
	コンクリート応力度	σ_c	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	主鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
	帯鉄筋応力度	σ_s	N/mm²	――――	――――	――――
		(制限値)	N/mm²	――――	――――	――――
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	64132.64	64132.64	64132.64
	曲げ 限界状態1	M	kN・m	-781.85	-837.97	-1165.70
		(M_{yd})	kN・m	(1895.73)	(1895.73)	(2230.27)
	曲げ 限界状態3	M	kN・m	-781.85	-837.97	-1165.70
		(M_{ud})	kN・m	(1682.41)	(1682.41)	(2103.02)
	せん断力	S	kN	75.95	75.95	75.95
		(S_{usd})	kN	(783.97)	(783.97)	(1145.80)
		(S_{ucd})	kN	(4032.00)	(4032.00)	(5760.00)
	平均せん断力応力度	τ_m	N/mm²	0.04	0.04	0.04
		(制限値)	N/mm²	(2.60)	(2.60)	(2.60)
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				疲労　浮力無視
照査対象				耐久性能
作用の組合せ				1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況				
耐久性能	作用力	M S	kN・m kN	-596.71 72.34
	コンクリート応力度	σ_c (制限値)	N/mm² N/mm²	1.51 (8.00)
	主鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	83.92 (160.00)
	帯鉄筋応力度	σ_s (制限値)	N/mm² N/mm²	0.00 (160.00)
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	―――――
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	―――――
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	――――― ―――――
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	――――― ――――― ―――――
	平均せん断力応力度	τ_m (制限値)	N/mm² N/mm²	――――― ―――――
判定				OK

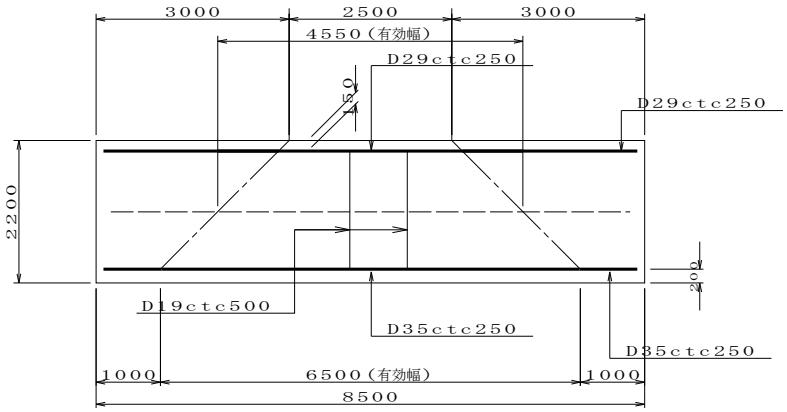
18-3 設計条件

18-3-1 形状及び配筋

(1) 正面図（橋軸方向配筋）



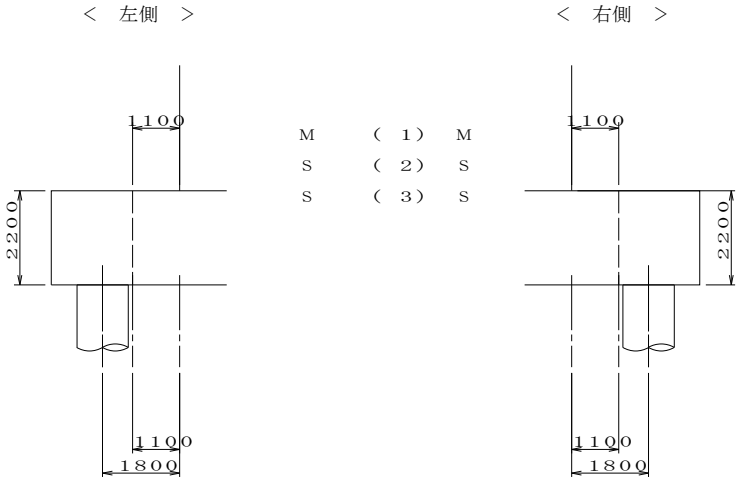
(2) 側面図（橋軸直角方向配筋）



18-3-2 照査項目及び計算内容

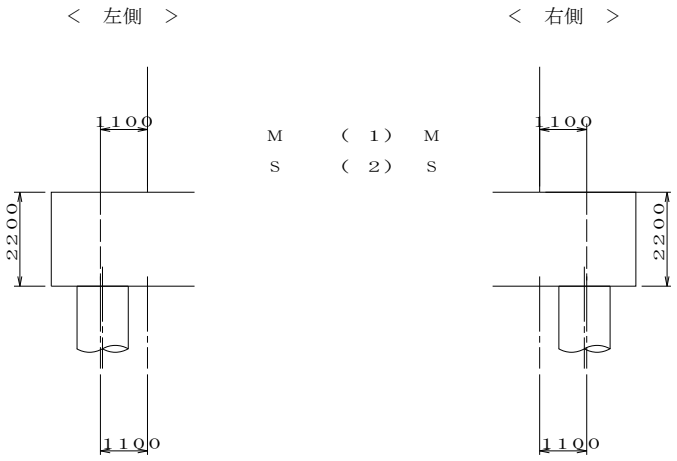
(1) 照査位置と項目

1) 橋軸方向



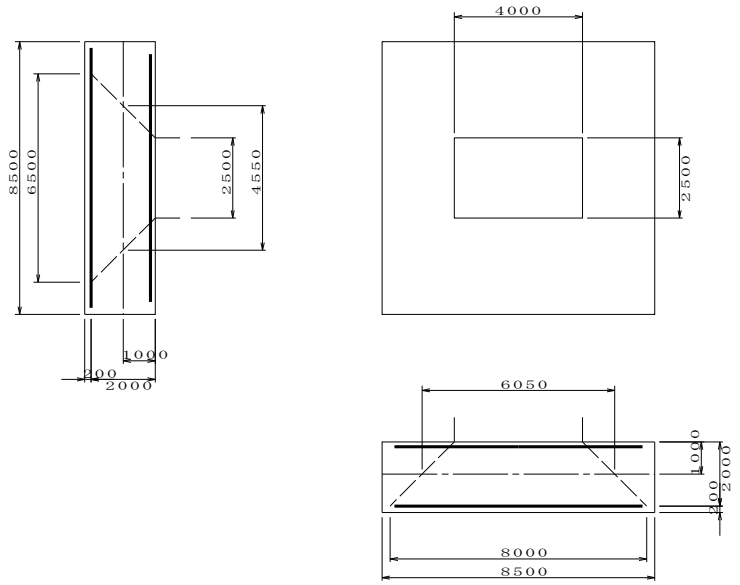
曲げモーメントに対する照査： 橋軸方向(左側断面)(1)
橋軸方向(右側断面)(1)
せん断力に対する照査 ： 橋軸方向(左側断面)(2)～(3)
橋軸方向(右側断面)(2)～(3)

2) 橋軸直角方向



曲げモーメントに対する照査： 橋軸直角方向(左側断面)(1)
橋軸直角方向(右側断面)(1)
せん断力に対する照査 ： 橋軸直角方向(左側断面)(2)
橋軸直角方向(右側断面)(2)

(2) 有効幅の算出



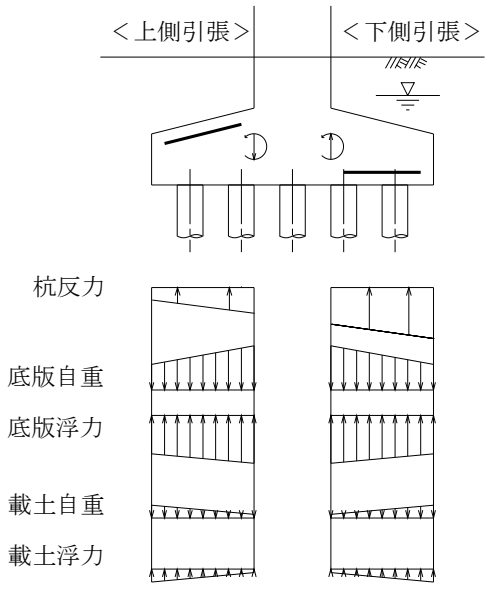
1) 曲げモーメントに対する有効幅（上図参照）

・下側鉄筋	橋軸方向	$T_c + 2d \leqq B \rightarrow$	8.000	(m)
	橋軸直角方向	$\rightarrow$	6.500	(m)
・上側鉄筋	橋軸方向	$T_c + d \leqq B \rightarrow$	6.050	(m)
	橋軸直角方向	$\rightarrow$	4.550	(m)

2) せん断に対する有効幅

全幅有効とする。

(3) 断面力算出



18-4 断面力集計（奥行1m単位）

18-4-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	曲げモーメント M(kN・m/m)		曲げモーメント作用方向
		有効幅考慮	全幅	
①D+TF(D)	① D	-699.41	-658.27	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-905.66	-852.39	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-337.29	-317.45	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-623.76	-587.07	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	55.91	39.79	上面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	584.08	415.73	上面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-820.39	-772.13	下面引張

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	-405.33	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-513.18	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-215.99	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-365.78	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-17.52	上面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	191.33	上面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-466.70	下面引張

(3) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	-451.56	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-559.41	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-262.22	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-412.01	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-63.75	上面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	145.10	上面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-510.73	下面引張

18-4-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	曲げモーメント M(kN・m/m)		曲げモーメント作用方向
		有効幅考慮	全幅	
①D+TF(D)	① D	-699.41	-658.27	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-905.66	-852.39	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-1061.53	-999.09	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-1166.94	-1098.29	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-1441.10	-1356.33	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	-1840.53	-1732.27	下面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-820.39	-772.13	下面引張

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	-405.33	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-513.18	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-594.67	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-649.79	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-793.14	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	-1002.00	下面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-466.70	下面引張

(3) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	-451.56	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-559.41	下面引張
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	-640.91	下面引張
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	-696.02	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-839.38	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	-1048.23	下面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-510.73	下面引張

18-4-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	曲げモーメント M(kN・m/m)		曲げモーメント作用方向
		有効幅考慮	全幅	
①D+TF(D)	① D	-510.24	-390.18	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-658.32	-503.42	下面引張
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	-475.37	-363.52	下面引張
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	-238.62	-182.48	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-182.51	-139.56	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	207.47	111.06	上面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-596.71	-456.31	下面引張

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	75.95	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	75.95	下面引張
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	75.95	下面引張
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	75.95	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	75.95	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	75.95	上面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	72.34	下面引張

18-4-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	曲げモーメント M(kN・m/m)		曲げモーメント作用方向
		有効幅考慮	全幅	
①D+TF(D)	① D	-510.24	-390.18	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	-658.32	-503.42	下面引張
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	-826.46	-632.00	下面引張
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	-781.85	-597.89	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	-837.97	-640.80	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	-1165.70	-891.42	下面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	-596.71	-456.31	下面引張

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

荷重ケース	作用の組合せ	せん断力 S(kN/m)	曲げモーメント作用方向
①D+TF(D)	① D	75.95	下面引張
②D+L+TF(D)	② D+L	75.95	下面引張
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	75.95	下面引張
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	75.95	下面引張
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	75.95	下面引張
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	75.95	下面引張
疲労　浮力無視	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	72.34	下面引張

18-5 断面力算出（奥行1m単位）

18-5-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 － 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-4511.95	——	——	-4511.95	1.800	-8121.51
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-2827.80	———	-5595.29

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-5595.29}{8.000} = -699.41$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-5595.29}{8.500} = -658.27$ (kN・m/m)

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-5428.62	——	——	-5428.62	1.800	-9771.51
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-3744.47	———	-7245.29

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-7245.29}{8.000} = -905.66$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-7245.29}{8.500} = -852.39$ (kN・m/m)

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-2902.54	——	——	-2902.54	1.800	-5224.57
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-1218.39	———	-2698.35

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-2698.35}{8.000} = -337.29$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-2698.35}{8.500} = -317.45$ (kN・m/m)

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4175.72	——	——	-4175.72	1.800	-7516.31
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-2491.58	———	-4990.08

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-4990.09}{8.000} = -623.76$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-4990.09}{8.500} = -587.07$ (kN・m/m)

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-1215.55	——	——	-1215.55	1.800	-2187.99
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	468.60	———	338.23

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{338.23}{6.050} = 55.91$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{338.23}{8.500} = 39.79$ (kN・m/m)

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	559.70	——	——	559.70	1.800	1007.47
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	2243.85	———	3533.69

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{3533.69}{6.050} = 584.08$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{3533.69}{8.500} = 415.73$ (kN・m/m)

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	1.800	-8969.06
フーチング自重	1374.45	1.00	1.00	1374.45	1.500	2061.68
載土重量	229.50	1.00	1.00	229.50	1.500	344.25
合 計	———	——	——	-3378.86	———	-6563.13

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-6563.13}{8.000} = -820.39$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-6563.13}{8.500} = -772.13$ (kN・m/m)

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4511.95	——	——	-4511.95	0.700	-3158.36
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-3445.32	———	-2145.07

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3445.32}{8.500} = -405.33 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-5428.62	——	——	-5428.62	0.700	-3800.03
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-4361.99	———	-2786.74

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4361.99}{8.500} = -513.18 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-2902.54	——	——	-2902.54	0.700	-2031.78
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-1835.91	———	-1018.48

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-1835.91}{8.500} = -215.99 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4175.72	——	——	-4175.72	0.700	-2923.01
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-3109.10	———	-1909.71

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3109.10}{8.500} = -365.78 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-1215.55	——	——	-1215.55	0.700	-850.88
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-148.92	———	162.41

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-148.92}{8.500} = -17.52 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	559.70	——	——	559.70	0.700	391.79
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	1626.33	———	1405.09

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{1626.33}{8.500} = 191.33 \ (kN/m)$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	0.700	-3487.97
フーチング自重	870.49	1.00	1.00	870.49	0.950	826.96
載土重量	145.35	1.00	1.00	145.35	0.950	138.08
合 計	———	——	——	-3966.97	———	-2522.92

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3966.97}{8.500} = -466.70 \ (kN/m)$$

(3) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4511.95	——	——	-4511.95	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-3838.29	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3838.29}{8.500} = -451.56 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-5428.62	——	——	-5428.62	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-4754.96	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4754.96}{8.500} = -559.41 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-2902.54	——	——	-2902.54	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-2228.88	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-2228.88}{8.500} = -262.22 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4175.72	——	——	-4175.72	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-3502.06	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3502.06}{8.500} = -412.01 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-1215.55	——	——	-1215.55	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-541.89	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-541.89}{8.500} = -63.75 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	559.70	——	——	559.70	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	1233.36	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{1233.36}{8.500} = 145.10 \ (\mathrm{kN/m})$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.00	549.78	0.600	329.87
載土重量	91.80	1.00	1.00	91.80	0.600	55.08
合 計	———	——	——	-4341.23	———	384.95

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4341.23}{8.500} = -510.73 \ (\mathrm{kN/m})$$

18-5-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-4511.95	——	——	-4511.95	1.800	-8121.51
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-2827.80	———	-5595.29

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-5595.29}{8.000} = -699.41$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-5595.29}{8.500} = -658.27$ (kN・m/m)

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-5428.62	——	——	-5428.62	1.800	-9771.51
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-3744.47	———	-7245.29

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-7245.29}{8.000} = -905.66$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-7245.29}{8.500} = -852.39$ (kN・m/m)

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-6121.36	——	——	-6121.36	1.800	-11018.45
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-4437.21	———	-8492.23

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-8492.23}{8.000} = -1061.53$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-8492.23}{8.500} = -999.09$ (kN・m/m)

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6589.84	——	——	-6589.84	1.800	-11861.72
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-4905.69	———	-9335.49

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-9335.50}{8.000} = -1166.94$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-9335.50}{8.500} = -1098.29$ (kN・m/m)

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-7808.35	——	——	-7808.35	1.800	-14055.03
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-6124.20	———	-11528.81

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-11528.81}{8.000} = -1441.10$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-11528.81}{8.500} = -1356.33$ (kN・m/m)

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-9583.60	——	——	-9583.60	1.800	-17250.49
フーチング自重	1374.45	1.00	1.05	1443.17	1.500	2164.76
載土重量	229.50	1.00	1.05	240.97	1.500	361.46
合 計	———	——	——	-7899.45	———	-14724.27

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-14724.27}{8.000} = -1840.53$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-14724.27}{8.500} = -1732.27$ (kN・m/m)

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	1.800	-8969.06
フーチング自重	1374.45	1.00	1.00	1374.45	1.500	2061.68
載土重量	229.50	1.00	1.00	229.50	1.500	344.25
合 計	———	——	——	-3378.86	———	-6563.13

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-6563.13}{8.000} = -820.39$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-6563.13}{8.500} = -772.13$ (kN・m/m)

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γp	γq	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4511.95	——	——	-4511.95	0.700	-3158.36
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-3445.32	———	-2145.07

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3445.32}{8.500} = -405.33 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γp	γq	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-5428.62	——	——	-5428.62	0.700	-3800.03
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-4361.99	———	-2786.74

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4361.99}{8.500} = -513.18 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 S(kN)	γp	γq	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6121.36	——	——	-6121.36	0.700	-4284.95
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-5054.73	———	-3271.66

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-5054.73}{8.500} = -594.67 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 S(kN)	γp	γq	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6589.84	——	——	-6589.84	0.700	-4612.89
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-5523.21	———	-3599.59

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-5523.21}{8.500} = -649.79 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-7808.35	——	——	-7808.35	0.700	-5465.84
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-6741.72	———	-4452.55

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-6741.72}{8.500} = -793.14 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-9583.60	——	——	-9583.60	0.700	-6708.52
フーチング自重	870.49	1.00	1.05	914.01	0.950	868.31
載土重量	145.35	1.00	1.05	152.62	0.950	144.99
合 計	———	——	——	-8516.97	———	-5695.23

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-8516.97}{8.500} = -1002.00 \ (kN/m)$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	0.700	-3487.97
フーチング自重	870.49	1.00	1.00	870.49	0.950	826.96
載土重量	145.35	1.00	1.00	145.35	0.950	138.08
合 計	———	——	——	-3966.97	———	-2522.92

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3966.97}{8.500} = -466.70 \ (kN/m)$$

(3) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4511.95	——	——	-4511.95	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-3838.29	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-3838.29}{8.500} = -451.56 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-5428.62	——	——	-5428.62	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-4754.96	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4754.96}{8.500} = -559.41 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「③D+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：③ D+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6121.36	——	——	-6121.36	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-5447.70	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-5447.70}{8.500} = -640.91 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑤D+L+TH+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑤ D+L+TH

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6589.84	——	——	-6589.84	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-5916.18	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-5916.18}{8.500} = -696.02 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-7808.35	——	——	-7808.35	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-7134.69	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-7134.69}{8.500} = -839.38 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-9583.60	——	——	-9583.60	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.05	577.27	0.600	346.36
載土重量	91.80	1.00	1.05	96.39	0.600	57.83
合 計	———	——	——	-8909.94	———	404.20

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-8909.94}{8.500} = -1048.23 \ (kN/m)$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	0.000	0.00
フーチング自重	549.78	1.00	1.00	549.78	0.600	329.87
載土重量	91.80	1.00	1.00	91.80	0.600	55.08
合 計	———	——	——	-4341.23	———	384.95

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{-4341.23}{8.500} = -510.73 \ (kN/m)$$

18-5-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-4511.95	——	——	-4511.95	1.050	-4737.55
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-3248.84	———	-3316.55

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-3316.55}{6.500} = -510.24$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-3316.55}{8.500} = -390.18$ (kN・m/m)

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-5428.62	——	——	-5428.62	1.050	-5700.05
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-4165.50	———	-4279.05

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-4279.05}{6.500} = -658.32$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-4279.05}{8.500} = -503.42$ (kN・m/m)

3) 荷重ケース：「⑥D+L+WS+WL+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-4296.07	——	——	-4296.07	1.050	-4510.88
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-3032.96	———	-3089.88

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-3089.88}{6.500} = -475.37$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-3089.88}{8.500} = -363.52$ (kN・m/m)

4) 荷重ケース：「⑧D+WS+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-2830.53	——	——	-2830.53	1.050	-2972.06
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-1567.42	———	-1551.06

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-1551.06}{6.500} = -238.62$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-1551.06}{8.500} = -182.48$ (kN・m/m)

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-2483.13	——	——	-2483.13	1.050	-2607.29
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-1220.02	———	-1186.29

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-1186.29}{6.500} = -182.51$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-1186.29}{8.500} = -139.56$ (kN・m/m)

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-454.31	——	——	-454.31	1.050	-477.02
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	808.80	———	943.97

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{943.97}{4.550} = 207.47$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{943.97}{8.500} = 111.06$ (kN・m/m)

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	1.050	-5231.95
フーチング自重	1030.84	1.00	1.00	1030.84	1.125	1159.69
載土重量	172.13	1.00	1.00	172.13	1.125	193.64
合 計	———	——	——	-3779.85	———	-3878.62

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-3878.62}{6.500} = -596.71$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-3878.62}{8.500} = -456.31$ (kN・m/m)

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「⑥D+L+WS+WL+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑧D+WS+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.00	526.87	0.575	302.95
載土重量	87.97	1.00	1.00	87.97	0.575	50.59
合 計	―――	――	――	614.85	―――	353.54

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{614.85}{8.500} = 72.34 \ (kN/m)$$

18-5-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］
〈 曲げモーメント着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-4511.95	——	——	-4511.95	1.050	-4737.55
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-3248.84	———	-3316.55

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-3316.55}{6.500} = -510.24$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-3316.55}{8.500} = -390.18$ (kN・m/m)

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-5428.62	——	——	-5428.62	1.050	-5700.05
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-4165.50	———	-4279.05

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-4279.05}{6.500} = -658.32$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-4279.05}{8.500} = -503.42$ (kN・m/m)

3) 荷重ケース：「⑥D+L+WS+WL+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列 1)	-6469.49	——	——	-6469.49	1.050	-6792.97
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-5206.38	———	-5371.97

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-5371.97}{6.500} = -826.46$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-5371.97}{8.500} = -632.00$ (kN・m/m)

4) 荷重ケース：「⑧D+WS+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6193.37	——	——	-6193.37	1.050	-6503.04
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-4930.25	———	-5082.04

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-5082.04}{6.500} = -781.85$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-5082.04}{8.500} = -597.89$ (kN・m/m)

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-6540.77	——	——	-6540.77	1.050	-6867.81
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-5277.66	———	-5446.81

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-5446.81}{6.500} = -837.97$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-5446.81}{8.500} = -640.80$ (kN・m/m)

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-8569.59	——	——	-8569.59	1.050	-8998.07
フーチング自重	1030.84	1.00	1.05	1082.38	1.125	1217.68
載土重量	172.13	1.00	1.05	180.73	1.125	203.32
合 計	———	——	——	-7306.48	———	-7577.07

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-7577.07}{6.500} = -1165.70$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-7577.07}{8.500} = -891.42$ (kN・m/m)

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 V(kN)	γ_p	γ_q	作用力 V(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
杭反力　(杭列　1)	-4982.81	——	——	-4982.81	1.050	-5231.95
フーチング自重	1030.84	1.00	1.00	1030.84	1.125	1159.69
載土重量	172.13	1.00	1.00	172.13	1.125	193.64
合 計	———	——	——	-3779.85	———	-3878.62

有効幅考慮 $M_e = \dfrac{-3878.62}{6.500} = -596.71$ (kN・m/m)

全幅 $M_a = \dfrac{-3878.62}{8.500} = -456.31$ (kN・m/m)

(2) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］
〈 せん断力着目 〉

1) 荷重ケース：「①D+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：① D

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

2) 荷重ケース：「②D+L+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：② D+L

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

3) 荷重ケース：「⑥D+L+WS+WL+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑥ D+L+WS+WL

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

4) 荷重ケース：「⑧D+WS+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑧ D+WS

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

5) 荷重ケース：「⑨D+TH+EQ+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑨ D+TH+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

6) 荷重ケース：「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」
照査対象　　：耐荷性能
作用の組合せ：⑩ D+EQ

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.05	553.22	0.575	318.10
載土重量	87.97	1.00	1.05	92.37	0.575	53.11
合 計	―――	――	――	645.59	―――	371.21

単位幅当たりのせん断力

$$S = \frac{645.59}{8.500} = 75.95 \ (kN/m)$$

7) 荷重ケース：「疲労　浮力無視」
照査対象　　：コンクリート部材の疲労に対する耐久性能
作用の組合せ：1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 S(kN)	γ_p	γ_q	作用力 S(kN)	作用位置 x (m)	曲げモーメント M_x (kN・m)
フーチング自重	526.87	1.00	1.00	526.87	0.575	302.95
載土重量	87.97	1.00	1.00	87.97	0.575	50.59
合 計	―――	――	――	614.85	―――	353.54

単位幅当たりのせん断力

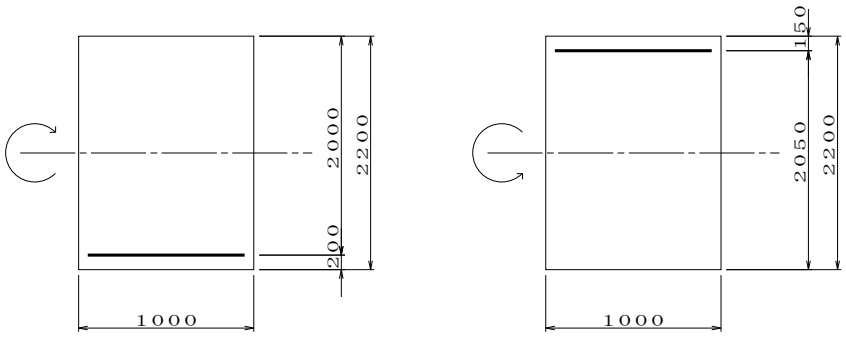
$$S = \frac{614.85}{8.500} = 72.34 \ (kN/m)$$

18-6 耐久性能の照査（曲げモーメントに対する着目）

18-6-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm²/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

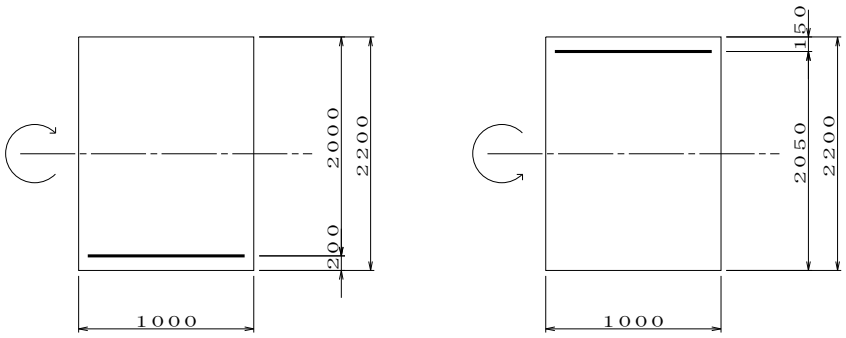
3) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	M (kN･m/m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-820.39	1.70(8.00)	70.81(160.00)	OK

18-6-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm²/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

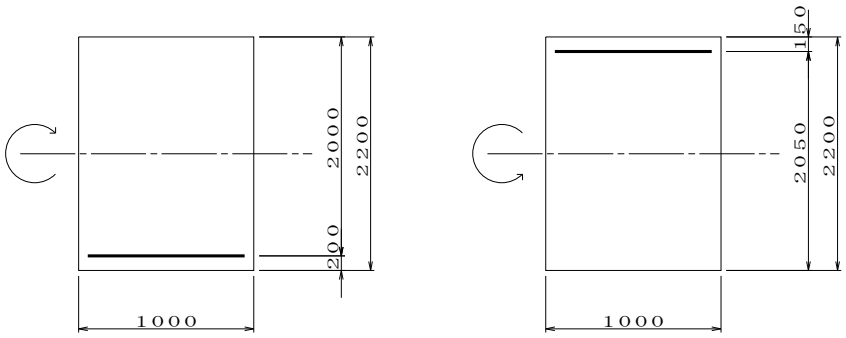
3) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	M (kN･m/m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-820.39	1.70(8.00)	70.81(160.00)	OK

18-6-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm²/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

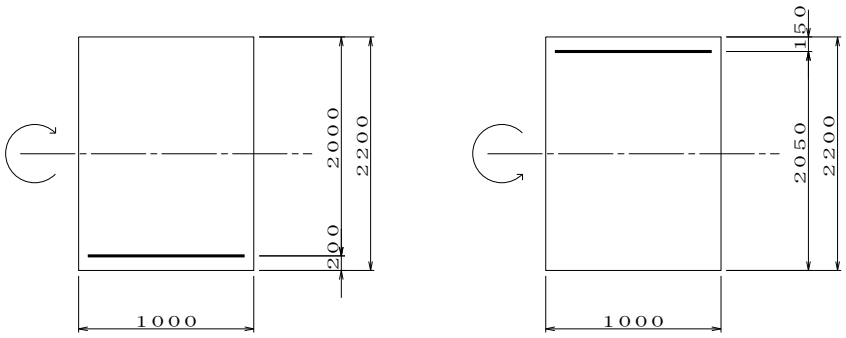
3) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	M (kN･m/m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-596.71	1.51(8.00)	83.92(160.00)	OK

18-6-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm²/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

3) 曲げ応力度の計算

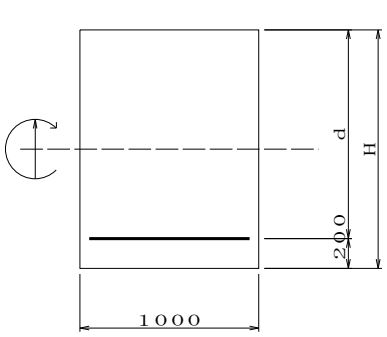
荷重ケース	曲げモーメント作用方向	M (kN･m/m)	σc(制限値) (N/mm²)	σs(制限値) (N/mm²)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-596.71	1.51(8.00)	83.92(160.00)	OK

18-7 耐久性能の照査（せん断力に対する着目）

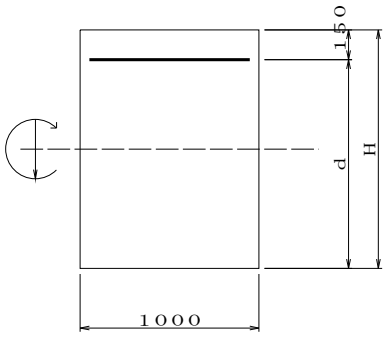
18-7-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 573.0 mm^2)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-466.70	1763.27	0.00	0.360	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	1.35636	2000.0	1763.27

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	――――	――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

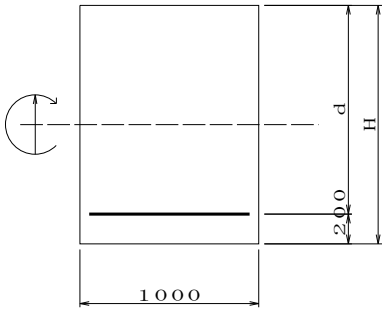
ここに、

a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

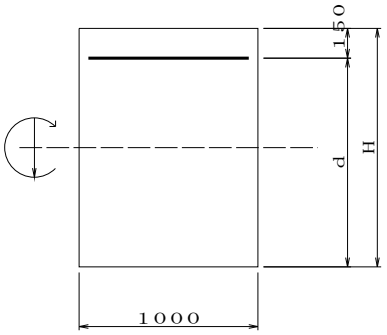
荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

(2) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-510.73	1763.27	0.00	0.360	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	1.35636	2000.0	1763.27

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	――――	――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

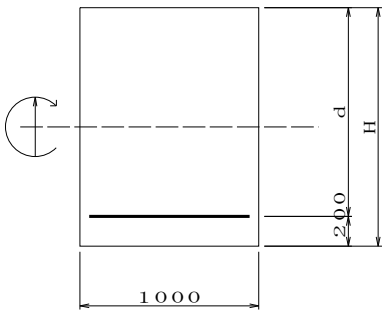
a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

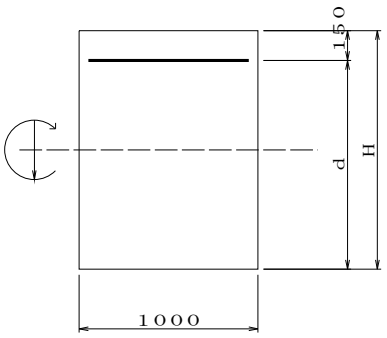
18-7-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 573.0 mm^2)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-466.70	1763.27	0.00	0.360	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	1.35636	2000.0	1763.27

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	――――	――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

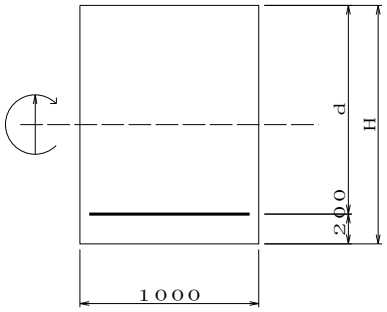
ここに、

a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

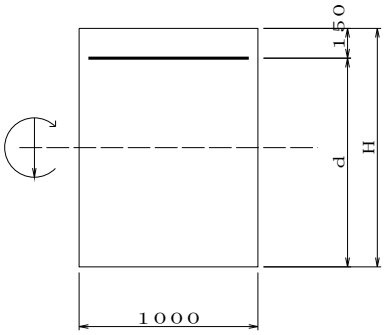
荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

(2) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	-510.73	1763.27	0.00	0.360	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	1.35636	2000.0	1763.27

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	――――	――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

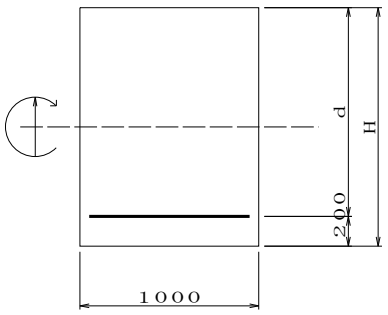
a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

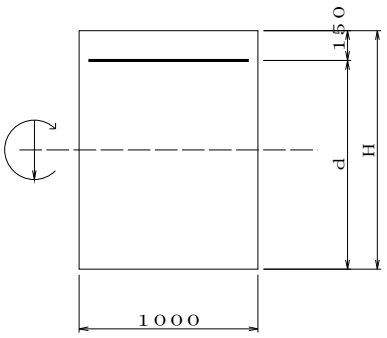
18-7-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 573.0 mm^2)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	72.34	341.36	0.00	1.000	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	0.26259	2000.0	341.36

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	2569.6	2.050	0.12535	0.751
下面引張	3826.4	2.000	0.19132	0.883

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	―――――	―――――	―――	―――

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

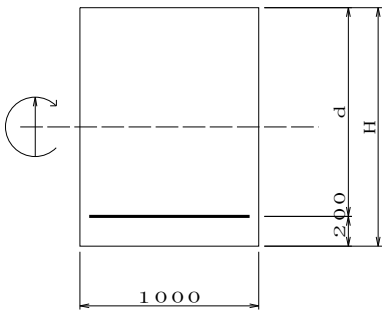
a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――

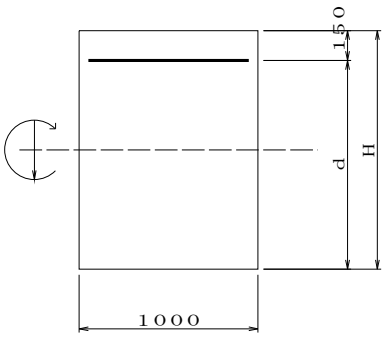
18-7-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s ：せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm^2)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(kN/m)であり、0を下回るときには0とする

S_h ：せん断力 (kN)

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

d ：部材断面の有効高 (mm)

A_w ：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 573.0 mm^2)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高d (mm)	σ_s (N/mm^2)	制限値 (N/mm^2)	判定
疲労　浮力無視	下面引張	72.34	341.36	0.00	1.000	2000.0	0.00	160.00	OK

4) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_{cd} ：コンクリートが負担できるせん断力（kN/m）
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数（= 0.65）
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_{cd} (kN/m)
疲労　浮力無視	下面引張	0.26259	2000.0	341.36

5) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
疲労　浮力無視	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	2569.6	2.050	0.12535	0.751
下面引張	3826.4	2.000	0.19132	0.883

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
疲労　浮力無視	下面引張	―――――	―――――	―――	―――

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
疲労　浮力無視	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

a ：せん断スパン（m）
d ：柱前面の位置の有効高さ（m）

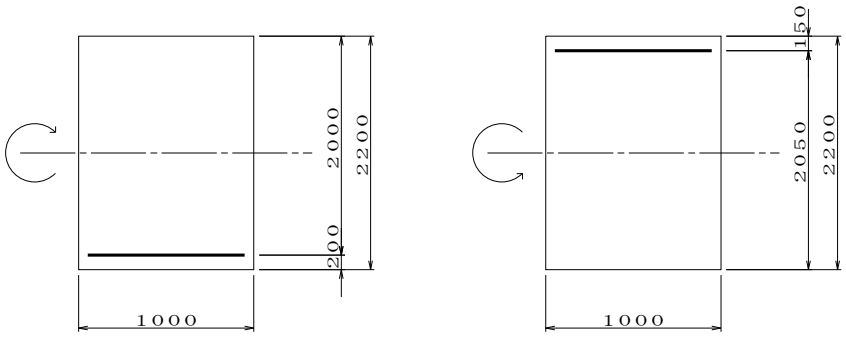
荷重ケース	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
疲労　浮力無視	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――

18-8 耐荷性能の照査（曲げモーメントに対する着目）

18-8-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm²/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

3) 最小鉄筋量の照査

(下面配筋に対して)

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md≦Mcとなるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 905.66 kN・m Mc = 1543.70 kN・m Mu = 4262.92 kN・m

※「②D+L+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 905.66 = 1539.62$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、規定によらなくて良い。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント(kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント(kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント(kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数(mm³)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

（上面配筋に対して）

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md≦Mcとなるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 584.08 kN・m Mc = 1543.70 kN・m Mu = 2817.64 kN・m

※「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 584.08 = 992.94$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、規定によらなくて良い。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント(kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント(kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント(kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数(mm³)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) 最大鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$x = 1339.71$ (mm)
$A_{sb1} = 64132.6$ (mm²/m)
$A_{s1} = 6353.6$ (mm²)

$A_{s1} \leqq A_{sb1}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm²)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_{s1}	： 下面側実配筋量	(mm²)
A_{sb1}	： 下面側釣合鉄筋量	(mm²)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

（上面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1373.21 (mm)
A_{sbu} = 65736.4 (mm^2/m)
A_{su} = 4053.6 (mm^2)

$A_{su} \leqq A_{sbu}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	：引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	：コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_{su}	：上面側実配筋量	(mm^2)
A_{sbu}	：上面側釣合鉄筋量	(mm^2)
C	：コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	：引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	：圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	：部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

5-1) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
M_{yc}(S)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（引張側鉄筋が降伏強度となる場合）
M_{yc}(C)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m/m)	M_{yc}(C) (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-699.41	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-905.66	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-337.29	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-623.76	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	55.91	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	584.08	0.90	1.00	2688.05	2790.31	2419.25	OK

5-2) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

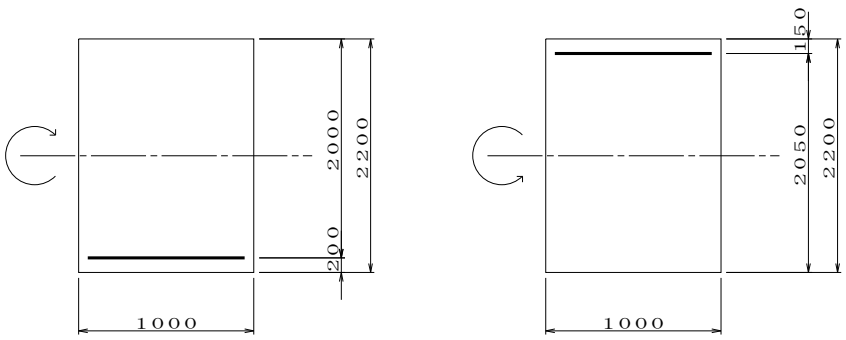
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m/m）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-699.41	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-905.66	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-337.29	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-623.76	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	55.91	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	584.08	0.90	0.90	1.00	2817.64	2282.29	OK

18-8-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

3）最小鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md＞Mcとなるため、以下の規定により決定する。 Md　=　1840.53 kN・m Mc　=　1543.70 kN・m Mu　=　4262.92 kN・m

※「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 1840.53 = 3128.91$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により決定する。

・「$M_u \geqq M_c$」

$M_c = 1543.70$ (kN・m)

$M_u = 4262.92$ (kN・m)

$M_u \geqq M_c$ ------ OK

ここに、

M_d　：作用曲げモーメント(kN・m)

M_c　：ひび割れモーメント(kN・m)

M_u　：終局曲げモーメント(kN・m)

Z_c　：コンクリート部材の断面係数(mm³)

σ_{bt}　：コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4）最大鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$x = 1339.71$ (mm)

$A_{sb1} = 64132.6$ (mm²/m)

$A_{s1} = 6353.6$ (mm²)

$A_{s1} \leqq A_{sb1}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	：引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm²)
ε_{cu}	：コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_{s1}	：下面側実配筋量	(mm²)
A_{sb1}	：下面側釣合鉄筋量	(mm²)
C	：コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	：引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	：圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	：部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

5-1) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

Φ_y ：抵抗係数

M_{yc}(S)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（引張側鉄筋が降伏強度となる場合）

M_{yc}(C)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m/m)	M_{yc}(C) (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-699.41	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-905.66	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-1061.53	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-1166.94	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-1441.10	0.90	0.85	4041.25	4195.81	3091.56	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1840.53	0.90	1.00	4041.25	4195.81	3637.13	OK

5-2) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

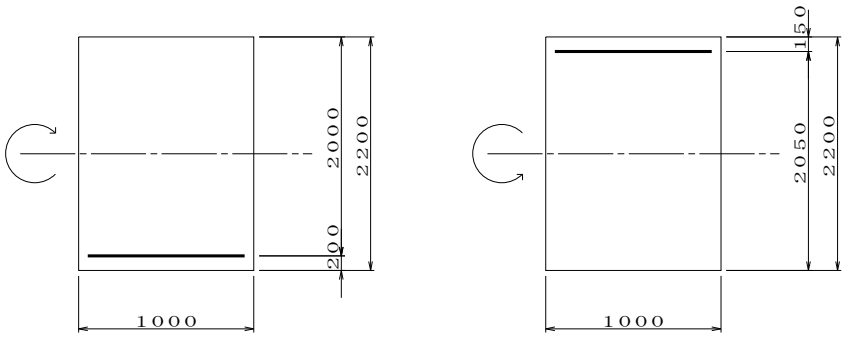
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m/m）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-699.41	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-905.66	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-1061.53	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-1166.94	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-1441.10	0.90	0.90	0.80	4262.95	2762.39	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1840.53	0.90	0.90	1.00	4262.95	3452.99	OK

18-8-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

3) 最小鉄筋量の照査

(下面配筋に対して)

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md≦Mcとなるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 658.32 kN・m Mc = 1543.70 kN・m Mu = 2596.31 kN・m

※「②D+L+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 658.32 = 1119.14$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、規定によらなくて良い。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント(kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント(kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント(kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数(mm^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

（上面配筋に対して）

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md≦Mcとなるため、以下の規定によらなくてよい。 Md = 207.47 kN・m Mc = 1543.70 kN・m Mu = 1797.55 kN・m

※「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 207.47 = 352.69$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d \leqq M_c$ となるため、規定によらなくて良い。

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント(kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント(kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント(kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数(mm³)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) 最大鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$x = 1339.71$ (mm)
$A_{sb1} = 64132.6$ (mm²/m)
$A_{s1} = 3826.4$ (mm²)

$A_{s1} \leqq A_{sb1}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm²)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_{s1}	： 下面側実配筋量	(mm²)
A_{sb1}	： 下面側釣合鉄筋量	(mm²)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

（上面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1373.21 (mm)
A_{sbu} = 65736.4 (mm²/m)
A_{su} = 2569.6 (mm²)

$A_{su} \leqq A_{sbu}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm²)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_{su}	： 上面側実配筋量	(mm²)
A_{sbu}	： 上面側釣合鉄筋量	(mm²)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

5-1) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
M_{yc}(S)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（引張側鉄筋が降伏強度となる場合）
M_{yc}(C)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m/m)	M_{yc}(C) (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-510.24	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-658.32	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	-475.37	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	-238.62	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-182.51	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	207.47	0.90	1.00	1726.23	1786.57	1553.60	OK

5-2) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

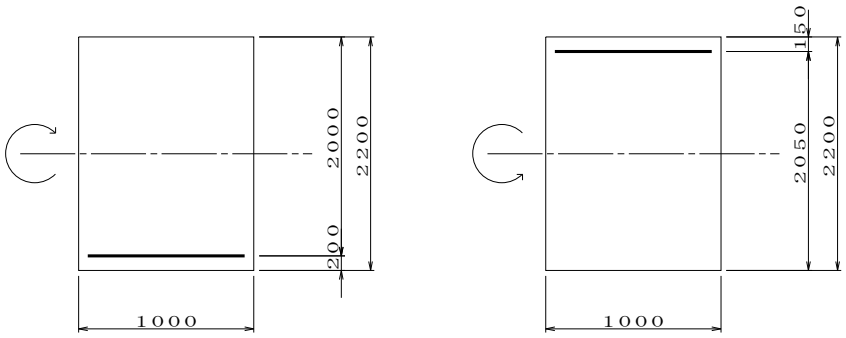
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m/m）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-510.24	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-658.32	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	-475.37	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	-238.62	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-182.51	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	207.47	0.90	0.90	1.00	1797.55	1456.02	OK

18-8-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 1 ［ 位置：柱付け根より L = 0.000 (m) ］

1) 形状寸法



2) 配筋
(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

3）最小鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

項　　目	計　算　結　果
1.7Md≦Mc	1.7Md＞Mcとなるため、以下の規定により決定する。 Md = 1165.70 kN・m Mc = 1543.70 kN・m Mu = 2596.31 kN・m

※「⑩D+EQ(L1)+TF(D)」にて照査

$1.7 \cdot M_d = 1.7 \times 1165.70 = 1981.70$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 0.807 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 1543.70$ (kN・m)

$1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により決定する。

・「$M_u \geqq M_c$」

$M_c = 1543.70$ (kN・m)

$M_u = 2596.31$ (kN・m)

$M_u \geqq M_c$ ------ OK

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント(kN・m)

M_c ： ひび割れモーメント(kN・m)

M_u ： 終局曲げモーメント(kN・m)

Z_c ： コンクリート部材の断面係数(mm³)

σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4）最大鉄筋量の照査

（下面配筋に対して）

$\sigma_s = \sigma_{sy}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$x = 1339.71$ (mm)

$A_{sb1} = 64132.6$ (mm²/m)

$A_{s1} = 3826.4$ (mm²)

$A_{s1} \leqq A_{sb1}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy} ： 引張鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)

ε_{cu} ： コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

A_{s1} ： 下面側実配筋量 (mm²)

A_{sb1} ： 下面側釣合鉄筋量 (mm²)

C ： コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)

T_s ： 引張鉄筋の引張応力度の合力 (N)

T_s' ： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力 (N)

x ： 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

5-1) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

Φ_y ：抵抗係数

M_{yc}(S)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（引張側鉄筋が降伏強度となる場合）

M_{yc}(C)：降伏曲げモーメントの特性値（kN・m）（コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	M_{yc}(S) (kN・m/m)	M_{yc}(C) (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-510.24	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-658.32	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	-826.46	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	-781.85	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-837.97	0.90	0.85	2478.08	2571.97	1895.73	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1165.70	0.90	1.00	2478.08	2571.97	2230.27	OK

5-2) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値（kN・m/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値（kN・m/m）

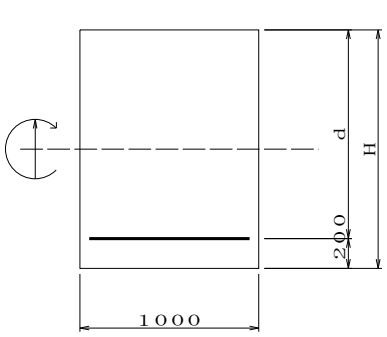
荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用力	制限値					判定
			モーメント (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-510.24	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-658.32	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	-826.46	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	-781.85	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-837.97	0.90	0.90	0.80	2596.32	1682.41	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1165.70	0.90	0.90	1.00	2596.32	2103.02	OK

18-9 耐荷性能の照査（せん断力に対する着目）

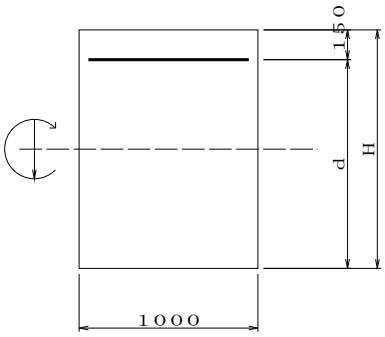
18-9-1 橋軸方向(左側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	判定
①D+TF(D)	① D	下面引張	-405.33	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-513.18	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-215.99	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-365.78	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	-17.52	0.90	0.85	0.65	1785.00	0.65	545.27	1158.72	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	191.33	0.90	0.85	0.95	1785.00	0.95	545.27	1693.52	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN/m）
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	0.66979	2050.0	1785.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.66979	2050.0	1785.00

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	0.842	0.895	2.537	1.000	0.66979
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.842	0.895	2.537	1.000	0.66979

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	―――――	―――――	1.250	3.050
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	―――――	―――――	1.250	3.050

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	3.050	5.125	行う	1.488	2.537
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	3.050	5.125	行う	1.488	2.537

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$c_{ds} = (a/d)/2.5$

ここに、

a　：せん断スパン（m）

d　：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	3.050	2.050	5.125	行う	0.595
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	3.050	2.050	5.125	行う	0.595

3-3）せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds}　：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w　：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d　：部材断面の有効高（mm）

a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	573.00	2050.0	500.0	545.27
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	573.00	2050.0	500.0	545.27

4）ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$

ここに、

S_{ucd}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1　：調査・解析係数

$\xi_2\Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-405.33	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-513.18	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-215.99	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-365.78	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	-17.52	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	191.33	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm²）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	2.050	6560.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	2.050	6560.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

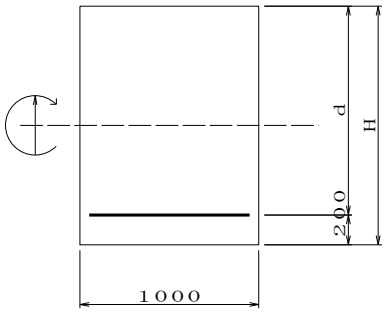
d ：部材断面の有効高(上面)（= 2050.0 mm）

（下面）（= 2000.0 mm）

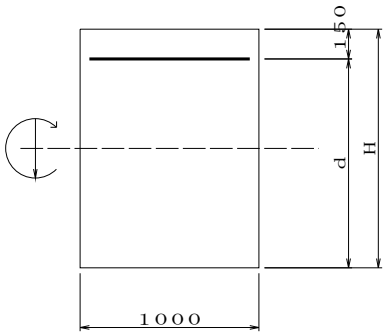
荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	-405.33	0.203	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	-513.18	0.257	2.60	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	変動作用支配状況	下面引張	-215.99	0.108	2.60	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況	下面引張	-365.78	0.183	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	上面引張	-17.52	0.009	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	上面引張	191.33	0.093	2.60	OK

(2) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
				ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-451.56	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-559.41	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-262.22	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-412.01	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	-63.75	0.90	0.85	0.65	1785.00	0.65	545.27	1158.72	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	145.10	0.90	0.85	0.95	1785.00	0.95	545.27	1693.52	OK

3-3) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k ：補正係数で1.3とする

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

b_w ：部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d ：部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm^2)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	0.66979	2050.0	1785.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.66979	2050.0	1785.00

3-4) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (= 0.350 N/mm²)

c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数

c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数

c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	0.842	0.895	2.537	1.000	0.66979
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.842	0.895	2.537	1.000	0.66979

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	―――――	―――――	1.250	3.050
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	―――――	―――――	1.250	3.050

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	3.050	5.125	行う	1.488	2.537
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	3.050	5.125	行う	1.488	2.537

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

a ：せん断スパン (m)

d ：柱前面の位置の有効高さ (m)

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	3.050	2.050	5.125	行う	0.595
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	3.050	2.050	5.125	行う	0.595

3-5) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w ：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d ：部材断面の有効高（mm）

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	573.00	2050.0	500.0	545.27
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	573.00	2050.0	500.0	545.27

4) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$$

ここに、

S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

$\xi_2 \Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-451.56	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-559.41	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-262.22	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-412.01	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	-63.75	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	145.10	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm^2）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	上面引張	2.050	6560.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	2.050	6560.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（上面）（= 2050.0 mm）

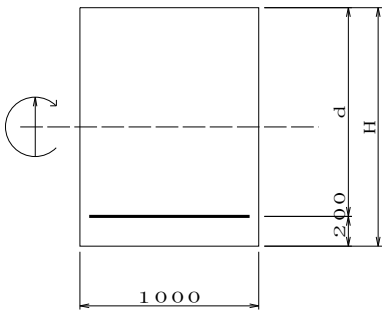
（下面）（= 2000.0 mm）

荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	-451.56	0.226	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	-559.41	0.280	2.60	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	変動作用支配状況	下面引張	-262.22	0.131	2.60	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況	下面引張	-412.01	0.206	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	上面引張	-63.75	0.031	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	上面引張	145.10	0.071	2.60	OK

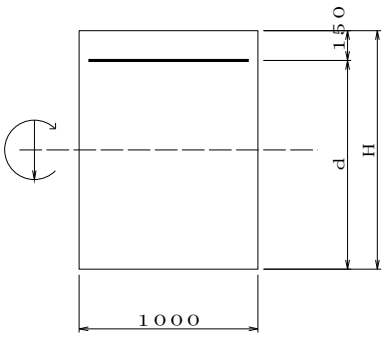
18-9-2 橋軸方向(右側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値 ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	判定
①D+TF(D)	① D	下面引張	-405.33	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-513.18	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-594.67	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-649.79	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-793.14	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1002.00	0.90	0.85	0.95	3526.55	0.95	321.80	2796.78	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN/m）
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	――――	――――	―――	1.800
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	――――	――――	―――	1.800
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	――――	――――	―――	1.800
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	――――	――――	―――	1.800
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	――――	――――	―――	1.800
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	――――	――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

a　：せん断スパン（m）

d　：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

3-3) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds}　：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w　：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d　：部材断面の有効高（mm）

a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80

4) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$$

ここに、

S_{ucd}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1　：調査・解析係数

$\xi_2\Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-405.33	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-513.18	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-594.67	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-649.79	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-793.14	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1002.00	0.90	1.00	6400.00	5760.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax}：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm²）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	2.000	6400.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	2.000	6400.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

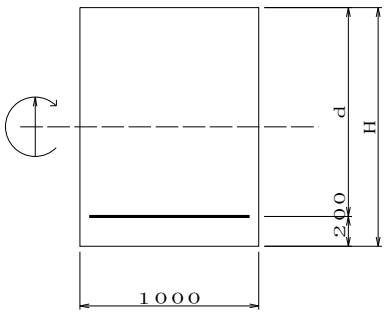
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（= 2000.0 mm）

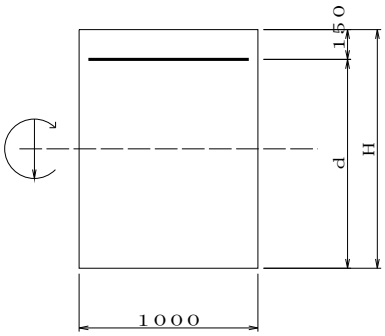
荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	-405.33	0.203	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	-513.18	0.257	2.60	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	変動作用支配状況	下面引張	-594.67	0.297	2.60	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況	下面引張	-649.79	0.325	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	下面引張	-793.14	0.397	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	下面引張	-1002.00	0.501	2.60	OK

(2) 断面 - 3 ［ 位置：柱付け根より L = 1.800 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(3)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
				ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-451.56	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-559.41	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-640.91	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-696.02	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-839.38	0.90	0.85	0.65	3526.55	0.65	321.80	1913.59	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1048.23	0.90	0.85	0.95	3526.55	0.95	321.80	2796.78	OK

3-3) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k ：補正係数で1.3とする

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

b_w ：部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d ：部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm^2)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.35636	2000.0	3526.55

3-4) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (= 0.350 N/mm²)
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	0.850	1.018	4.480	1.000	1.35636

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	4053.6	2.050	0.19774	0.895
下面引張	6353.6	2.000	0.31768	1.018

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	―――――	―――――	―――	1.800

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.800	5.000	行う	0.900	4.480

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$$c_{ds} = (a/d)/2.5$$

ここに、

a ：せん断スパン (m)
d ：柱前面の位置の有効高さ (m)

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	1.800	2.000	5.000	行う	0.360

3-5) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w ：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d ：部材断面の有効高（mm）

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	321.80

4) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$$

ここに、

S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1 ：調査・解析係数

$\xi_2\Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	-451.56	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	-559.41	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	-640.91	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	-696.02	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	-839.38	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	-1048.23	0.90	1.00	6400.00	5760.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm^2）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	2.000	6400.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	2.000	6400.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

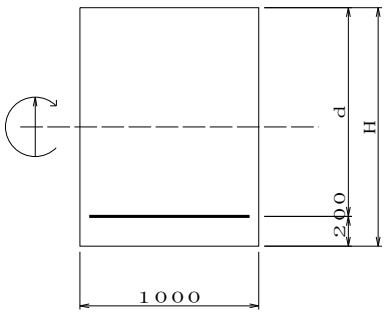
d ：部材断面の有効高（= 2000.0 mm）

荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	-451.56	0.226	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	-559.41	0.280	2.60	OK
③D+TH+TF(D)	③ D+TH	変動作用支配状況	下面引張	-640.91	0.320	2.60	OK
⑤D+L+TH+TF(D)	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況	下面引張	-696.02	0.348	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	下面引張	-839.38	0.420	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	下面引張	-1048.23	0.524	2.60	OK

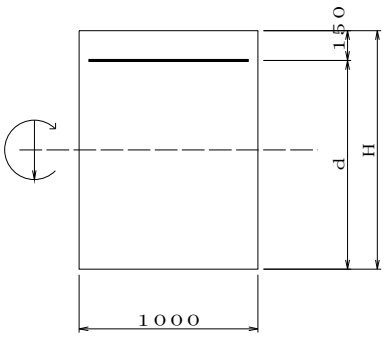
18-9-3 橋軸直角方向(左側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
				ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	75.95	0.90	0.85	0.95	589.93	0.95	916.23	1094.60	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN/m）
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.22136	2050.0	589.93

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	0.842	0.751	1.000	1.000	0.22136

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	2569.6	2.050	0.12535	0.751
下面引張	3826.4	2.000	0.19132	0.883

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	―――――	―――――	2.000	―――

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	―――	5.125	行わない	―――	―――

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$c_{ds} = (a/d)/2.5$

ここに、

a　：せん断スパン（m）

d　：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	―――	2.050	5.125	行わない	―――

3-3) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds}　：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w　：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d　：部材断面の有効高（mm）

a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	573.00	2050.0	500.0	916.23

4) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$

ここに、

S_{ucd}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1　：調査・解析係数

$\xi_2\Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	75.95	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax}：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm²）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	2.000	6400.00
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	2.000	6400.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	上面引張	2.050	6560.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高(上面)（= 2050.0 mm）

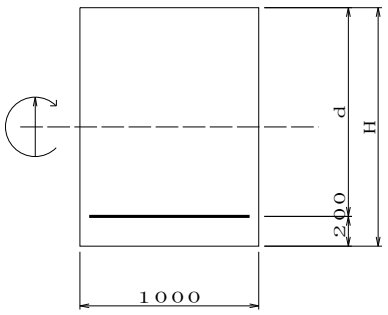
(下面)（= 2000.0 mm）

荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	上面引張	75.95	0.037	2.60	OK

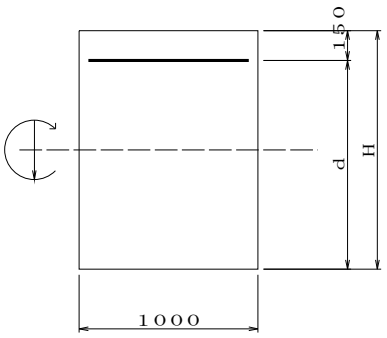
18-9-4 橋軸直角方向(右側断面)

(1) 断面 - 2 ［ 位置：柱付け根より L = 1.100 (m) ］

1) 形状寸法



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.000



	全高 H(m)	有効高 d(m)
断面(2)	2.200	2.050

2) 配筋

(主鉄筋)

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

(せん断補強鉄筋)

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19ctc500	2.000	573.0

3) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
				ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.65	682.72	0.65	893.88	783.97	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	75.95	0.90	0.85	0.95	682.72	0.95	893.88	1145.80	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$

ここに、

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値（kN/m）
k ：補正係数で1.3とする
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）
d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	τ_r (N/mm²)	有効高d (mm)	S_c (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.26259	2000.0	682.72
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	0.26259	2000.0	682.72

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）
τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値（= 0.350 N/mm²）
c_e ：部材断面の有効高dに関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	組合せ	作用方向	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r(N/mm²)
①D+TF(D)	① D	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	0.850	0.883	1.000	1.000	0.26259

・部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

作用方向	有効高d(m)	c_e
上面引張	2.050	0.842
下面引張	2.000	0.850

・引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

作用方向	引張主鉄筋量(mm²)	有効高d(m)	p_t(%)	c_{pt}
上面引張	2569.6	2.050	0.12535	0.751
下面引張	3826.4	2.000	0.19132	0.883

・せん断スパン a

荷重ケース	組合せ	作用方向	M'(kN･m)	S(kN)	L'(m)	a(m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――――	―――――	―――	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	―――――	―――――	―――	―――

・せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断応力の割増係数 c_{dc}

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	2.5d(m)	割増し	a/d	c_{dc}
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	―――	5.000	行わない	―――	―――

・せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds}

$c_{ds} = (a/d)/2.5$

ここに、

a　：せん断スパン（m）

d　：柱前面の位置の有効高さ（m）

荷重ケース	組合せ	作用方向	a(m)	d(m)	2.5d(m)	低減	c_{ds}
①D+TF(D)	① D	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	―――	2.000	5.000	行わない	―――

3-3) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right) \times 0.001$$

ここに、

S_s　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値（kN）

c_{ds}　：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数

A_w　：せん断補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy}　：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度（= 345.0 N/mm^2）

d　：部材断面の有効高（mm）

a　：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

θ　：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンがd/1.15よりも小さい場合は、d/1.15に変わってせん断スパンを用いる

荷重ケース	組合せ	作用方向	断面積 A_w(mm^2)	有効高 d(mm)	補強筋間隔 a(mm)	S_s (kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	573.00	2000.0	500.0	893.88

4) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{usw} \cdot S_{uaw}$

ここに、

S_{ucd}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値（kN/m）

S_{ucw}　：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

ξ_1　：調査・解析係数

$\xi_2\Phi_{usw}$：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	組合せ	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D+TF(D)	① D	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	75.95	0.90	0.70	6400.00	4032.00	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	75.95	0.90	1.00	6400.00	5760.00	OK

4-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値（kN/m）

τ_{rmax}：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値（= 3.20 N/mm²）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

d ：部材断面の有効高（mm）

荷重ケース	組合せ	作用方向	有効高d(m)	S_{ucw}(kN/m)
①D+TF(D)	① D	下面引張	2.000	6400.00
②D+L+TF(D)	② D+L	下面引張	2.000	6400.00
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	下面引張	2.000	6400.00
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	下面引張	2.000	6400.00
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	下面引張	2.000	6400.00
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	下面引張	2.000	6400.00

5) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力（kN/m）

b_w ：部材断面の幅（= 1000.0 mm）

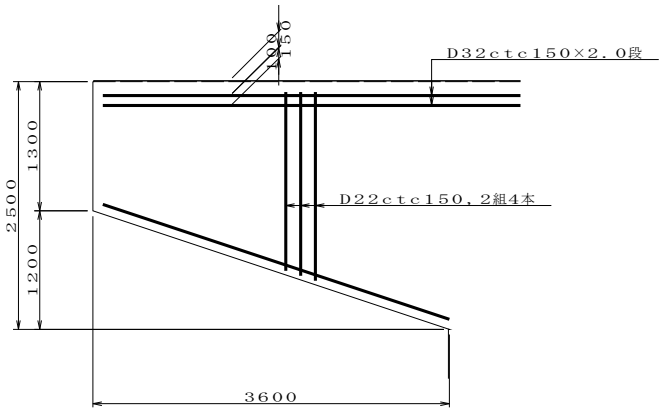
d ：部材断面の有効高（= 2000.0 mm）

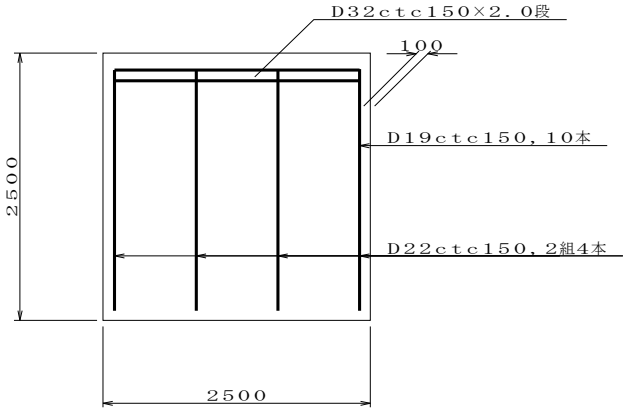
荷重ケース	組合せ	作用の区分	曲げモーメント作用方向	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
①D+TF(D)	① D	永続作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	1.70	OK
②D+L+TF(D)	② D+L	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑧D+WS+TF(D)	⑧ D+WS	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+TF(D)	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	⑩ D+EQ	変動作用支配状況	下面引張	75.95	0.038	2.60	OK

19 はりのレベル2地震時照査

19-1 計算結果一覧表

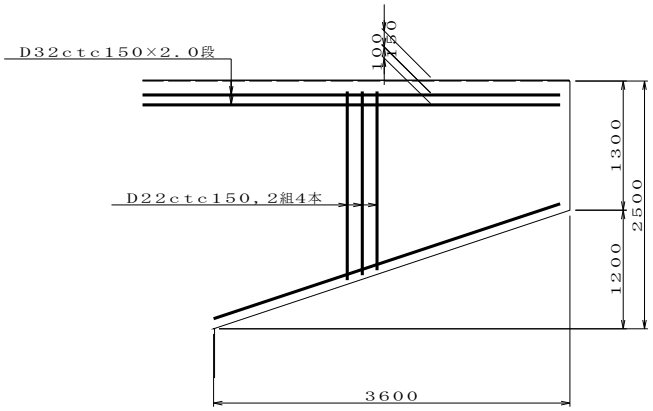
19-1-1 鉛直方向（左側）

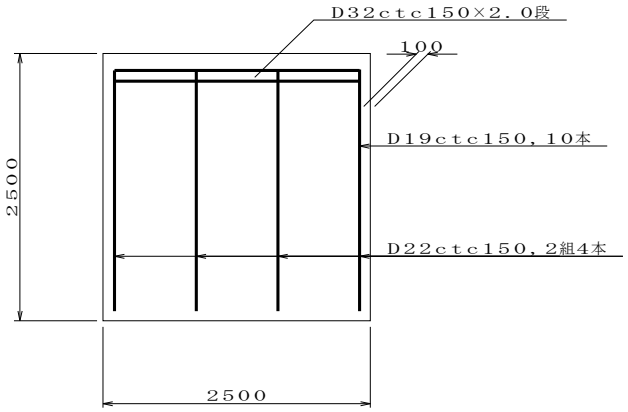




作用の組合せ				⑪ D+EQ
設計状況				偶発作用支配状況
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm^2	$M_u \geqq M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm^2	188388.8
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	15317.83 (16754.47)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	15317.83 (16402.60)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	3290.74 (6321.31) (11600.00)
判定				OK

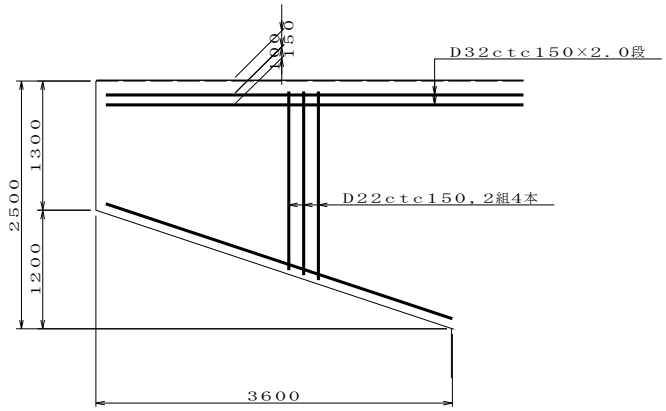
19-1-2 鉛直方向（右側）

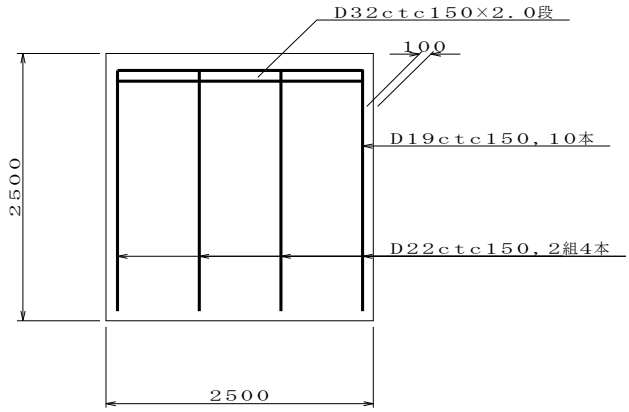




作用の組合せ				⑪ D+EQ
設計状況				偶発作用支配状況
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	————
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	————
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	-6180.81 ————
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	-6180.81 ————
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	3290.74 (6321.31) (11600.00)
判定				OK

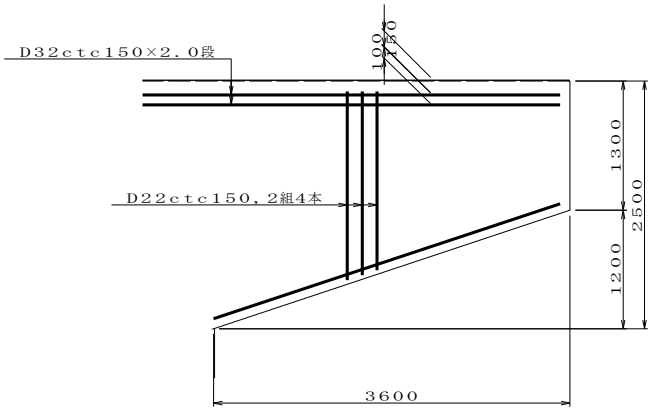
19-1-3 水平方向（左側）

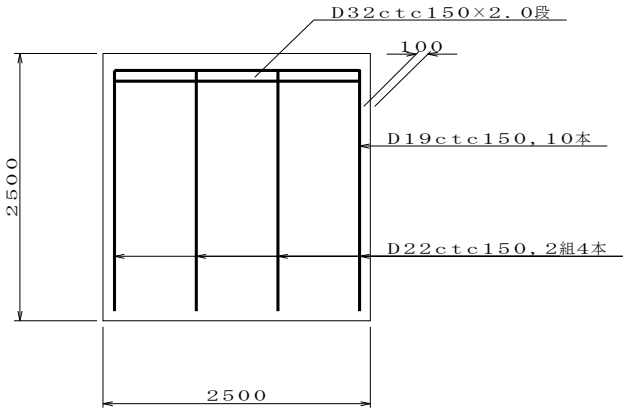




作用の組合せ				⑪ D+EQ
設計状況				偶発作用支配状況
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u < M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	192397.4
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	4773.65 (2297.69)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	4773.65 (2126.14)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	3080.00 (8801.14) (18496.00)
判定				OUT

19-1-4 水平方向（右側）



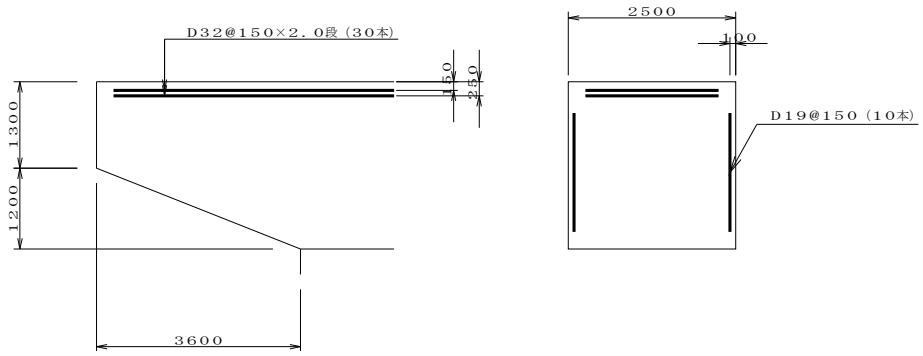


作用の組合せ				⑪ D+EQ
設計状況				偶発作用支配状況
耐荷性能	最小鉄筋量	A_{smin}	mm²	$M_u < M_c$
	釣合い鉄筋量	A_{sb}	mm²	192397.4
	曲げ 限界状態1	M (M_{yd})	kN・m kN・m	4773.65 (2297.69)
	曲げ 限界状態3	M (M_{ud})	kN・m kN・m	4773.65 (2126.14)
	せん断力	S (S_{usd}) (S_{ucd})	kN kN kN	3080.00 (8801.14) (18496.00)
判定				OUT

19-2 設計条件(形状及び反力)

19-2-1 左側

(1) 形状及び配筋



・はり上面

層	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
1	150	D32ctc150	15	11913.0
2	250	D32ctc150	15	11913.0
		合計		23826.0

・はり側面

	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
As1	100	D19ctc150	10	2865.0
		合計		2865.0

・せん断補強鉄筋

	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm²)
鉛直	D22ctc150	4	1548.4
水平	D22ctc150	4	1548.4

(2) 支承反力

1) 鉛直方向

1-1) 作用の組合せ： ⑪ D+EQ
照査対象 ： 耐荷性能 (偶発作用支配状況)
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値(kN)		γp	γq	作用力(kN)	アーム長L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		地震の影響	1074.00	1.00 1.00	1.05 1.00	1127.70	
		合計				2020.20	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		地震の影響	2092.00	1.00 1.00	1.05 1.00	2196.60	
		合計				3614.10	

(水平力)

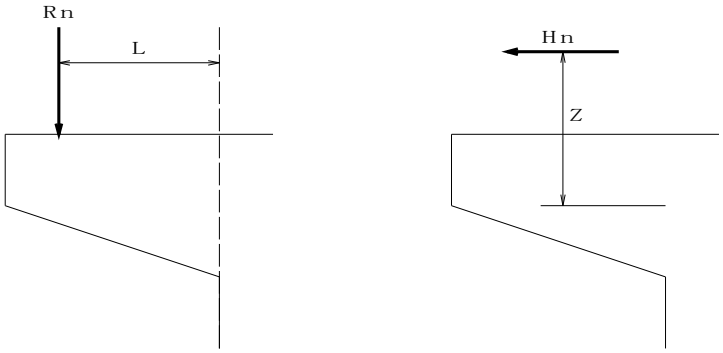
支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	1620.00	1.00 1.00	1.05 1.00	1701.00	1.250
		合計				1701.00	
	R12	地震の影響	2066.00	1.00 1.00	1.05 1.00	2169.30	1.250
		合計				2169.30	

2) 水平方向

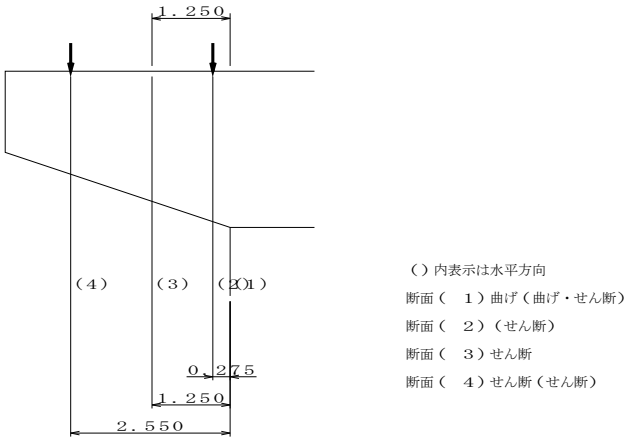
2-1) 作用の組合せ： ⑪ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	1354.00	1.00	1.00	1354.00	0.275
		合計				1354.00	
	R12	地震の影響	1726.00	1.00	1.00	1726.00	2.550
		合計				1726.00	

〈 記号説明 〉



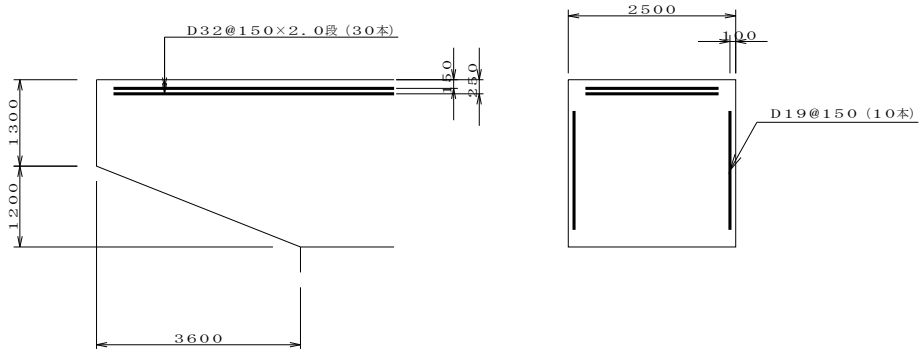
(3) 照査位置



( ) 内表示は水平方向
断面(1)曲げ(曲げ・せん断)
断面(2)(せん断)
断面(3)せん断
断面(4)せん断(せん断)

19-2-2 右側

(1) 形状及び配筋



・はり上面

層	かぶり	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D32ctc150	15	11913.0
2	250	D32ctc150	15	11913.0
		合計		23826.0

・はり側面

	かぶり	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
As1	100	D19ctc150	10	2865.0
		合計		2865.0

・せん断補強鉄筋

	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm²)
鉛直	D22ctc150	4	1548.4
水平	D22ctc150	4	1548.4

(2) 支承反力

1) 鉛直方向

1-1) 作用の組合せ： ⑪ D+EQ
照査対象 ： 耐荷性能（偶発作用支配状況）
(鉛直力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	死荷重	850.00	1.00	1.05	892.50	0.275
		地震の影響	-1074.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-1127.70	
		合計				-235.20	
	R12	死荷重	1350.00	1.00	1.05	1417.50	2.550
		地震の影響	-2092.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-2196.60	
		合計				-779.10	

(水平力)

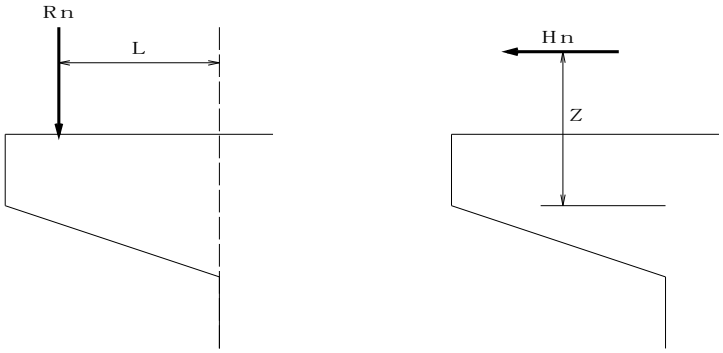
支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	-1620.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-1701.00	1.250
		合計				-1701.00	
	R12	地震の影響	-2066.00	1.00 1.00	1.05 1.00	-2169.30	1.250
		合計				-2169.30	

2) 水平方向

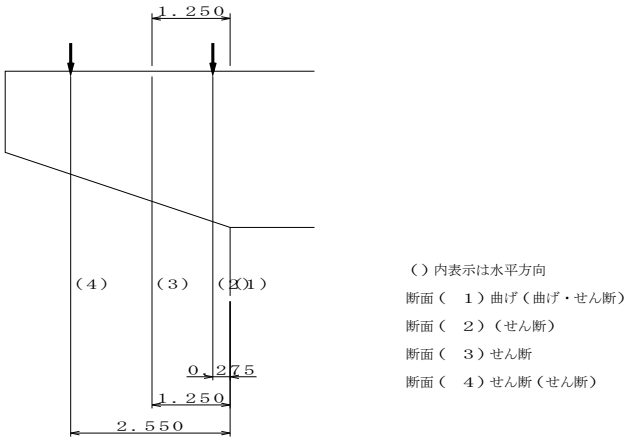
2-1) 作用の組合せ： ⑪ D+EQ
照査対象　　： 耐荷性能
(水平力)

支承線	支承No	特性値 (kN)		γp	γq	作用力 (kN)	アーム長 L(m)
1	R11	地震の影響	1354.00	1.00	1.00	1354.00	0.275
		合計				1354.00	
	R12	地震の影響	1726.00	1.00	1.00	1726.00	2.550
		合計				1726.00	

〈 記号説明 〉



(3) 照査位置



( ) 内表示は水平方向
断面(1)曲げ(曲げ・せん断)
断面(2)(せん断)
断面(3)せん断
断面(4)せん断(せん断)

19-3 断面力算出

19-3-1 鉛直方向（左側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	2020.20	1701.00	――	――	2020.20	1701.00	0.275	1.250	555.55	2126.25
上部工反力　R12	3614.10	2169.30	――	――	3614.10	2169.30	2.550	1.250	9215.96	2711.62
作用力集計	―――	―――	――	――	6074.20	3870.30	―――	―――	10479.96	4837.88
										15317.83

(2) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	3614.10	2169.30	――	――	3614.10	2169.30	1.300	1.042	4698.33	2259.69
作用力集計	―――	―――	――	――	3869.77	2169.30	―――	―――	4975.55	2259.69
										7235.23

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 3869.77 - \frac{7235.23}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 2589.20 \ (kN)$$

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	3614.10	2169.30	――	――	3614.10	2169.30	0.000	0.825	0.00	1789.67
作用力集計	―――	―――	――	――	3713.70	2169.30	―――	―――	50.22	1789.67
										1839.89

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 3713.70 - \frac{1839.89}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = 3290.74 \ (kN)$$

19-3-2 鉛直方向（右側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	418.95	―――	1.00	1.05	439.90	―――	1.610	―――	708.45	―――
上部工反力　R11	-235.20	-1701.00	――	――	-235.20	-1701.00	0.275	1.250	-64.68	-2126.25
上部工反力　R12	-779.10	-2169.30	――	――	-779.10	-2169.30	2.550	1.250	-1986.71	-2711.62
作用力集計	―――	―――	――	――	-574.40	-3870.30	―――	―――	-1342.94	-4837.88
										-6180.81

(2) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	243.49	―――	1.00	1.05	255.67	―――	1.084	―――	277.22	―――
上部工反力　R11	-779.10	-2169.30	――	――	-779.10	-2169.30	1.300	1.042	-1012.83	-2259.69
作用力集計	―――	―――	――	――	-523.43	-2169.30	―――	―――	-735.61	-2259.69
										-2995.30

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= -523.43 - \frac{-2995.30}{1.883} \times (0.333 + 0.000) = 6.71 \ (\mathrm{kN})$$

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞

1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値		γp	γq	作用力		作用位置		曲げモーメント	
	V (kN)	H (kN)			V (kN)	H (kN)	X(m)	Y(m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
はり自重	94.86	―――	1.00	1.05	99.60	―――	0.504	―――	50.22	―――
上部工反力　R11	-779.10	-2169.30	――	――	-779.10	-2169.30	0.000	0.825	0.00	-1789.67
作用力集計	―――	―――	――	――	-679.50	-2169.30	―――	―――	50.22	-1789.67
										-1739.45

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= -679.50 - \frac{-1739.45}{1.450} \times (0.333 + 0.000) = -279.62 \ (\mathrm{kN})$$

19-3-3 水平方向（左側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント・せん断着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1354.00	――	――	1354.00	0.275	372.35
上部工反力　R12	1726.00	――	――	1726.00	2.550	4401.30
作用力集計	―――	――	――	3080.00	―――	4773.65

(2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］＜せん断力着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1354.00	――	――	1354.00	0.000	0.00
上部工反力　R12	1726.00	――	――	1726.00	2.275	3926.65
作用力集計	―――	――	――	3080.00	―――	3926.65

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1726.00	――	――	1726.00	0.000	0.00
作用力集計	―――	――	――	1726.00	―――	0.00

19-3-4 水平方向（右側）

(1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］＜曲げモーメント・せん断着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1354.00	――	――	1354.00	0.275	372.35
上部工反力　R12	1726.00	――	――	1726.00	2.550	4401.30
作用力集計	―――	――	――	3080.00	―――	4773.65

(2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］＜せん断力着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1354.00	――	――	1354.00	0.000	0.00
上部工反力　R12	1726.00	――	――	1726.00	2.275	3926.65
作用力集計	―――	――	――	3080.00	―――	3926.65

(3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］＜せん断力着目＞
1) 作用の組合せ：⑪ D+EQ
照査対象　　：耐荷性能（偶発作用支配状況）

	特性値 H (kN)	γp	γq	作用力 H (kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント Mx (kN・m)
上部工反力　R11	1726.00	――	――	1726.00	0.000	0.00
作用力集計	―――	――	――	1726.00	―――	0.00

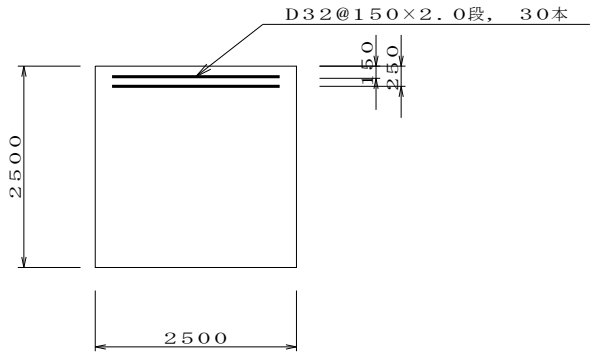
19-4 レベル2の照査

19-4-1 鉛直方向（左側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ＞ Mc となるため、以下の規定により決定する Md = 15317.83 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 18225.11 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑪ D+EQ」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 15317.83 = 26040.32$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d$ ＞ M_c となるため、以下の規定により決定する。

$M_u \geqq M_c$ ------ OK

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1574.16 (mm)
A_{sb} = 188388.8 (mm^2)
A_s = 23826.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ⅰ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
⑪ D+EQ	15317.83	1.00	1.00	16754.47	17847.47	16754.47	OK

ⅱ) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
⑪ D+EQ	15317.83	1.00	0.90	1.00	18225.11	16402.60	OK

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(3) ［ 位置：付け根より L = 1.250 (m) ］

1-1) 断面寸法

1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	2589.20	1.00	0.85	0.95	2236.86	0.95	7582.00	7928.73	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.883	0.868

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.883	0.506039	1.204

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.868 \times 1.204 \times 1.000 \times 1.000 = 0.36545$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.36545 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 2236.86$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 5650.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1883.3 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 7582.00$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2\Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
⑪ D+EQ	2589.20	1.00	1.00	15066.67	15066.67	OK

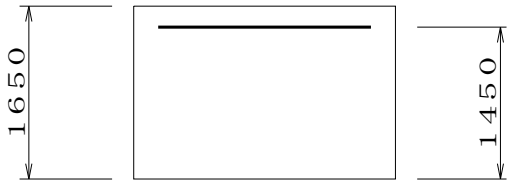
1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.20 \times 2500.0 \times 1883.3 \times 0.001 = 15066.67$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

2) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	3290.74	1.00	0.85	0.95	1990.78	0.95	5837.47	6321.31	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
1.450	0.933

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
23826.0	1.450	0.657269	1.294

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.933 \times 1.294 \times 1.000 \times 1.000 = 0.42245$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.42245 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 1990.78$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 4350.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 1450.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 5837.47$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
⑪ D+EQ	3290.74	1.00	1.00	11600.00	11600.00	OK

2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 2500.0 \times 1450.0 \times 0.001 = 11600.00$ (kN)

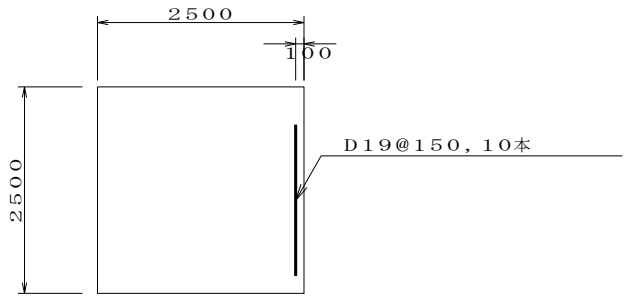
ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

19-4-2 水平方向（左側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ＞ Mc となるため、以下の規定により決定する Md = 4773.65 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 2362.38 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑪ D+EQ」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 4773.65 = 8115.21$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により決定する。

$M_u < M_c$ ------ OUT

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1607.66 (mm)
A_{sb} = 192397.4 (mm^2)
A_s = 2865.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ⅰ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
⑪ D+EQ	4773.65	1.00	1.00	2297.69	2356.92	2297.69	OUT

ⅱ) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

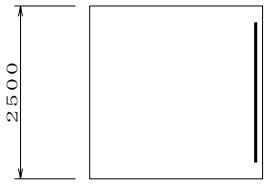
M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
⑪ D+EQ	4773.65	1.00	0.90	1.00	2362.38	2126.14	OUT

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	0.85	0.95	1284.31	0.95	9662.02	8839.16	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 1284.31$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 7200.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	1.00	19200.00	19200.00	OK

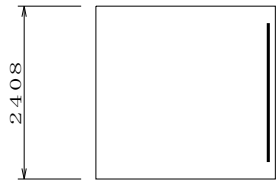
1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 19200.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	0.85	0.95	1237.22	0.95	9662.02	8801.14	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 1237.22$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 6936.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	1.00	18496.00	18496.00	OK

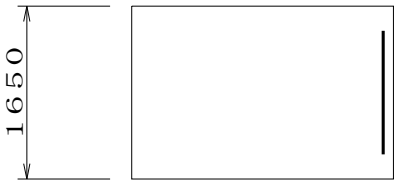
2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 18496.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

3-1) 断面寸法



3-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	1726.00	1.00	0.85	0.95	847.65	0.95	9662.02	8486.55	OK

3-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

3-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

3-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

3-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 847.65$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 4752.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

3-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
⑪ D+EQ	1726.00	1.00	1.00	12672.00	12672.00	OK

3-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 12672.00$ (kN)

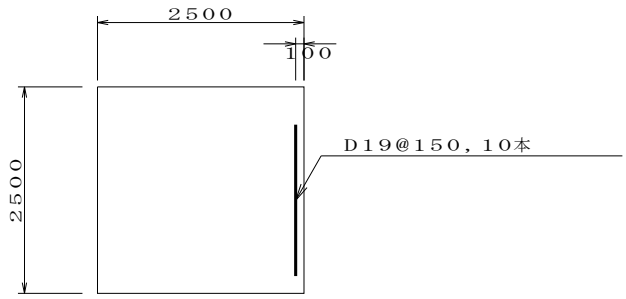
ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

19-4-3 水平方向（右側）

(1) 曲げモーメントに対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 最小鉄筋量の照査

項　　目	計　算　結　果
1.7Md ≦ Mc	1.7Md ＞ Mc となるため、以下の規定により決定する Md = 4773.65 (kN・m) Mc = 4983.53 (kN・m) Mu = 2362.38 (kN・m)

※最大設計曲げモーメントが発生する「⑪ D+EQ」にて照査

$1.7M_d = 1.7 \times 4773.65 = 8115.21$ (kN・m)

$M_c = Z_c \cdot \sigma_{bt}$

$= 2.604 \times 0.23 \times 24.0^{2/3} \times 1000 = 4983.53$ (kN・m)

∴$1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により決定する。

$M_u < M_c$ ------ OUT

ここに、

M_d ： 作用曲げモーメント (kN・m)
M_c ： ひび割れモーメント (kN・m)
M_u ： 終局曲げモーメント (kN・m)
Z_c ： コンクリート部材の断面係数 (m^3)
σ_{bt} ： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

・なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm^2 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

1-3) 最大鉄筋量の照査

$\sigma_s = \sigma_{sy}$、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 及び、$N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

x = 1607.66 (mm)
A_{sb} = 192397.4 (mm^2)
A_s = 2865.0 (mm^2)

$A_s \leqq A_{sb}$ ------ OK

ここに、

σ_{sy}	： 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm^2)
ε_{cu}	： コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	： 実配筋量	(mm^2)
A_{sb}	： 釣合鉄筋量	(mm^2)
C	： コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
T_s	： 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	： 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
x	： 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)
A_c	： コンクリート部材の断面積	(mm^2)

1-4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

ⅰ) 限界状態1

$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$

ここに、

M_{yd} ：部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_y ：抵抗係数
$M_{yc}(S)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)
$M_{yc}(C)$：降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	M_{yd} (kN・m)	
⑪ D+EQ	4773.65	1.00	1.00	2297.69	2356.92	2297.69	OUT

ⅱ) 限界状態3

$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$

ここに、

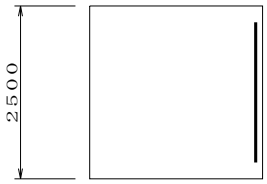
M_{ud} ：部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_u ：抵抗係数
M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

荷重ケース	作用力モーメント (kN・m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
⑪ D+EQ	4773.65	1.00	0.90	1.00	2362.38	2126.14	OUT

(2) せん断力に対する着目

1) 断面(1) ［ 位置：付け根より L = 0.000 (m) ］

1-1) 断面寸法



1-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	0.85	0.95	1284.31	0.95	9662.02	8839.16	OK

1-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

1-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

1-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 1284.31$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 7200.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

1-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

1-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値 ξ_1	制限値 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	制限値 S_{ucw} (kN)	制限値 S_{ucd} (kN)	判定
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	1.00	19200.00	19200.00	OK

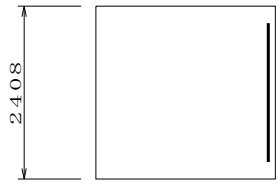
1-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 2500.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 19200.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

2) 断面(2) ［ 位置：付け根より L = 0.275 (m) ］

2-1) 断面寸法



2-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	0.85	0.95	1237.22	0.95	9662.02	8801.14	OK

2-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

2-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

2-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

2-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 1237.22$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 6936.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

2-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
⑪ D+EQ	3080.00	1.00	1.00	18496.00	18496.00	OK

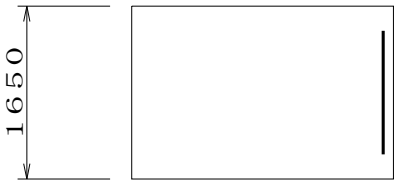
2-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 2408.3 \times 2400.0 \times 0.001 = 18496.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

3) 断面(4) ［ 位置：付け根より L = 2.550 (m) ］

3-1) 断面寸法



3-2) 斜引張破壊に対する照査

$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$

ここに、

S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
ξ_2 ：部材・構造係数
Φ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値 (kN)

荷重ケース	作用せん断力 S_h(kN)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)	S_{usd} (kN)	
⑪ D+EQ	1726.00	1.00	0.85	0.95	847.65	0.95	9662.02	8486.55	OK

3-3) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d(m)	c_e
2.400	0.790

3-4) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(m)	p_t (%)	c_{pt}
2865.0	2.400	0.047750	0.595

3-5) コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_r

$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.790 \times 0.595 \times 1.000 \times 1.000 = 0.16466$ (N/mm^3)

ここに、

τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
τ_c ：コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e ：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt} ：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比ptに関する補正係数
c_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

3-6) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.16466 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 847.65$ (kN)
ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 4752.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、
S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
τ_r ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)
k ：補正係数で1.3とする
τ_{cmax} ：コンクリートが負担できる最大せん断応力度と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

3-7) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\frac{1548.4 \times 345.0 \times 2400.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \times 0.001$$

$= 9662.02$ (kN)

ここに、
S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)
c_{ds} ：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
A_w ：せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
d ：部材断面の有効高 (mm)
a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3-8) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用せん断力 S_h (kN)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
⑪ D+EQ	1726.00	1.00	1.00	12672.00	12672.00	OK

3-9) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

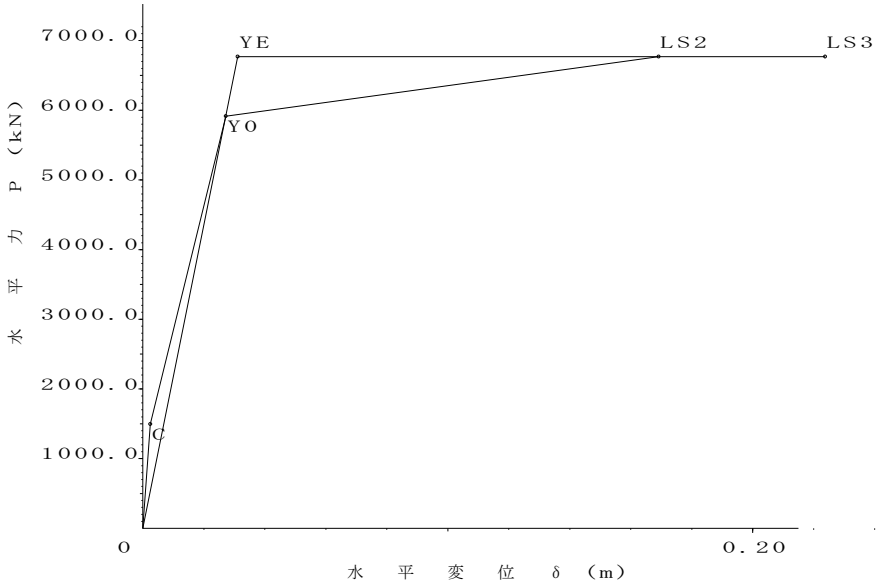
$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d$
$= 3.2 \times 1650.0 \times 2400.0 \times 0.001 = 12672.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

20 柱部のレベル2地震時の照査

20-1 橋軸方向計算結果

20-1-1 水平耐力と水平変位の関係



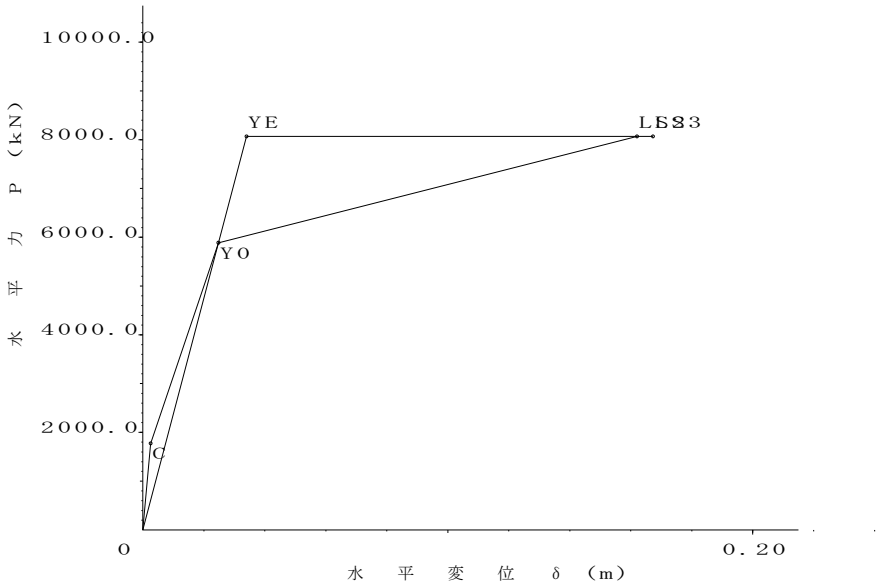
		水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ点	C	1497.03	0.00241
初降伏点	YO	5914.92	0.02717
限界状態1	YE	6770.47	0.03110
限界状態2	LS2	6770.47	0.16911
限界状態3	LS3	6770.47	0.22373

20-1-2 耐荷性能の照査

項　目		単位	タイプⅠ	タイプⅡ
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力		kN	6770.47	6770.47
塑性ヒンジ長		m	0.754	0.754
設計水平震度			1.30	1.75
等価重量		kN	8921.80	8921.80
最大応答塑性率			1.96732	3.15897
降伏変位		m	0.03110	0.03110
水平変位		m	0.06119	0.09825
水平変位の制限値		m	0.10992	0.10992
せん断力		kN	6770.47	6770.47
せん断力の制限値	P_s	kN	9263.33	10014.55
	P_{s0}	kN	————	————
残留変位		m	0.01805	0.04029
許容残留変位		m	0.09100	0.09100
地震時保有水平耐力の下限値 (0.4・c_{2z}・W)		kN	3568.72	3568.72
判　定			O　K	O　K

20-2 橋軸直角方向計算結果

20-2-1 水平耐力と水平変位の関係



		水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ点	C	1772.78	0.00253
初降伏点	Y0	5885.53	0.02480
限界状態1	YE	8069.77	0.03401
限界状態2	LS2	8069.77	0.16206
限界状態3	LS3	8069.77	0.16728

20-2-2 耐荷性能の照査

項　目		単位	タイプⅠ	タイプⅡ
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力		kN	8069.77	8069.77
塑性ヒンジ長		m	0.717	0.717
設計水平震度			1.30	1.75
等価重量		kN	5771.80	5771.80
最大応答塑性率			0.93227	1.28333
降伏変位		m	0.03401	0.03401
水平変位		m	0.03171	0.04365
水平変位の制限値		m	0.10534	0.10534
せん断力		kN	8069.77	8069.77
せん断力の制限値	P_s	kN	13629.75	14261.81
	P_{s0}	kN	————	————
残留変位		m	0.00000	0.00578
許容残留変位		m	0.11600	0.11600
地震時保有水平耐力の下限値 (0.4・c_{2z}・W)		kN	2308.72	2308.72
判　定			O　K	O　K

20-3 設計条件

(1) 地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度

地域別補正係数	c_{Iz} = 1.00
地域別補正係数	c_{IIz} = 1.00
地盤種別	Ⅱ種地盤
橋種選択	B種の橋（限界状態2）

(2) 上部工死荷重及び上部構造の重量

(橋軸方向)

上部工死荷重反力	R_w = 5300.00 (kN)
上部構造慣性力の作用高さ（橋脚天端より）	y = 0.300 (m)
タイプⅠ	
上部構造の重量	W_u = 7000.00 (kN)
タイプⅡ	
上部構造の重量	W_u = 7000.00 (kN)

(橋軸直角方向)

上部工死荷重反力	R_w = 5300.00 (kN)
上部構造慣性力の作用高さ（橋脚天端より）	y = 2.800 (m)
タイプⅠ	
上部構造の重量	W_u = 4000.00 (kN)
タイプⅡ	
上部構造の重量	W_u = 4000.00 (kN)

(3) コンクリート材料

コンクリートの単位体積重量	γ_c = 24.5 (kN/m^3)
〃 設計基準強度	σ_{ck} = 24.0 (N/mm^2)
〃 曲げ引張強度	σ_{bt} = 1.914 (N/mm^2)
〃 ヤング係数	E_c = 2.50×10^4 (N/mm^2)

(4) 荷重組合せ係数及び荷重係数

死荷重	γ_{pD} = 1.00
	γ_{qD} = 1.05
地震の影響	γ_{pEQ} = 1.00
	γ_{qEQ} = 1.00

(5) 主鉄筋材料

鉄筋材質　　SD345
鉄筋の降伏強度　　σ_{sy} = 345.0 (N/mm^2)
鉄筋のヤング係数　　E_s = 2.00×10^5 (N/mm^2)

(6) 主鉄筋配置

断面番号	配置位置 h_1 (m)	No	かぶり (mm)	X_1 (mm)	X_2 (mm)	Y_1 (mm)	Y_2 (mm)	鉄筋配置 径	本数	鉄筋量
1	0.000 ～	1	150	150	150	——	——	D35	31.00	29654.6
		2	250	150	150	——	——	D35	31.00	29654.6
		5	250	150	150	——	——	D35	31.00	29654.6
		6	150	150	150	——	——	D35	31.00	29654.6
		7	150	——	——	375	375	D35	15.00	14349.0
1	6.300	12	150	——	——	375	375	D35	15.00	14349.0

h_1 ： 柱部根元からの距離 (m)
鉄筋番号 No 1～6 は、主に橋軸方向に抵抗する鉄筋
鉄筋番号 No 7～12 は、主に橋軸直角方向に抵抗する鉄筋

(6) 鉛直方向断面分割数

柱部断面分割変化数　　1断面

番号	柱部断面高さ範囲 (m)	分割数
1	0.000 ～ 6.300	50

(7) 帯鉄筋材料

帯鉄筋の降伏強度　　σ_{sy} = 345.0 (N/mm^2)

(橋軸方向)

範囲	横拘束鉄筋 鉄筋径	断面積 A_h (mm^2)	断面二次モーメント I_h (mm^4)	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋 断面積 A_w (mm^2)	間隔 a (mm)
0.000～ 6.300	D22	387.1	11923.0	1000.0	200.0	18	1935.5	200.0

(橋軸直角方向)

範囲	横拘束鉄筋 鉄筋径	断面積 A_h (mm^2)	断面二次モーメント I_h (mm^4)	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋 断面積 A_w (mm^2)	間隔 a (mm)
0.000～ 6.300	D22	387.1	11923.0	1000.0	200.0	9	1935.5	200.0

(8) 地震時動水圧

考慮しない

20-4 橋軸方向の照査

20-4-1 各計算位置の断面力集計

断面番号	y_1 (m)	y_2 (m)	躯体自重 W_c (kN)	軸　力 N (kN)
1	6.300	2.800	1450.40	7087.92
2	6.174	2.926	1481.27	7120.33
3	6.048	3.052	1512.14	7152.75
4	5.922	3.178	1543.01	7185.16
5	5.796	3.304	1573.88	7217.57
6	5.670	3.430	1604.75	7249.99
7	5.544	3.556	1635.62	7282.40
8	5.418	3.682	1666.49	7314.81
9	5.292	3.808	1697.36	7347.23
10	5.166	3.934	1728.23	7379.64
11	5.040	4.060	1759.10	7412.06
12	4.914	4.186	1789.97	7444.47
13	4.788	4.312	1820.84	7476.88
14	4.662	4.438	1851.71	7509.30
15	4.536	4.564	1882.58	7541.71
16	4.410	4.690	1913.45	7574.12
17	4.284	4.816	1944.32	7606.54
18	4.158	4.942	1975.19	7638.95
19	4.032	5.068	2006.06	7671.36
20	3.906	5.194	2036.93	7703.78
21	3.780	5.320	2067.80	7736.19
22	3.654	5.446	2098.67	7768.60
23	3.528	5.572	2129.54	7801.02
24	3.402	5.698	2160.41	7833.43
25	3.276	5.824	2191.28	7865.84
26	3.150	5.950	2222.15	7898.26
27	3.024	6.076	2253.02	7930.67
28	2.898	6.202	2283.89	7963.08
29	2.772	6.328	2314.76	7995.50
30	2.646	6.454	2345.63	8027.91
31	2.520	6.580	2376.50	8060.33
32	2.394	6.706	2407.37	8092.74
33	2.268	6.832	2438.24	8125.15
34	2.142	6.958	2469.11	8157.57
35	2.016	7.084	2499.98	8189.98
36	1.890	7.210	2530.85	8222.39
37	1.764	7.336	2561.72	8254.81
38	1.638	7.462	2592.59	8287.22
39	1.512	7.588	2623.46	8319.63
40	1.386	7.714	2654.33	8352.05
41	1.260	7.840	2685.20	8384.46
42	1.134	7.966	2716.07	8416.87
43	1.008	8.092	2746.94	8449.29
44	0.882	8.218	2777.81	8481.70
45	0.756	8.344	2808.68	8514.11
46	0.630	8.470	2839.55	8546.53
47	0.504	8.596	2870.42	8578.94
48	0.378	8.722	2901.29	8611.36
49	0.252	8.848	2932.16	8643.77
50	0.126	8.974	2963.03	8676.18
51	0.000	9.100	2993.90	8708.60

※ 軸力には死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数 $\gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} = 1.05$ を考慮した。

y_1 ： 柱部根元からの距離 (m)
y_2 ： 上部工慣性力作用位置からの距離 (m)

20-4-2 コンクリートの応力度－ひずみ曲線の算出

(1) 横拘束鉄筋の体積比 ρ_s

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} \leqq 0.018$$

ここに、
A_h ：横拘束鉄筋の断面積 (mm²)
s ：横拘束鉄筋の間隔 (mm)
d ：横拘束鉄筋の有効長 (mm)

(2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度 σ_{cc} (N/mm²)

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

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

(3) 下降勾配 E_{des} (N/mm²)

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

(4) コンクリートの最大圧縮応力時ひずみ ε_{cc}

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

ここに、
β ： 断面補正係数 $\beta = 0.4$

(5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ ε_{cc1}

$$\varepsilon_{cc1} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

(6) 定数 n

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

(7) コンクリートの応力度 σ_c (N/mm²)

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

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc1})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位　置 (m)	有効長 (mm)	ρ_s	n	E_{des} (N/mm^2)	σ_{cc} (N/mm^2)	ε_{cc}	ε_{ccl}
0.000	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.126	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.252	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.378	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.504	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.630	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.756	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.882	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.008	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.134	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.260	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.386	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.512	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.638	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.764	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.890	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.016	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.142	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.268	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.394	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.520	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.646	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.772	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.898	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.024	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.150	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.276	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.402	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.528	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.654	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.780	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.906	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.032	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.158	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.284	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.410	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.536	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.662	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.788	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.914	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.040	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.166	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.292	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.418	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.544	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.670	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.796	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.922	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.048	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.174	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.300	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886

20-4-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s (N/mm^2)

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

ここに、
E_0 ：横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm^2)
I_h ：横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm^4)
n_s ：圧縮側軸方向鉄筋の本数
d' ：横拘束鉄筋の有効長 (mm)
s ：横拘束鉄筋の間隔 (mm)

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

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

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

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

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

(4) 塑性ヒンジ長 L_p (mm)

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

ここに、
σ_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
ϕ' ：軸方向鉄筋の直径 (mm) (≦40 mm)

(5) 限界状態2に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st2}

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

ここに、
ϕ ：軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st3}

$$\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

(7) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	I_h (mm^4)	n_s	d' (mm)	s (mm)	β_s (N/mm^2)	c_0 (mm)	β_{co} (N/mm^2)	β_n (N/mm^2)	ϕ' (mm)	L_p (mm)	ϕ (mm)	ε_{st2}	ε_{st3}
0.000	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.126	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.252	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.378	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.504	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.630	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.756	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
0.882	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.008	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.134	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.260	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.386	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.512	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.638	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.764	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
1.890	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.016	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.142	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.268	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.394	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.520	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.646	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.772	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
2.898	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.024	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.150	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.276	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.402	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.528	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.654	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.780	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
3.906	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.032	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.158	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.284	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.410	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.536	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.662	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.788	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
4.914	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.040	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.166	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.292	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.418	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.544	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.670	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.796	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
5.922	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
6.048	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
6.174	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490
6.300	11923.0	18	1000.0	200.0	0.254	132.6	1.326	1.580	34.9	754	34.9	0.03207	0.04490

20-4-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に 50 分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

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

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

ここに、

M_c ：ひび割れ曲げモーメント（N・mm）
ϕ_c ：ひび割れ曲率（1/mm）
Z_{ci} ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数（mm^3）
σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張強度（N/mm^2）
N_i ：上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力（N）
A_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積（mm^2）
E_c ：コンクリートのヤング係数（N/mm^2）
I_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント（mm^4）

(2) 初降伏限界及び限界状態2又は限界状態3

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

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

ここに、

N_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力（N）
σ_{cj}，σ_{sj} ：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度（N/mm^2）
ΔA_{cj}，ΔA_{sj} ：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積（mm^2）

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下の式より求める。

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

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / X_0$$

ここに、

M_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント（N・mm）
ϕ_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率（1/mm）
X_j ：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離（mm）
ε_{c0} ：コンクリートの圧縮縁ひずみ
X_0 ：コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離（mm）

・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみε_{sy}に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメントM_{y0}及び初降伏曲率ϕ_{y0}とする。
・最外縁の軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2に相当するひずみε_{st2}に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態3に相当するひずみε_{st3}に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみε_{cc1}に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
・限界状態2又は限界状態3における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張ひずみが各限界状態に相当するひずみに達するときの曲率とコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

20-4-5 各断面計算位置による断面諸元

No	計算位置 Y_1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 A_c (m^2)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m^2)	I (m^4)	W (m^3)
1	6.300 - 0.000	4.000	2.500	10.0000	11.1785	6.3240	5.0592

20-4-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れモーメント及び 曲率の計算

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	M_c (kN・m)	ϕ_c ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_c = M_c/Y_2$ (kN)
1	2.800	7087.92	12889.48	8.153	4603.39
2	2.926	7120.33	12904.15	8.162	4410.17
3	3.052	7152.75	12918.82	8.171	4232.90
4	3.178	7185.16	12933.49	8.181	4069.70
5	3.304	7217.57	12948.16	8.190	3918.94
6	3.430	7249.99	12962.83	8.199	3779.25
7	3.556	7282.40	12977.50	8.208	3649.47
8	3.682	7314.81	12992.17	8.218	3528.56
9	3.808	7347.23	13006.84	8.227	3415.66
10	3.934	7379.64	13021.51	8.236	3309.99
11	4.060	7412.06	13036.18	8.246	3210.88
12	4.186	7444.47	13050.85	8.255	3117.74
13	4.312	7476.88	13065.52	8.264	3030.04
14	4.438	7509.30	13080.19	8.273	2947.32
15	4.564	7541.71	13094.86	8.283	2869.16
16	4.690	7574.12	13109.53	8.292	2795.21
17	4.816	7606.54	13124.20	8.301	2725.12
18	4.942	7638.95	13138.87	8.311	2658.61
19	5.068	7671.36	13153.54	8.320	2595.41
20	5.194	7703.78	13168.21	8.329	2535.27
21	5.320	7736.19	13182.88	8.338	2477.98
22	5.446	7768.60	13197.55	8.348	2423.35
23	5.572	7801.02	13212.22	8.357	2371.18
24	5.698	7833.43	13226.89	8.366	2321.32
25	5.824	7865.84	13241.56	8.375	2273.62
26	5.950	7898.26	13256.23	8.385	2227.94
27	6.076	7930.67	13270.90	8.394	2184.15
28	6.202	7963.08	13285.57	8.403	2142.14
29	6.328	7995.50	13300.23	8.413	2101.81
30	6.454	8027.91	13314.90	8.422	2063.05
31	6.580	8060.33	13329.57	8.431	2025.77
32	6.706	8092.74	13344.24	8.440	1989.90
33	6.832	8125.15	13358.91	8.450	1955.34
34	6.958	8157.57	13373.58	8.459	1922.04
35	7.084	8189.98	13388.25	8.468	1889.93
36	7.210	8222.39	13402.92	8.478	1858.94
37	7.336	8254.81	13417.59	8.487	1829.01
38	7.462	8287.22	13432.26	8.496	1800.09
39	7.588	8319.63	13446.93	8.505	1772.13
40	7.714	8352.05	13461.60	8.515	1745.09
41	7.840	8384.46	13476.27	8.524	1718.91
42	7.966	8416.87	13490.94	8.533	1693.57
43	8.092	8449.29	13505.61	8.542	1669.01
44	8.218	8481.70	13520.28	8.552	1645.20
45	8.344	8514.11	13534.95	8.561	1622.12
46	8.470	8546.53	13549.62	8.570	1599.72
47	8.596	8578.94	13564.29	8.580	1577.98
48	8.722	8611.36	13578.96	8.589	1556.86
49	8.848	8643.77	13593.63	8.598	1536.35
50	8.974	8676.18	13608.30	8.607	1516.41
51	9.100	8708.60	13622.97	8.617	1497.03

(2) ひび割れ水平耐力

P_c (min) = 1497.03 (kN)

(表中のP_cの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

20-4-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏モーメント 及び 曲率の計算

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_0 (m)	ε_{y0} ($\times 10^{-3}$)	M_{y0} (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_{y0} = M_{y0}/Y_2$ (kN)
1	2.800	7087.92	0.773699	0.847	52453.68	109.433	18733.46
2	2.926	7120.33	0.774075	0.847	52481.24	109.460	17936.17
3	3.052	7152.75	0.774450	0.848	52508.77	109.486	17204.71
4	3.178	7185.16	0.774826	0.849	52536.34	109.512	16531.26
5	3.304	7217.57	0.775200	0.849	52563.87	109.538	15909.16
6	3.430	7249.99	0.775576	0.850	52591.43	109.564	15332.78
7	3.556	7282.40	0.775950	0.850	52618.95	109.590	14797.23
8	3.682	7314.81	0.776325	0.851	52646.50	109.616	14298.34
9	3.808	7347.23	0.776699	0.852	52674.02	109.642	13832.46
10	3.934	7379.64	0.777073	0.852	52701.57	109.668	13396.43
11	4.060	7412.06	0.777447	0.853	52729.08	109.694	12987.46
12	4.186	7444.47	0.777820	0.853	52756.56	109.720	12603.10
13	4.312	7476.88	0.778193	0.854	52784.07	109.746	12241.20
14	4.438	7509.30	0.778566	0.855	52811.59	109.772	11899.86
15	4.564	7541.71	0.778939	0.855	52839.05	109.798	11577.35
16	4.690	7574.12	0.779311	0.856	52866.59	109.824	11272.19
17	4.816	7606.54	0.779684	0.856	52894.07	109.851	10982.99
18	4.942	7638.95	0.780056	0.857	52921.54	109.877	10708.53
19	5.068	7671.36	0.780428	0.858	52949.03	109.903	10447.72
20	5.194	7703.78	0.780800	0.858	52976.50	109.929	10199.56
21	5.320	7736.19	0.781171	0.859	53003.97	109.955	9963.15
22	5.446	7768.60	0.781543	0.860	53031.45	109.981	9737.69
23	5.572	7801.02	0.781914	0.860	53058.91	110.007	9522.42
24	5.698	7833.43	0.782285	0.861	53086.36	110.033	9316.66
25	5.824	7865.84	0.782655	0.861	53113.79	110.059	9119.81
26	5.950	7898.26	0.783025	0.862	53141.23	110.085	8931.30
27	6.076	7930.67	0.783396	0.863	53168.70	110.111	8750.61
28	6.202	7963.08	0.783765	0.863	53196.12	110.137	8577.25
29	6.328	7995.50	0.784135	0.864	53223.55	110.163	8410.80
30	6.454	8027.91	0.784504	0.864	53250.95	110.189	8250.84
31	6.580	8060.33	0.784873	0.865	53278.38	110.215	8097.02
32	6.706	8092.74	0.785243	0.866	53305.82	110.241	7948.97
33	6.832	8125.15	0.785612	0.866	53333.23	110.267	7806.39
34	6.958	8157.57	0.785980	0.867	53360.61	110.293	7668.96
35	7.084	8189.98	0.786348	0.867	53388.03	110.319	7536.42
36	7.210	8222.39	0.786717	0.868	53415.44	110.345	7408.52
37	7.336	8254.81	0.787085	0.869	53442.82	110.371	7285.01
38	7.462	8287.22	0.787452	0.869	53470.20	110.397	7165.67
39	7.588	8319.63	0.787820	0.870	53497.59	110.423	7050.29
40	7.714	8352.05	0.788187	0.871	53524.98	110.449	6938.68
41	7.840	8384.46	0.788554	0.871	53552.36	110.475	6830.66
42	7.966	8416.87	0.788922	0.872	53579.74	110.501	6726.05
43	8.092	8449.29	0.789288	0.872	53607.09	110.526	6624.70
44	8.218	8481.70	0.789655	0.873	53634.45	110.552	6526.46
45	8.344	8514.11	0.790020	0.874	53661.78	110.578	6431.18
46	8.470	8546.53	0.790387	0.874	53689.14	110.604	6338.74
47	8.596	8578.94	0.790752	0.875	53716.50	110.630	6249.01
48	8.722	8611.36	0.791118	0.875	53743.83	110.656	6161.87
49	8.848	8643.77	0.791484	0.876	53771.18	110.682	6077.21
50	8.974	8676.18	0.791848	0.877	53798.48	110.708	5994.93
51	9.100	8708.60	0.792214	0.877	53825.82	110.734	5914.92

(2) 初降伏水平耐力

P_{y0} (min) = 5914.92 (kN)

(表中のP_{y0}の最小値を初降伏水平耐力とする。)

20-4-8 終局水平耐力

(1) 限界状態2に相当する曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2に相当する引張ひずみに達する時の曲げモーメント及び曲率

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{st2} (m)	ε_{st2} ($\times 10^{-3}$)	M_{st2} (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.800	7087.92	0.370121	32.072	60104.66	1619.895
2	2.926	7120.33	0.370408	32.072	60135.10	1620.130
3	3.052	7152.75	0.370695	32.072	60165.51	1620.365
4	3.178	7185.16	0.370984	32.072	60195.90	1620.601
5	3.304	7217.57	0.371273	32.072	60226.30	1620.838
6	3.430	7249.99	0.371562	32.072	60256.65	1621.075
7	3.556	7282.40	0.371851	32.072	60287.01	1621.312
8	3.682	7314.81	0.372141	32.072	60317.36	1621.549
9	3.808	7347.23	0.372430	32.072	60347.69	1621.786
10	3.934	7379.64	0.372719	32.072	60378.02	1622.023
11	4.060	7412.06	0.373008	32.072	60408.34	1622.261
12	4.186	7444.47	0.373297	32.072	60438.64	1622.498
13	4.312	7476.88	0.373587	32.072	60468.97	1622.735
14	4.438	7509.30	0.373876	32.072	60499.24	1622.973
15	4.564	7541.71	0.374165	32.072	60529.54	1623.210
16	4.690	7574.12	0.374454	32.072	60559.79	1623.448
17	4.816	7606.54	0.374743	32.072	60590.06	1623.686
18	4.942	7638.95	0.375034	32.072	60620.30	1623.925
19	5.068	7671.36	0.375325	32.072	60650.50	1624.164
20	5.194	7703.78	0.375616	32.072	60680.71	1624.403
21	5.320	7736.19	0.375907	32.072	60710.90	1624.643
22	5.446	7768.60	0.376198	32.072	60741.07	1624.883
23	5.572	7801.02	0.376489	32.072	60771.24	1625.122
24	5.698	7833.43	0.376781	32.072	60801.40	1625.362
25	5.824	7865.84	0.377072	32.072	60831.55	1625.602
26	5.950	7898.26	0.377363	32.072	60861.68	1625.842
27	6.076	7930.67	0.377654	32.072	60891.82	1626.082
28	6.202	7963.08	0.377946	32.072	60921.95	1626.322
29	6.328	7995.50	0.378237	32.072	60952.05	1626.563
30	6.454	8027.91	0.378528	32.072	60982.16	1626.803
31	6.580	8060.33	0.378820	32.072	61012.24	1627.043
32	6.706	8092.74	0.379111	32.072	61042.34	1627.284
33	6.832	8125.15	0.379403	32.072	61072.38	1627.525
34	6.958	8157.57	0.379697	32.072	61102.41	1627.768
35	7.084	8189.98	0.379990	32.072	61132.44	1628.011
36	7.210	8222.39	0.380284	32.072	61162.45	1628.253
37	7.336	8254.81	0.380577	32.072	61192.45	1628.495
38	7.462	8287.22	0.380870	32.072	61222.43	1628.738
39	7.588	8319.63	0.381164	32.072	61252.40	1628.981
40	7.714	8352.05	0.381457	32.072	61282.37	1629.223
41	7.840	8384.46	0.381751	32.072	61312.34	1629.466
42	7.966	8416.87	0.382044	32.072	61342.29	1629.709
43	8.092	8449.29	0.382338	32.072	61372.23	1629.952
44	8.218	8481.70	0.382631	32.072	61402.15	1630.196
45	8.344	8514.11	0.382925	32.072	61432.06	1630.439
46	8.470	8546.53	0.383218	32.072	61461.97	1630.682
47	8.596	8578.94	0.383512	32.072	61491.88	1630.926
48	8.722	8611.36	0.383806	32.072	61521.75	1631.170
49	8.848	8643.77	0.384102	32.072	61551.60	1631.415
50	8.974	8676.18	0.384397	32.072	61581.43	1631.660
51	9.100	8708.60	0.384693	32.072	61611.27	1631.906

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

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{con} (m)	ε_{con} ($\times 10^{-3}$)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	2.800	7087.92	0.365868	8.858	59771.11	4103.270
2	2.926	7120.33	0.366217	8.858	59799.75	4096.632
3	3.052	7152.75	0.366568	8.858	59828.36	4090.008
4	3.178	7185.16	0.366918	8.858	59856.97	4083.404
5	3.304	7217.57	0.367269	8.858	59885.57	4076.815
6	3.430	7249.99	0.367619	8.858	59914.16	4070.246
7	3.556	7282.40	0.367970	8.858	59942.74	4063.698
8	3.682	7314.81	0.368321	8.858	59971.32	4057.164
9	3.808	7347.23	0.368672	8.858	59999.87	4050.643
10	3.934	7379.64	0.369023	8.858	60028.42	4044.150
11	4.060	7412.06	0.369375	8.858	60056.98	4037.663
12	4.186	7444.47	0.369727	8.858	60085.50	4031.197
13	4.312	7476.88	0.370079	8.858	60114.03	4024.751
14	4.438	7509.30	0.370431	8.858	60142.54	4018.318
15	4.564	7541.71	0.370784	8.858	60171.04	4011.907
16	4.690	7574.12	0.371136	8.858	60199.56	4005.507

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{con} (m)	ε_{con} ($\times 10^{-3}$)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
17	4.816	7606.54	0.371489	8.858	60228.05	3999.127
18	4.942	7638.95	0.371842	8.858	60256.53	3992.762
19	5.068	7671.36	0.372196	8.858	60284.99	3986.415
20	5.194	7703.78	0.372549	8.858	60313.45	3980.089
21	5.320	7736.19	0.372902	8.858	60341.91	3973.776
22	5.446	7768.60	0.373256	8.858	60370.34	3967.475
23	5.572	7801.02	0.373610	8.858	60398.79	3961.202
24	5.698	7833.43	0.373964	8.858	60427.20	3954.934
25	5.824	7865.84	0.374318	8.858	60455.61	3948.692
26	5.950	7898.26	0.374673	8.858	60484.01	3942.456
27	6.076	7930.67	0.375027	8.858	60512.41	3936.247
28	6.202	7963.08	0.375382	8.858	60540.78	3930.049
29	6.328	7995.50	0.375738	8.858	60569.16	3923.864
30	6.454	8027.91	0.376093	8.858	60597.53	3917.700
31	6.580	8060.33	0.376448	8.858	60625.89	3911.554
32	6.706	8092.74	0.376804	8.858	60654.23	3905.419
33	6.832	8125.15	0.377159	8.858	60682.57	3899.304
34	6.958	8157.57	0.377515	8.858	60710.89	3893.202
35	7.084	8189.98	0.377872	8.858	60739.20	3887.117
36	7.210	8222.39	0.378228	8.858	60767.52	3881.053
37	7.336	8254.81	0.378585	8.858	60795.82	3874.993
38	7.462	8287.22	0.378941	8.858	60824.10	3868.958
39	7.588	8319.63	0.379298	8.858	60852.38	3862.936
40	7.714	8352.05	0.379655	8.858	60880.65	3856.932
41	7.840	8384.46	0.380012	8.858	60908.91	3850.941
42	7.966	8416.87	0.380370	8.858	60937.15	3844.966
43	8.092	8449.29	0.380727	8.858	60965.39	3839.012
44	8.218	8481.70	0.381085	8.858	60993.62	3833.069
45	8.344	8514.11	0.381443	8.858	61021.85	3827.142
46	8.470	8546.53	0.381801	8.858	61050.06	3821.228
47	8.596	8578.94	0.382159	8.858	61078.25	3815.334
48	8.722	8611.36	0.382518	8.858	61106.45	3809.448
49	8.848	8643.77	0.382876	8.858	61134.63	3803.582
50	8.974	8676.18	0.383235	8.858	61162.79	3797.733
51	9.100	8708.60	0.383594	8.858	61190.95	3791.897

3) 限界状態2に相当する曲げモーメント及び曲率

断面	計算位置 Y_2 (m)	鉄筋 M_{st2} (kN・m)	鉄筋 ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	コンクリート M_{con} (kN・m)	コンクリート ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{ls2} (kN・m)	ϕ_{ls2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_u = M_{ls2}/Y_2$ (kN)
1	2.800	60105	1619.9	59771	4103.3	60104.66	1619.895	21465.95
2	2.926	60135	1620.1	59800	4096.6	60135.10	1620.130	20551.98
3	3.052	60166	1620.4	59828	4090.0	60165.51	1620.365	19713.47
4	3.178	60196	1620.6	59857	4083.4	60195.90	1620.601	18941.44
5	3.304	60226	1620.8	59886	4076.8	60226.30	1620.838	18228.30
6	3.430	60257	1621.1	59914	4070.2	60256.65	1621.075	17567.54
7	3.556	60287	1621.3	59943	4063.7	60287.01	1621.312	16953.60
8	3.682	60317	1621.5	59971	4057.2	60317.36	1621.549	16381.68
9	3.808	60348	1621.8	60000	4050.6	60347.69	1621.786	15847.61
10	3.934	60378	1622.0	60028	4044.1	60378.02	1622.023	15347.74
11	4.060	60408	1622.3	60057	4037.7	60408.34	1622.261	14878.90
12	4.186	60439	1622.5	60086	4031.2	60438.64	1622.498	14438.28
13	4.312	60469	1622.7	60114	4024.8	60468.97	1622.735	14023.42
14	4.438	60499	1623.0	60143	4018.3	60499.24	1622.973	13632.09
15	4.564	60530	1623.2	60171	4011.9	60529.54	1623.210	13262.39
16	4.690	60560	1623.4	60200	4005.5	60559.79	1623.448	12912.53
17	4.816	60590	1623.7	60228	3999.1	60590.06	1623.686	12580.99
18	4.942	60620	1623.9	60257	3992.8	60620.30	1623.925	12266.35
19	5.068	60650	1624.2	60285	3986.4	60650.50	1624.164	11967.34
20	5.194	60681	1624.4	60313	3980.1	60680.71	1624.403	11682.85
21	5.320	60711	1624.6	60342	3973.8	60710.90	1624.643	11411.82
22	5.446	60741	1624.9	60370	3967.5	60741.07	1624.883	11153.34
23	5.572	60771	1625.1	60399	3961.2	60771.24	1625.122	10906.54
24	5.698	60801	1625.4	60427	3954.9	60801.40	1625.362	10670.66
25	5.824	60832	1625.6	60456	3948.7	60831.55	1625.602	10444.98
26	5.950	60862	1625.8	60484	3942.5	60861.68	1625.842	10228.85
27	6.076	60892	1626.1	60512	3936.2	60891.82	1626.082	10021.70
28	6.202	60922	1626.3	60541	3930.0	60921.95	1626.322	9822.95
29	6.328	60952	1626.6	60569	3923.9	60952.05	1626.563	9632.12
30	6.454	60982	1626.8	60598	3917.7	60982.16	1626.803	9448.74
31	6.580	61012	1627.0	60626	3911.6	61012.24	1627.043	9272.38
32	6.706	61042	1627.3	60654	3905.4	61042.34	1627.284	9102.64
33	6.832	61072	1627.5	60683	3899.3	61072.38	1627.525	8939.17
34	6.958	61102	1627.8	60711	3893.2	61102.41	1627.768	8781.61
35	7.084	61132	1628.0	60739	3887.1	61132.44	1628.011	8629.65
36	7.210	61162	1628.3	60768	3881.1	61162.45	1628.253	8483.00

断面	計算位置 Y_2 (m)	鉄筋 M_{st2} (kN・m)	鉄筋 ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	コンクリート M_{con} (kN・m)	コンクリート ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{ls2} (kN・m)	ϕ_{ls2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_u = M_{ls2}/Y_2$ (kN)
37	7.336	61192	1628.5	60796	3875.0	61192.45	1628.495	8341.39
38	7.462	61222	1628.7	60824	3869.0	61222.43	1628.738	8204.56
39	7.588	61252	1629.0	60852	3862.9	61252.40	1628.981	8072.27
40	7.714	61282	1629.2	60881	3856.9	61282.37	1629.223	7944.31
41	7.840	61312	1629.5	60909	3850.9	61312.34	1629.466	7820.45
42	7.966	61342	1629.7	60937	3845.0	61342.29	1629.709	7700.51
43	8.092	61372	1630.0	60965	3839.0	61372.23	1629.952	7584.31
44	8.218	61402	1630.2	60994	3833.1	61402.15	1630.196	7471.67
45	8.344	61432	1630.4	61022	3827.1	61432.06	1630.439	7362.42
46	8.470	61462	1630.7	61050	3821.2	61461.97	1630.682	7256.43
47	8.596	61492	1630.9	61078	3815.3	61491.88	1630.926	7153.54
48	8.722	61522	1631.2	61106	3809.4	61521.75	1631.170	7053.63
49	8.848	61552	1631.4	61135	3803.6	61551.60	1631.415	6956.55
50	8.974	61581	1631.7	61163	3797.7	61581.43	1631.660	6862.20
51	9.100	61611	1631.9	61191	3791.9	61611.27	1631.906	6770.47

(2) 終局水平耐力

P_u (min) = 6770.47 (kN)

(表中のP_uの最小値を終局水平耐力とする。)

(3) 橋脚基部断面における限界状態3に達するときに生じる曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態3に相当するひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{st3} (m)	ε_{st3} ($\times 10^{-3}$)	M_{st3} (kN・m)	ϕ_{st3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
8708.60	0.372649	44.901	61600.17	2270.753

2) 橋脚基部断面における限界状態3に達するときに生じる曲率

鉄筋 M_{st3} (kN・m)	鉄筋 ϕ_{st3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	コンクリート M_{con} (kN・m)	コンクリート ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{ls3} (kN・m)	ϕ_{ls3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
61600.17	2270.753	61190.95	3791.897	61600.17	2270.753

20-4-9 水平力－水平変位関係

(1) 初降伏変位

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

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

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

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面番号	y_i (m)	Δy_i (m)	M_{y0i} (kN・m)	$\phi_{y0i} \times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i \times 100$	δ_{y0i} (m)
1	2.800	2.800	16561.79	17.554	0.04915	0.000000
2	2.926	0.126	17307.07	19.431	0.05686	0.000067
3	3.052	0.126	18052.35	21.308	0.06503	0.000077
4	3.178	0.126	18797.63	23.185	0.07368	0.000087
5	3.304	0.126	19542.91	25.061	0.08280	0.000099
6	3.430	0.126	20288.19	26.936	0.09239	0.000110
7	3.556	0.126	21033.47	28.811	0.10245	0.000123
8	3.682	0.126	21778.75	30.685	0.11298	0.000136
9	3.808	0.126	22524.04	32.559	0.12399	0.000149
10	3.934	0.126	23269.32	34.432	0.13546	0.000163
11	4.060	0.126	24014.60	36.305	0.14740	0.000178
12	4.186	0.126	24759.88	38.177	0.15981	0.000194
13	4.312	0.126	25505.16	40.048	0.17269	0.000209
14	4.438	0.126	26250.44	41.918	0.18603	0.000226
15	4.564	0.126	26995.72	43.789	0.19985	0.000243
16	4.690	0.126	27741.00	45.658	0.21414	0.000261
17	4.816	0.126	28486.28	47.527	0.22889	0.000279
18	4.942	0.126	29231.56	49.396	0.24411	0.000298
19	5.068	0.126	29976.84	51.263	0.25980	0.000317
20	5.194	0.126	30722.12	53.131	0.27596	0.000338
21	5.320	0.126	31467.40	54.997	0.29258	0.000358
22	5.446	0.126	32212.68	56.863	0.30968	0.000379
23	5.572	0.126	32957.96	58.729	0.32724	0.000401
24	5.698	0.126	33703.24	60.594	0.34526	0.000424
25	5.824	0.126	34448.52	62.458	0.36376	0.000447
26	5.950	0.126	35193.80	64.322	0.38271	0.000470
27	6.076	0.126	35939.09	66.185	0.40214	0.000494
28	6.202	0.126	36684.36	68.048	0.42203	0.000519
29	6.328	0.126	37429.64	69.910	0.44239	0.000545
30	6.454	0.126	38174.93	71.771	0.46321	0.000571
31	6.580	0.126	38920.21	73.632	0.48450	0.000597
32	6.706	0.126	39665.49	75.493	0.50625	0.000624
33	6.832	0.126	40410.77	77.352	0.52847	0.000652
34	6.958	0.126	41156.05	79.212	0.55116	0.000680
35	7.084	0.126	41901.33	81.070	0.57430	0.000709
36	7.210	0.126	42646.61	82.928	0.59791	0.000738
37	7.336	0.126	43391.89	84.786	0.62199	0.000769
38	7.462	0.126	44137.17	86.643	0.64653	0.000799
39	7.588	0.126	44882.45	88.500	0.67153	0.000830
40	7.714	0.126	45627.73	90.355	0.69700	0.000862
41	7.840	0.126	46373.01	92.211	0.72293	0.000895
42	7.966	0.126	47118.29	94.066	0.74933	0.000928
43	8.092	0.126	47863.57	95.920	0.77618	0.000961
44	8.218	0.126	48608.86	97.774	0.80350	0.000995
45	8.344	0.126	49354.13	99.627	0.83129	0.001030
46	8.470	0.126	50099.41	101.479	0.85953	0.001065
47	8.596	0.126	50844.70	103.331	0.88824	0.001101
48	8.722	0.126	51589.98	105.183	0.91740	0.001138
49	8.848	0.126	52335.26	107.034	0.94703	0.001175
50	8.974	0.126	53080.54	108.884	0.97713	0.001212
51	9.100	0.126	53825.82	110.734	1.00768	0.001250

2) 初降伏変位

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\phi_{y0i} \cdot y_i + \phi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}}{2.0} \cdot \Delta y_i = 0.0271731 \ (\text{m})$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{1s2}}{h} = \frac{61611.27}{9.100} = 6770.47 \ (kN)$$

ここに、
M_{1s2} ：限界状態2に相当する曲げモーメント（kN・m）
h ：終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離（m）

2) 限界状態1に相当する水平変位の特性値 δ_{yE}

$$\delta_{yE} = \frac{M_{1s2}}{M_{y0}} \cdot \delta_{y0}$$

$$= \frac{61611.27}{53825.82} \times 0.02717 = 0.03110 \ (m)$$

ここに、
δ_{y0} ：初降伏変位（m）

3) 限界状態1に達するときに生じる曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_{1s2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

$$= \frac{61611.27}{53825.82} \times 1.10734 \times 10^{-3} = 1.26751 \times 10^{-3} \ (1/m)$$

ここに、
M_{y0} ：最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント（kN・m）
ϕ_{y0} ：最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲率（1/m）

(3) 塑性ヒンジ長 L_p

1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

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

$$= \frac{384 \times 200000 \times 11923.0}{18 \times 1000.0^3 \times 200.0} = 0.254 \ (N/mm^2)$$

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

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{co}

$$\beta_{co} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 132.550 = 1.326 \ (N/mm^2)$$

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

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 0.254 + 1.326 = 1.580 \ (N/mm^2)$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leqq 0.15 \cdot h$$

$$= 9.5 \times 345.0^{1/6} \times 1.580^{-1/3} \times 34.9 = 754 \ (mm) = 0.754 \ (m)$$

$$L_p \leqq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 9.100 = 1.365 \ (m)$$

以上より $L_p = 0.754 \ (m)$

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

(4) 限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{1s2}

$$\delta_{1s2} = k_2 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{1s2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2))$$

$$= 1.3 \times (0.03110 + (16.31906 \times 10^{-3} - 1.26751 \times 10^{-3}) \times 0.754 \times (9.100 - 0.754 / 2))$$

$$= 0.16911 \ (m)$$

ここに、
δ_{yE} ：降伏変位（m）
ϕ_y ：限界状態1に達するときに生じる曲率（1/m）
ϕ_{1s2} ：限界状態2に達するときに生じる曲率（1/m）
k_2 ：補正係数で1.3とする

(5) 限界状態3に相当する水平変位の特性値 δ_{1s3}

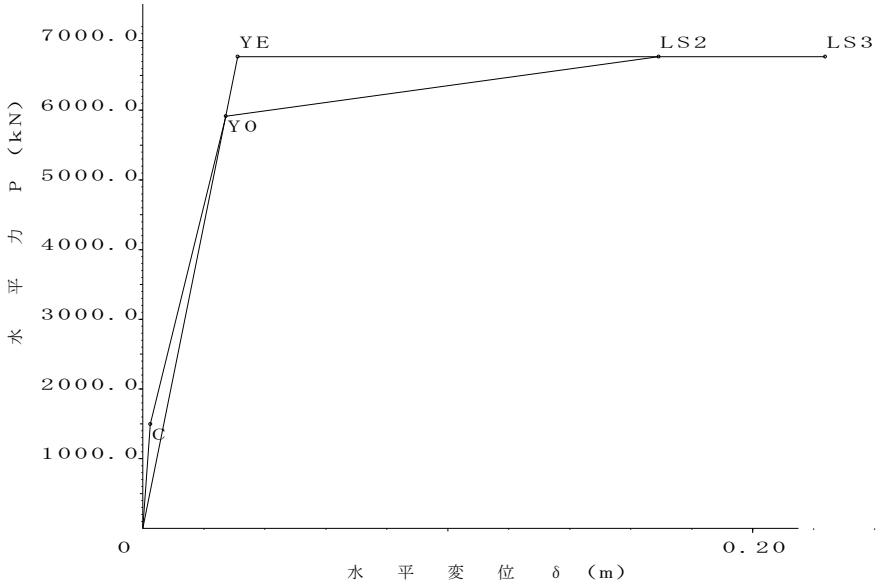
$$\delta_{1s3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{1s3} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2))$$

$$= 1.3 \times (0.03110 + (22.70753 \times 10^{-3} - 1.26751 \times 10^{-3}) \times 0.754 \times (9.100 - 0.754 / 2))$$

$$= 0.22373 \ (m)$$

ここに、
δ_{yE} ：降伏変位（m）
ϕ_y ：限界状態1に達するときに生じる曲率（1/m）
ϕ_{1s3} ：限界状態3に達するときに生じる曲率（1/m）
k_3 ：補正係数で1.3とする

(6) 水平力－水平変位の関係



		水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ点	C	1497.03	0.00241
初降伏点	Y0	5914.92	0.02717
限界状態1	YE	6770.47	0.03110
限界状態2	LS2	6770.47	0.16911
限界状態3	LS3	6770.47	0.22373

20-4-10 耐荷性能の照査

(1) 地震動タイプⅠ

1) せん断力の制限値

・斜引張破壊に対するせん断力の制限値 S_{usd}

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$
$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 2790.90 + 0.95 \times 8680.72)$$
$$= 9263.33 \ (kN)$$

ここに、

S_{usd}	：	斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1	：	調査・解析係数
ξ_2	：	部材・構造係数
Φ_{uc}	：	コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us}	：	せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c	：	コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s	：	せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 1.30 \times 0.23335 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001$$
$$= 2790.90 \ (kN)$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 11040.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

k	：	補正係数で1.3とする
τ_r	：	コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w	：	部材断面の幅 (mm)
d	：	部材断面の有効高 (mm)
τ_{cmax}	：	コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350 \times 0.805 \times 1.380 \times 1.000 \times 0.60$$
$$= 0.23335 (N/mm^2)$$

ここに、

τ_c	：	コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e	：	部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt}	：	軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc}	：	せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c	：	荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

・せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left(\Sigma \frac{1935.5 \times 345.0 \times 2300.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$$= 8680.72 \ (kN)$$

ここに、

c_{ds}	：	せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
k	：	補正係数で1.3とする
A_w	：	せん断補強鉄筋の断面積 (mm^2)
σ_{sy}	：	せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
d	：	部材断面の有効高 (mm)
a	：	せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ	：	せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 S_{ucd}

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 29440.00 = 29440.00$ (kN)

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 29440.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

・せん断力の制限値

$S_{usd} = 9263.33$ (kN) ＜ $S_{ucd} = 29440.00$ (kN)より、$P_s = 9263.33$ (kN)

ここに、
S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

2) 破壊形態判定

終局水平耐力 $P_u = 6770.47$ (kN)、せん断力の制限値 $P_s = 9263.33$ (kN)であり、
P_u ＜ P_s となる。

以上のことから曲げ破壊型と言える。

3) 地震時保有水平耐力 P_a

$P_a = P_u = 6770.47$ (kN)

ここに、
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)

4) 固有周期

T = 0.590 (sec)

5) 設計水平震度の標準値

Ⅱ種地盤・固有周期 T = 0.590 (sec)
より、
$k_{Ih0} = 1.300$

6) 地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度の計算 k_{Ih}

$k_{Ih} = c_{Iz} \cdot k_{Ih0}$
$= 1.00 \times 1.30000 = 1.300$

以上より $k_{Ih} = 1.30$

ここに、
c_{Iz} ：地域別補正係数
k_{Ih0} ：設計水平震度の標準値

7) 等価重量 W

$$W = (W_U + c_P \cdot W_P) \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= (7000.00 + 0.50 \times 2993.90) \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 8921.80 \ (kN)$$

ここに、
W_U ：上部構造重量 (kN)
c_P ：等価重量算出係数
W_P ：橋脚躯体重量 (kN)
γ_{pD} ：死荷重の荷重組合せ係数
γ_{qD} ：死荷重の荷重係数

8) 最大応答塑性率 μ_r

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_{2z} \cdot k_{Ih0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{1.00 \times 1.30000 \times 8921.80}{6770.47}\right)^2 + 1\right\} = 1.96732$$

ここに、
c_{2z} ：地域別補正係数
k_{Ih0} ：設計水平震度の標準値
W ：等価重量 (kN)
P_a ：地震時保有水平耐力 (kN)

9) 残留変位 δ_R

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_{yE}$$

$$= 0.6 \times (1.96732 - 1) \times (1 - 0.000) \times 0.03110 = 0.01805 \ (m)$$

$$\delta_R \geqq 0.0$$

以上より $\delta_R = 0.01805$ (m)

ここに、
c_R ：残留変位補正係数
μ_r ：最大応答塑性率
r ：降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

10) 残留変位の制限値 δ_{Ra}

$$\delta_{Ra} = h / 100 = 9.100 / 100 = 0.091 \ (m)$$

ここに、
h ：橋脚下端から上部工慣性力作用位置までの高さ (m)

11) 橋脚に生じる水平変位

$$\delta = \mu_r \cdot \delta_{yE} = 1.96732 \times 0.03110 = 0.06119 \ (m)$$

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
μ_r ：最大応答塑性率
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

12) 水平変位の制限値

$\delta_{1s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{1s2} = 1.00 \times 0.65 \times 0.16911 = 0.10992$ (m)

ここに、
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_s ：抵抗係数
δ_{1s2} ：限界状態2に対応する水平変位の特性値 (m)

13) 限界状態2の照査

・水平変位の照査

$\delta = 0.06119$ (m) $\leqq \delta_{1s2d} = 0.10992$ (m) --- OK

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)

・せん断力の照査

$S = P_u = 6770.47$ (kN) $\leqq P_s = 9263.33$ (kN) --- OK

ここに、
S ：橋脚に作用するせん断力 (kN)
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

・残留変位の照査

$\delta_R = 0.01805$ (m) $\leqq \delta_{Rs} = 0.09100$ (m) --- OK

ここに、
δ_R ：残留変位 (m)
δ_{Rs} ：残留変位の制限値 (m)

14) 地震時保有水平耐力の下限値の照査

$P_a = 6770.47$ (kN) $\geqq 0.40 \cdot c_{Iz} \cdot W = 0.4 \times 1.00 \times 8921.80 = 3568.72$ (kN) --- OK

ここに、
P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (kN)
c_{Iz} ：地域別補正係数
W ：等価重量 (kN)

(2) 地震動タイプⅡ

1) せん断力の制限値

・斜引張破壊に対するせん断力の制限値 S_{usd}

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$
$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 3721.20 + 0.95 \times 8680.72)$$
$$= 10014.55 \ (kN)$$

ここに、

S_{usd}	：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1	：調査・解析係数
ξ_2	：部材・構造係数
Φ_{uc}	：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c	：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 1.30 \times 0.31114 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001$$
$$= 3721.20 \ (kN)$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 11040.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

k	：補正係数で1.3とする
τ_r	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w	：部材断面の幅 (mm)
d	：部材断面の有効高 (mm)
τ_{cmax}	：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350 \times 0.805 \times 1.380 \times 1.000 \times 0.80$$
$$= 0.31114 (N/mm^2)$$

ここに、

τ_c	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e	：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt}	：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc}	：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c	：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

・せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left(\Sigma \frac{1935.5 \times 345.0 \times 2300.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$$= 8680.72 \ (kN)$$

ここに、

c_{ds}	：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
k	：補正係数で1.3とする
A_w	：せん断補強鉄筋の断面積 (mm^2)
σ_{sy}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
d	：部材断面の有効高 (mm)
a	：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ	：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 S_{ucd}

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 29440.00 = 29440.00$ (kN)

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 4000.0 \times 2300.0 \times 0.001 = 29440.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

・せん断力の制限値

$S_{usd} = 10014.55$ (kN) ＜ $S_{ucd} = 29440.00$ (kN)より、$P_s = 10014.55$ (kN)

ここに、
S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

2) 破壊形態判定

終局水平耐力 $P_u = 6770.47$ (kN)、せん断力の制限値 $P_s = 10014.55$ (kN)であり、
P_u ＜ P_s となる。

以上のことから曲げ破壊型と言える。

3) 地震時保有水平耐力 P_a

$P_a = P_u = 6770.47$ (kN)

ここに、
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)

4) 固有周期

T = 0.590 (sec)

5) 設計水平震度の標準値

Ⅱ種地盤・固有周期 T = 0.590 (sec)
より、
$k_{IIh0} = 1.750$

6) 地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度の計算 k_{IIh}

$k_{IIh} = c_{IIz} \cdot k_{IIh0}$
$= 1.00 \times 1.75000 = 1.750$

以上より $k_{IIh} = 1.75$

ここに、
c_{IIz} ：地域別補正係数
k_{IIh0} ：設計水平震度の標準値

7) 等価重量 W

$$W = (W_U + c_P \cdot W_P) \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= (7000.00 + 0.50 \times 2993.90) \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 8921.80 \ (kN)$$

ここに、
W_U ：上部構造重量 (kN)
c_P ：等価重量算出係数
W_P ：橋脚躯体重量 (kN)
γ_{pD} ：死荷重の荷重組合せ係数
γ_{qD} ：死荷重の荷重係数

8) 最大応答塑性率 μ_r

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_{2z} \cdot k_{\mathrm{II}h0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{1.00 \times 1.75000 \times 8921.80}{6770.47}\right)^2 + 1\right\} = 3.15897$$

ここに、
c_{2z} ：地域別補正係数
$k_{\mathrm{II}h0}$ ：設計水平震度の標準値
W ：等価重量 (kN)
P_a ：地震時保有水平耐力 (kN)

9) 残留変位 δ_R

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_{yE}$$

$$= 0.6 \times (3.15897 - 1) \times (1 - 0.000) \times 0.03110 = 0.04029 \ (m)$$

$$\delta_R \geqq 0.0$$

以上より $\delta_R = 0.04029$ (m)

ここに、
c_R ：残留変位補正係数
μ_r ：最大応答塑性率
r ：降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

10) 残留変位の制限値 δ_{Ra}

$$\delta_{Ra} = h / 100 = 9.100 / 100 = 0.091 \ (m)$$

ここに、
h ：橋脚下端から上部工慣性力作用位置までの高さ (m)

11) 橋脚に生じる水平変位

$$\delta = \mu_r \cdot \delta_{yE} = 3.15897 \times 0.03110 = 0.09825 \ (m)$$

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
μ_r ：最大応答塑性率
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

12) 水平変位の制限値

$\delta_{1s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{1s2} = 1.00 \times 0.65 \times 0.16911 = 0.10992$ (m)

ここに、
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_s ：抵抗係数
δ_{1s2} ：限界状態2に対応する水平変位の特性値 (m)

13) 限界状態2の照査

・水平変位の照査

$\delta = 0.09825$ (m) $\leqq \delta_{1s2d} = 0.10992$ (m) --- OK

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)

・せん断力の照査

$S = P_u = 6770.47$ (kN) $\leqq P_s = 10014.55$ (kN) --- OK

ここに、
S ：橋脚に作用するせん断力 (kN)
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

・残留変位の照査

$\delta_R = 0.04029$ (m) $\leqq \delta_{Rs} = 0.09100$ (m) --- OK

ここに、
δ_R ：残留変位 (m)
δ_{Rs} ：残留変位の制限値 (m)

14) 地震時保有水平耐力の下限値の照査

$P_a = 6770.47$ (kN) $\geqq 0.40 \cdot c_{IIz} \cdot W = 0.4 \times 1.00 \times 8921.80 = 3568.72$ (kN) --- OK

ここに、
P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (kN)
c_{IIz} ：地域別補正係数
W ：等価重量 (kN)

20-5 橋軸直角方向の照査

20-5-1 各計算位置の断面力集計

断面番号	y_1 (m)	y_2 (m)	躯体自重 W_c (kN)	軸　力 N (kN)
1	6.300	5.300	1450.40	7087.92
2	6.174	5.426	1481.27	7120.33
3	6.048	5.552	1512.14	7152.75
4	5.922	5.678	1543.01	7185.16
5	5.796	5.804	1573.88	7217.57
6	5.670	5.930	1604.75	7249.99
7	5.544	6.056	1635.62	7282.40
8	5.418	6.182	1666.49	7314.81
9	5.292	6.308	1697.36	7347.23
10	5.166	6.434	1728.23	7379.64
11	5.040	6.560	1759.10	7412.06
12	4.914	6.686	1789.97	7444.47
13	4.788	6.812	1820.84	7476.88
14	4.662	6.938	1851.71	7509.30
15	4.536	7.064	1882.58	7541.71
16	4.410	7.190	1913.45	7574.12
17	4.284	7.316	1944.32	7606.54
18	4.158	7.442	1975.19	7638.95
19	4.032	7.568	2006.06	7671.36
20	3.906	7.694	2036.93	7703.78
21	3.780	7.820	2067.80	7736.19
22	3.654	7.946	2098.67	7768.60
23	3.528	8.072	2129.54	7801.02
24	3.402	8.198	2160.41	7833.43
25	3.276	8.324	2191.28	7865.84
26	3.150	8.450	2222.15	7898.26
27	3.024	8.576	2253.02	7930.67
28	2.898	8.702	2283.89	7963.08
29	2.772	8.828	2314.76	7995.50
30	2.646	8.954	2345.63	8027.91
31	2.520	9.080	2376.50	8060.33
32	2.394	9.206	2407.37	8092.74
33	2.268	9.332	2438.24	8125.15
34	2.142	9.458	2469.11	8157.57
35	2.016	9.584	2499.98	8189.98
36	1.890	9.710	2530.85	8222.39
37	1.764	9.836	2561.72	8254.81
38	1.638	9.962	2592.59	8287.22
39	1.512	10.088	2623.46	8319.63
40	1.386	10.214	2654.33	8352.05
41	1.260	10.340	2685.20	8384.46
42	1.134	10.466	2716.07	8416.87
43	1.008	10.592	2746.94	8449.29
44	0.882	10.718	2777.81	8481.70
45	0.756	10.844	2808.68	8514.11
46	0.630	10.970	2839.55	8546.53
47	0.504	11.096	2870.42	8578.94
48	0.378	11.222	2901.29	8611.36
49	0.252	11.348	2932.16	8643.77
50	0.126	11.474	2963.03	8676.18
51	0.000	11.600	2993.90	8708.60

※ 軸力には死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数 $\gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} = 1.05$ を考慮した。

y_1 ： 柱部根元からの距離 (m)
y_2 ： 上部工慣性力作用位置からの距離 (m)

20-5-2 コンクリートの応力度－ひずみ曲線の算出

(1) 横拘束鉄筋の体積比 ρ_s

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} \leqq 0.018$$

ここに、
A_h ：横拘束鉄筋の断面積 (mm²)
s ：横拘束鉄筋の間隔 (mm)
d ：横拘束鉄筋の有効長 (mm)

(2) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度 σ_{cc} (N/mm²)

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

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

(3) 下降勾配 E_{des} (N/mm²)

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

(4) コンクリートの最大圧縮応力時ひずみ ε_{cc}

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

ここに、
β ： 断面補正係数 $\beta = 0.4$

(5) 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ ε_{cc1}

$$\varepsilon_{cc1} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}}$$

(6) 定数 n

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

(7) コンクリートの応力度 σ_c (N/mm²)

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

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc1})$$

(8) 分割された断面ごとの計算値

位　置 (m)	有効長 (mm)	ρ_s	n	E_{des} (N/mm^2)	σ_{cc} (N/mm^2)	ε_{cc}	ε_{ccl}
0.000	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.126	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.252	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.378	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.504	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.630	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.756	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
0.882	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.008	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.134	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.260	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.386	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.512	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.638	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.764	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
1.890	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.016	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.142	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.268	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.394	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.520	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.646	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.772	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
2.898	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.024	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.150	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.276	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.402	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.528	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.654	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.780	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
3.906	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.032	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.158	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.284	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.410	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.536	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.662	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.788	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
4.914	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.040	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.166	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.292	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.418	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.544	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.670	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.796	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
5.922	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.048	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.174	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886
6.300	1000.0	0.007742	1.429	2415.3	26.03	0.00347	0.00886

20-5-3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s (N/mm^2)

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

ここに、
E_0 ：横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm^2)
I_h ：横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm^4)
n_s ：圧縮側軸方向鉄筋の本数
d' ：横拘束鉄筋の有効長 (mm)
s ：横拘束鉄筋の間隔 (mm)

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

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

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

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

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

(4) 塑性ヒンジ長 L_p (mm)

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

ここに、
σ_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
ϕ' ：軸方向鉄筋の直径 (mm) (≦40 mm)

(5) 限界状態2に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st2}

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

ここに、
ϕ ：軸方向鉄筋の直径 (mm)

(6) 限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st3}

$$\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.2} \cdot \beta_{co}^{0.22}$$

(7) 分割された断面ごとの計算値

位置 (m)	I_h (mm^4)	n_s	d' (mm)	s (mm)	β_s (N/mm^2)	c_0 (mm)	β_{co} (N/mm^2)	β_n (N/mm^2)	ϕ' (mm)	L_p (mm)	ϕ (mm)	ε_{st2}	ε_{st3}
0.000	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.126	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.252	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.378	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.504	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.630	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.756	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
0.882	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.008	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.134	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.260	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.386	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.512	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.638	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.764	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
1.890	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.016	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.142	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.268	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.394	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.520	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.646	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.772	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
2.898	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.024	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.150	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.276	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.402	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.528	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.654	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.780	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
3.906	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.032	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.158	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.284	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.410	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.536	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.662	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.788	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
4.914	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.040	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.166	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.292	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.418	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.544	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.670	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.796	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
5.922	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
6.048	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
6.174	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119
6.300	11923.0	9	1000.0	200.0	0.509	132.6	1.326	1.834	34.9	717	34.9	0.03657	0.05119

20-5-4 各限界状態のモーメント及び曲率の算出法

橋脚高さ方向に 50 分割し、各限界状態のモーメント及び曲率を求める。

(1) ひび割れ限界

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

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

ここに、

M_c ：ひび割れ曲げモーメント（N・mm）
ϕ_c ：ひび割れ曲率（1/mm）
Z_{ci} ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数（mm^3）
σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張強度（N/mm^2）
N_i ：上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力（N）
A_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積（mm^2）
E_c ：コンクリートのヤング係数（N/mm^2）
I_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面二次モーメント（mm^4）

(2) 初降伏限界及び限界状態2又は限界状態3

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

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

ここに、

N_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する軸力（N）
σ_{cj}，σ_{sj} ：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋の応力度（N/mm^2）
ΔA_{cj}，ΔA_{sj}：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋の断面積（mm^2）

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は以下の式より求める。

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

$$\phi_i = \varepsilon_{c0} / X_0$$

ここに、

M_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面に作用する曲げモーメント（N・mm）
ϕ_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えてi番目の断面の曲率（1/mm）
X_j ：j番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離（mm）
ε_{c0} ：コンクリートの圧縮縁ひずみ
X_0 ：コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離（mm）

・断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみε_{sy}に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを初降伏モーメントM_{y0}及び初降伏曲率ϕ_{y0}とする。
・最外縁の軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2に相当するひずみε_{st2}に達するとき、最外縁の軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態3に相当するひずみε_{st3}に達するとき及び最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみε_{cc1}に達するときの曲げモーメント及び曲率をそれぞれ求める。
・限界状態2又は限界状態3における曲げモーメント及び曲率は、軸方向鉄筋の引張ひずみが各限界状態に相当するひずみに達するときの曲率とコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときの曲率とを比較し、小さい曲率を与える方の曲げモーメント及び曲率とする。

20-5-5 各断面計算位置による断面諸元

No	計算位置 Y_1 (m)	部材幅 B (m)	部材高 H (m)	コンクリート断面 A_c (m^2)	主鉄筋を考慮した断面定数		
					A (m^2)	I (m^4)	W (m^3)
1	6.300 － 0.000	2.500	4.000	10.0000	11.1785	15.2739	7.6370

20-5-6 ひび割れ水平耐力

(1) ひび割れモーメント及び 曲率の計算

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	M_c (kN・m)	ϕ_c ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_c = M_c/Y_2$ (kN)
1	5.300	7087.92	19457.03	5.095	3671.14
2	5.426	7120.33	19479.18	5.101	3589.97
3	5.552	7152.75	19501.32	5.107	3512.49
4	5.678	7185.16	19523.46	5.113	3438.44
5	5.804	7217.57	19545.61	5.119	3367.61
6	5.930	7249.99	19567.75	5.124	3299.79
7	6.056	7282.40	19589.90	5.130	3234.79
8	6.182	7314.81	19612.04	5.136	3172.44
9	6.308	7347.23	19634.19	5.142	3112.58
10	6.434	7379.64	19656.33	5.148	3055.07
11	6.560	7412.06	19678.47	5.153	2999.77
12	6.686	7444.47	19700.62	5.159	2946.55
13	6.812	7476.88	19722.76	5.165	2895.30
14	6.938	7509.30	19744.91	5.171	2845.91
15	7.064	7541.71	19767.05	5.177	2798.28
16	7.190	7574.12	19789.20	5.182	2752.32
17	7.316	7606.54	19811.34	5.188	2707.95
18	7.442	7638.95	19833.48	5.194	2665.07
19	7.568	7671.36	19855.63	5.200	2623.63
20	7.694	7703.78	19877.77	5.206	2583.54
21	7.820	7736.19	19899.92	5.211	2544.75
22	7.946	7768.60	19922.06	5.217	2507.18
23	8.072	7801.02	19944.21	5.223	2470.79
24	8.198	7833.43	19966.35	5.229	2435.51
25	8.324	7865.84	19988.49	5.235	2401.31
26	8.450	7898.26	20010.64	5.240	2368.12
27	8.576	7930.67	20032.78	5.246	2335.91
28	8.702	7963.08	20054.93	5.252	2304.63
29	8.828	7995.50	20077.07	5.258	2274.25
30	8.954	8027.91	20099.21	5.264	2244.72
31	9.080	8060.33	20121.36	5.269	2216.01
32	9.206	8092.74	20143.50	5.275	2188.08
33	9.332	8125.15	20165.65	5.281	2160.91
34	9.458	8157.57	20187.79	5.287	2134.47
35	9.584	8189.98	20209.94	5.293	2108.72
36	9.710	8222.39	20232.08	5.298	2083.63
37	9.836	8254.81	20254.23	5.304	2059.19
38	9.962	8287.22	20276.37	5.310	2035.37
39	10.088	8319.63	20298.52	5.316	2012.14
40	10.214	8352.05	20320.66	5.322	1989.49
41	10.340	8384.46	20342.80	5.327	1967.39
42	10.466	8416.87	20364.95	5.333	1945.82
43	10.592	8449.29	20387.09	5.339	1924.76
44	10.718	8481.70	20409.24	5.345	1904.20
45	10.844	8514.11	20431.38	5.351	1884.12
46	10.970	8546.53	20453.53	5.356	1864.50
47	11.096	8578.94	20475.67	5.362	1845.32
48	11.222	8611.36	20497.81	5.368	1826.57
49	11.348	8643.77	20519.96	5.374	1808.24
50	11.474	8676.18	20542.10	5.380	1790.32
51	11.600	8708.60	20564.25	5.385	1772.78

(2) ひび割れ水平耐力

P_c (min) = 1772.78 (kN)

(表中のP_cの最小値をひび割れ水平耐力とする。)

20-5-7 初降伏水平耐力

(1) 初降伏モーメント 及び 曲率の計算

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_0 (m)	ε_{y0} ($\times 10^{-3}$)	M_{y0} (kN・m)	ϕ_{y0} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_{y0} = M_{y0}/Y_2$ (kN)
1	5.300	7087.92	1.239743	0.819	66284.25	66.085	12506.46
2	5.426	7120.33	1.240361	0.820	66324.20	66.101	12223.41
3	5.552	7152.75	1.240978	0.820	66364.16	66.117	11953.20
4	5.678	7185.16	1.241594	0.821	66404.05	66.132	11694.97
5	5.804	7217.57	1.242211	0.822	66443.98	66.148	11447.96
6	5.930	7249.99	1.242828	0.822	66483.91	66.164	11211.45
7	6.056	7282.40	1.243443	0.823	66523.80	66.179	10984.78
8	6.182	7314.81	1.244058	0.824	66563.70	66.195	10767.34
9	6.308	7347.23	1.244673	0.824	66603.59	66.210	10558.59
10	6.434	7379.64	1.245287	0.825	66643.44	66.226	10358.01
11	6.560	7412.06	1.245902	0.825	66683.34	66.242	10165.14
12	6.686	7444.47	1.246516	0.826	66723.20	66.257	9979.54
13	6.812	7476.88	1.247128	0.827	66763.04	66.273	9800.80
14	6.938	7509.30	1.247742	0.827	66802.91	66.289	9628.55
15	7.064	7541.71	1.248354	0.828	66842.72	66.304	9462.45
16	7.190	7574.12	1.248967	0.828	66882.56	66.320	9302.16
17	7.316	7606.54	1.249579	0.829	66922.41	66.335	9147.40
18	7.442	7638.95	1.250190	0.830	66962.22	66.351	8997.88
19	7.568	7671.36	1.250801	0.830	67002.02	66.367	8853.33
20	7.694	7703.78	1.251411	0.831	67041.82	66.382	8713.52
21	7.820	7736.19	1.252022	0.831	67081.64	66.398	8578.21
22	7.946	7768.60	1.252631	0.832	67121.40	66.413	8447.19
23	8.072	7801.02	1.253242	0.833	67161.22	66.429	8320.27
24	8.198	7833.43	1.253851	0.833	67200.98	66.445	8197.24
25	8.324	7865.84	1.254461	0.834	67240.78	66.460	8077.94
26	8.450	7898.26	1.255069	0.834	67280.51	66.476	7962.19
27	8.576	7930.67	1.255676	0.835	67320.24	66.491	7849.84
28	8.702	7963.08	1.256284	0.836	67360.00	66.507	7740.75
29	8.828	7995.50	1.256892	0.836	67399.73	66.522	7634.77
30	8.954	8027.91	1.257500	0.837	67439.51	66.538	7531.77
31	9.080	8060.33	1.258106	0.837	67479.23	66.554	7431.63
32	9.206	8092.74	1.258713	0.838	67518.95	66.569	7334.23
33	9.332	8125.15	1.259318	0.839	67558.63	66.585	7239.46
34	9.458	8157.57	1.259924	0.839	67598.36	66.600	7147.21
35	9.584	8189.98	1.260529	0.840	67638.03	66.616	7057.39
36	9.710	8222.39	1.261134	0.840	67677.73	66.631	6969.90
37	9.836	8254.81	1.261739	0.841	67717.42	66.647	6884.65
38	9.962	8287.22	1.262343	0.842	67757.07	66.663	6801.55
39	10.088	8319.63	1.262948	0.842	67796.78	66.678	6720.54
40	10.214	8352.05	1.263551	0.843	67836.41	66.694	6641.51
41	10.340	8384.46	1.264153	0.843	67876.03	66.709	6564.41
42	10.466	8416.87	1.264756	0.844	67915.71	66.725	6489.18
43	10.592	8449.29	1.265359	0.845	67955.35	66.740	6415.72
44	10.718	8481.70	1.265960	0.845	67994.99	66.756	6344.00
45	10.844	8514.11	1.266562	0.846	68034.59	66.771	6273.94
46	10.970	8546.53	1.267164	0.846	68074.23	66.787	6205.49
47	11.096	8578.94	1.267765	0.847	68113.84	66.803	6138.59
48	11.222	8611.36	1.268366	0.847	68153.41	66.818	6073.20
49	11.348	8643.77	1.268966	0.848	68193.02	66.834	6009.25
50	11.474	8676.18	1.269566	0.849	68232.63	66.849	5946.72
51	11.600	8708.60	1.270166	0.849	68272.20	66.865	5885.53

(2) 初降伏水平耐力

P_{y0} (min) = 5885.53 (kN)

(表中のP_{y0}の最小値を初降伏水平耐力とする。)

20-5-8 終局水平耐力

(1) 限界状態2に相当する曲げモーメント及び曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2に相当する引張ひずみに達する時の曲げモーメント及び曲率

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{st2} (m)	ε_{st2} ($\times 10^{-3}$)	M_{st2} (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	5.300	7087.92	0.811628	36.567	92027.47	1203.508
2	5.426	7120.33	0.812229	36.567	92060.28	1203.746
3	5.552	7152.75	0.812831	36.567	92093.00	1203.985
4	5.678	7185.16	0.813433	36.567	92125.76	1204.223
5	5.804	7217.57	0.814035	36.567	92158.39	1204.462
6	5.930	7249.99	0.814638	36.567	92191.07	1204.702
7	6.056	7282.40	0.815242	36.567	92223.66	1204.941
8	6.182	7314.81	0.815845	36.567	92256.21	1205.181
9	6.308	7347.23	0.816450	36.567	92288.71	1205.421
10	6.434	7379.64	0.817055	36.567	92321.16	1205.662
11	6.560	7412.06	0.817660	36.567	92353.59	1205.902
12	6.686	7444.47	0.818266	36.567	92386.01	1206.143
13	6.812	7476.88	0.818874	36.567	92418.34	1206.385
14	6.938	7509.30	0.819488	36.567	92450.42	1206.630
15	7.064	7541.71	0.820100	36.567	92482.55	1206.873
16	7.190	7574.12	0.820715	36.567	92514.66	1207.118
17	7.316	7606.54	0.821329	36.567	92546.66	1207.363
18	7.442	7638.95	0.821944	36.567	92578.66	1207.608
19	7.568	7671.36	0.822561	36.567	92610.57	1207.854
20	7.694	7703.78	0.823176	36.567	92642.52	1208.100
21	7.820	7736.19	0.823793	36.567	92674.38	1208.346
22	7.946	7768.60	0.824411	36.567	92706.15	1208.593
23	8.072	7801.02	0.825029	36.567	92737.95	1208.840
24	8.198	7833.43	0.825647	36.567	92769.66	1209.087
25	8.324	7865.84	0.826267	36.567	92801.38	1209.335
26	8.450	7898.26	0.826887	36.567	92833.02	1209.583
27	8.576	7930.67	0.827506	36.567	92864.58	1209.830
28	8.702	7963.08	0.828127	36.567	92896.14	1210.079
29	8.828	7995.50	0.828748	36.567	92927.67	1210.328
30	8.954	8027.91	0.829369	36.567	92959.15	1210.577
31	9.080	8060.33	0.829992	36.567	92990.53	1210.826
32	9.206	8092.74	0.830616	36.567	93021.88	1211.077
33	9.332	8125.15	0.831240	36.567	93053.26	1211.327
34	9.458	8157.57	0.831864	36.567	93084.55	1211.577
35	9.584	8189.98	0.832488	36.567	93115.78	1211.828
36	9.710	8222.39	0.833113	36.567	93146.98	1212.079
37	9.836	8254.81	0.833739	36.567	93178.13	1212.330
38	9.962	8287.22	0.834366	36.567	93209.23	1212.582
39	10.088	8319.63	0.834993	36.567	93240.27	1212.835
40	10.214	8352.05	0.835621	36.567	93271.30	1213.088
41	10.340	8384.46	0.836250	36.567	93302.30	1213.341
42	10.466	8416.87	0.836878	36.567	93333.22	1213.594
43	10.592	8449.29	0.837508	36.567	93364.06	1213.847
44	10.718	8481.70	0.838138	36.567	93394.89	1214.101
45	10.844	8514.11	0.838769	36.567	93425.71	1214.356
46	10.970	8546.53	0.839401	36.567	93456.44	1214.610
47	11.096	8578.94	0.840033	36.567	93487.09	1214.866
48	11.222	8611.36	0.840665	36.567	93517.75	1215.120
49	11.348	8643.77	0.841299	36.567	93548.34	1215.377
50	11.474	8676.18	0.841933	36.567	93578.91	1215.633
51	11.600	8708.60	0.842568	36.567	93609.38	1215.889

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

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{con} (m)	ε_{con} ($\times 10^{-3}$)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
1	5.300	7087.92	0.825666	8.858	91366.38	1310.948
2	5.426	7120.33	0.826143	8.858	91404.43	1310.023
3	5.552	7152.75	0.826622	8.858	91442.47	1309.097
4	5.678	7185.16	0.827100	8.858	91480.47	1308.172
5	5.804	7217.57	0.827579	8.858	91518.52	1307.248
6	5.930	7249.99	0.828058	8.858	91556.54	1306.324
7	6.056	7282.40	0.828537	8.858	91594.51	1305.403
8	6.182	7314.81	0.829015	8.858	91632.48	1304.483
9	6.308	7347.23	0.829495	8.858	91670.44	1303.562
10	6.434	7379.64	0.829975	8.858	91708.40	1302.642
11	6.560	7412.06	0.830454	8.858	91746.38	1301.724
12	6.686	7444.47	0.830934	8.858	91784.36	1300.807
13	6.812	7476.88	0.831415	8.858	91822.23	1299.888
14	6.938	7509.30	0.831895	8.858	91860.15	1298.974
15	7.064	7541.71	0.832375	8.858	91898.07	1298.061
16	7.190	7574.12	0.832856	8.858	91935.98	1297.146

断面	計算位置 Y_2 (m)	作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{con} (m)	ε_{con} ($\times 10^{-3}$)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
17	7.316	7606.54	0.833337	8.858	91973.88	1296.232
18	7.442	7638.95	0.833818	8.858	92011.73	1295.320
19	7.568	7671.36	0.834299	8.858	92049.62	1294.410
20	7.694	7703.78	0.834781	8.858	92087.48	1293.500
21	7.820	7736.19	0.835262	8.858	92125.28	1292.592
22	7.946	7768.60	0.835744	8.858	92163.15	1291.682
23	8.072	7801.02	0.836227	8.858	92200.94	1290.774
24	8.198	7833.43	0.836709	8.858	92238.78	1289.867
25	8.324	7865.84	0.837190	8.858	92276.55	1288.964
26	8.450	7898.26	0.837674	8.858	92314.34	1288.056
27	8.576	7930.67	0.838157	8.858	92352.16	1287.153
28	8.702	7963.08	0.838640	8.858	92389.91	1286.251
29	8.828	7995.50	0.839124	8.858	92427.66	1285.348
30	8.954	8027.91	0.839606	8.858	92465.39	1284.448
31	9.080	8060.33	0.840090	8.858	92503.11	1283.547
32	9.206	8092.74	0.840574	8.858	92540.84	1282.648
33	9.332	8125.15	0.841058	8.858	92578.54	1281.749
34	9.458	8157.57	0.841542	8.858	92616.26	1280.852
35	9.584	8189.98	0.842026	8.858	92653.93	1279.956
36	9.710	8222.39	0.842512	8.858	92691.63	1279.059
37	9.836	8254.81	0.842997	8.858	92729.34	1278.163
38	9.962	8287.22	0.843481	8.858	92766.98	1277.271
39	10.088	8319.63	0.843966	8.858	92804.56	1276.378
40	10.214	8352.05	0.844452	8.858	92842.23	1275.486
41	10.340	8384.46	0.844937	8.858	92879.86	1274.595
42	10.466	8416.87	0.845424	8.858	92917.45	1273.703
43	10.592	8449.29	0.845909	8.858	92955.07	1272.814
44	10.718	8481.70	0.846396	8.858	92992.64	1271.925
45	10.844	8514.11	0.846882	8.858	93030.25	1271.038
46	10.970	8546.53	0.847368	8.858	93067.78	1270.151
47	11.096	8578.94	0.847855	8.858	93105.30	1269.265
48	11.222	8611.36	0.848342	8.858	93142.90	1268.381
49	11.348	8643.77	0.848829	8.858	93180.41	1267.497
50	11.474	8676.18	0.849317	8.858	93217.91	1266.612
51	11.600	8708.60	0.849804	8.858	93255.40	1265.731

3) 限界状態2に相当する曲げモーメント及び曲率

断面	計算位置 Y_2 (m)	鉄筋 M_{st2} (kN・m)	鉄筋 ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	コンクリート M_{con} (kN・m)	コンクリート ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{ls2} (kN・m)	ϕ_{ls2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_u = M_{ls2}/Y_2$ (kN)
1	5.300	92027	1203.5	91366	1310.9	92027.47	1203.508	17363.67
2	5.426	92060	1203.7	91404	1310.0	92060.28	1203.746	16966.51
3	5.552	92093	1204.0	91442	1309.1	92093.00	1203.985	16587.36
4	5.678	92126	1204.2	91480	1308.2	92125.76	1204.223	16225.04
5	5.804	92158	1204.5	91519	1307.2	92158.39	1204.462	15878.43
6	5.930	92191	1204.7	91557	1306.3	92191.07	1204.702	15546.55
7	6.056	92224	1204.9	91595	1305.4	92223.66	1204.941	15228.48
8	6.182	92256	1205.2	91632	1304.5	92256.21	1205.181	14923.36
9	6.308	92289	1205.4	91670	1303.6	92288.71	1205.421	14630.42
10	6.434	92321	1205.7	91708	1302.6	92321.16	1205.662	14348.95
11	6.560	92354	1205.9	91746	1301.7	92353.59	1205.902	14078.29
12	6.686	92386	1206.1	91784	1300.8	92386.01	1206.143	13817.83
13	6.812	92418	1206.4	91822	1299.9	92418.34	1206.385	13566.99
14	6.938	92450	1206.6	91860	1299.0	92450.42	1206.630	13325.23
15	7.064	92483	1206.9	91898	1298.1	92482.55	1206.873	13092.09
16	7.190	92515	1207.1	91936	1297.1	92514.66	1207.118	12867.13
17	7.316	92547	1207.4	91974	1296.2	92546.66	1207.363	12649.90
18	7.442	92579	1207.6	92012	1295.3	92578.66	1207.608	12440.02
19	7.568	92611	1207.9	92050	1294.4	92610.57	1207.854	12237.13
20	7.694	92643	1208.1	92087	1293.5	92642.52	1208.100	12040.88
21	7.820	92674	1208.3	92125	1292.6	92674.38	1208.346	11850.94
22	7.946	92706	1208.6	92163	1291.7	92706.15	1208.593	11667.02
23	8.072	92738	1208.8	92201	1290.8	92737.95	1208.840	11488.84
24	8.198	92770	1209.1	92239	1289.9	92769.66	1209.087	11316.13
25	8.324	92801	1209.3	92277	1289.0	92801.38	1209.335	11148.65
26	8.450	92833	1209.6	92314	1288.1	92833.02	1209.583	10986.16
27	8.576	92865	1209.8	92352	1287.2	92864.58	1209.830	10828.43
28	8.702	92896	1210.1	92390	1286.3	92896.14	1210.079	10675.26
29	8.828	92928	1210.3	92428	1285.3	92927.67	1210.328	10526.47
30	8.954	92959	1210.6	92465	1284.4	92959.15	1210.577	10381.86
31	9.080	92991	1210.8	92503	1283.5	92990.53	1210.826	10241.25
32	9.206	93022	1211.1	92541	1282.6	93021.88	1211.077	10104.48
33	9.332	93053	1211.3	92579	1281.7	93053.26	1211.327	9971.42
34	9.458	93085	1211.6	92616	1280.9	93084.55	1211.577	9841.88
35	9.584	93116	1211.8	92654	1280.0	93115.78	1211.828	9715.75
36	9.710	93147	1212.1	92692	1279.1	93146.98	1212.079	9592.89

断面	計算位置 Y_2 (m)	鉄筋		コンクリート		M_{ls2} (kN・m)	ϕ_{ls2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	$P_u = M_{ls2}/Y_2$ (kN)
		M_{st2} (kN・m)	ϕ_{st2} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)			
37	9.836	93178	1212.3	92729	1278.2	93178.13	1212.330	9473.17
38	9.962	93209	1212.6	92767	1277.3	93209.23	1212.582	9356.48
39	10.088	93240	1212.8	92805	1276.4	93240.27	1212.835	9242.69
40	10.214	93271	1213.1	92842	1275.5	93271.30	1213.088	9131.71
41	10.340	93302	1213.3	92880	1274.6	93302.30	1213.341	9023.43
42	10.466	93333	1213.6	92917	1273.7	93333.22	1213.594	8917.75
43	10.592	93364	1213.8	92955	1272.8	93364.06	1213.847	8814.58
44	10.718	93395	1214.1	92993	1271.9	93394.89	1214.101	8713.83
45	10.844	93426	1214.4	93030	1271.0	93425.71	1214.356	8615.43
46	10.970	93456	1214.6	93068	1270.2	93456.44	1214.610	8519.27
47	11.096	93487	1214.9	93105	1269.3	93487.09	1214.866	8425.30
48	11.222	93518	1215.1	93143	1268.4	93517.75	1215.120	8333.43
49	11.348	93548	1215.4	93180	1267.5	93548.34	1215.377	8243.60
50	11.474	93579	1215.6	93218	1266.6	93578.91	1215.633	8155.74
51	11.600	93609	1215.9	93255	1265.7	93609.38	1215.889	8069.77

(2) 終局水平耐力

P_u (min) = 8069.77 (kN)

(表中のP_uの最小値を終局水平耐力とする。)

(3) 橋脚基部断面における限界状態3に達するときに生じる曲率

1) 軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態3に相当するひずみに達した時の曲げモーメント及び曲率

作用軸力 N (kN)	中立軸 X_{st3} (m)	ε_{st3} ($\times 10^{-3}$)	M_{st3} (kN・m)	ϕ_{st3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
8708.60	1.154708	51.194	90495.34	1899.381

2) 橋脚基部断面における限界状態3に達するときに生じる曲率

鉄筋		コンクリート		M_{ls3} (kN・m)	ϕ_{ls3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)
M_{st3} (kN・m)	ϕ_{st3} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	M_{con} (kN・m)	ϕ_{con} ($\times 10^{-5}$) (1/m)		
90495.34	1899.381	93255.40	1265.731	93255.40	1265.731

20-5-9 水平力－水平変位関係

(1) 初降伏変位

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

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i$$

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

1) 断面ごとの曲率及び変位

断面番号	y_i (m)	Δy_i (m)	M_{y0i} (kN・m)	$\phi_{y0i} \times 10^{-5}$ (1/m)	$\phi_{y0i} \cdot y_i \times 100$	δ_{y0i} (m)
1	5.300	5.300	31193.33	20.381	0.10802	0.000000
2	5.426	0.126	31934.91	21.321	0.11569	0.000141
3	5.552	0.126	32676.48	22.260	0.12358	0.000151
4	5.678	0.126	33418.06	23.198	0.13172	0.000161
5	5.804	0.126	34159.64	24.136	0.14009	0.000171
6	5.930	0.126	34901.21	25.074	0.14869	0.000182
7	6.056	0.126	35642.79	26.011	0.15752	0.000193
8	6.182	0.126	36384.37	26.948	0.16659	0.000204
9	6.308	0.126	37125.95	27.884	0.17589	0.000216
10	6.434	0.126	37867.52	28.820	0.18543	0.000228
11	6.560	0.126	38609.10	29.756	0.19520	0.000240
12	6.686	0.126	39350.68	30.691	0.20520	0.000252
13	6.812	0.126	40092.26	31.626	0.21544	0.000265
14	6.938	0.126	40833.83	32.561	0.22591	0.000278
15	7.064	0.126	41575.41	33.495	0.23661	0.000291
16	7.190	0.126	42316.99	34.428	0.24754	0.000305
17	7.316	0.126	43058.56	35.362	0.25871	0.000319
18	7.442	0.126	43800.14	36.295	0.27010	0.000333
19	7.568	0.126	44541.72	37.227	0.28173	0.000348
20	7.694	0.126	45283.30	38.159	0.29360	0.000362
21	7.820	0.126	46024.88	39.091	0.30569	0.000378
22	7.946	0.126	46766.45	40.022	0.31802	0.000393
23	8.072	0.126	47508.03	40.953	0.33057	0.000409
24	8.198	0.126	48249.61	41.884	0.34336	0.000425
25	8.324	0.126	48991.18	42.814	0.35638	0.000441
26	8.450	0.126	49732.76	43.744	0.36963	0.000457
27	8.576	0.126	50474.34	44.673	0.38312	0.000474
28	8.702	0.126	51215.91	45.602	0.39683	0.000491
29	8.828	0.126	51957.49	46.531	0.41077	0.000509
30	8.954	0.126	52699.07	47.459	0.42495	0.000527
31	9.080	0.126	53440.64	48.387	0.43935	0.000545
32	9.206	0.126	54182.23	49.314	0.45399	0.000563
33	9.332	0.126	54923.80	50.241	0.46885	0.000581
34	9.458	0.126	55665.38	51.168	0.48395	0.000600
35	9.584	0.126	56406.95	52.094	0.49927	0.000619
36	9.710	0.126	57148.53	53.020	0.51483	0.000639
37	9.836	0.126	57890.11	53.946	0.53061	0.000659
38	9.962	0.126	58631.69	54.871	0.54663	0.000679
39	10.088	0.126	59373.27	55.796	0.56287	0.000699
40	10.214	0.126	60114.84	56.720	0.57934	0.000720
41	10.340	0.126	60856.42	57.645	0.59604	0.000740
42	10.466	0.126	61598.00	58.568	0.61297	0.000762
43	10.592	0.126	62339.57	59.492	0.63013	0.000783
44	10.718	0.126	63081.15	60.414	0.64752	0.000805
45	10.844	0.126	63822.73	61.337	0.66514	0.000827
46	10.970	0.126	64564.30	62.259	0.68298	0.000849
47	11.096	0.126	65305.88	63.181	0.70106	0.000872
48	11.222	0.126	66047.46	64.103	0.71936	0.000895
49	11.348	0.126	66789.04	65.024	0.73789	0.000918
50	11.474	0.126	67530.62	65.944	0.75665	0.000942
51	11.600	0.126	68272.20	66.865	0.77563	0.000965

2) 初降伏変位

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\phi_{y0i} \cdot y_i + \phi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}}{2.0} \cdot \Delta y_i = 0.0248041 \ (\text{m})$$

(2) 降伏変位

1) 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = \frac{M_{1s2}}{h} = \frac{93609.38}{11.600} = 8069.77 \ (kN)$$

ここに、
M_{1s2} ：限界状態2に相当する曲げモーメント（kN・m）
h ：終局水平耐力が発生する断面から上部構造の慣性力の作用位置までの距離（m）

2) 限界状態1に相当する水平変位の特性値 δ_{yE}

$$\delta_{yE} = \frac{M_{1s2}}{M_{y0}} \cdot \delta_{y0}$$

$$= \frac{93609.38}{68272.20} \times 0.02480 = 0.03401 \ (m)$$

ここに、
δ_{y0} ：初降伏変位（m）

3) 限界状態1に達するときに生じる曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_{1s2}}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

$$= \frac{93609.38}{68272.20} \times 0.66865 \times 10^{-3} = 0.91680 \times 10^{-3} \ (1/m)$$

ここに、
M_{y0} ：最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント（kN・m）
ϕ_{y0} ：最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲率（1/m）

(3) 塑性ヒンジ長 L_p

1) 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 β_s

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

$$= \frac{384 \times 200000 \times 11923.0}{9 \times 1000.0^3 \times 200.0} = 0.509 \ (N/mm^2)$$

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

2) かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{co}

$$\beta_{co} = 0.01 \times c_0 = 0.01 \times 132.550 = 1.326 \ (N/mm^2)$$

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

3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 β_n

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 0.509 + 1.326 = 1.834 \ (N/mm^2)$$

4) 塑性ヒンジ長 L_p

$$L_p = 9.5 \cdot \sigma_{sy}^{1/6} \cdot \beta_n^{-1/3} \cdot \phi' \leqq 0.15 \cdot h$$

$$= 9.5 \times 345.0^{1/6} \times 1.834^{-1/3} \times 34.9 = 717 \ (mm) = 0.717 \ (m)$$

$$L_p \leqq 0.15 \cdot h = 0.15 \times 11.600 = 1.740 \ (m)$$

以上より $L_p = 0.717 \ (m)$

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

(4) 限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{1s2}

$$\delta_{1s2} = k_2 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{1s2} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2))$$

$$= 1.3 \times (0.03401 + (12.15889 \times 10^{-3} - 0.91680 \times 10^{-3}) \times 0.717 \times (11.600 - 0.717 / 2))$$

$$= 0.16206 \ (m)$$

ここに、
δ_{yE} ：降伏変位（m）
ϕ_y ：限界状態1に達するときに生じる曲率（1/m）
ϕ_{1s2} ：限界状態2に達するときに生じる曲率（1/m）
k_2 ：補正係数で1.3とする

(5) 限界状態3に相当する水平変位の特性値 δ_{1s3}

$$\delta_{1s3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{1s3} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p / 2))$$

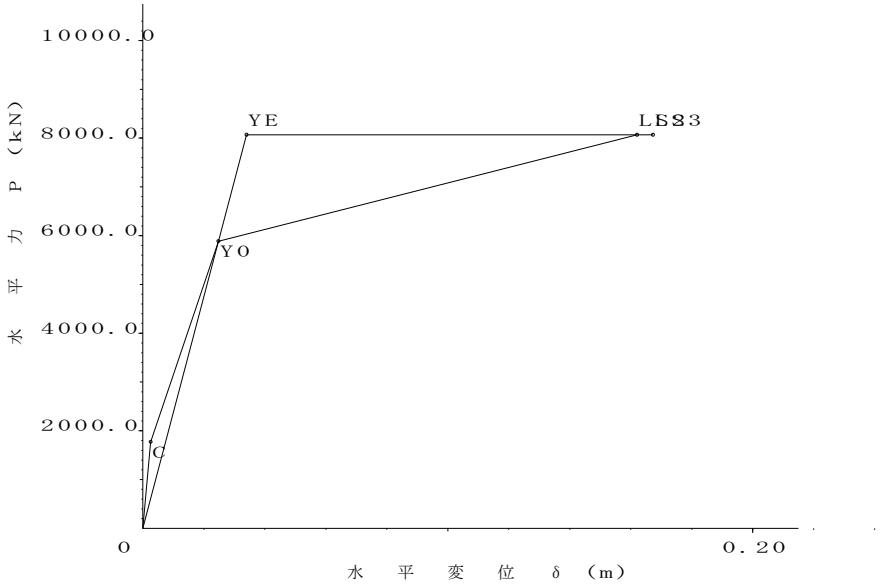
$$= 1.3 \times (0.03401 + (12.65731 \times 10^{-3} - 0.91680 \times 10^{-3}) \times 0.717 \times (11.600 - 0.717 / 2))$$

$$= 0.16728 \ (m)$$

ここに、

δ_{yE} ：降伏変位 (m)
ϕ_y ：限界状態1に達するときに生じる曲率 (1/m)
ϕ_{1s3} ：限界状態3に達するときに生じる曲率 (1/m)
k_3 ：補正係数で1.3とする

(6) 水平力－水平変位の関係



		水平力(kN)	変位(m)
ひび割れ点	C	1772.78	0.00253
初降伏点	Y0	5885.53	0.02480
限界状態1	YE	8069.77	0.03401
限界状態2	LS2	8069.77	0.16206
限界状態3	LS3	8069.77	0.16728

20-5-10 耐荷性能の照査

(1) 地震動タイプⅠ

1) せん断力の制限値

・斜引張破壊に対するせん断力の制限値 S_{usd}

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$
$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 2348.18 + 0.95 \times 14530.77)$$
$$= 13629.75 \ (kN)$$

ここに、

S_{usd}	：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1	：調査・解析係数
ξ_2	：部材・構造係数
Φ_{uc}	：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c	：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 1.30 \times 0.18767 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001$$
$$= 2348.18 \ (kN)$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 11550.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

k	：補正係数で1.3とする
τ_r	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w	：部材断面の幅 (mm)
d	：部材断面の有効高 (mm)
τ_{cmax}	：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350 \times 0.658 \times 1.359 \times 1.000 \times 0.60$$
$$= 0.18767 (N/mm^2)$$

ここに、

τ_c	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e	：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt}	：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc}	：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c	：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

・せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left(\Sigma \frac{1935.5 \times 345.0 \times 3850.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$$= 14530.77 \ (kN)$$

ここに、

c_{ds}	：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
k	：補正係数で1.3とする
A_w	：せん断補強鉄筋の断面積 (mm^2)
σ_{sy}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
d	：部材断面の有効高 (mm)
a	：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ	：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 S_{ucd}

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 30800.00 = 30800.00$ (kN)

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 30800.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

・せん断力の制限値

$S_{usd} = 13629.75$ (kN) ＜ $S_{ucd} = 30800.00$ (kN)より、$P_s = 13629.75$ (kN)

ここに、
S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

2) 破壊形態判定

終局水平耐力 $P_u = 8069.77$ (kN)、せん断力の制限値 $P_s = 13629.75$ (kN)であり、
P_u ＜ P_s となる。

以上のことから曲げ破壊型と言える。

3) 地震時保有水平耐力 P_a

$P_a = P_u = 8069.77$ (kN)

ここに、
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)

4) 固有周期

T = 0.460 (sec)

5) 設計水平震度の標準値

Ⅱ種地盤・固有周期 T = 0.460 (sec)
より、
$k_{Ih0} = 1.300$

6) 地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度の計算 k_{Ih}

$k_{Ih} = c_{Iz} \cdot k_{Ih0}$
$= 1.00 \times 1.30000 = 1.300$

以上より $k_{Ih} = 1.30$

ここに、
c_{Iz} ：地域別補正係数
k_{Ih0} ：設計水平震度の標準値

7) 等価重量 W

$$W = (W_U + c_P \cdot W_P) \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= (4000.00 + 0.50 \times 2993.90) \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 5771.80 \ (kN)$$

ここに、
W_U ：上部構造重量 (kN)
c_P ：等価重量算出係数
W_P ：橋脚躯体重量 (kN)
γ_{pD} ：死荷重の荷重組合せ係数
γ_{qD} ：死荷重の荷重係数

8) 最大応答塑性率 μ_r

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_{2z} \cdot k_{Ih0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{1.00 \times 1.30000 \times 5771.80}{8069.77}\right)^2 + 1\right\} = 0.93227$$

ここに、
c_{2z} ：地域別補正係数
k_{Ih0} ：設計水平震度の標準値
W ：等価重量 (kN)
P_a ：地震時保有水平耐力 (kN)

9) 残留変位 δ_R

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_{yE}$$

$$= 0.6 \times (0.93227 - 1) \times (1 - 0.000) \times 0.03401 = -0.00138 \ (m)$$

$$\delta_R \geqq 0.0$$

以上より $\delta_R = 0.00000$ (m)

ここに、
c_R ：残留変位補正係数
μ_r ：最大応答塑性率
r ：降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

10) 残留変位の制限値 δ_{Ra}

$$\delta_{Ra} = h / 100 = 11.600 / 100 = 0.116 \ (m)$$

ここに、
h ：橋脚下端から上部工慣性力作用位置までの高さ (m)

11) 橋脚に生じる水平変位

$$\delta = \mu_r \cdot \delta_{yE} = 0.93227 \times 0.03401 = 0.03171 \ (m)$$

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
μ_r ：最大応答塑性率
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

12) 水平変位の制限値

$\delta_{1s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{1s2} = 1.00 \times 0.65 \times 0.16206 = 0.10534$ (m)

ここに、
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_s ：抵抗係数
δ_{1s2} ：限界状態2に対応する水平変位の特性値 (m)

13) 限界状態2の照査

・水平変位の照査

$\delta = 0.03171$ (m) $\leqq \delta_{1s2d} = 0.10534$ (m) --- OK

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)

・せん断力の照査

$S = P_u = 8069.77$ (kN) $\leqq P_s = 13629.75$ (kN) --- OK

ここに、
S ：橋脚に作用するせん断力 (kN)
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

・残留変位の照査

$\delta_R = 0.00000$ (m) $\leqq \delta_{Rs} = 0.11600$ (m) --- OK

ここに、
δ_R ：残留変位 (m)
δ_{Rs} ：残留変位の制限値 (m)

14) 地震時保有水平耐力の下限値の照査

$P_a = 8069.77$ (kN) $\geqq 0.40 \cdot c_{Iz} \cdot W = 0.4 \times 1.00 \times 5771.80 = 2308.72$ (kN) --- OK

ここに、
P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (kN)
c_{Iz} ：地域別補正係数
W ：等価重量 (kN)

(2) 地震動タイプⅡ

1) せん断力の制限値

・斜引張破壊に対するせん断力の制限値 S_{usd}

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$
$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 3130.91 + 0.95 \times 14530.77)$$
$$= 14261.81 \ (kN)$$

ここに、

S_{usd}	：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
ξ_1	：調査・解析係数
ξ_2	：部材・構造係数
Φ_{uc}	：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
Φ_{us}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
S_c	：コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN)
S_s	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN)

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$
$$= 1.30 \times 0.25022 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001$$
$$= 3130.91 \ (kN)$$

ただし、$S_c \leqq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 11550.00$ (kN) の範囲とする。

ここに、

k	：補正係数で1.3とする
τ_r	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
b_w	：部材断面の幅 (mm)
d	：部材断面の有効高 (mm)
τ_{cmax}	：コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm^2)

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$
$$= 0.350 \times 0.658 \times 1.359 \times 1.000 \times 0.80$$
$$= 0.25022 (N/mm^2)$$

ここに、

τ_c	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
c_e	：部材断面の有効高に関する補正係数
c_{pt}	：軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数
c_{dc}	：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数
c_c	：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

・せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left(\Sigma \frac{1935.5 \times 345.0 \times 3850.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200.0} \right) \times 0.001$$

$$= 14530.77 \ (kN)$$

ここに、

c_{ds}	：せん断スパン比によるせん断補強筋が負担するせん断力の低減係数
k	：補正係数で1.3とする
A_w	：せん断補強鉄筋の断面積 (mm^2)
σ_{sy}	：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)
d	：部材断面の有効高 (mm)
a	：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ	：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 S_{ucd}

$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 30800.00 = 30800.00$ (kN)

ここに、
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
ξ_1 ：調査・解析係数
$\xi_2 \Phi_{ucw}$ ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 2500.0 \times 3850.0 \times 0.001 = 30800.00$ (kN)

ここに、
S_{ucw} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN)
τ_{rmax} ：ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w ：部材断面の幅 (mm)
d ：部材断面の有効高 (mm)

・せん断力の制限値

$S_{usd} = 14261.81$ (kN) ＜ $S_{ucd} = 30800.00$ (kN)より、$P_s = 14261.81$ (kN)

ここに、
S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN)
S_{ucd} ：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

2) 破壊形態判定

終局水平耐力 $P_u = 8069.77$ (kN)、せん断力の制限値 $P_s = 14261.81$ (kN)であり、
P_u ＜ P_s となる。

以上のことから曲げ破壊型と言える。

3) 地震時保有水平耐力 P_a

$P_a = P_u = 8069.77$ (kN)

ここに、
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)

4) 固有周期

T = 0.460 (sec)

5) 設計水平震度の標準値

Ⅱ種地盤・固有周期 T = 0.460 (sec)
より、
$k_{IIh0} = 1.750$

6) 地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度の計算 k_{IIh}

$k_{IIh} = c_{IIz} \cdot k_{IIh0}$
$= 1.00 \times 1.75000 = 1.750$

以上より $k_{IIh} = 1.75$

ここに、
c_{IIz} ：地域別補正係数
k_{IIh0} ：設計水平震度の標準値

7) 等価重量 W

$$W = (W_U + c_P \cdot W_P) \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= (4000.00 + 0.50 \times 2993.90) \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 5771.80 \ (kN)$$

ここに、
W_U ：上部構造重量 (kN)
c_P ：等価重量算出係数
W_P ：橋脚躯体重量 (kN)
γ_{pD} ：死荷重の荷重組合せ係数
γ_{qD} ：死荷重の荷重係数

8) 最大応答塑性率 μ_r

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_{2z} \cdot k_{\mathrm{II}h0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{1.00 \times 1.75000 \times 5771.80}{8069.77}\right)^2 + 1\right\} = 1.28333$$

ここに、
c_{2z} ：地域別補正係数
$k_{\mathrm{II}h0}$ ：設計水平震度の標準値
W ：等価重量 (kN)
P_a ：地震時保有水平耐力 (kN)

9) 残留変位 δ_R

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_{yE}$$

$$= 0.6 \times (1.28333 - 1) \times (1 - 0.000) \times 0.03401 = 0.00578 \ (m)$$

$$\delta_R \geqq 0.0$$

以上より $\delta_R = 0.00578$ (m)

ここに、
c_R ：残留変位補正係数
μ_r ：最大応答塑性率
r ：降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

10) 残留変位の制限値 δ_{Ra}

$$\delta_{Ra} = h / 100 = 11.600 / 100 = 0.116 \ (m)$$

ここに、
h ：橋脚下端から上部工慣性力作用位置までの高さ (m)

11) 橋脚に生じる水平変位

$$\delta = \mu_r \cdot \delta_{yE} = 1.28333 \times 0.03401 = 0.04365 \ (m)$$

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
μ_r ：最大応答塑性率
δ_{yE} ：降伏変位 (m)

12) 水平変位の制限値

$\delta_{1s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{1s2} = 1.00 \times 0.65 \times 0.16206 = 0.10534$ (m)

ここに、
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)
ξ_1 ：調査・解析係数
Φ_s ：抵抗係数
δ_{1s2} ：限界状態2に対応する水平変位の特性値 (m)

13) 限界状態2の照査

・水平変位の照査

$\delta = 0.04365$ (m) $\leqq \delta_{1s2d} = 0.10534$ (m) --- OK

ここに、
δ ：橋脚に生じる水平変位 (m)
δ_{1s2d} ：限界状態2に対応する水平変位の制限値 (m)

・せん断力の照査

$S = P_u = 8069.77$ (kN) $\leqq P_s = 14261.81$ (kN) --- OK

ここに、
S ：橋脚に作用するせん断力 (kN)
P_u ：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (kN)
P_s ：せん断力の制限値 (kN)

・残留変位の照査

$\delta_R = 0.00578$ (m) $\leqq \delta_{Rs} = 0.11600$ (m) --- OK

ここに、
δ_R ：残留変位 (m)
δ_{Rs} ：残留変位の制限値 (m)

14) 地震時保有水平耐力の下限値の照査

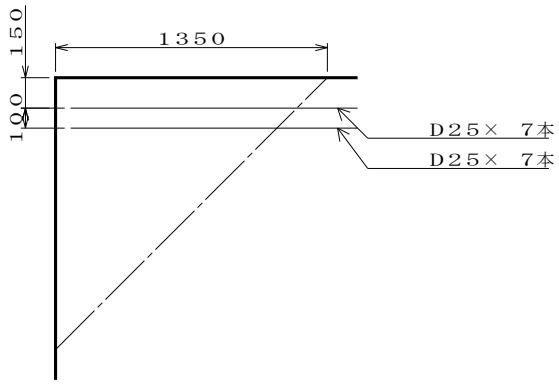
$P_a = 8069.77$ (kN) $\geqq 0.40 \cdot c_{IIz} \cdot W = 0.4 \times 1.00 \times 5771.80 = 2308.72$ (kN) --- OK

ここに、
P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (kN)
c_{IIz} ：地域別補正係数
W ：等価重量 (kN)

21 橋座部耐力の検討

<<第1番沓の橋座部の耐力>>

設計水平地震力 R_h =600000.0 (N)



P_{bs} = P_c + P_s

= 3557675.0 + 1042394.5

= 4600069.5 (N) ≧ R_h = 600000.0 (N) —— OK

$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c$

$= 0.32 \times 0.54408 \times \sqrt{24.0} \times 4171046.1$

= 3557675.0 (N)

$P_s = \Sigma \beta \cdot \left(1 - \frac{h_i}{d_a}\right) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si}$

$= 0.50 \times 345.0 \times \left\{\left(1 - \frac{150}{1350.00}\right) \times 3546.9 + \left(1 - \frac{250}{1350.00}\right) \times 3546.9\right\}$

= 1042394.5 (N)

ここに、

P_{bs} :橋座部の耐力(N)

P_c :コンクリートの負担する耐力(N)

P_s :補強筋の負担する耐力(N)。ただし、橋座部の耐力の５割を超えないものとする。

α :コンクリートの負担分を算出するための係数

σ_n :鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)

$$\sigma_n = \frac{R_d}{A_p} = \frac{1450000}{240000.0} = 6.042 \ (N/mm^2)$$

R_d :支承に作用する死荷重反力 (N)

A_p :支承の下鋼板の面積 (mm²)

σ_{ck} :コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c :コンクリートの抵抗面積 (mm²)

β :補強筋の負担分に関する補正係数

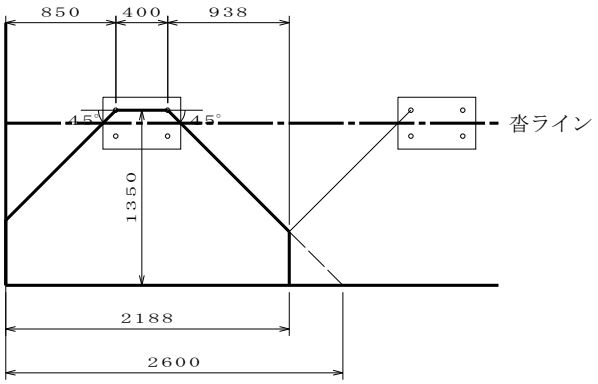
h_i :i番目の補強筋の橋座面からの距離 (mm)

d_a :支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (mm)

σ_{sy} :補強筋の降伏点 (N/mm²)

A_{si} :i番目の補強筋の断面積 (mm²)

<<コンクリート抵抗面積の計算>>



$A_c = S_1 + S_2 + B_1$
$= 510884.6 + 621480.6 + 3038680.9$
$= 4171046.1\ (mm^2)$

ここに、

A_c ：コンクリートの抵抗面積（mm^2）
S_1 ：A_cの側面積(左側) = 510884.6（mm^2）
S_2 ：A_cの側面積(右側) = 621480.6（mm^2）
B_1 ：A_cの底面積 = 3038680.9（mm^2）

22 入力データ

22-1 設計条件

タイトル　杭基礎サンプル

基礎形式　杭基礎

設計基準　道路橋示方書（平成29年）

22-2 基本データ

(1) 単位体積重量　　単位：kN/m³

	大気中	水中
コンクリート（はり）	24.5	―――
コンクリート（柱）	24.5	14.7
コンクリート（フーチング）	24.5	14.7
上載土	18.0	9.0
水	9.8	―――

(2) 使用材料

1) 鉄筋コンクリート

（はり）

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

（柱）

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

（フーチング）

設計基準強度	N/mm²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.3.2）		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm²	6.50
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.2）	N/mm²	9.70
せん断応力度の制限値（Ⅳ編 表-5.2.4）		
永続作用支配状況	N/mm²	1.70
変動作用支配状況	N/mm²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c（Ⅲ編 表-5.8.5）	N/mm²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}（Ⅲ編 表-5.8.6）	N/mm²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}（Ⅲ編 表-5.8.10）	N/mm²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}（Ⅲ編 表-5.7.1）	N/mm²	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}（Ⅲ編 表-5.2.5）	N/mm²	1.60
ヤング係数	N/mm²	25000

2）鉄筋

（はり）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	180.0	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

（柱）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

（フーチング）

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値（Ⅲ編 表-6.2.1）	N/mm²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材（Ⅲ編 表-6.3.1）	N/mm²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材（Ⅳ編 表-6.3.1）	N/mm²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値（Ⅳ編 表-解5.2.1）			
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	N/mm²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	N/mm²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値（Ⅲ編 表-5.2.4）	N/mm²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm²	345.0	345.0

22-3 荷重データ

(1) 設計水平震度

1) 条件

地域区分	A2地域
地盤種別	Ⅱ種地盤
重要度区分	B種の橋

2) 永続作用支配状況・変動作用支配状況

	橋軸方向	橋軸直角方向
設計水平震度標準値	0.250	0.250
設計水平震度（はり・柱）	0.25	0.25
設計水平震度（フーチング）	0.25	0.25

3) 偶発作用支配状況

	橋軸方向	橋軸直角方向
振動単位系の固有周期（タイプⅠ）	0.590	0.460
振動単位系の固有周期（タイプⅡ）	0.590	0.460
減衰定数ｈに基づく補正係数cE（タイプⅠ）	0.000	0.000
減衰定数ｈに基づく補正係数cE（タイプⅡ）	0.000	0.000
固有周期算出時の基礎変位（m）	0.00000	0.00000
はりの偶発作用支配状況における照査に用いる設計水平震度	0.73	————

(2) 荷重組合せ

1) 橋軸方向

荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
③D+TH+TF(D)	耐荷性能	③ D+TH	変動作用支配状況
⑤D+L+TH+TF(D)	耐荷性能	⑤ D+L+TH	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
③D+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑤D+L+TH+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×

2) 橋軸直角方向

荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
①D+TF(D)	基礎の変位	① D	永続作用支配状況
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
①D+TF(D)	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
②D+L+TF(D)	耐荷性能	② D+L	変動作用支配状況
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	耐荷性能	⑥ D+L+WS+WL	変動作用支配状況
⑧D+WS+TF(D)	耐荷性能	⑧ D+WS	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ+TF(D)	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	耐荷性能	⑩ D+EQ	変動作用支配状況
疲労　浮力無視	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	

荷重ケース名	液状化	柱の断面照査	躯体自重	上載土重量	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	地震時動水圧	流水圧	風荷重
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
①D+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
②D+L+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×
⑥D+L+WS+WL+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑧D+WS+TF(D)	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○
⑨D+TH+EQ+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
⑩D+EQ(L1)+TF(D)	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×
疲労　浮力無視	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×

(3) 上部工全体反力

1) 橋軸方向
(第１支承線)

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重による反力(D)	5300.00	―――	0.000	―――
活荷重による反力(L)	2200.00	―――	0.000	―――
温度変化の影響による反力(TH)	―――	800.00	0.000	0.300
橋桁に作用する風荷重による反力(WS)	―――	―――	0.000	―――
活荷重に対する風荷重による反力(WL)	―――	―――	0.000	―――
地震の影響による反力(EQ)	―――	1750.00	0.000	0.300
プレストレス力による反力(PS) クリープの影響による反力(CR) 乾燥収縮の影響による反力(SH)	―――	0.00	0.000	0.000
温度差の影響による反力(TF)	150.00	―――	0.000	―――
雪荷重による反力(SW)	0.00	―――	0.000	―――

2) 橋軸直角方向
(第１支承線)

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重による反力(D)	5300.00	―――	0.000	―――
活荷重による反力(L)	2200.00	―――	0.000	―――
温度変化の影響による反力(TH)	―――	―――	―――	―――
橋桁に作用する風荷重による反力(WS)	―――	612.30	―――	1.600
活荷重に対する風荷重による反力(WL)	―――	150.00	―――	4.600
地震の影響による反力(EQ)	―――	1050.00	―――	2.800
プレストレス力による反力(PS) クリープの影響による反力(CR) 乾燥収縮の影響による反力(SH)	―――	―――	―――	―――
温度差の影響による反力(TF)	150.00	―――	0.000	―――
雪荷重による反力(SW)	0.00	―――	0.000	―――

(4) 風荷重

設計基準風速　　0.00 (m/s)

22-4 安定計算データ

(1) 基本条件

・杭種	場所打ち杭
・施工方法	場所打ち杭工法
・杭先端条件	ヒンジ

(2) 杭の水平変位の制限値

・基礎の変位照査	15.0 (mm)
・耐荷性能照査	
橋脚基礎の杭の水平変位の制限値 d_d	43.2 (mm)
調査・解析係数 ξ_1	0.90
抵抗係数 Φ_y	0.80
地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 d_y	60.0 (mm)

(3) 断面諸元

＜場所打ち杭＞

杭長	20.000 (m)
杭径	1200.0 (mm)
ヤング係数	2.50×10^4 (N/mm^2)
杭の埋込み長	0.100 (m)

コンクリートの呼び強度

呼び強度	30.0 (N/mm^2)
設計基準強度	24.0 (N/mm^2)
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値	
曲げ圧縮応力度の制限値	8.00 (N/mm^2)
軸圧縮応力度の制限値	6.50 (N/mm^2)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合の軸圧縮応力度の制限値	9.70 (N/mm^2)
せん断応力度の制限値	
永続作用支配状況	1.70 (N/mm^2)
変動作用支配状況	2.60 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c	0.350 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}	1.20 (N/mm^2)
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}	3.20 (N/mm^2)
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}	0.900 (N/mm^2)
コンクリートの付着応力度の基本値 τ_{0a}	1.20 (N/mm^2)

主鉄筋

材質	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0 (N/mm^2)
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値	
一般の部材	180.0 (N/mm^2)
水中又は地下水位以下にある部材	160.0 (N/mm^2)
土中にある部材	160.0 (N/mm^2)
鉄筋の圧縮応力度の制限値	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	200.0 (N/mm^2)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	300.0 (N/mm^2)
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0 (N/mm^2)
降伏強度の特性値	345.0 (N/mm^2)

帯鉄筋

材質	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0 (N/mm²)
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値	
一般の部材	180.0 (N/mm²)
水中又は地下水位以下にある部材	160.0 (N/mm²)
土中にある部材	160.0 (N/mm²)
鉄筋の圧縮応力度の制限値	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	200.0 (N/mm²)
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	300.0 (N/mm²)
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0 (N/mm²)
降伏強度の特性値	345.0 (N/mm²)

主鉄筋

層	かぶり(mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量(mm²)
1	160.0	D32	22	17472.4

帯鉄筋

	鉄筋径	ピッチ(mm)	本数	鉄筋量(mm²)
1層目	D19	150.0	2	573.0

せん断力の制限値の算出に用いる曲げモーメント M_d

部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} を用いる

(4) 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

1) 曲げモーメントに関して

調査・解析係数 ξ_1	
正曲げ	0.90
負曲げ	0.90
部材・構造係数 ξ_2	0.90
抵抗係数 Φ_Y	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	0.85
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	1.00
抵抗係数 Φ_u	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	0.80
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	1.00

2) 斜引張破壊に対するせん断力に関して

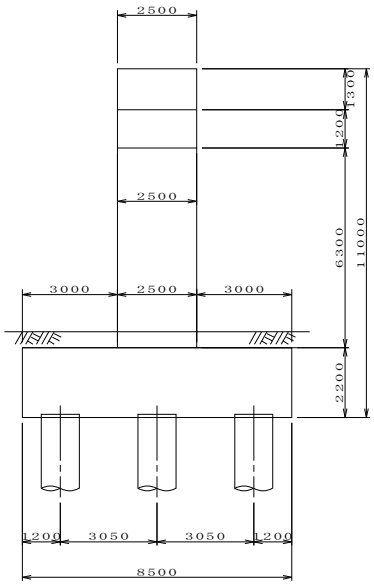
調査・解析係数 ξ_1	0.90
部材・構造係数 ξ_2	0.85
抵抗係数 Φ_{uc} Φ_{us}	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	0.65
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	0.95

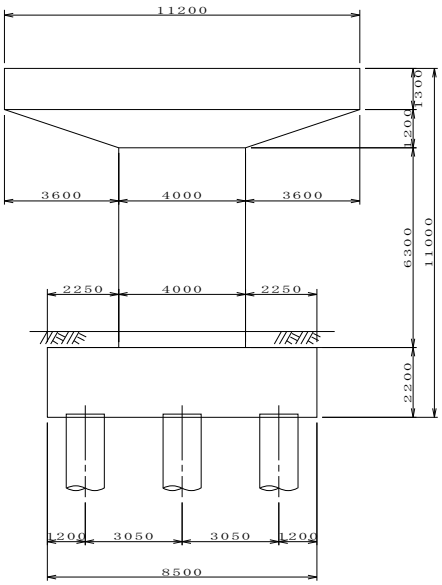
3) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力に関して

調査・解析係数 ξ_1	0.90
部材・構造係数と抵抗係数の積 $\xi_2\Phi_{ucw}$	
作用の組合せが「⑩D+EQ」以外の場合	0.70
作用の組合せが「⑩D+EQ」の場合	1.00

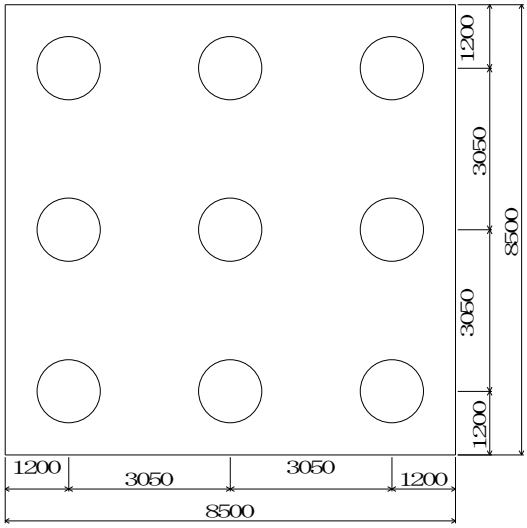
22-5 形状寸法

(1) 躯体形状図





(2) 杭配置



22-6 地盤データ

(1) 地盤・水位標高

計画地表面の標高		(m)	GL+ 2.700
ボーリングデータ表面の標高		(m)	GL+ 0.000
フーチング下面の標高		(m)	GL+ 0.000
浮力設定	洪水時水位(HWL)	(m)	GL+ 2.200
	通常時水位(MWL)	(m)	GL+ 2.200
支持設定	地下水位	(m)	GL+ 0.000

突出長　地震の影響を含まない場合　0.000 (m)
地震の影響を含む場合(非液状化時)　0.000 (m)
地震の影響を含む場合(液状化時)　0.000 (m)

(2) ボーリングデータ

推定係数α　標準貫入試験のN値よりE0=2800Nで推定

No	層厚 (m)	土質名	平均 N値	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	c (kN/m²)	E0 (kN/m²)	周面摩擦力	低減係数 DE
1	10.500	粘性土	4.000	16.00	7.00	60.00	12800.0	考慮する	低減無
2	8.000	砂質土	15.000	18.00	9.00	0.00	42000.0	考慮する	低減無
3	2.000	砂質土	50.000	20.00	11.00	0.00	140000.0	考慮する	低減無

(3) 杭の支持力の制限値

- 支持機構　支持杭
- 地盤から決まる降伏支持力及び降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法　推定式より求める
- W_s・Wの考慮　考慮する
- 沈下量を抑制するための係数 λ_s　0.55
- 支持形式の違いを考慮する係数 λ_f　1.00
- 引抜き変位を抑制するための係数 λ_p　0.25
- 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 λ_n　1.00
- 押込み力に関する調査・解析係数及び抵抗係数
  - 調査・解析係数 ξ_1　0.90
  - 抵抗係数 Φ_y　0.80
- 引抜き力に関する調査・解析係数及び抵抗係数
  - 調査・解析係数 ξ_1　0.90
  - 抵抗係数 Φ_y　0.55
- 計算結果の丸め　丸めない
- 腐食代の考慮　腐食代を引く
- 杭先端の極限支持力度 q_d　砂れき ($q_d = 160 \cdot N \leqq 8000$ kN/m²)
  標準貫入試験のN値 = 50.000
- 粘性土層の最大周面摩擦力度　5未満のN値は考慮しない
- 負の周面摩擦力　検討しない
- 永続作用支配状況の場合引抜き力　認めない

(4) 杭のばね値

1) 杭の軸方向ばね定数(kv)
- 計算結果の丸め　丸めない
- 腐食代の考慮　腐食代を引かない

2) 水平方向地盤反力係数(kH)
- 腐食代の考慮　腐食代を引く

22-7 断面計算データ

(1) はり

1) 荷重組合せ

荷重ケース名	鉛直方向	水平方向
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	○	—
① D	○	—
② D+L	○	—
③ D+TH	—	○
⑥ D+L+WS+WL	○	—
⑧ D+WS	○	—
⑨ D+TH+EQ	○	○
⑩ D+EQ	○	○
⑪ D+EQ	○	○

2) 支承位置

(第一支承線)

No	作用位置	
	X(m)	Y(m)
1	1.050	0.000
2	2.275	0.000
3	2.275	0.000
4	2.275	0.000
5	2.275	0.000

3) 上部工支承点反力

3-1) 鉛直方向

3-1-1) 死荷重による反力(D)

(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	————	1350.00	————
2	2.275	0.000	————	850.00	————
3	2.275	0.000	————	900.00	————
4	2.275	0.000	————	850.00	————
5	2.275	0.000	————	1350.00	————

3-1-2) 活荷重による反力(L)

(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	————	720.00	————
2	2.275	0.000	————	700.00	————
3	2.275	0.000	————	680.00	————
4	2.275	0.000	————	700.00	————
5	2.275	0.000	————	720.00	————

3-1-3) 温度差の影響による反力(TF)

(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	————	30.00	————
2	2.275	0.000	————	30.00	————
3	2.275	0.000	————	30.00	————
4	2.275	0.000	————	30.00	————
5	2.275	0.000	————	30.00	————

3-1-4) 雪荷重による反力(SW)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	―――	0.00	―――
2	2.275	0.000	―――	0.00	―――
3	2.275	0.000	―――	0.00	―――
4	2.275	0.000	―――	0.00	―――
5	2.275	0.000	―――	0.00	―――

3-1-5) 橋桁に作用する風荷重による反力(WS)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	109.00	110.00
2	2.275	0.000	0.000	54.00	110.00
3	2.275	0.000	0.000	0.00	110.00
4	2.275	0.000	0.000	-54.00	110.00
5	2.275	0.000	0.000	-109.00	110.00

3-1-6) 活荷重に対する風荷重による反力(WL)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	61.00	30.00
2	2.275	0.000	0.000	30.00	30.00
3	2.275	0.000	0.000	0.00	30.00
4	2.275	0.000	0.000	-30.00	30.00
5	2.275	0.000	0.000	-61.00	30.00

3-1-7) 地震の影響による反力(EQ) : 変動作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	292.00	268.00
2	2.275	0.000	0.000	155.00	210.00
3	2.275	0.000	0.000	90.00	210.00
4	2.275	0.000	0.000	-155.00	210.00
5	2.275	0.000	0.000	-292.00	268.00

3-1-8) 地震の影響による反力(EQ) : 偶発作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	2092.00	2066.00
2	2.275	0.000	0.000	1074.00	1620.00
3	2.275	0.000	0.000	423.00	1620.00
4	2.275	0.000	0.000	-1074.00	1620.00
5	2.275	0.000	0.000	-2092.00	2066.00

3-2) 水平方向

3-2-1) プレストレス力・クリープの影響・乾燥収縮の影響による反力(PS)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	0.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	0.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	0.00

3-2-2) 温度変化の影響による反力(TH)
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	160.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	160.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	160.00

3-2-3) 地震の影響による反力(EQ) : 変動作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	446.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	350.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	446.00

3-2-4) 地震の影響による反力(EQ) : 偶発作用支配状況
(第一支承線)

No	作用位置			特性値	
	X(m)	Y(m)	Z(m)	鉛直力(kN)	水平力(kN)
1	1.050	0.000	0.000	―――	1726.00
2	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
3	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
4	2.275	0.000	0.000	―――	1354.00
5	2.275	0.000	0.000	―――	1726.00

4) 配筋指定

ⅰ) 主鉄筋(鉛直)

層	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm^2)
1	150	D32ctc150	15	11913.0
2	250	D32ctc150	15	11913.0
		合計		23826.0

ⅱ) 主鉄筋(水平)

	かぶり	配筋	本数(本)	鉄筋量(mm^2)
As1	100	D19ctc150	10	2865.0
		合計		2865.0

ⅲ) せん断補強鉄筋

	配 筋	本数(本)	鉄筋量(mm^2)
鉛直	D22ctc150	4	1548.4
水平	D22ctc150	4	1548.4

5) 特殊データ

掛け違い橋脚の段差を無視する

1/2h位置とその外側の沓位置でせん断照査を行う

偶発作用支配状況の水平方向の照査において躯体の慣性力を考慮しない

(2) 柱（レベル1地震時）

1) 配筋指定

a) 断面(1)

・主鉄筋

(橋軸方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	31	29654.6
2	250	D35ctc125	31	29654.6
			片側合計	59309.2

(橋軸直角方向)

層	かぶり (mm)	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D35ctc125	19	18175.4
			片側合計	18175.4

・せん断補強鉄筋

層	配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	D22 ctc 200	2	774.2
2	D22 ctc 200	0	0.0
中間(橋軸)	D22 ctc 200	3	1161.3
中間(直角)	D22 ctc 200	3	1161.3
		橋軸合計	1935.5
		直角合計	1935.5

2) 特殊データ

軸力による許容せん断応力度の補正を考慮しない

浮力荷重を考慮しない

(3) フーチング

1) 配筋指定

1-1) 橋軸方向(左側断面)

・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配　筋	鉄　筋　量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

・せん断補強鉄筋

配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19 ctc　500	2.000	573.0

1-2) 橋軸方向(右側断面)

・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配　筋	鉄　筋　量 (mm^2/m)
上面	1	150	D25ctc125	4053.6
下面	1	200	D32ctc125	6353.6

・せん断補強鉄筋

配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19 ctc　500	2.000	573.0

1-3) 橋軸直角方向(左側断面)

・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配　筋	鉄　筋　量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

・せん断補強鉄筋

配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19 ctc　500	2.000	573.0

1-4) 橋軸直角方向(右側断面)

・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配　筋	鉄　筋　量 (mm^2/m)
上面	1	150	D29ctc250	2569.6
下面	1	200	D35ctc250	3826.4

・せん断補強鉄筋

配　筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
D19 ctc　500	2.000	573.0

2) 特殊データ

実力度の計算を単鉄筋として行う

フーチング下面照査時の上載土の考慮方法　□上載土あり／上載土なし　■上載土ありのみ

(4) 柱（レベル2地震時)

1) レベル2地震時用の上部工荷重

	Rw (kN)	Wu1 (kN)	Wu2 (kN)	Y (m)
橋軸方向	5300.00	7000.00	7000.00	0.300
橋軸直角方向	5300.00	4000.00	4000.00	2.800

2) 配筋指定

2-1) 主鉄筋

・橋軸方向

No	かぶり (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	鉄筋配置		
				径	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
1	150	150	150	D35	31.00	29654.6
2	250	150	150	D35	31.00	29654.6
5	250	150	150	D35	31.00	29654.6
6	150	150	150	D35	31.00	29654.6

・橋軸直角方向

No	かぶり (mm)	Y1 (mm)	Y2 (mm)	鉄筋配置		
				径	本数 (本)	鉄筋量 (mm^2)
7	150	375	375	D35	15.00	14349.0
12	150	375	375	D35	15.00	14349.0

2-2) せん断補強鉄筋

・橋軸方向

範　囲	横拘束鉄筋					圧縮側軸方向鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
	鉄筋径	断面積 A_h (mm^2)	断面二次モーメント I_h (mm^4)	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)		断面積 A_w (mm^2)	間隔 a (mm)
0.000～ 6.300	D22	387.1	11923.0	1000.0	200.0	18.0	1935.5	200.0

・橋軸直角方向

範　囲	横拘束鉄筋					圧縮側軸方向鉄筋の本数 n_s (本/ブロック)	せん断補強鉄筋	
	鉄筋径	断面積 A_h (mm^2)	断面二次モーメント I_h (mm^4)	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)		断面積 A_w (mm^2)	間隔 a (mm)
0.000～ 6.300	D22	387.1	11923.0	1000.0	200.0	9.0	1935.5	200.0

3) 特殊データ

引張主鉄筋比を図心で決定する

鉛直方向分割数

番号	範　囲 (m)	分割数
1	0.000 ～ 6.300	50

22-8 橋座

(1)沓の寸法

沓の名称	外形寸法(mm)		ボルト位置間隔(mm)	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
設計沓	400	600	200	400

(2)沓の配置

・第一支承線

沓種	セット角	支承位置(m)
設計沓	90度00分00秒	1.050
設計沓	90度00分00秒	3.325
設計沓	90度00分00秒	5.600
設計沓	90度00分00秒	7.875
設計沓	90度00分00秒	10.150

(3)橋座の計算条件

・計算する沓番号　1
・設計水平地震力　Rh　600.00 kN
・支承に作用する死荷重反力　Rd　1450.00 kN
・支承の下鋼板の面積　Ap　240000.0 mm^2
・補強筋の負担分に関する補正係数　β　0.500
・da,Acの値　内部計算によって求める
・隣接沓がAcに与える影響　考慮する

(4)配筋指定

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2)
1	150	D25 ctc 150 (7.000本)	3546.9
2	250	D25 ctc 150 (7.000本)	3546.9