

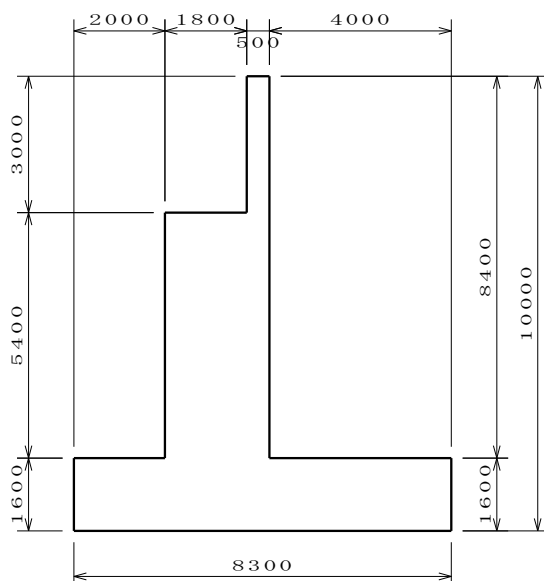
# 目次

1	基礎構造（直接基礎）の耐久性能及び耐荷性能の評価結果一覧表	1
1-1	基礎部の安定、変位の制限及び強度に関する評価	1
1-2	基礎部（フーチング部材）の評価結果	4
1-2-1	耐久性能の評価	4
1-2-2	耐荷性能の評価	5
2	橋台躯体部評価結果一覧表	6
2-1	土留め部材（パラペット）の評価結果	6
2-2	躯体部材（たて壁）の評価結果	8
2-2-1	耐久性能の評価	8
2-2-2	耐荷性能の評価	9
2-3	横方向土留め部材（ウイング）の評価結果	10
2-4	橋軸方向拘束構造からの水平力に対する評価	11
2-5	レベル2地震動を考慮する設計状況における橋座部の評価	11
3	設計条件	12
3-1	設計条件	12
3-2	橋台形状	12
3-3	基本条件	12
3-4	荷重条件	14
3-5	基礎地盤データ	17
4	作用荷重の集計	18
4-1	荷重計算	18
4-2	荷重集計	31
5	基礎部の安定、変位の制限（直接基礎）	37
5-1	評価項目	37
5-1-1	基礎の変位に関する評価	37
5-1-2	耐荷性能の評価	38
5-2	基礎部の安定、変位の制限の評価	40
5-2-1	橋軸方向	40
5-3	フーチングの剛体判定	70
6	フーチング部材の評価	71
6-1	設計条件	71
6-1-1	照査位置と評価項目	71
6-2	前フーチング	72
6-2-1	断面力一覧	72
6-2-2	断面力算出	73
6-2-3	荷重の集計	85
6-2-4	耐久性能の評価	93
6-2-5	耐荷性能の評価	97
6-3	後フーチング	105
6-3-1	断面力一覧	105
6-3-2	断面力算出	106
6-3-3	荷重の集計	150
6-3-4	耐久性能の評価	160
6-3-5	耐荷性能の評価	164
7	土留め部分（パラペット）の評価	172
7-1	設計条件	172
7-2	パラペット前面	173
7-2-1	耐久性能の評価	173
7-2-2	耐荷性能の評価	176
7-3	パラペット背面	180

7-3-1 耐荷性能の評価	180
7-4 受台の計算	189
7-4-1 耐久性能の評価	189
7-4-2 耐荷性能の評価	192
7-5 踏掛版	197
7-5-1 耐久性能の評価	197
7-5-2 耐荷性能の評価	199
7-6 橋軸方向拘束構造からの水平力に対する評価	203
7-6-1 橋軸方向拘束構造を設置する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の水平耐力	203
7-6-2 設計用地震力	205
7-6-3 パラペット部の配筋	205
7-6-4 パラペット基部の曲げモーメントによる評価	205
7-6-5 押抜きせん断力の制限値に対する評価	206
7-6-6 パラペット基部のせん断力による評価	206
7-6-7 支圧応力度の制限値に対する評価	207
8 躯体部材（たて壁）の評価	208
8-1 設計条件	208
8-1-1 形状	208
8-2 断面力	208
8-2-1 断面力一覧	208
8-2-2 断面力算出	208
8-2-3 荷重の集計	214
8-3 耐久性能の評価	222
8-4 耐荷性能の評価	224
9 横方向土留め部材（ウィング）の評価	230
9-1 設計条件	230
9-2 主働土圧係数	231
9-3 断面力計算	232
9-3-1 左側ウィング（D点）	232
9-4 断面力一覧表	237
9-4-1 左側ウィング	237
9-5 耐久性能及び耐荷性能の評価	238
9-5-1 左側ウィング（D点）	238
10 橋座部の評価	244
11 配筋計画	246
11-1 配筋計画図	246
11-1-1 躯体	246
11-1-2 左ウィング	247
11-2 パラペット	247
11-2-1 前面（橋座位置）	247
11-2-2 背面（橋座位置）	247
11-2-3 組立筋（橋座位置）	248
11-2-4 受台	248
11-3 たて壁	248
11-3-1 前面	248
11-3-2 背面	248
11-3-3 組立筋	248
11-4 前フーチング	249
11-4-1 上面	249
11-4-2 下面	249
11-4-3 組立筋	249
11-5 後フーチング	249
11-5-1 上面	249
11-5-2 下面	250
11-5-3 組立筋	250

11-6 左ウイング	250
11-6-1 内側	250
11-6-2 外側	250
11-6-3 組立筋	250

## 1 基礎構造（直接基礎）の耐久性能及び耐荷性能の評価結果一覧表



## 1-1 基礎部の安定、変位の制限及び強度に関する評価

## (1) 橋軸方向

荷重ケース			D	D+U	D+L(載荷荷重あり)	
評価対象			基礎の変位		基礎の変位	
作用の組合せ			① D	① D	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	
設計状況			永続作用支配状況		永続作用支配状況	
作用力	V	kN	22579.69	20849.08	23540.20	
	H	kN	3208.95	3334.68	3377.84	
	M	kN・m	100087.95	92745.64	102859.95	
支持	鉛直地盤反力度	$Q_{max}$	kN/m <sup>2</sup>	262.10	244.31	262.90
		$Q_{min}$	kN/m <sup>2</sup>	173.17	157.60	190.88
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	( 700.00)	( 700.00)	( 700.00)	
基礎底面に作用する合力	$F_r$	kN	—	—	—	
	制限値	kN	—	—	—	
水平荷重			制限値	kN	( 8806.08)	
転倒モーメント	偏心量	m	0.283	0.298	0.220	
	制限値	m	( 1.383)	( 1.383)	( 1.383)	
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$		0.706	
判定			OK	OK	OK	

荷重ケース			D+L+(U) (載荷荷重あり)	D+L(載荷荷重なし)	D+L+(U) (載荷荷重なし)	
評価対象			基礎の変位		基礎の変位	
作用の組合せ			1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	
設計状況			永続作用支配状況		永続作用支配状況	
作用力	V	kN	21892.00	23040.20	21392.00	
	H	kN	3497.58	3377.84	3497.58	
	M	kN・m	95867.28	99709.95	92717.28	
支持	鉛直地盤反力度	$Q_{max}$	kN/m <sup>2</sup>	245.95	250.59	233.64
		$Q_{min}$	kN/m <sup>2</sup>	176.06	193.55	178.73
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	( 700.00)	( 700.00)	( 700.00)	
基礎底面に作用する合力	$F_r$	kN	—	—	—	
	制限値	kN	—	—	—	
水平荷重			制限値	kN	( 8537.88)	
転倒モーメント	偏心量	m	0.229	0.178	0.184	
	制限値	m	( 1.383)	( 1.383)	( 1.383)	
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$		0.706	
判定			OK	OK	OK	

荷重ケース			D+L(載荷荷重あり)	D+L+U(載荷荷重あり)	D+L(載荷荷重なし)
評価対象			耐久性能	耐久性能	耐久性能
作用の組合せ			1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
設計状況					
作用力	V	kN	23540. 20	21892. 00	23040. 20
	H	kN	3377. 84	3497. 58	3377. 84
	M	kN・m	102859. 95	95867. 28	99709. 95
支持	鉛直地盤反力度	Q <sub>max</sub>	262. 90	245. 95	250. 59
		Q <sub>min</sub>	190. 88	176. 06	193. 55
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	————	————	————
基礎底面に作用する合力	F <sub>r</sub>	kN	————	————	————
	制限値	kN	————	————	————
水平荷重			制限値	kN	————
転倒モーメント			偏心量	m	————
			制限値	m	————
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$	0. 706	————
判定			————	————	————

荷重ケース			D+L+U(載荷荷重なし)	①D	①D+U
評価対象			耐久性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ			1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	① D	① D
設計状況				永続作用支配状況	永続作用支配状況
作用力	V	kN	21392. 00	22579. 69	20849. 08
	H	kN	3497. 58	3208. 95	3334. 68
	M	kN・m	92717. 28	100087. 95	92745. 64
支持	鉛直地盤反力度	Q <sub>max</sub>	233. 64	262. 10	244. 31
		Q <sub>min</sub>	178. 73	173. 17	157. 60
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	————	————	————
基礎底面に作用する合力	F <sub>r</sub>	kN	————	29996. 59	28832. 79
	制限値	kN	————	( 192698. 05)	( 132388. 20)
水平荷重			制限値	kN	( 11583. 38)
転倒モーメント			偏心量	m	0. 283
			制限値	m	( 2. 767)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$	0. 706	————
判定			————	OK	OK

荷重ケース			②D+L(載荷荷重あり)	②D+L+U(載荷荷重あり)	②D+L(載荷荷重なし)
評価対象			耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ			② D+L	② D+L	② D+L
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	V	kN	24987. 21	23256. 60	24462. 21
	H	kN	3546. 73	3672. 46	3546. 73
	M	kN・m	108893. 95	101551. 63	105586. 45
支持	鉛直地盤反力度	Q <sub>max</sub>	277. 05	259. 25	264. 13
		Q <sub>min</sub>	204. 63	189. 07	207. 43
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	————	————	————
基礎底面に作用する合力	F <sub>r</sub>	kN	32976. 04	31803. 44	32409. 98
	制限値	kN	( 192698. 05)	( 132388. 20)	( 192698. 05)
水平荷重			制限値	kN	( 12818. 44)
転倒モーメント			偏心量	m	0. 208
			制限値	m	( 2. 767)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$	0. 706	————
判定			OK	OK	OK

荷重ケース			②D+L+U(載荷荷重なし)	⑨D+TH+EQ	⑨D+TH+EQ+U
評価対象			耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能
作用の組合せ			② D+L	⑨ D+TH+EQ	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
作用力	V	kN	22731. 60	21816. 49	20108. 35
	H	kN	3672. 46	6198. 99	6198. 99
	M	kN・m	98244. 13	80247. 27	73158. 48
支持	鉛直地盤反力度	Q <sub>max</sub>	246. 33	281. 98	265. 52
		Q <sub>min</sub>	191. 87	138. 57	122. 11
	制限値	kN/m <sup>2</sup>	————	————	————
基礎底面に作用する合力	F <sub>r</sub>	kN	31254. 71	42622. 61	42748. 62
	制限値	kN	( 132388. 20)	( 192698. 05)	( 132388. 20)
水平荷重			制限値	kN	( 11661. 31)
転倒モーメント			偏心量	m	0. 172
			制限値	m	( 2. 767)
フーチング剛体判定			$\beta \cdot \gamma$	0. 706	————
判定			OK	OK	OK

荷重ケース			⑩D+EQ	⑩D+EQ+U	
評価対象			耐荷性能	耐荷性能	
作用の組合せ			⑩ D+EQ	⑩ D+EQ	
設計状況			変動作用支配状況	変動作用支配状況	
作用力		V	kN	22066.91	20358.77
		H	kN	9266.56	9266.56
		M	kN・m	68561.25	61472.46
支持	鉛直地盤反力度	$Q_{max}$	kN/m <sup>2</sup>	373.06	356.60
		$Q_{min}$	kN/m <sup>2</sup>	52.32	35.86
		制限値	kN/m <sup>2</sup>	—————	—————
	基礎底面に作用する合力	$F_r$	kN	87306.37	107119.22
		制限値	kN	( 192698.05)	( 132388.20)
水平荷重		制限値	kN	( 11320.33)	( 10444.05)
転倒モーメント		偏心量	m	1.043	1.131
		制限値	m	( 2.767)	( 2.767)
フーチング剛体判定		$\beta \cdot \gamma$	0.706		
判定			OK	OK	

1-2 基礎部(フーチング部材)の評価結果

1-2-1 耐久性能の評価

検討項目			単位	前フーチング		後フーチング	
				曲げ	せん断	曲げ	せん断
照査位置			m	0.000	0.800	0.000	0.800
寸法	幅	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000
	部材高	H	m	1.600	1.600	1.600	1.600
	有効高	d	m	1.450	1.450	1.450	1.450
配筋	主鉄筋	径・etc・段 本数		D25@250×1.0 4.000	D25@250×1.0 4.000	D25@125×1.0 8.000	D25@125×1.0 8.000
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	2026.8	2026.8	4053.6	4053.6
	せん断補強鉄筋	径・etc・本数 鉄筋量	mm <sup>2</sup>	— —	D13@500×1本 126.7	— —	D13@500×1本 126.7
決定ケース		荷重ケース名 設計状況の区分 作用の組合せ		D+L+U(載荷荷重なし) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	D+L+U(載荷荷重なし) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	D+L+U(載荷荷重あり) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	D+L+U(載荷荷重あり) 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
作用力		M	kN・m	-319.25	—	78.63	—
		S	kN	—	-191.02	—	22.18
応力度	コンクリート	$\sigma_c$ (制限値)	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	1.75 8.00	— —	0.33 8.00	— —
		主鉄筋	$\sigma_s$ (制限値)	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	115.76 160.00	— —	14.60 160.00
	せん断補強鉄筋		$\sigma_s$ (制限値)	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	— —	0.000 160.00	— —
		判定				OK	OK

1-2-2 耐荷性能の評価

検 討 項 目			単 位	前フーチング		後フーチング	
				曲 げ	せん断	曲 げ	せん断
照査位置			m	0.000	0.800	0.000	0.800
寸法	幅	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000
	部材高	H	m	1.600	1.600	1.600	1.600
	有効高	d	m	1.450	1.450	1.450	1.450
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本 数 鉄筋量		D25@250×1.0 4.000 2026.8	D25@250×1.0 4.000 2026.8	D25@125×1.0 8.000 4053.6	D25@125×1.0 8.000 4053.6
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量	mm <sup>2</sup>	— —	D13@500×1本 126.7	— —	D13@500×1本 126.7
決定ケース		荷重ケース名 設計状況の区分 作用の組合せ		⑩D+EQ+U 変動作用支配状況 ⑩D+EQ	⑨D+TH+EQ+U 変動作用支配状況 ⑨D+TH+EQ	⑩D+EQ+U 変動作用支配状況 ⑩D+EQ	⑩D+EQ+U 変動作用支配状況 ⑩D+EQ
作用力		M	kN・m	-612.28	-168.42	1124.99	791.05
		S	kN	—	-276.55	—	405.59
最小鉄筋量		A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	1648.7	—	1648.7	—
曲げモーメントの制限値		(M <sub>yd</sub> )	kN・m	864.30	—	1690.76	—
		(M <sub>ud</sub> )	kN・m	811.29	—	1602.62	—
せん断力の制限値		(S <sub>usd</sub> )	kN	—	1305.24	—	542.11
		(S <sub>ucd</sub> )	kN	—	2923.20	—	4176.00
平均せん断応力度		τ <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	0.191	—	0.280
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	2.60	—	2.60
判定				OK	OK	OK	OK

2 橋台躯体部評価結果一覧表

2-1 土留め部材（パラペット）の評価結果

検 査 項 目				パラペット				
				前 面		背 面		
寸法	部材幅	B	m	1.000		1.000		
	部材高	H	m	0.500		0.500		
	有効高	d	m	0.350		0.350		
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数		D25@250×1.0 4.000		D25@250×1.0 4.000		
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量	mm <sup>2</sup>	2026.8		2026.8		
			mm <sup>2</sup>	—		D19@15—2.000本 573.0		
耐久性能	作用の組合せ			鋼材の腐食 永続作用支配状況 ①D	疲労 — 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	鋼材の腐食 永続作用支配状況 ①D	疲労 — 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	作用力	曲げモーメント	M	kN・m	19.71	73.31	—	—
		せん断力	S	kN	—	—	—	—
	応力度	コンクリート	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	—	3.98	—	—
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	8.00	—	—
		主鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	31.32	116.51	—	—
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	100.00	180.00	—	—
	せん断補強鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	
	判定				OK	OK	—	—
耐荷性能	作用の組合せ			永続作用支配状況 ①D	変動作用支配状況 ②D+L	変動作用支配状況 ⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況 ⑩D+EQ	
	最小鉄筋量	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	671.3		671.3		
	曲げモーメント	M	kN・m	19.71	87.89	34.89	58.76	
		(M <sub>yd</sub> )	kN・m	167.77	167.77	167.77	197.38	
		(M <sub>ud</sub> )	kN・m	150.61	150.61	150.61	188.26	
	せん断力	S	kN	—	—	28.58	43.36	
		(S <sub>usd</sub> )	kN	—	—	2728.28	3987.49	
		(S <sub>ucd</sub> )	kN	—	—	705.60	1008.00	
	平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.082	0.124	
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	—	2.60	2.60	
判定				OK	OK	OK	OK	

検 討 項 目			単 位	受 台		踏 掛 版		
寸法	部材幅	B	m	1.000		1.000		
	部材高	H	m	0.800		0.400		
	有効高	d	m	0.650		0.340		
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数 鉄筋量		D25@250×1.0 4.000 2026.8		D19@125×1.0 8.000 2292.0		
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量	mm <sup>2</sup>	— —		— —		
耐久性能	作用の組合せ			鋼材の腐食 永続作用支配状況 ①D	疲労 — 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	鋼材の腐食 永続作用支配状況 ①D	疲労 — 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	作用力	曲げモーメント	M	kN・m	14.64	50.31	—	97.53
		せん断力	S	kN	—	—	—	—
	応力度	コンクリート	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	—	0.99	—	5.33
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	8.00	—	8.00
		主鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	12.18	41.85	—	142.22
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	100.00	180.00	—	180.00
	せん断補強鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	
	(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	
	判定			OK	OK	—	OK	
耐荷性能	作用の組合せ			永続作用支配状況 ①D	変動作用支配状況 ②D+L	永続作用支配状況 ①D	変動作用支配状況 ②D+L	
	最小鉄筋量	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	1.7*M ≤ Mc		439.9		
	曲げモーメント	M	kN・m	14.64	60.09	22.99	117.54	
		(M <sub>yd</sub> )	kN・m	320.76	320.76	182.71	182.71	
		(M <sub>ud</sub> )	kN・m	286.54	286.54	164.01	164.01	
	せん断力	S	kN	10.83	31.81	—	—	
		(S <sub>usd</sub> )	kN	—	—	—	—	
		(S <sub>ucd</sub> )	kN	—	—	—	—	
	平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.017	0.049	—	—	
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	1.70	2.60	—	—	
判定			OK	OK	OK	OK		

2-2 躯体部材(たて壁)の評価結果

2-2-1 耐久性能の評価

検討項目		単位	曲げ	せん断
照査位置		m	0.000	0.000
寸法	部材幅	B m	1.000	1.000
	部材高	H m	2.300	2.300
	有効高	d m	2.150	2.150
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数 鉄筋量 mm <sup>2</sup>	D29@250×1.0 4.000 2569.6	D29@250×1.0 4.000 2569.6
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量 mm <sup>2</sup>	— —	D19@500×1本 286.5
決定ケース		荷重ケース名 設計条件の区分 作用の組合せ	D+L(載荷荷重あり) — 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	D+L(載荷荷重あり) — 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
作用力		M	kN・m	677.34
		N	kN	673.04
		S	kN	— 229.15
応力度	コンクリート	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.50
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	主鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	26.62
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	160.00
せん断補強鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	—	0.00
	(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	160.00
判定			OK	OK

## 2-2-2 耐荷性能の評価

検討項目		単位	曲 げ	せん断
照査位置		m	0.000	0.000
寸法	部材幅	B	1.000	1.000
	部材高	H	2.300	2.300
	有効高	d	2.150	2.150
配筋	主鉄筋	径・etc・段 本数 鉄筋量	D29@250×1.0 4.000 2569.6	D29@250×1.0 4.000 2569.6
	せん断補強鉄筋	径・etc・本数 鉄筋量	— —	D19@500×1本 286.5
決定ケース		荷重ケース名 設計条件の区分 作用の組合せ	⑩D+EQ 変動作用支配状況 ⑩D+EQ	⑨D+TH+EQ+U 変動作用支配状況 ⑨D+TH+EQ
作用力	M	kN・m	1575.56	1024.27
	N	kN・m	593.29	593.29
	S	kN	—	312.58
最小鉄筋量	曲げ部材		1707.7	—
	軸力部材	mm <sup>2</sup>	719.3	—
曲げモーメント制限値	(M <sub>yd</sub> )	kN・m	2150.06	—
	(M <sub>ud</sub> )	kN・m	2051.83	—
せん断力制限値	(S <sub>usd</sub> )	kN	—	536.39
	(S <sub>ucd</sub> )	kN	—	4334.40
平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	—	0.145
	(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	—	2.60
判定			OK	OK

## 2-3 横方向土留め部材(ウイング)の評価結果

### (1) 左側

検討項目		単位	D 点		
寸法	幅	B	m	1.000	
	部材高	H	m	0.500	
	有効高	d	m	0.350	
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数 鉄筋量		D22@250×1.0 4.000 1548.4	
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量		— —	
耐久性	決定ケース			1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	作用力		M	kN・m	64.14
			S	kN	39.66
	応力度	コンクリート	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	3.83
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	8.00
		主鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	131.69
			(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	せん断補強鉄筋	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	
		(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	180.00	
	判定				OK
耐荷性能	曲げ	決定ケース			変動作用支配状況 ②D+L
		作用力	M	kN・m	67.34
		最小鉄筋量	$A_{smin}$	mm <sup>2</sup>	671.3
		曲げモーメント	( $M_{vd}$ )	kN・m	129.95
		制限値	( $M_{ld}$ )	kN・m	116.50
	せん断	決定ケース			変動作用支配状況 ②D+L
		作用力	S	kN	41.64
		せん断力	( $S_{usd}$ )	kN	124.06
		制限値	( $S_{ucd}$ )	kN	705.60
		平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.119
	(制限値)	N/mm <sup>2</sup>	2.60		
判定				OK	

2-4 橋軸方向拘束構造からの水平力に対する評価

項目		単位	
曲げモーメント	発生曲げモーメント	kN・m/m	165.60
	降伏曲げモーメント	kN・m/m	219.31
せん断力	水平力	kN/m	276.00
	制限値( $S_{usd}$ )	kN/m	4430.55
	制限値( $S_{ucd}$ )	kN/m	1120.00
押抜きせん断力	水平力	kN	862.50
	制限値( $P_{pud}$ )	kN	1629.01
支圧応力度	応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.355
	制限値( $\sigma_{bad}$ )	N/mm <sup>2</sup>	16.018
判定			OK

2-5 レベル2地震動を考慮する設計状況における橋座部の評価

查番号			1
設計水平地震力	$R_h$	kN	1120.00
死荷重反力	$R_d$	kN	2800.00
下鋼板の面積	$A_p$	mm <sup>2</sup>	24000.0
コンクリートの抵抗面積	$A_c$	mm <sup>2</sup>	3181980.5
橋座部の耐力	$P_c$	kN	4988.31
	$P_s$	kN	116.71
	$P_{bs}$	kN	5105.02
判定			OK

## 3 設計条件

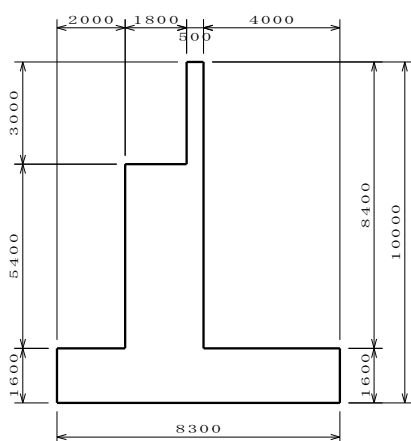
## 3-1 設計条件

設計書タイトル 逆T式橋台 直接基礎

基礎形式 直接基礎

設計基準 道路橋示方書（令和7年）

## 3-2 橋台形状



フーチング奥行き

12.500 m

## 3-3 基本条件

## (1) 使用材料

## 1) 鉄筋コンクリート

・パラペット

設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	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-14.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.2)		
永続作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	1.70
変動作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_c$ (Ⅲ編 表-5.11.5)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{cmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.6)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{rmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.10)	N/mm <sup>2</sup>	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 $\tau_{pc}$ (Ⅲ編 表-5.9.1)	N/mm <sup>2</sup>	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 $\tau_{0a}$ (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	1.60
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・たて壁

設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	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-14.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.2)		
永続作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	1.70
変動作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_c$ (Ⅲ編 表-5.11.5)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{cmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.6)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{rmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.10)	N/mm <sup>2</sup>	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 $\tau_{pc}$ (Ⅲ編 表-5.9.1)	N/mm <sup>2</sup>	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 $\tau_{0a}$ (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	1.60
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・フーチング

設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	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-14.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.2)		
永続作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	1.70
変動作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_c$ (Ⅲ編 表-5.11.5)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{cmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.6)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{rmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.10)	N/mm <sup>2</sup>	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 $\tau_{pc}$ (Ⅲ編 表-5.9.1)	N/mm <sup>2</sup>	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 $\tau_{0a}$ (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	1.60
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・ウィング

設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	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-14.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm <sup>2</sup>	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.2)		
永続作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	1.70
変動作用支配状況	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_c$ (Ⅲ編 表-5.11.5)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{cmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.6)	N/mm <sup>2</sup>	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 $\tau_{rmax}$ (Ⅲ編 表-5.11.10)	N/mm <sup>2</sup>	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 $\tau_{pc}$ (Ⅲ編 表-5.9.1)	N/mm <sup>2</sup>	0.900
コンクリートの付着応力度の基本値 $\tau_{0a}$ (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm <sup>2</sup>	1.60
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	25000

## 2) 鉄筋

## ・パラペット

	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-14.2.1)	N/mm <sup>2</sup>	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-14.3.1)	N/mm <sup>2</sup>	180.0
水中又は地下水以下にある部材 (Ⅳ編 表-22.3.1)	N/mm <sup>2</sup>	160.0
土中にある部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.3)		
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm <sup>2</sup>	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm <sup>2</sup>	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-5.2.3)	N/mm <sup>2</sup>	200.0
降伏強度の特性値	N/mm <sup>2</sup>	345.0
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	200000

## ・たて壁

		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-14. 2. 1)	N/mm <sup>2</sup>	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-14. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-22. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5. 2. 3)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm <sup>2</sup>	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. 3)	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.1
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## ・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-14. 2. 1)	N/mm <sup>2</sup>	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-14. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-22. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5. 2. 3)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm <sup>2</sup>	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. 3)	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## ・ウィング

		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-14. 2. 1)	N/mm <sup>2</sup>	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-14. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-22. 3. 1)	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5. 2. 3)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm <sup>2</sup>	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. 3)	N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## (2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m <sup>3</sup> )	水中 (kN/m <sup>3</sup> )
コンクリート (パラペット)	24.5	—
コンクリート (たて壁)	24.5	14.7
コンクリート (フーチング)	24.5	14.7
コンクリート (ウィング)	24.5	—
前フーチング上載土	18.0	9.0
裏込め土砂	19.0	10.0
水	9.8	—

## 3-4 荷重条件

## (1) 設計水平震度

	橋軸方向
躯体	0.20
土砂	0.16

(2) 荷重組合せ

橋軸方向	荷重ケース名	評価対象	作用の組合せ	設計状況の区分
橋軸方向	D	基礎の変位	①D	永続作用支配状況
	D+U	基礎の変位	①D	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重あり)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L+(U)(載荷荷重あり)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重なし)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L+(U)(載荷荷重なし)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況
	①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況
	②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況
	⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況
	⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況
	⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況

橋軸方向	荷重ケース名	躯体自重	上載土重量	裏込め土重量	地表載荷荷重	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	土圧(裏込め土)	土圧(地表載荷荷重)	側面土重量	上載土水平力	側面土水平力
橋軸方向	D	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
	D+U	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×
	D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+(U)(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+(U)(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	①D	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
	①D+U	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×
	②D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L+U(載荷荷重あり)	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L+U(載荷荷重なし)	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	⑨D+TH+EQ	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
	⑨D+TH+EQ+U	○	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×
	⑩D+EQ	○	○	○	×	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×
	⑩D+EQ+U	○	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×

18

## (3) 上部構造からの反力

・橋軸方向

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重反力	2800.00	—	0.500	—
活荷重反力	1350.00	—	0.500	—
温度変化の影響による反力	—	0.00	—	0.000
橋桁に作用する風荷重による反力	—	—	—	—
活荷重に対する風荷重による反力	—	—	—	—
地震の影響による反力	—	1120.00	—	0.300
プレストレス力	—	—	—	—
クリープの影響による反力	—	0.00	—	0.000
乾燥収縮の影響による反力	—	—	—	—
温度差の影響による反力	0.00	—	0.000	—
雪荷重反力	0.00	—	0.000	—

X:パラペット左端からの距離

Y:橋座面からの高さ

## (4) 地表載荷荷重

荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	作用位置
10.00	たて壁背面

・地表縦断勾配 勾配なし

## (5) 地盤標高および水位標高

標高記号: GL

計画地表面の標高	m	3.000
フーチング下面の標高	m	0.000
浮力設定	洪水時水位(H. W. L.)	m 1.600
	通常時水位(M. W. L.)	m 1.600

## (6) 土圧

- ・安定計算時の土圧載荷方法 土と土
- ・裏込め土砂
  - せん断抵抗角  $\phi$  30.000 度
  - 残留せん断抵抗角  $\phi_{res}$  30.000 度
  - せん断抵抗角のピーク強度  $\phi_{peak}$  45.000 度
- ・水位の設定 (地震の影響を含まない場合) 水位と水圧を考慮  
(地震の影響を含む場合) 水位を無視
- ・特殊データ
  - 土圧作用高さ
    - フーチング下面から土圧上端 10.000 m
    - フーチング下面から土圧下端 0.000 m
  - 奥行き方向の土圧を考慮する幅 フーチング幅

## (7) 任意荷重

- ・任意荷重を考慮しない。

## 3-5 基礎地盤データ

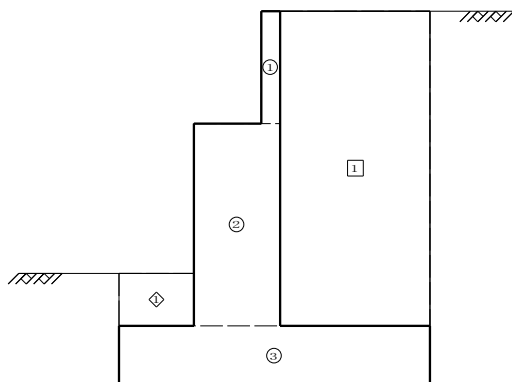
地盤種別		砂れき地盤
基礎地盤のせん断抵抗角	$\phi$	38.000 度
基礎地盤の粘着力	$c$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
基礎地盤の単位体積重量 (大気中)	$\gamma_1$	21.00 kN/m <sup>3</sup>
基礎地盤の単位体積重量 (水中)	$\gamma_1'$	12.00 kN/m <sup>3</sup>
根入れ地盤の単位体積重量 (大気中)	$\gamma_2$	19.00 kN/m <sup>3</sup>
根入れ地盤の単位体積重量 (水中)	$\gamma_2'$	10.00 kN/m <sup>3</sup>
上載荷重として考慮する基礎部の根入れ深さ	$D_f$	3.000 m
良質な地盤への根入れ深さ	$D_f'$	1.000 m
地盤の種類の違いを考慮する係数	$\zeta_c$	1.00
基礎部底面と基礎地盤との間の摩擦係数	$\tan \phi_B$	0.600
基礎部底面と基礎地盤との間の付着力	$c_B$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
基礎部底面での鉛直地盤反力度の制限値		
基礎の変位の評価時		700 kN/m <sup>2</sup>
制限値算出時の係数		
基礎部底面での基礎地盤の支持力の制限値		
調査・解析係数	$\xi_1$	0.90
抵抗係数	$\Phi_Y$	0.90
基礎部底面でのせん断地盤反力の制限値		
調査・解析係数	$\xi_1$	0.90
部材・構造係数と抵抗係数の積	$\xi_2 \cdot \Phi_U$	0.95
剛性評価		
$\alpha E_0$		140000.0 kN/m <sup>2</sup>

## 4 作用荷重の集計

## 4-1 荷重計算

## (1) 重量計算

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



・躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛直力 V (kN)
①	$0.500 \times 3.000 \times 12.500 \times 24.5$	459.38
②	$2.300 \times 5.400 \times 12.500 \times 24.5$	3803.63
③	$8.300 \times 1.600 \times 12.500 \times 24.5$	4067.00
	合計	8330.00

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	459.38	4.050	8.500	1860.47	3904.69
②	3803.63	3.150	4.300	11981.42	16355.59
③	4067.00	4.150	0.800	16878.05	3253.60
計	8330.00			30719.94	23513.88

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{30719.94}{8330.00} = 3.688 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{23513.88}{8330.00} = 2.823 \text{ (m)}$$

・前フーチング上載土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	2.000 × 1.400 × 12.500 × 18.0	630.00
計	合 計	630.00

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	630.00	1.000	2.300	630.00	1449.00
計	630.00			630.00	1449.00

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{630.00}{630.00} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{1449.00}{630.00} = 2.300 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	4.000 × 8.400 × 12.500 × 19.0	7980.00
計	合 計	7980.00

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	7980.00	6.300	5.800	50274.00	46284.00
計	7980.00			50274.00	46284.00

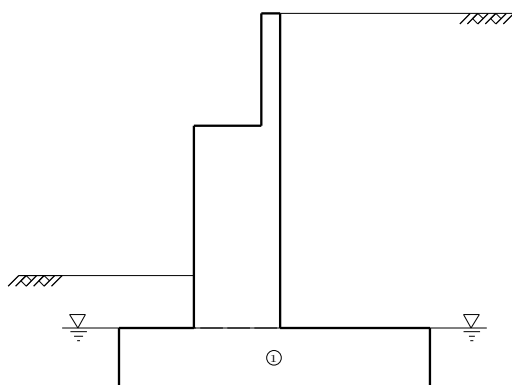
重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{50274.00}{7980.00} = 6.300 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{46284.00}{7980.00} = 5.800 \text{ (m)}$$

## (2) 浮力計算 (通常時水位)

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



## ・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	$8.300 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	1626.80
	合 計	1626.80

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	1626.80	4.150	—	6751.22	—
計	1626.80			6751.22	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{6751.22}{1626.80} = 4.150 \text{ (m)}$$

## ・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
	合 計	0.00

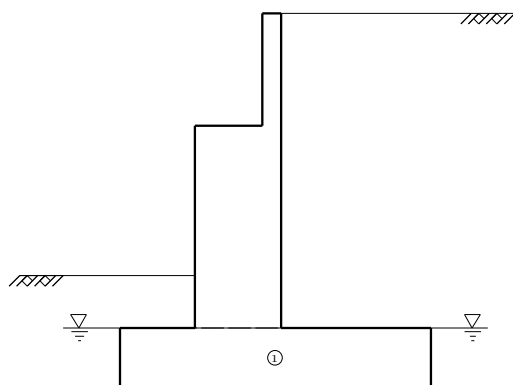
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
計	0.00			0.00	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{0.00}{0.00} = 0.000 \text{ (m)}$$

## (3) 浮力計算 (洪水時水位)

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



## ・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	$8.300 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	1626.80
	合 計	1626.80

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	1626.80	4.150	—	6751.22	—
計	1626.80			6751.22	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{6751.22}{1626.80} = 4.150 \text{ (m)}$$

## ・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
	合 計	0.00

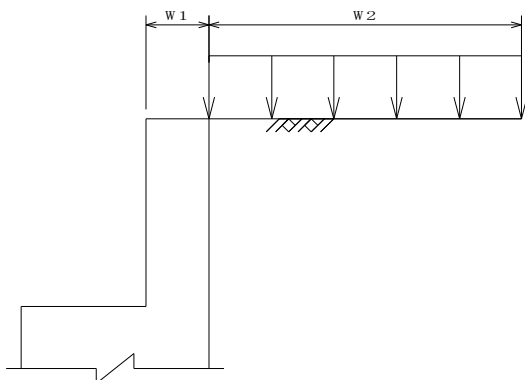
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
計	0.00			0.00	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{0.00}{0.00} = 0.000 \text{ (m)}$$

## (4) 地表面載荷荷重

・地表面載荷荷重の計算



$$LQ = W2 \times L \times Q$$

		単位	
作用位置	W1	m	0.500
分布幅	W2	m	4.000
奥行き	L	m	12.500
荷重強度	Q	kN/m <sup>2</sup>	10.00
地表面載荷荷重	LQ	kN	500.00

## (5) 上部工反力

1) 橋軸方向 (前フーチング先端下面より)

1-1) D

評価対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00

1-2) D+U

評価対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00

1-3) D+L (載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

1-4) D+L+ (U) (載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-5) D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-6) D+L+(U)(載荷荷重なし)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-7) D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-8) D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-9) D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-10) D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.300	—	9240.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.300	—	4455.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00

## 1-11) ①D

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : ①D(永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00

## 1-12) ①D+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00

## 1-13) ②D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.300	—	5568.75	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00

## 1-14) ②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.300	—	5568.75	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00

## 1-15) ②D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.300	—	5568.75	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00

## 1-16) ②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.300	—	5568.75	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00

## 1-17) ⑨D+TH+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	7.300	—	4292.40
合計	—	—	—	0.50	2940.00	588.00	—	—	9702.00	4292.40

## 1-18) ⑨D+TH+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	7.300	—	4292.40
合計	—	—	—	0.50	2940.00	588.00	—	—	9702.00	4292.40

## 1-19) ⑩D+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	7.300	—	8584.80
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	9702.00	8584.80

## 1-20) ⑩D+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.300	—	9702.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	7.300	—	8584.80
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	9702.00	8584.80

## (6) 土圧

## i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$$\phi = 30^\circ 0'$$

地表面と水平面とのなす角

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 0^\circ 0'$$

《地震の影響を考慮しない場合》

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^\circ 0'$$

$$K_{A1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(30^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(60^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(30^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.29717$$

《地震の影響を考慮する場合》

$$\phi_{res} = 30^\circ 0'$$

$$\phi_{peak} = 45^\circ 0'$$

$$\theta = 0^\circ 0'$$

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.26 + 0.97 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.26 + 0.97 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.33760$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.26 + 0.97 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.26 + 0.97 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41520$$

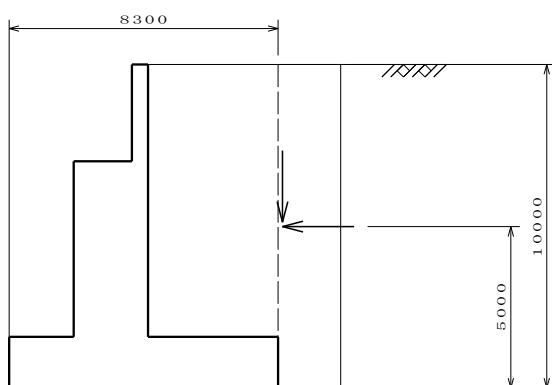
ここに、

 $\phi_{res}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度) $\phi_{peak}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度) $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度) $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度) $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度 $\gamma_{pEQ}$  : 地震の影響の荷重組合せ係数 $\gamma_{qEQ}$  : 地震の影響の荷重係数

## ii) 土圧力の計算

《地震の影響を考慮しない場合》

- ・地表載荷荷重による土圧



地表載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.500 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \cos\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 10.000 \times \cos(30^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 321.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 5.000 \text{ (m)}$$

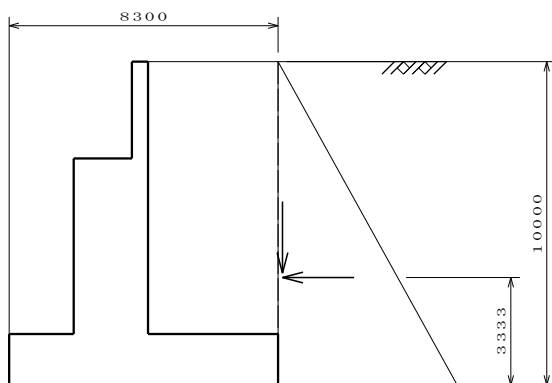
鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \sin\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 10.000 \times \sin(30^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 185.73 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.300 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$   
 土圧作用面の壁面摩擦角  $\delta = 30^\circ 0'$   
 奥行き方向土圧作用幅  $L = 12.500 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 10.000^2 \times \cos(30^\circ 0') \times 12.500 \\
 &= 3056.14 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.333 \text{ (m)}$$

鉛直力

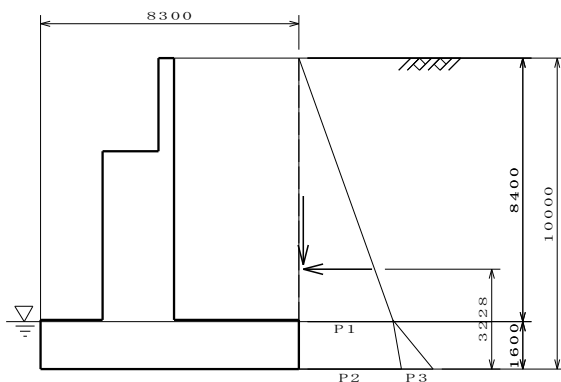
$$\begin{aligned}
 P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \sin\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 10.000^2 \times \sin(30^\circ 0') \times 12.500 \\
 &= 1764.46 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.300 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧（水位と水圧を考慮）

水位：洪水時水位



裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
裏込め土砂の単位体積重量（水中）	$\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 30^\circ 0'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 12.500 \text{ (m)}$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.29717 \times 8.400 \\ &= 47.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A1} \cdot H_4 \\ &= 47.43 + 10.00 \times 0.29717 \times 1.600 \\ &= 52.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= W_0 \cdot H_4 \\ &= 9.80 \times 1.600 \\ &= 15.68 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \{ (P_1 \cdot H_3 + (P_1 + P_2) \cdot H_4) \cos \delta + P_3 \cdot H_4 \} \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times \{ (47.43 \times 8.400 + (47.43 + 52.18) \times 1.600) \times \cos(30^\circ 0') + 15.68 \times 1.60 \} \times 12.500 \\ &= 3175.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.228 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \{ (P_1 \cdot H_3 + (P_1 + P_2) \cdot H_4) \sin \delta \} \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times \{ (47.43 \times 8.400 + (47.43 + 52.18) \times 1.600) \times \sin(30^\circ 0') \} \times 12.500 \\ &= 1743.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

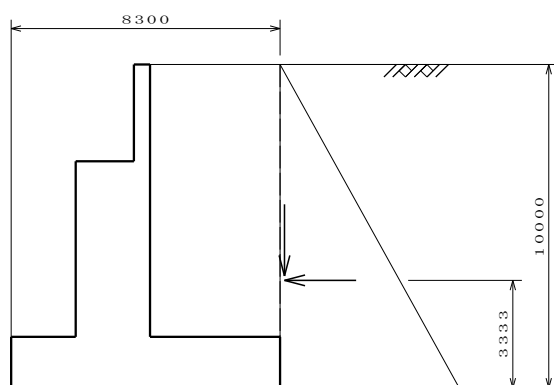
鉛直力作用位置

$$X_P = 8.300 \text{ (m)}$$

《地震の影響を考慮する場合》

⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧（水位無視）



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.500 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.33760 \times 10.000^2 \times \cos(15^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 3872.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.333 \text{ (m)}$$

鉛直力

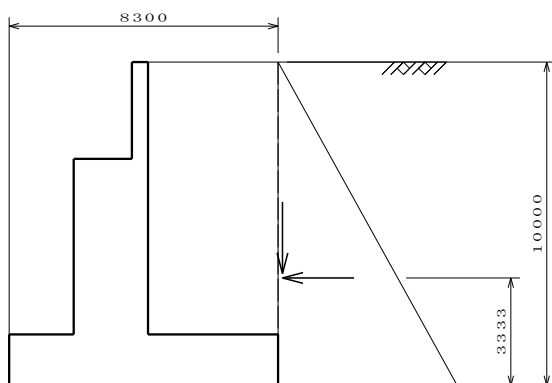
$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \sin\delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.33760 \times 10.000^2 \times \sin(15^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 1037.61 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.300 \text{ (m)}$$

## ⑩ D+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.500 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 10.000^2 \times \cos(15^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 4762.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.333 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \sin \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 10.000^2 \times \sin(15^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 1276.11 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.300 \text{ (m)}$$

## 4-2 荷重集計

## (1) 橋軸方向

1) 荷重ケース : D

評価対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.05	1852.69	3208.95	8.300	3.333	15377.31	10696.50
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00
合計	—	—	—	—	22579.69	3208.95	—	—	110784.45	10696.50
$M_x - M_y = 100087.95$										

2) 荷重ケース : D+U

評価対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.05	1830.22	3334.68	8.300	3.228	15190.84	10763.55
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00
合計	—	—	—	—	20849.08	3334.68	—	—	103509.19	10763.55
$M_x - M_y = 92745.64$										

3) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.00	500.00	—	6.300	—	3150.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.00	1764.46	3056.14	8.300	3.333	14645.05	10187.14
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	23540.20	3377.84	—	—	114655.59	11795.64
$M_x - M_y = 102859.95$										

4) 荷重ケース : D+L+(U) (載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.00	-1626.80	—	4.150	—	-6751.22	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.00	500.00	—	6.300	—	3150.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.00	1743.07	3175.88	8.300	3.228	14467.46	10251.00
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	21892.00	3497.58	—	—	107726.77	11859.50
$M_x - M_y = 95867.28$										

- 5) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.00	1764.46	3056.14	8.300	3.333	14645.05	10187.14
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	23040.20	3377.84	—	—	111505.59	11795.64
$M_x - M_y = 99709.95$										

- 6) 荷重ケース : D+L+(U)(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.00	-1626.80	—	4.150	—	-6751.22	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.00	1743.07	3175.88	8.300	3.228	14467.46	10251.00
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	21392.00	3497.58	—	—	104576.77	11859.50
$M_x - M_y = 92717.28$										

- 7) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.00	500.00	—	6.300	—	3150.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.00	1764.46	3056.14	8.300	3.333	14645.05	10187.14
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	23540.20	3377.84	—	—	114655.59	11795.64
$M_x - M_y = 102859.95$										

- 8) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.00	-1626.80	—	4.150	—	-6751.22	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.00	500.00	—	6.300	—	3150.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.00	1743.07	3175.88	8.300	3.228	14467.46	10251.00
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	21892.00	3497.58	—	—	107726.77	11859.50
$M_x - M_y = 95867.28$										

- 9) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.00	1764.46	3056.14	8.300	3.333	14645.05	10187.14
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	23040.20	3377.84	—	—	111505.59	11795.64
									$M_x - M_y = 99709.95$	

- 10) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.00	8330.00	—	3.688	—	30719.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.00	-1626.80	—	4.150	—	-6751.22	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.00	630.00	—	1.000	—	630.00	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.00	7980.00	—	6.300	—	50274.00	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.00	185.73	321.70	8.300	5.000	1541.58	1608.50
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.00	1743.07	3175.88	8.300	3.228	14467.46	10251.00
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	13695.00	0.00
合計	—	—	—	—	21392.00	3497.58	—	—	104576.77	11859.50
									$M_x - M_y = 92717.28$	

- 11) 荷重ケース : ①D  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.05	1852.69	3208.95	8.300	3.333	15377.31	10696.50
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00
合計	—	—	—	—	22579.69	3208.95	—	—	110784.45	10696.50
									$M_x - M_y = 100087.95$	

- 12) 荷重ケース : ①D+U  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.05	1830.22	3334.68	8.300	3.228	15190.84	10763.55
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	9702.00	0.00
合計	—	—	—	—	20849.08	3334.68	—	—	103509.19	10763.55
									$M_x - M_y = 92745.64$	

## 13) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.05	525.00	—	6.300	—	3307.50	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.05	195.02	337.78	8.300	5.000	1618.66	1688.92
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.05	1852.69	3208.95	8.300	3.333	15377.31	10696.50
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00
合計	—	—	—	—	24987.21	3546.73	—	—	121279.36	12385.42
									$M_x - M_y = 108893.94$	

## 14) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
地表面載荷荷重	500.00	—	1.00	1.05	525.00	—	6.300	—	3307.50	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.05	195.02	337.78	8.300	5.000	1618.66	1688.92
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.05	1830.22	3334.68	8.300	3.228	15190.84	10763.55
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00
合計	—	—	—	—	23256.60	3672.46	—	—	114004.10	12452.47
									$M_x - M_y = 101551.63$	

## 15) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.05	195.02	337.78	8.300	5.000	1618.66	1688.92
裏込め土土圧	1764.46	3056.14	1.00	1.05	1852.69	3208.95	8.300	3.333	15377.31	10696.50
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00
合計	—	—	—	—	24462.21	3546.73	—	—	117971.86	12385.42
									$M_x - M_y = 105586.44$	

## 16) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
地表面載荷荷重土圧	185.73	321.70	1.00	1.05	195.02	337.78	8.300	5.000	1618.66	1688.92
裏込め土土圧	1743.07	3175.88	1.00	1.05	1830.22	3334.68	8.300	3.228	15190.84	10763.55
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	15270.75	0.00
合計	—	—	—	—	22731.60	3672.46	—	—	110696.60	12452.47
									$M_x - M_y = 98244.13$	

## 17) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体慣性力	—	1666.00	1.00 0.50	1.05 1.00	—	874.65	—	2.823	—	2468.96
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土慣性力	—	1276.80	1.00 0.50	1.05 1.00	—	670.32	—	5.800	—	3887.86
裏込め土土圧	1037.61	3872.40	1.00	1.05	1089.49	4066.02	8.300	3.333	9042.73	13553.39
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	9702.00	4292.40
合計	—	—	—	—	21816.49	6198.99	—	—	104449.88	24202.60
$M_x - M_y = 80247.28$										

## 18) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体慣性力	—	1666.00	1.00 0.50	1.05 1.00	—	874.65	—	2.823	—	2468.96
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土慣性力	—	1276.80	1.00 0.50	1.05 1.00	—	670.32	—	5.800	—	3887.86
裏込め土土圧	1037.61	3872.40	1.00	1.05	1089.49	4066.02	8.300	3.333	9042.73	13553.39
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	9702.00	4292.40
合計	—	—	—	—	20108.35	6198.99	—	—	97361.09	24202.60
$M_x - M_y = 73158.49$										

## 19) 荷重ケース : ⑩D+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体慣性力	—	1666.00	1.00 1.00	1.05 1.00	—	1749.30	—	2.823	—	4937.91
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土慣性力	—	1276.80	1.00 1.00	1.05 1.00	—	1340.64	—	5.800	—	7775.71
裏込め土土圧	1276.11	4762.50	1.00	1.05	1339.91	5000.62	8.300	3.333	11121.27	16668.74
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	9702.00	8584.80
合計	—	—	—	—	22066.91	9266.56	—	—	106528.41	37967.16
$M_x - M_y = 68561.25$										

20) 荷重ケース : ⑩D+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
躯体自重	8330.00	—	1.00	1.05	8746.50	—	3.688	—	32255.94	—
躯体慣性力	—	1666.00	1.00	1.05	—	1749.30	—	2.823	—	4937.91
			1.00	1.00						
躯体浮力	-1626.80	—	1.00	1.05	-1708.14	—	4.150	—	-7088.78	—
前フーチング上載土自重	630.00	—	1.00	1.05	661.50	—	1.000	—	661.50	—
裏込め土自重	7980.00	—	1.00	1.05	8379.00	—	6.300	—	52787.70	—
裏込め土慣性力	—	1276.80	1.00	1.05	—	1340.64	—	5.800	—	7775.71
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	1276.11	4762.50	1.00	1.05	1339.91	5000.62	8.300	3.333	11121.27	16668.74
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	9702.00	8584.80
合計	—	—	—	—	20358.77	9266.56	—	—	99439.63	37967.16
									$M_x - M_y = 61472.46$	

## 5 基礎部の安定、変位の制限 (直接基礎)

## 5-1 評価項目

## 5-1-1 基礎の変位に関する評価

永続作用支配状況において評価を行なう。

## (1) 基礎部底面における鉛直地盤反力度

$$q_{\max}, q_{\min} \leq \text{鉛直地盤反力度の制限値}$$

ここに、

$q_{\max}, q_{\min}$  : 基礎部底面における最大地盤反力度, 最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

・荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布  $e < B/6$ )

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

・荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布  $e \geq B/6$ )

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

V : 基礎部底面に作用する鉛直力 (kN)

D : 基礎部の奥行き (m)

B : 基礎部の幅 (m)

e : 荷重の偏心距離 (m)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

M : 基礎部前面を中心とするモーメント (kN・m)

X : 底面反力の作用幅 (m)

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

基礎の変位を抑制するための基礎部底面での鉛直地盤反力度の制限値  
(支持層が粘性土, 砂地盤又は砂れき地盤の場合)

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m <sup>2</sup> )
粘性土地盤	200
砂	400
砂れき地盤	700

## (2) 基礎部底面に作用する水平荷重について

$$\text{基礎部底面に作用する水平荷重} \leq H_{dp}$$

ここに、

$H_{dp}$  : 基礎の変位を抑制するための基礎部底面地盤でのせん断地盤反力の制限値 (kN)

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u$$

$\lambda_b$  : 水平変位を抑制するための係数で, 0.65とする。

$H_u$  : 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN)

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$c_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tan \phi_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の摩擦係数

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D$$

V : 基礎部底面に作用する鉛直力 (kN) ただし, 浮力を差引いた値とする。

## (3) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置について

$$e \leq \frac{B}{6}$$

ここに、

e : 基礎部底面における設計鉛直作用力の合力の偏心距離

B : 基礎部の幅

## 5-1-2 耐荷性能の評価

## (1) 鉛直荷重による支持について

(支持層が粘性土、砂地盤又は砂れき地盤の場合)

$$F_r \leq Q_{yd}$$

ここに、

 $F_r$  : 基礎部底面に作用する合力(kN)

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}}$$

$$v = \frac{V}{Q_u}, \quad h = \frac{H}{(H_u/V) \cdot Q_u}, \quad m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u}$$

 $H_u$  : 基礎部底面と基礎地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値(kN)

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

 $c_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の付着力(kN/m<sup>2</sup>)

 $\phi_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の摩擦角(°)

 $A_e$  : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

 $V$  : 基礎部底面に作用する鉛直力(kN) ただし、浮力を差引いた値とする。

 $Q_u$  : 基礎部底面での基礎地盤の極限鉛直支持力の特性値(kN)

$$Q_u = A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma)$$

 $A$  : 基礎部の底面積(m<sup>2</sup>)

 $c$  : 粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

 $q$  : 上載荷重の特性値(kN/m<sup>2</sup>)で、 $q = \gamma_2 \cdot D_f$ 
 $\gamma_1, \gamma_2$  : 基礎地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

 $D_f$  : 上載荷重として考慮する基礎部の根入れ深さ(m)

 $B$  : 基礎部の幅(m)

 $\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

形状係数	基礎部底面の形状		
	帯状	正方形、円形	長方形、楕円形、小判形
$\alpha$	1.0	1.3	$1 + 0.3 (B/D)$
$\beta$	1.0	0.6	$1 - 0.4 (B/D)$

ここに、 $B, D$  : 基礎部の幅(m)。ただし、 $B/D > 1$ の場合には、 $B/D = 1$ とする。
 $\kappa$  : 支持層への根入れ効果に対する割増係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B}$$

 $D_f'$  : 支持層又は支持層と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

 $N_c, N_q, N_\gamma$  : 帯基礎の支持力係数

 $\zeta_c$  : 地盤の種類の違いを考慮する係数で、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合は1.00、粘性土地盤の場合には0.55とする。

 $S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数で、 $S_c = (c^*)^\lambda$ ,  $S_q = (q^*)^\nu$ ,  $S_\gamma = (B^*)^\mu$ 
 $\lambda, \nu, \mu$  : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)

 $c^*$  :  $c^* = c/c_0$  ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$  とする。

 $c_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)

 $q^*$  :  $q^* = q/q_0$  ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$  とする。

 $q_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>) とする。

$V, H, M$  : 基礎部底面に作用する鉛直力 (kN) , 水平力 (kN) 及び転倒モーメント (kN・m)

$Q_{yd}$  : 基礎部底面での基礎地盤の支持力の制限値 (kN)

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y$$

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_Y$  : 抵抗係数

調査・解析係数及び抵抗係数	
調査・解析係数 $\xi_1$	抵抗係数 $\Phi_Y$
0.90	0.90

$Q_y$  : 基礎部底面での基礎地盤の降伏鉛直支持力の特性値 (kN) で、基礎部底面での基礎地盤の極限鉛直支持力の0.65倍とする。

## (2) 水平荷重について

$$\text{基礎部底面に作用する水平荷重} \leq H_d = \xi_1 (\xi_2 \cdot \Phi_U) H_u$$

ここに、

$H_d$  : 基礎部底面でのせん断地盤反力の制限値(kN)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_U$  : 抵抗係数

調査・解析係数 $\xi_1$	部材・構造係数 $\xi_2$ と抵抗係数 $\Phi_U$ の積
0.90	0.95

$H_u$  : 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN)

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$c_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tan \phi_B$  : 基礎部底面と基礎地盤との間の摩擦係数

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$V$  : 基礎部底面に作用する鉛直力 (kN) ただし、浮力を差引いた値とする。

## (3) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置について

$$e \leq \frac{B}{3}$$

ここに、

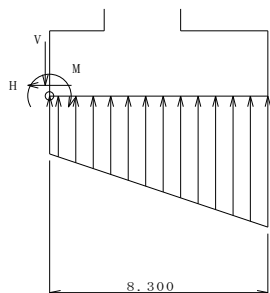
$e$  : 基礎部底面における設計鉛直作用力の合力の偏心距離

$B$  : 基礎部の幅

## 5-2 基礎部の安定、変位の制限の評価

## 5-2-1 橋軸方向

- (1) 荷重ケース : D  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : ① D  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 22579.69 \text{ (kN)} \\ H &= 3208.95 \text{ (kN)} \\ M &= 100087.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- ・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{100087.95}{22579.69} = -0.283 \text{ (m)}$$

$$e = -0.283 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- ・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22579.69}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.283}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 173.17 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 262.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- ・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.283) \times 12.500 = 96.684 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 96.684 + 22579.69 \times 0.600 = 13547.81 \text{ (kN)}$$

- ・基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 13547.81 = 8806.08 \text{ (kN)}$$

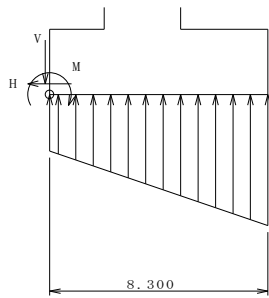
- ・水平荷重に対する評価

$$H = 3208.95 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 8806.08 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.283| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (2) 荷重ケース : D+U  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : ① D  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 20849.08 \text{ (kN)} \\ H &= 3334.68 \text{ (kN)} \\ M &= 92745.64 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- 荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{92745.64}{20849.08} = -0.298 \text{ (m)}$$

$$e = -0.298 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20849.08}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.298}{8.300} \right) \\ &= \begin{matrix} 157.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 244.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- 有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.298) \times 12.500 = 96.289 \text{ (m}^2\text{)}$$

- 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 96.289 + 20849.08 \times 0.600 = 12509.45 \text{ (kN)}$$

- 基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 12509.45 = 8131.14 \text{ (kN)}$$

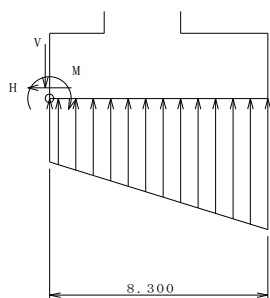
- 水平荷重に対する評価

$$H = 3334.68 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 8131.14 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.298| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (3) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 23540.20 \text{ (kN)} \\ H &= 3377.84 \text{ (kN)} \\ M &= 102859.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- 荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{102859.95}{23540.20} = -0.220 \text{ (m)}$$

$$e = -0.220 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23540.20}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.220}{8.300} \right) \\ &= \frac{190.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}}{262.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- 有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.220) \times 12.500 = 98.261 \text{ (m}^2\text{)}$$

- 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 98.261 + 23540.20 \times 0.600 = 14124.12 \text{ (kN)}$$

- 基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 14124.12 = 9180.68 \text{ (kN)}$$

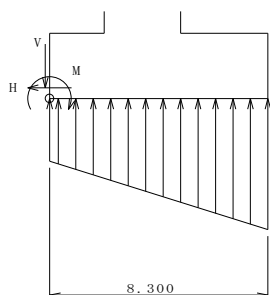
- 水平荷重に対する評価

$$H = 3377.84 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 9180.68 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.220| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (4) 荷重ケース : D+L+(U) (載荷荷重あり)  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 21892.00 \text{ (kN)} \\ H &= 3497.58 \text{ (kN)} \\ M &= 95867.28 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- ・ 荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{95867.28}{21892.00} = -0.229 \text{ (m)}$$

$$e = -0.229 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- ・ 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{21892.00}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.229}{8.300} \right) \\ &= \begin{matrix} 176.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 245.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- ・ 有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.229) \times 12.500 = 98.022 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・ 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 98.022 + 21892.00 \times 0.600 = 13135.20 \text{ (kN)}$$

- ・ 基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 13135.20 = 8537.88 \text{ (kN)}$$

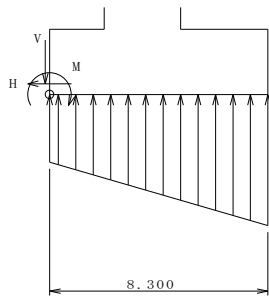
- ・ 水平荷重に対する評価

$$H = 3497.58 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 8537.88 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.229| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (5) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 23040.20 \text{ (kN)} \\ H &= 3377.84 \text{ (kN)} \\ M &= 99709.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- 荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{99709.95}{23040.20} = -0.178 \text{ (m)}$$

$$e = -0.178 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23040.20}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.178}{8.300} \right) \\ &= \frac{193.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}}{250.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- 有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.178) \times 12.500 = 99.309 \text{ (m}^2\text{)}$$

- 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 99.309 + 23040.20 \times 0.600 = 13824.12 \text{ (kN)}$$

- 基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 13824.12 = 8985.68 \text{ (kN)}$$

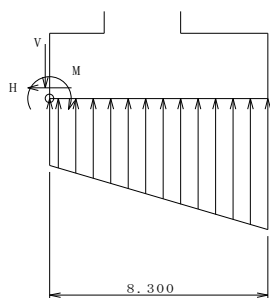
- 水平荷重に対する評価

$$H = 3377.84 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 8985.68 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.178| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (6) 荷重ケース : D+L+(U) (載荷荷重なし)  
 評価対象 : 基礎の変位  
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 21392.00 \text{ (kN)} \\ H &= 3497.58 \text{ (kN)} \\ M &= 92717.28 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直荷重に対する評価 >>

- 荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{92717.28}{21392.00} = -0.184 \text{ (m)}$$

$$e = -0.184 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{21392.00}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.184}{8.300} \right) \\ &= \begin{matrix} 178.73 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 233.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix} \leq q_a = 700.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

<< 水平荷重に対する評価 >>

- 有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.184) \times 12.500 = 99.145 \text{ (m}^2\text{)}$$

- 基礎部底面と基礎地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_b = 0.000 \times 99.145 + 21392.00 \times 0.600 = 12835.20 \text{ (kN)}$$

- 基礎の変位を抑制するための基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_{dp} = \lambda_b \cdot H_u = 0.65 \times 12835.20 = 8342.88 \text{ (kN)}$$

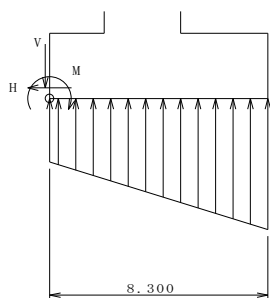
- 水平荷重に対する評価

$$H = 3497.58 \text{ (kN)} \leq H_{dp} = 8342.88 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する評価 >>

$$|e| = |-0.184| \text{ (m)} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.300}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

- (7) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 耐久性能  
 作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 23540.20 \text{ (kN)} \\ H &= 3377.84 \text{ (kN)} \\ M &= 102859.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

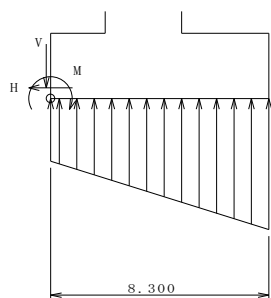
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{102859.95}{23540.20} = -0.220 \text{ (m)}$$

$$e = -0.220 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23540.20}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.220}{8.300} \right) \\ &= 190.88 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 262.90 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- (8) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 耐久性能  
 作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 21892.00 \text{ (kN)} \\ H &= 3497.58 \text{ (kN)} \\ M &= 95867.28 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・ 荷重の偏心距離

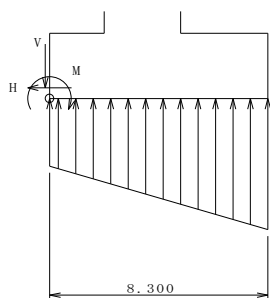
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{95867.28}{21892.00} = -0.229 \text{ (m)}$$

$$e = -0.229 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・ 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{21892.00}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.229}{8.300} \right) \\ &= 176.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 245.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- (9) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 耐久性能  
 作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 23040.20 \text{ (kN)} \\ H &= 3377.84 \text{ (kN)} \\ M &= 99709.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・ 荷重の偏心距離

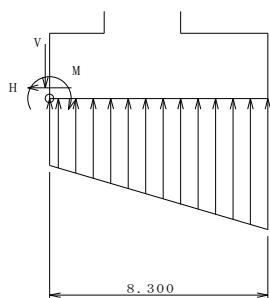
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{99709.95}{23040.20} = -0.178 \text{ (m)}$$

$$e = -0.178 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・ 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23040.20}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.178}{8.300} \right) \\ &= 193.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 250.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- (10) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 耐久性能  
 作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 21392.00 \text{ (kN)} \\ H &= 3497.58 \text{ (kN)} \\ M &= 92717.28 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・ 荷重の偏心距離

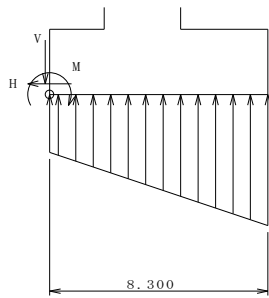
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{92717.28}{21392.00} = -0.184 \text{ (m)}$$

$$e = -0.184 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・ 鉛直地盤反力度

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{21392.00}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.184}{8.300} \right) \\ &= 178.73 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 233.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- (11) 荷重ケース : ①D  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ① D  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 22579.69 \text{ (kN)} \\ H &= 3208.95 \text{ (kN)} \\ M &= 100087.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 57.000 \times 48.920 \times 0.55981 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 21.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 365998.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 3.000 = 57.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (5.70)^{-1/3} = 0.55981$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{57.00}{10.0} = 5.70$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{100087.95}{22579.69} = -0.283 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.283) \times 12.500 = 96.684 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 96.684 + 22579.69 \times 0.600 = 13547.81 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{22579.69}{365998.22} = 0.06169$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{3208.95}{(13547.81/22579.69) \times 365998.22} = 0.01461$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-6382.23}{0.48 \times 8.300 \times 365998.22} = -0.00438$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{22579.69}{1 - \left( \frac{0.01461^2 + -0.00438^2}{0.06169^2} \right)^{1/2}} = 29996.59 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 365998.22 = 192698.05 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 29996.59 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 192698.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 13547.81 = 11583.38 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 3208.95 \text{ (kN)} \leq H_d = 11583.38 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.283| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

$$e = -0.283 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

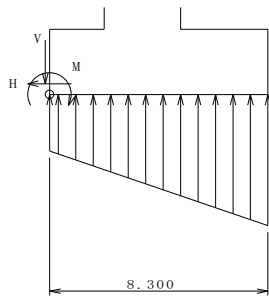
・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22579.69}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.283}{8.300} \right)$$

$$= 173.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 262.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- (12) 荷重ケース : ①D+U  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ① D  
 設計状況 : 永続作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 20849.08 \text{ (kN)} \\ H &= 3334.68 \text{ (kN)} \\ M &= 92745.64 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 42.600 \times 48.920 \times 0.61687 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 12.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 251449.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.000 \times 1.400 + 10.000 \times 1.600 = 42.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (4.26)^{-1/3} = 0.61687$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{42.60}{10.0} = 4.26$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{92745.64}{20849.08} = -0.298 \text{ (m)}$$

- ・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.298) \times 12.500 = 96.289 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 96.289 + 20849.08 \times 0.600 = 12509.45 \text{ (kN)}$$

- ・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{20849.08}{251449.59} = 0.08292$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{3334.68}{(12509.45/20849.08) \times 251449.59} = 0.02210$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-6221.96}{0.48 \times 8.300 \times 251449.59} = -0.00621$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{20849.08}{1 - \left( \frac{0.02210^2 + (-0.00621)^2}{0.08292^2} \right)^{1/2}} = 28832.79 \text{ (kN)}$$

- ・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 251449.59 = 132388.20 \text{ (kN)}$$

- ・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 28832.79 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 132388.20 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

- ・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 12509.45 = 10695.58 \text{ (kN)}$$

- ・水平荷重に対する評価

$$H = 3334.68 \text{ (kN)} \leq H_d = 10695.58 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.298| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

- ・荷重の偏心距離

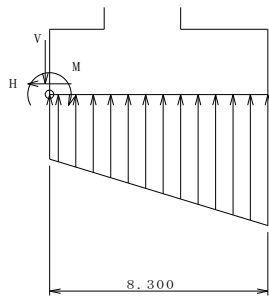
$$e = -0.298 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

- ・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20849.08}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.298}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 157.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 244.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (13) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ② D+L  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 24987.21 \text{ (kN)} \\ H &= 3546.73 \text{ (kN)} \\ M &= 108893.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 57.000 \times 48.920 \times 0.55981 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 21.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 365998.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 3.000 = 57.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (5.70)^{-1/3} = 0.55981$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{57.00}{10.0} = 5.70$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{108893.95}{24987.21} = -0.208 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.208) \times 12.500 = 98.550 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 98.550 + 24987.21 \times 0.600 = 14992.33 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{24987.21}{365998.22} = 0.06827$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{3546.73}{(14992.33/24987.21) \times 365998.22} = 0.01615$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-5197.03}{0.48 \times 8.300 \times 365998.22} = -0.00356$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{24987.21}{1 - \left( \frac{0.01615^2 + (-0.00356)^2}{0.06827^2} \right)^{1/2}} = 32976.04 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 365998.22 = 192698.05 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 32976.04 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 192698.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 14992.33 = 12818.44 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 3546.73 \text{ (kN)} \leq H_d = 12818.44 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.208| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

$$e = -0.208 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

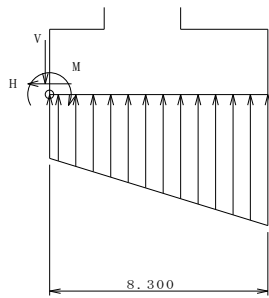
・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{24987.21}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.208}{8.300} \right)$$

$$= 204.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 277.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- (14) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重あり)  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ② D+L  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 23256.60 \text{ (kN)} \\ H &= 3672.46 \text{ (kN)} \\ M &= 101551.63 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 42.600 \times 48.920 \times 0.61687 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 12.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 251449.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.000 \times 1.400 + 10.000 \times 1.600 = 42.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (4.26)^{-1/3} = 0.61687$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{42.60}{10.0} = 4.26$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{101551.63}{23256.60} = -0.217 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.217) \times 12.500 = 98.336 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 98.336 + 23256.60 \times 0.600 = 13953.96 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{23256.60}{251449.59} = 0.09249$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{3672.46}{(13953.96/23256.60) \times 251449.59} = 0.02434$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-5036.75}{0.48 \times 8.300 \times 251449.59} = -0.00503$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{23256.60}{1 - \left( \frac{0.02434^2 + (-0.00503)^2}{0.09249^2} \right)^{1/2}} = 31803.44 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 251449.59 = 132388.20 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 31803.44 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 132388.20 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 13953.96 = 11930.64 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 3672.46 \text{ (kN)} \leq H_d = 11930.64 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.217| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

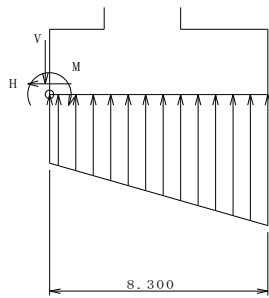
$$e = -0.217 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23256.60}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.217}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 189.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 259.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (15) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ② D+L  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 24462.21 \text{ (kN)} \\ H &= 3546.73 \text{ (kN)} \\ M &= 105586.45 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 57.000 \times 48.920 \times 0.55981 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 21.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 365998.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 3.000 = 57.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (5.70)^{-1/3} = 0.55981$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{57.00}{10.0} = 5.70$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{105586.45}{24462.21} = -0.166 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.166) \times 12.500 = 99.592 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 99.592 + 24462.21 \times 0.600 = 14677.33 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{24462.21}{365998.22} = 0.06684$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{3546.73}{(14677.33/24462.21) \times 365998.22} = 0.01615$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-4068.28}{0.48 \times 8.300 \times 365998.22} = -0.00279$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{24462.21}{1 - \left( \frac{0.01615^2 + (-0.00279)^2}{0.06684^2} \right)^{1/2}} = 32409.98 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 365998.22 = 192698.05 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 32409.98 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 192698.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 14677.33 = 12549.11 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 3546.73 \text{ (kN)} \leq H_d = 12549.11 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.166| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

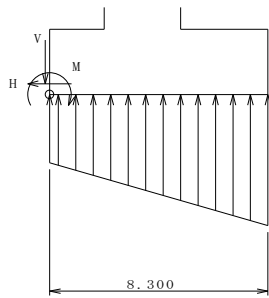
$$e = -0.166 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{24462.21}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.166}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 207.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 264.13 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (16) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重なし)  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ② D+L  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 22731.60 \text{ (kN)} \\ H &= 3672.46 \text{ (kN)} \\ M &= 98244.13 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 42.600 \times 48.920 \times 0.61687 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 12.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 251449.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.000 \times 1.400 + 10.000 \times 1.600 = 42.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (4.26)^{-1/3} = 0.61687$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{42.60}{10.0} = 4.26$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{98244.13}{22731.60} = -0.172 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.172) \times 12.500 = 99.452 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 99.452 + 22731.60 \times 0.600 = 13638.96 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{22731.60}{251449.59} = 0.09040$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V) Q_u} = \frac{3672.46}{(13638.96/22731.60) \times 251449.59} = 0.02434$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{-3907.99}{0.48 \times 8.300 \times 251449.59} = -0.00390$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{22731.60}{1 - \left( \frac{0.02434^2 + (-0.00390)^2}{0.09040^2} \right)^{1/2}} = 31254.71 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 251449.59 = 132388.20 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 31254.71 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 132388.20 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 13638.96 = 11661.31 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 3672.46 \text{ (kN)} \leq H_d = 11661.31 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$|e| = |-0.172| \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

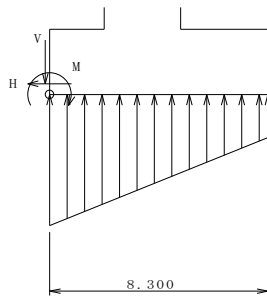
$$e = -0.172 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22731.60}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.172}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 191.87 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 246.33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (17) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 21816.49 \text{ (kN)} \\ H &= 6198.99 \text{ (kN)} \\ M &= 80247.27 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 57.000 \times 48.920 \times 0.55981 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 21.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 365998.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 3.000 = 57.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (5.70)^{-1/3} = 0.55981$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{57.00}{10.0} = 5.70$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{80247.27}{21816.49} = 0.472 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.472) \times 12.500 = 91.957 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 91.957 + 21816.49 \times 0.600 = 13089.89 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{21816.49}{365998.22} = 0.05961$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{6198.99}{(13089.89/21816.49) \times 365998.22} = 0.02823$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{10291.15}{0.48 \times 8.300 \times 365998.22} = 0.00706$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{21816.49}{1 - \left( \frac{0.02823^2 + 0.00706^2}{0.05961^2} \right)^{1/2}} = 42622.61 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 365998.22 = 192698.05 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 42622.61 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 192698.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 13089.89 = 11191.86 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 6198.99 \text{ (kN)} \leq H_d = 11191.86 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$e = 0.472 \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

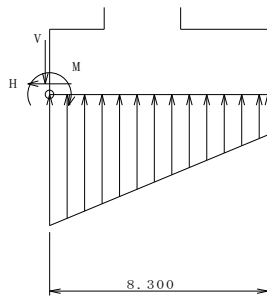
$$e = 0.472 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{21816.49}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.472}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 281.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 138.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (18) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ+U  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 20108.35 \text{ (kN)} \\ H &= 6198.99 \text{ (kN)} \\ M &= 73158.48 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 42.600 \times 48.920 \times 0.61687 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 12.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 251449.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.000 \times 1.400 + 10.000 \times 1.600 = 42.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (4.26)^{-1/3} = 0.61687$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{42.60}{10.0} = 4.26$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{73158.48}{20108.35} = 0.512 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 0.512) \times 12.500 = 90.955 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 90.955 + 20108.35 \times 0.600 = 12065.01 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{20108.35}{251449.59} = 0.07997$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{6198.99}{(12065.01/20108.35) \times 251449.59} = 0.04109$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{10291.15}{0.48 \times 8.300 \times 251449.59} = 0.01027$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{20108.35}{1 - \left( \frac{0.04109^2 + 0.01027^2}{0.07997^2} \right)^{1/2}} = 42748.62 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 251449.59 = 132388.20 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 42748.62 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 132388.20 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 12065.01 = 10315.58 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 6198.99 \text{ (kN)} \leq H_d = 10315.58 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$e = 0.512 \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

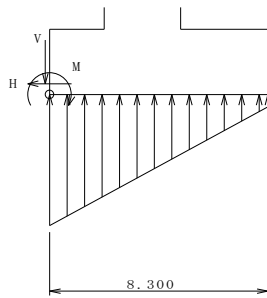
$$e = 0.512 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20108.35}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.512}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 265.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 122.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (19) 荷重ケース : ⑩D+EQ  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ⑩ D+EQ  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 22066.91 \text{ (kN)} \\ H &= 9266.56 \text{ (kN)} \\ M &= 68561.25 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 57.000 \times 48.920 \times 0.55981 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 21.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 365998.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 3.000 = 57.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (5.70)^{-1/3} = 0.55981$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{57.00}{10.0} = 5.70$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{68561.25}{22066.91} = 1.043 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 1.043) \times 12.500 = 77.674 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 77.674 + 22066.91 \times 0.600 = 13240.15 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{22066.91}{365998.22} = 0.06029$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{9266.56}{(13240.15/22066.91) \times 365998.22} = 0.04220$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{23016.44}{0.48 \times 8.300 \times 365998.22} = 0.01578$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{22066.91}{1 - \left( \frac{0.04220^2 + 0.01578^2}{0.06029^2} \right)^{1/2}} = 87306.37 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 365998.22 = 192698.05 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 87306.37 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 192698.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 13240.15 = 11320.33 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 9266.56 \text{ (kN)} \leq H_d = 11320.33 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$e = 1.043 \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

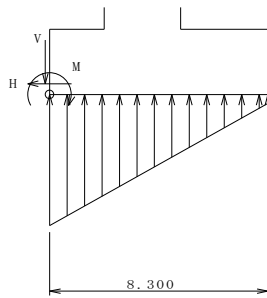
$$e = 1.043 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22066.91}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.043}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 373.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 52.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

- (20) 荷重ケース : ⑩D+EQ+U  
 評価対象 : 耐荷性能  
 作用の組合せ : ⑩ D+EQ  
 設計状況 : 変動作用支配状況



$$\begin{aligned} V &= 20358.77 \text{ (kN)} \\ H &= 9266.56 \text{ (kN)} \\ M &= 61472.46 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

《 鉛直荷重に対する支持の限界状態1・限界状態3 》

・基礎部底面地盤の極限鉛直支持力の特性値

$$\begin{aligned} Q_u &= A \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\ &= 103.750 \times (1.199 \times 1.036 \times 0.000 \times 61.335 \times 1.00000 \times 1.00 + 1.036 \times 42.600 \times 48.920 \times 0.61687 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 12.000 \times 0.734 \times 8.300 \times 60.430 \times 0.49390) \\ &= 251449.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

$$A = B \cdot D = 8.300 \times 12.500 = 103.750 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.000 \times 1.400 + 10.000 \times 1.600 = 42.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot \frac{B}{D} = 1 + 0.3 \times \frac{8.300}{12.500} = 1.199$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{D} = 1 - 0.4 \times \frac{8.300}{12.500} = 0.734$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B} = 1 + 0.3 \times \frac{1.000}{8.300} = 1.036$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (1.00)^{-1/3} = 1.00000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (4.26)^{-1/3} = 0.61687$$

$$S_\gamma = (B)^\mu = (8.300)^{-1/3} = 0.49390$$

※ 寸法効果の程度を表す係数  $\lambda = \nu = \mu = -\frac{1}{3}$  とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.00}{10.0} = 1.00$$

$$c_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{42.60}{10.0} = 4.26$$

$$q_0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・荷重の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.300}{2} - \frac{61472.46}{20358.77} = 1.131 \text{ (m)}$$

・有効載荷面積

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (8.300 - 2 \times 1.131) \times 12.500 = 75.486 \text{ (m}^2\text{)}$$

・基礎部底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B = 0.000 \times 75.486 + 20358.77 \times 0.600 = 12215.26 \text{ (kN)}$$

・基礎部底面に作用する合力

$$v = \frac{V}{Q_u} = \frac{20358.77}{251449.59} = 0.08097$$

$$h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u} = \frac{9266.56}{(12215.26/20358.77) \times 251449.59} = 0.06142$$

$$m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u} = \frac{23016.44}{0.48 \times 8.300 \times 251449.59} = 0.02298$$

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} = \frac{20358.77}{1 - \left( \frac{0.06142^2 + 0.02298^2}{0.08097^2} \right)^{1/2}} = 107119.22 \text{ (kN)}$$

・基礎底面地盤の支持力の制限値

$$Q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot Q_y = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot 0.65 \cdot Q_u = 0.90 \times 0.90 \times 0.65 \times 251449.59 = 132388.20 \text{ (kN)}$$

・鉛直荷重に対する評価

$$F_r = 107119.22 \text{ (kN)} \leq Q_{yd} = 132388.20 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 水平荷重に対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

・基礎部底面でのせん断力の制限値

$$H_d = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_v) \cdot H_u = 0.90 \times 0.95 \times 12215.26 = 10444.05 \text{ (kN)}$$

・水平荷重に対する評価

$$H = 9266.56 \text{ (kN)} \leq H_d = 10444.05 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

<< 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1・限界状態3 >>

$$e = 1.131 \text{ (m)} \leq \frac{B}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ (m)} \text{ ----- OK}$$

<< 鉛直地盤反力度 >>

・荷重の偏心距離

$$e = 1.131 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = 1.383 \text{ (m)} \text{ なので、台形分布となる。}$$

・鉛直地盤反力度

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20358.77}{12.500 \times 8.300} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.131}{8.300} \right)$$

$$= \begin{matrix} 356.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 35.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{matrix}$$

## 5-3 フーチングの剛体判定

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 140000.0$$

$$= 466666.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{103.750}$$

$$= 10.186 \text{ (m)}$$

$$k = k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 466666.7 \left( \frac{10.186}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 33178.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = 4\sqrt{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = 4\sqrt{\frac{3 \times 33178.2}{25000000.0 \times 1.600^3}}$$

$$= 0.177 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

- $k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_{v0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m)  
 $E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数  
 $A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)  
 $E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $h$  : フーチングの平均厚さ (m)

$$\lambda = \max(l, b) = 4.000 \text{ (m)}$$

$$l = 0.000 \text{ (m)}$$

$$b = 4.000 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\lambda : \text{フーチングの換算突出長 (m)}$$

以上より、

$$\beta \cdot \lambda = 0.706 \leq 1.0$$

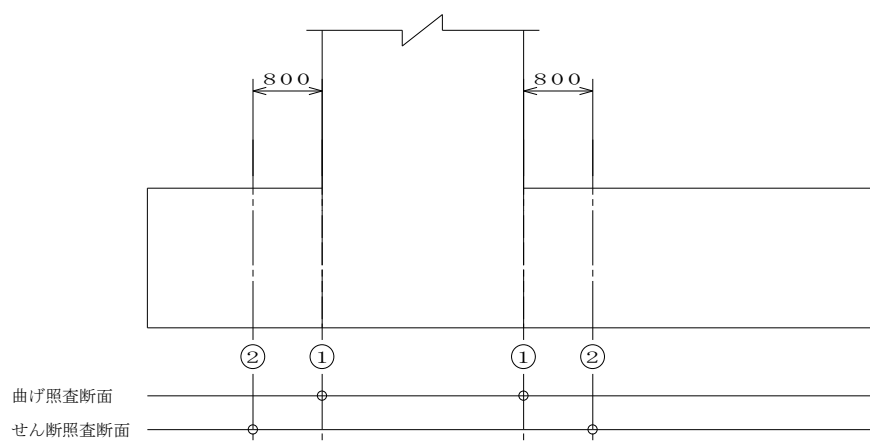
-----このフーチングは剛体と取り扱ってよい。

## 6 フーチング部材の評価

## 6-1 設計条件

## 6-1-1 照査位置と評価項目

## (1) 橋軸方向



## 6-2 前フーチング

## 6-2-1 断面力一覧

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 曲げモーメント

荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)		作用方向
				有効幅考慮	全幅	
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-314.94	-314.94	下側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-316.31	-316.31	下側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-317.87	-317.87	下側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-319.25	-319.25	下側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-278.30	-278.30	下側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-279.74	-279.74	下側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-338.57	-338.57	下側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-340.01	-340.01	下側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-341.66	-341.66	下側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-343.10	-343.10	下側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-458.61	-458.61	下側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-458.61	-458.61	下側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-612.28	-612.28	下側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-612.28	-612.28	下側引張

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

## 1) 曲げモーメント

荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-111.71	下側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-112.25	下側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-113.11	下側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-113.66	下側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-98.13	下側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-98.70	下側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-120.21	下側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-120.78	下側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-121.68	下側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-122.26	下側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-168.42	下側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-168.42	下側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-227.84	下側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-227.84	下側引張

## 2) せん断力

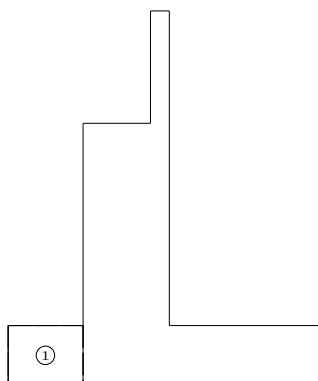
荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	せん断力 S(kN/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-188.27	下側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-189.11	下側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-190.17	下側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-191.02	下側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-166.12	下側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-167.01	下側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-202.45	下側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-203.33	下側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-204.45	下側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-205.33	下側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-276.55	下側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-276.55	下側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-370.46	下側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-370.46	下側引張

## 6-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置: フーチング根元位置)

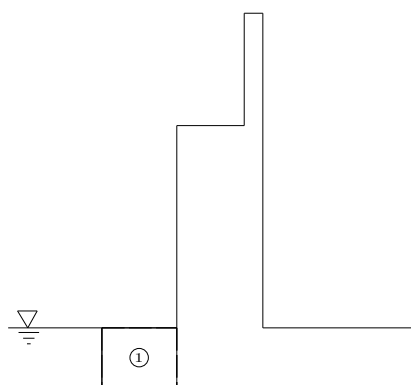
&lt;&lt;自重&gt;&gt;



・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.000 \times 1.600 \times 12.500 \times 24.5$	980.00	1.000	980.00
	合 計	980.00		980.00

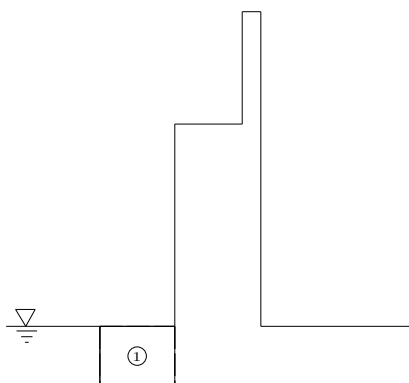
&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.000 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	392.00	1.000	392.00
	合 計	392.00		392.00

《浮力(洪水時水位)》

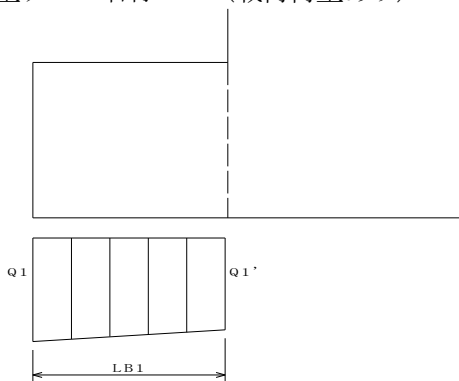


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.000 × 1.600 × 12.500 × 9.8	392.00	1.000	392.00
	合 計	392.00		392.00

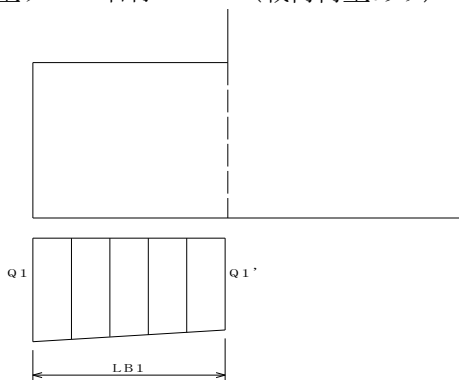
《地盤反力度》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



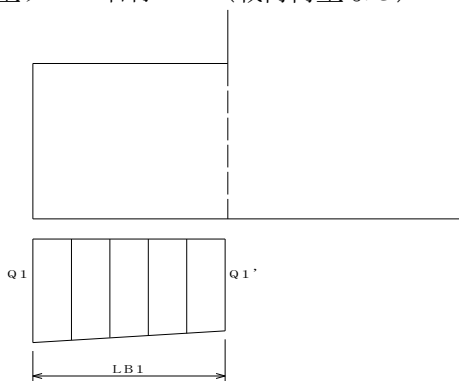
照査位置における荷重強度	$Q1' = 208.238 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 190.884 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4989.021 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.986 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4916.713 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



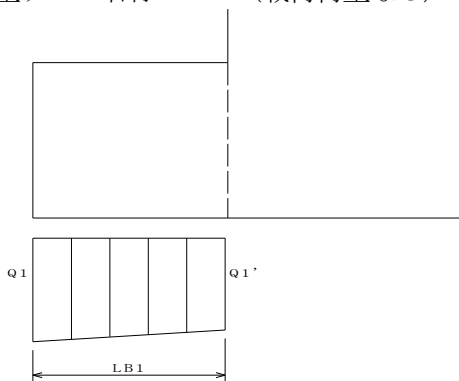
照査位置における荷重強度	$Q1' = 192.903 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 176.061 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4612.048 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.985 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4541.875 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



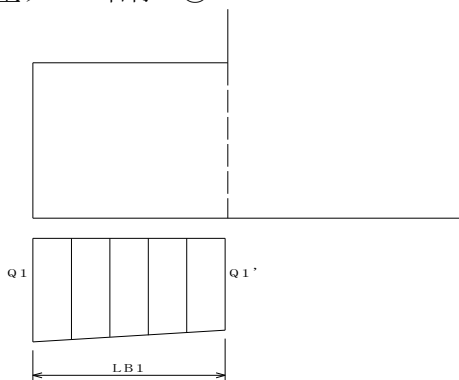
照査位置における荷重強度	$Q1' = 207.299 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 193.555 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -5010.672 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.989 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4953.404 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



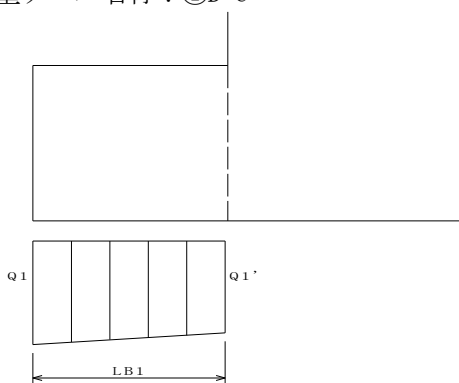
照査位置における荷重強度	$Q1' = 191.964 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 178.732 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4633.699 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.988 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4578.567 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 5) 荷重ケース名称 : ①D



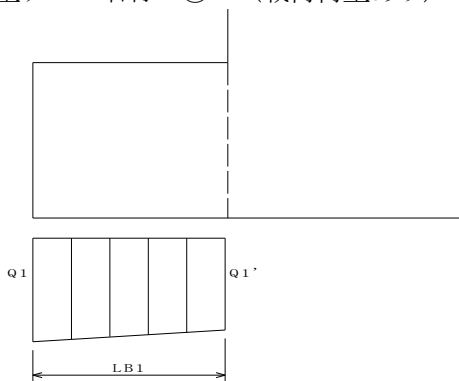
照査位置における荷重強度	$Q1' = 194.597 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 173.166 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4597.048 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.981 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4507.753 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 6) 荷重ケース名称：①D+U



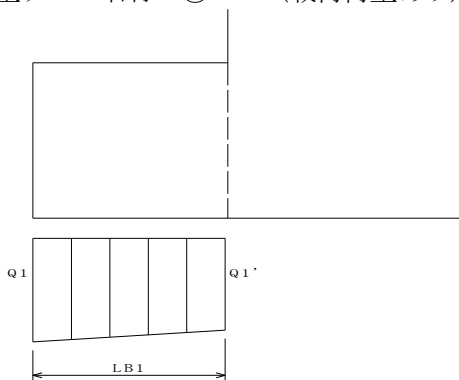
照査位置における荷重強度	$Q1' = 178.495 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 157.603 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4201.225 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.979 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4114.172 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



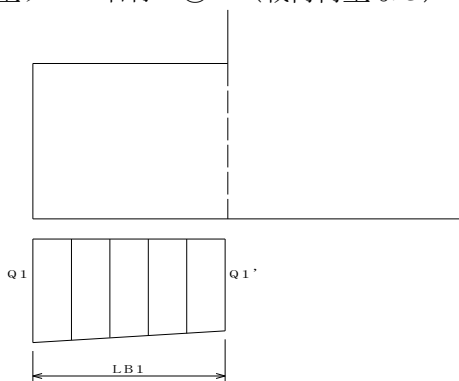
照査位置における荷重強度	$Q1' = 222.081 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 204.630 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -5333.877 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.986 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -5261.164 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



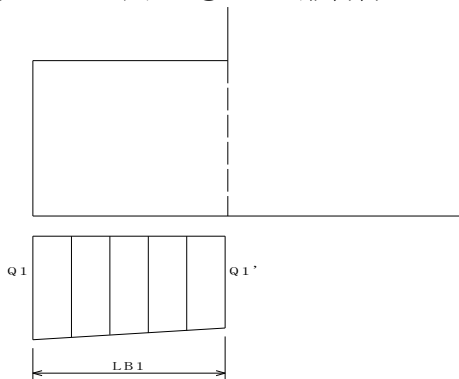
照査位置における荷重強度	$Q1' = 205.979 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 189.066 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4938.056 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.986 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4867.586 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



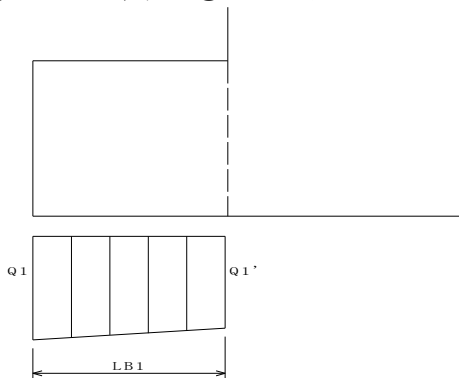
照査位置における荷重強度	$Q1' = 221.095 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 207.434 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -5356.611 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.989 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -5299.691 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



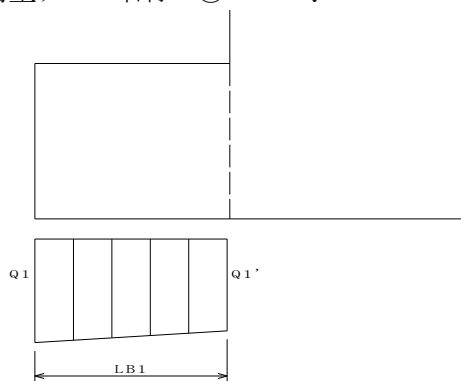
照査位置における荷重強度	$Q1' = 204.993 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 191.870 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4960.791 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.989 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -4906.113 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



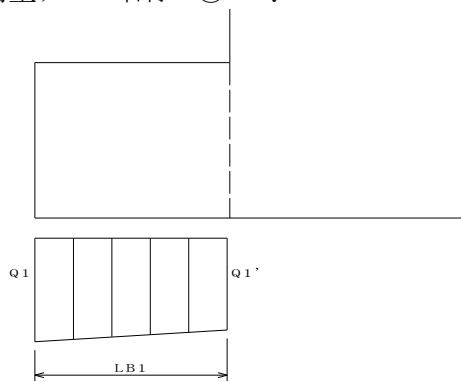
照査位置における荷重強度	$Q1' = 247.428 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 281.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -6617.650 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.022 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -6761.636 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 12) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ+U



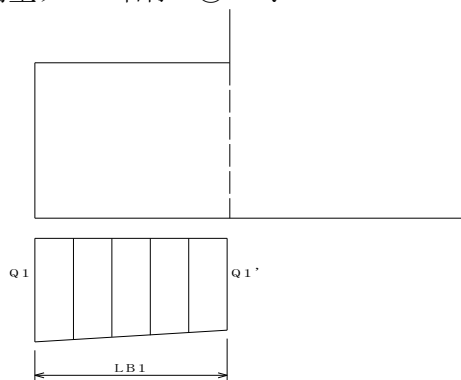
照査位置における荷重強度	$Q1' = 230.964 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 265.520 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -6206.050 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.023 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -6350.036 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



照査位置における荷重強度	$Q1' = 295.776 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 373.063 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -8360.493 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.039 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -8682.521 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U

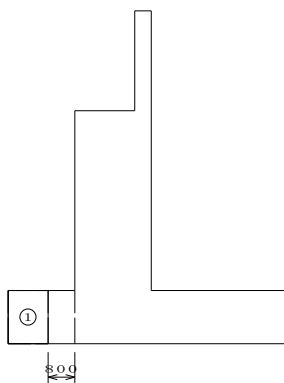


照査位置における荷重強度	$Q1' = 279.312 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 356.599 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 2.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -7948.895 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.041 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -8270.923 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

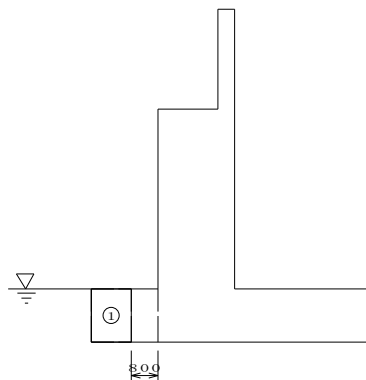
《自重》



## ・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 1.600 × 12.500 × 24.5	588.00	0.600	352.80
	合 計	588.00		352.80

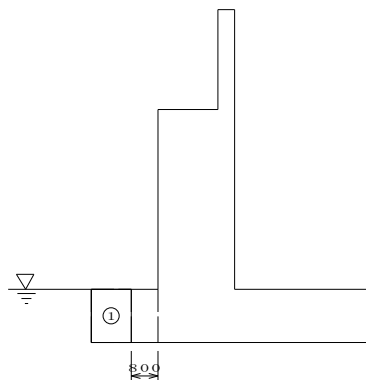
《浮力(通常時水位)》



## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 1.600 × 12.500 × 9.8	235.20	0.600	141.12
	合 計	235.20		141.12

《浮力(洪水時水位)》

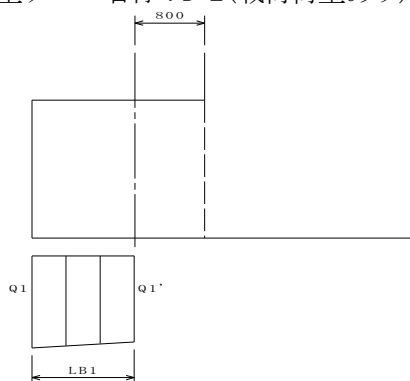


## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 1.600 × 12.500 × 9.8	235.20	0.600	141.12
	合 計	235.20		141.12

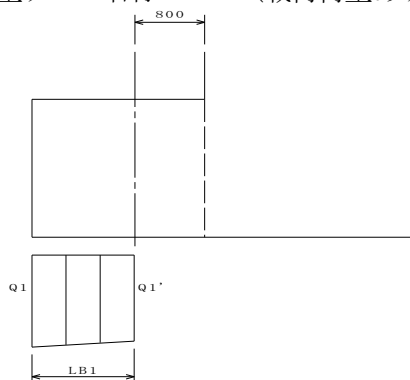
《地盤反力度》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



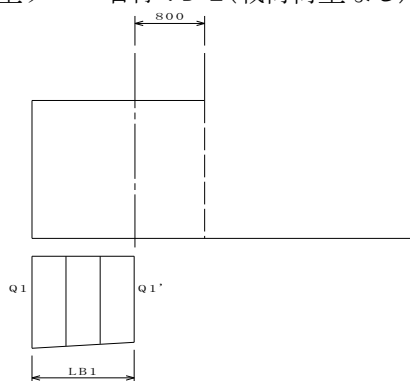
照査位置における荷重強度	$Q1' = 201.296 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 190.884 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2941.351 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.595 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1749.192 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



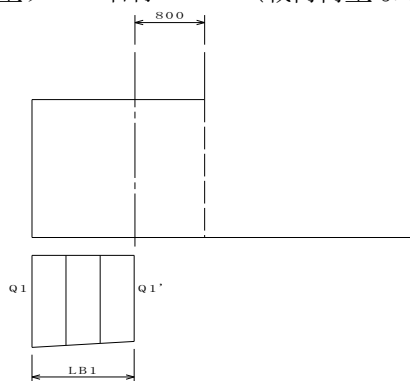
照査位置における荷重強度	$Q1' = 186.166 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 176.061 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2716.705 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.594 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1614.865 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



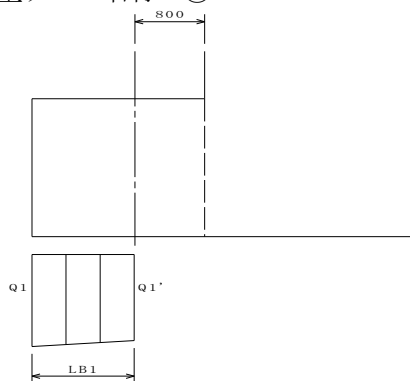
照査位置における荷重強度	$Q1' = 201.801 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 193.555 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2965.171 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.596 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1766.733 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



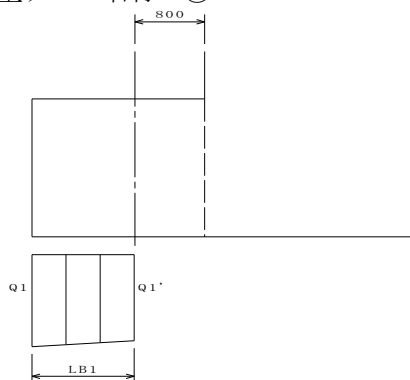
照査位置における荷重強度	$Q1' = 186.671 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 178.732 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2740.524 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.596 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1632.406 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 5) 荷重ケース名称 : ①D



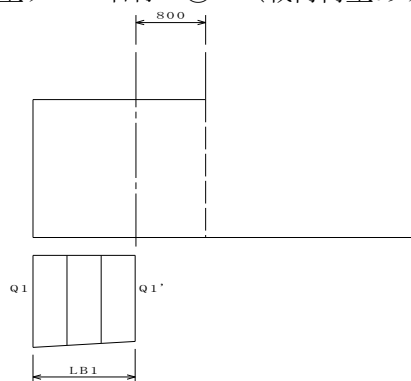
照査位置における荷重強度	$Q1' = 186.025 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 173.166 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2693.936 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.593 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1597.074 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 6) 荷重ケース名称 : ①D+U



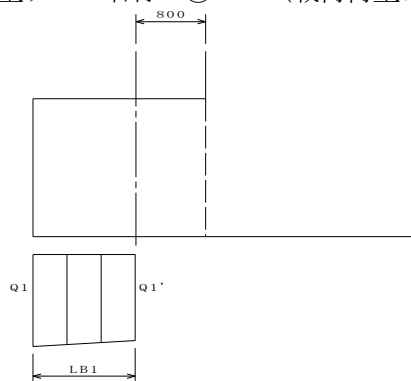
照査位置における荷重強度	$Q1' = 170.138 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 157.603 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2458.057 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.592 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1456.031 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



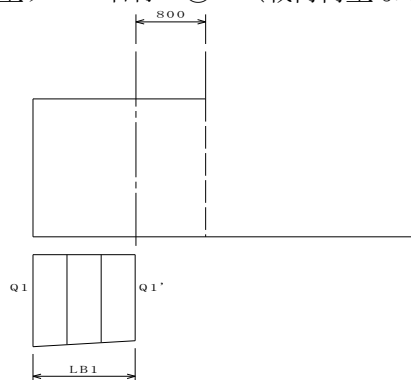
照査位置における荷重強度	$Q1' = 215.100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 204.630 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -3147.973 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.595 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1873.078 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



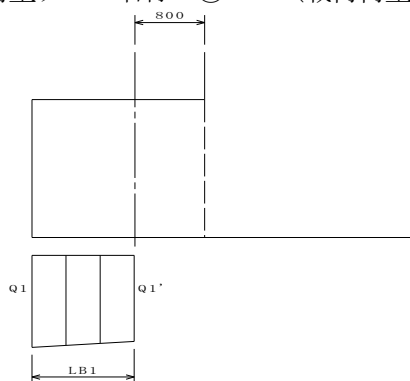
照査位置における荷重強度	$Q1' = 199.214 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 189.066 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2912.095 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.595 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1732.036 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



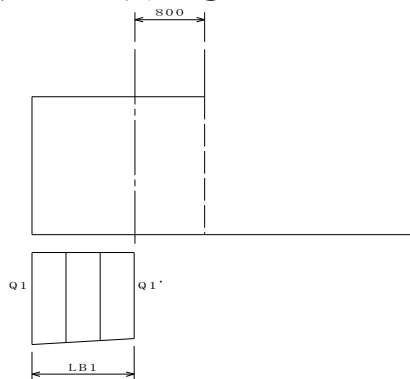
照査位置における荷重強度	$Q1' = 215.631 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 207.434 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -3172.984 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.596 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1891.496 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



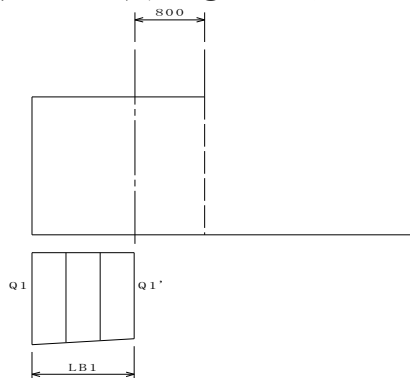
照査位置における荷重強度	$Q_1' = 199.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q_1 = 191.870 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -2937.106 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.596 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -1750.454 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



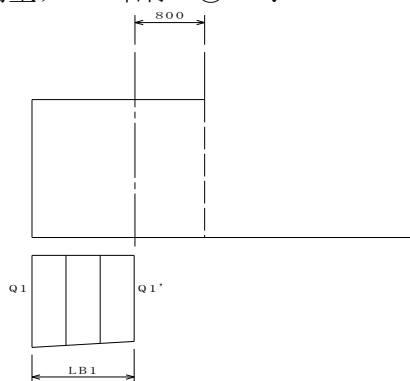
照査位置における荷重強度	$Q_1' = 261.250 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q_1 = 281.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -4074.260 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.608 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -2475.657 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 12) 荷重ケース名称：⑩D+TH+EQ+U



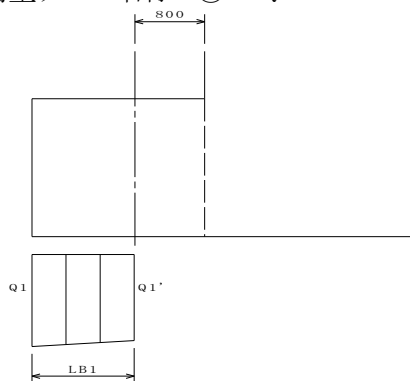
照査位置における荷重強度	$Q_1' = 244.786 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q_1 = 265.520 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -3827.300 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.608 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -2327.481 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



照査位置における荷重強度	$Q1' = 326.691 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 373.063 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -5248.156 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.613 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -3218.452 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



照査位置における荷重強度	$Q1' = 310.227 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 356.599 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 1.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -5001.197 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.614 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -3070.276 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 6-2-3 荷重の集計

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.00	980.00	1.000	980.00
地盤反力	-4989.02	————	————	-4989.02	0.986	-4916.71
合計	————	————	————	-4009.02	————	-3936.71

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3936.71/12.500 \\ &= -314.94 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3936.71/12.500 \\ &= -314.94 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.00	980.00	1.000	980.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.00	-392.00	1.000	-392.00
地盤反力	-4612.05	————	————	-4612.05	0.985	-4541.88
合計	————	————	————	-4024.05	————	-3953.88

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3953.88/12.500 \\ &= -316.31 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3953.88/12.500 \\ &= -316.31 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.00	980.00	1.000	980.00
地盤反力	-5010.67	————	————	-5010.67	0.989	-4953.40
合計	————	————	————	-4030.67	————	-3973.40

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3973.40/12.500 \\ &= -317.87 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3973.40/12.500 \\ &= -317.87 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.00	980.00	1.000	980.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.00	-392.00	1.000	-392.00
地盤反力	-4633.70	————	————	-4633.70	0.988	-4578.57
合計	————	————	————	-4045.70	————	-3990.57

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3990.57/12.500 \\ &= -319.25 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3990.57/12.500 \\ &= -319.25 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 5) 荷重ケース名 : ①D

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
地盤反力	-4597.05	————	————	-4597.05	0.981	-4507.75
合計	————	————	————	-3568.05	————	-3478.75

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3478.75/12.500 \\ &= -278.30 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3478.75/12.500 \\ &= -278.30 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 6) 荷重ケース名 : ①D+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.05	-411.60	1.000	-411.60
地盤反力	-4201.23	————	————	-4201.23	0.979	-4114.17
合計	————	————	————	-3583.83	————	-3496.77

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -3496.77/12.500 \\ &= -279.74 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -3496.77/12.500 \\ &= -279.74 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 7) 荷重ケース名 : ②D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
地盤反力	-5333.88	————	————	-5333.88	0.986	-5261.16
合計	————	————	————	-4304.88	————	-4232.16

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4232.16/12.500 \\ &= -338.57 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -4232.16/12.500 \\ &= -338.57 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.05	-411.60	1.000	-411.60
地盤反力	-4938.06	————	————	-4938.06	0.986	-4867.59
合計	————	————	————	-4320.66	————	-4250.19

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4250.19/12.500 \\ &= -340.01 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -4250.19/12.500 \\ &= -340.01 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
地盤反力	-5356.61	————	————	-5356.61	0.989	-5299.69
合計	————	————	————	-4327.61	————	-4270.69

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4270.69/12.500 \\ &= -341.66 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -4270.69/12.500 \\ &= -341.66 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.05	-411.60	1.000	-411.60
地盤反力	-4960.79	————	————	-4960.79	0.989	-4906.11
合計	————	————	————	-4343.39	————	-4288.71

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4288.71/12.500 \\ &= -343.10 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -4288.71/12.500 \\ &= -343.10 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
地盤反力	-6617.65	————	————	-6617.65	1.022	-6761.64
合計	————	————	————	-5588.65	————	-5732.64

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -5732.64/12.500 \\ &= -458.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -5732.64/12.500 \\ &= -458.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.05	-411.60	1.000	-411.60
地盤反力	-6206.05	————	————	-6206.05	1.023	-6350.04
合計	————	————	————	-5588.65	————	-5732.64

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -5732.64/12.500 \\ &= -458.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -5732.64/12.500 \\ &= -458.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
地盤反力	-8360.49	————	————	-8360.49	1.039	-8682.52
合計	————	————	————	-7331.49	————	-7653.52

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -7653.52/12.500 \\ &= -612.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -7653.52/12.500 \\ &= -612.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	980.00	1.00	1.05	1029.00	1.000	1029.00
フーチング浮力	-392.00	1.00	1.05	-411.60	1.000	-411.60
地盤反力	-7948.89	————	————	-7948.89	1.041	-8270.92
合計	————	————	————	-7331.49	————	-7653.52

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -7653.52/12.500 \\ &= -612.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -7653.52/12.500 \\ &= -612.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.00	588.00	0.600	352.80
地盤反力	-2941.35	——	——	-2941.35	0.595	-1749.19
合計	——	——	——	-2353.35	——	-1396.39

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1396.39/12.500 = -111.71 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2353.35/12.500 = -188.27 \text{ (kN/m)}$$

2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.00	588.00	0.600	352.80
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.00	-235.20	0.600	-141.12
地盤反力	-2716.70	——	——	-2716.70	0.594	-1614.87
合計	——	——	——	-2363.90	——	-1403.19

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1403.19/12.500 = -112.25 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2363.90/12.500 = -189.11 \text{ (kN/m)}$$

3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.00	588.00	0.600	352.80
地盤反力	-2965.17	——	——	-2965.17	0.596	-1766.73
合計	——	——	——	-2377.17	——	-1413.93

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1413.93/12.500 = -113.11 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2377.17/12.500 = -190.17 \text{ (kN/m)}$$

## 4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.00	588.00	0.600	352.80
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.00	-235.20	0.600	-141.12
地盤反力	-2740.52	—	—	-2740.52	0.596	-1632.41
合計	—	—	—	-2387.72	—	-1420.73

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1420.73/12.500 = -113.66 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2387.72/12.500 = -191.02 \text{ (kN/m)}$$

## 5) 荷重ケース名 : ①D

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
地盤反力	-2693.94	—	—	-2693.94	0.593	-1597.07
合計	—	—	—	-2076.54	—	-1226.63

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1226.63/12.500 = -98.13 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2076.54/12.500 = -166.12 \text{ (kN/m)}$$

## 6) 荷重ケース名 : ①D+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.05	-246.96	0.600	-148.18
地盤反力	-2458.06	—	—	-2458.06	0.592	-1456.03
合計	—	—	—	-2087.62	—	-1233.77

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1233.77/12.500 = -98.70 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2087.62/12.500 = -167.01 \text{ (kN/m)}$$

## 7) 荷重ケース名 : ②D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
地盤反力	-3147.97	—	—	-3147.97	0.595	-1873.08
合計	—	—	—	-2530.57	—	-1502.64

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1502.64/12.500 = -120.21 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2530.57/12.500 = -202.45 \text{ (kN/m)}$$

## 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.05	-246.96	0.600	-148.18
地盤反力	-2912.09	—	—	-2912.09	0.595	-1732.04
合計	—	—	—	-2541.66	—	-1509.77

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1509.77/12.500 = -120.78 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2541.66/12.500 = -203.33 \text{ (kN/m)}$$

## 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
地盤反力	-3172.98	—	—	-3172.98	0.596	-1891.50
合計	—	—	—	-2555.58	—	-1521.06

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1521.06/12.500 = -121.68 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2555.58/12.500 = -204.45 \text{ (kN/m)}$$

## 10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.05	-246.96	0.600	-148.18
地盤反力	-2937.11	—	—	-2937.11	0.596	-1750.45
合計	—	—	—	-2566.67	—	-1528.19

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1528.19/12.500 = -122.26 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2566.67/12.500 = -205.33 \text{ (kN/m)}$$

## 11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
地盤反力	-4074.26	—	—	-4074.26	0.608	-2475.66
合計	—	—	—	-3456.86	—	-2105.22

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2105.22/12.500 = -168.42 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3456.86/12.500 = -276.55 \text{ (kN/m)}$$

## 12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.05	-246.96	0.600	-148.18
地盤反力	-3827.30	—	—	-3827.30	0.608	-2327.48
合計	—	—	—	-3456.86	—	-2105.22

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2105.22/12.500 = -168.42 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3456.86/12.500 = -276.55 \text{ (kN/m)}$$

## 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
地盤反力	-5248.16	—	—	-5248.16	0.613	-3218.45
合計	—	—	—	-4630.76	—	-2848.01

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2848.01/12.500 = -227.84 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -4630.76/12.500 = -370.46 \text{ (kN/m)}$$

## 14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	588.00	1.00	1.05	617.40	0.600	370.44
フーチング浮力	-235.20	1.00	1.05	-246.96	0.600	-148.18
地盤反力	-5001.20	—	—	-5001.20	0.614	-3070.28
合計	—	—	—	-4630.76	—	-2848.01

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2848.01/12.500 = -227.84 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

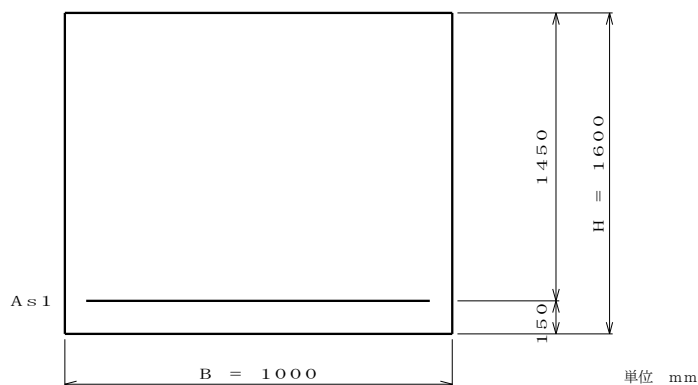
$$S = -4630.76/12.500 = -370.46 \text{ (kN/m)}$$

## 6-2-4 耐久性能の評価

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 配筋



## ・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

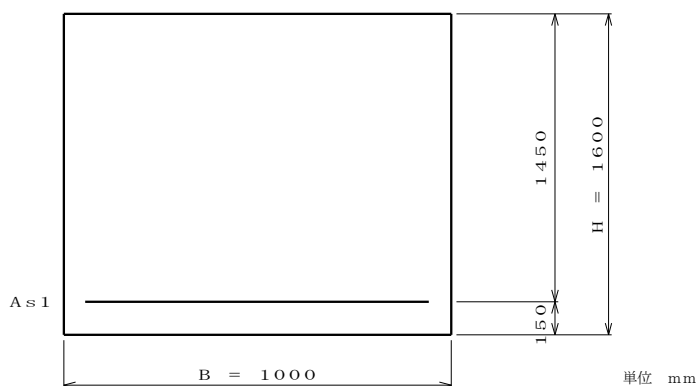
## 2) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する評価(単鉄筋計算)

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	作用方向	M (kN・m/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-314.94	1.727	8.00	114.201	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-316.31	1.734	8.00	114.699	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-317.87	1.743	8.00	115.265	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-319.25	1.750	8.00	115.763	160.00	OK

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

## 1) 配筋



## ・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## ・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

## 2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する評価

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \cdot 1000$$

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

ここに、

 $\sigma_s$  : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm<sup>2</sup>) $c_{ds}$  : 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 $S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計であり、0を下回るときには0とする $S_h$  : 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)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

 $S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m) $d$  : 部材断面の有効高 (mm) $A_w$  : 間隔 $a$ 及び角度 $\theta$ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm<sup>2</sup>) $a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm) $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度※せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパンを用いる。

荷重ケース	作用方向	$S_h$ (kN/m)	$S_{cd}$ (kN/m)	$S_s$ (kN/m)	$c_{ds}$	有効高 $d$ (mm)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	188.27	1330.73	0.00	0.271	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	189.11	1330.26	0.00	0.271	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	190.17	1327.69	0.00	0.272	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	191.02	1327.23	0.00	0.272	1450.0	0.00	160.00	OK

## 2-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時)  $d = 1.600$  (m)有効高(下側引張時)  $d = 1.450$  (m)

## 2-2) せん断スパンa

・下側引張りの場合

$$a = |M / S|$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

M : たて壁前面のフーチング全面積に作用するモーメント (kN・m)

S : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直力 (kN)

荷重ケース	作用方向	M (kN・m)	S (kN)	L (m)	L' (m)	a (m)
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-3936.71	-4009.02	—	—	0.982
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-3953.88	-4024.05	—	—	0.983
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-3973.40	-4030.67	—	—	0.986
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-3990.57	-4045.70	—	—	0.986

2-3) 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<sub>dc</sub>)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 c <sub>dc</sub>
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.982	1.450	3.625	行う	5.549
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.983	1.450	3.625	行う	5.547
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.986	1.450	3.625	行う	5.537
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.986	1.450	3.625	行う	5.535

2-4) 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<sub>ds</sub>)

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 c <sub>ds</sub>
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.982	1.450	3.625	行う	0.271
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.983	1.450	3.625	行う	0.271
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.986	1.450	3.625	行う	0.272
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.986	1.450	3.625	行う	0.272

2-5) 部材断面の有効高 dに関する補正係数(c<sub>e</sub>)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 c <sub>e</sub>
上側引張時	1.600	1.000
下側引張時	1.450	0.933

2-6) 引張主鉄筋比 p<sub>t</sub>に関する補正係数(c<sub>pt</sub>)

	引張 主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比p <sub>t</sub> (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c <sub>pt</sub>
上側引張時	0.0	1600.0	0.000	1.000
下側引張時	2026.8	1450.0	0.140	0.780

2-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)  
 $C_e$  : 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	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C_e$	$C_{pt}$	$C_{dc}$	$C_c$	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.549	1.00	1.41192
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.547	1.00	1.41141
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.537	1.00	1.40869
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.535	1.00	1.40820

2-8) コンクリートが負担できるせん断力  $S_{cd}$ 

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- $S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)  
 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数  
 $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

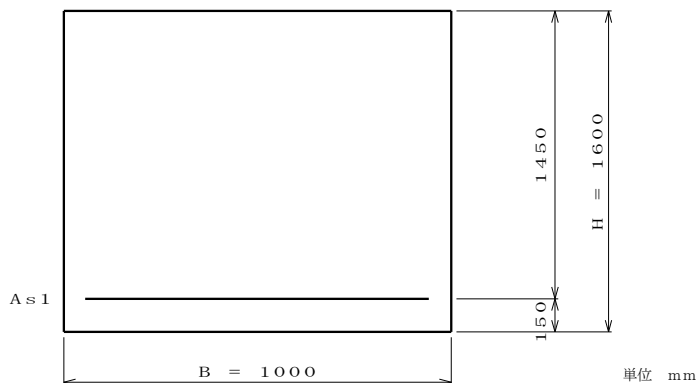
荷重ケース	作用方向	$\Phi_{uc}$	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	$S_{cd}$ (kN/m) 計算値
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.65	1.41192	1450.0	1330.73
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.65	1.41141	1450.0	1330.26
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.65	1.40869	1450.0	1327.69
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.65	1.40820	1450.0	1327.23

## 6-2-5 耐荷性能の評価

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

2) 最小鉄筋量

2-1) 下面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 612.282 \times 10^6 \\ = 1040.879 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 4.2667 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{1600000} \right)$$

$$= 816.502 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $1.7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 816.502 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_d$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1600.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_d = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 34.87 \text{ (mm)} \\ A_s &= 1648.7 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s' &= 0.0 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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。

### 3) 最大鉄筋量の計算

#### 3-1) 下面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 971.29 \text{ (mm)} \\ A_{sb} &= 46496.66 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

## 4) 曲げモーメントによる評価

## 4-1) 限界状態1に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\Phi_y$  : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D	下側引張	-278.30	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
①D+U	下側引張	-279.74	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-338.57	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-340.01	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-341.66	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-343.10	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
⑨D+TH+EQ	下側引張	-458.61	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	-458.61	0.90	0.85	960.33	994.76	734.66	OK
⑩D+EQ	下側引張	-612.28	0.90	1.00	960.33	994.76	864.30	OK
⑩D+EQ+U	下側引張	-612.28	0.90	1.00	960.33	994.76	864.30	OK

## 4-2) 限界状態3に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

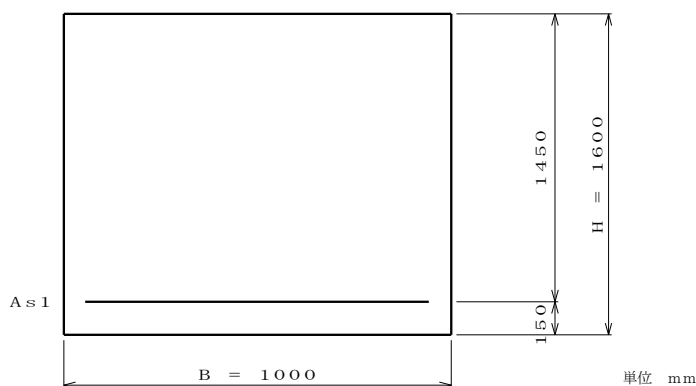
 $\Phi_u$  : 抵抗係数

 $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D	下側引張	-278.30	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
①D+U	下側引張	-279.74	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-338.57	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-340.01	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-341.66	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-343.10	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
⑨D+TH+EQ	下側引張	-458.61	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	-458.61	0.90	0.90	0.80	1001.59	649.03	OK
⑩D+EQ	下側引張	-612.28	0.90	0.90	1.00	1001.59	811.29	OK
⑩D+EQ+U	下側引張	-612.28	0.90	0.90	1.00	1001.59	811.29	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>  
 (位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

1) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力による評価

2-1) 斜引張破壊に対する評価

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

ここに、

- $S_{usd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
- $\xi_1$  : 調査・解析係数
- $\xi_2$  : 部材・構造係数
- $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
- $\Phi_{us}$  : 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	作用力		制限値							判定
	作用方向	S (kN/m)	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$	$S_c$ (kN/m)	$\Phi_{us}$	$S_s$ (kN/m)	$S_{usd}$ (kN/m)	
①D	下側引張	166.12	0.90	0.85	0.65	2672.56	0.65	29.80	1343.75	OK
①D+U	下側引張	167.01	0.90	0.85	0.65	2671.39	0.65	29.85	1343.19	OK
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	202.45	0.90	0.85	0.65	2659.64	0.65	30.30	1337.57	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	203.33	0.90	0.85	0.65	2658.72	0.65	30.34	1337.13	OK
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	204.45	0.90	0.85	0.65	2653.71	0.65	30.53	1334.74	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	205.33	0.90	0.85	0.65	2652.81	0.65	30.57	1334.31	OK
⑨D+TH+EQ	下側引張	276.55	0.90	0.85	0.65	2591.92	0.65	32.99	1305.24	OK
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	276.55	0.90	0.85	0.65	2591.92	0.65	32.99	1305.24	OK
⑩D+EQ	下側引張	370.46	0.90	0.85	0.95	2563.09	0.95	34.17	1887.56	OK
⑩D+EQ+U	下側引張	370.46	0.90	0.85	0.95	2563.09	0.95	34.17	1887.56	OK

2-1-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

- 有効高(上側引張時)      d = 1.600 (m)
- 有効高(下側引張時)      d = 1.450 (m)

2-1-2) せん断スパン $a$ 

・下側引張りの場合

$$a = |M / S|$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$M$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用するモーメント (kN・m)

$S$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直力 (kN)

荷重ケース	作用方向	M (kN・m)	S (kN)	L (m)	L' (m)	a (m)
①D	下側引張	-3478.75	-3568.05	—	—	0.975
①D+U	下側引張	-3496.77	-3583.83	—	—	0.976
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-4232.16	-4304.88	—	—	0.983
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-4250.19	-4320.66	—	—	0.984
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-4270.69	-4327.61	—	—	0.987
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-4288.71	-4343.39	—	—	0.987
⑨D+TH+EQ	下側引張	-5732.64	-5588.65	—	—	1.026
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	-5732.64	-5588.65	—	—	1.026
⑩D+EQ	下側引張	-7653.52	-7331.49	—	—	1.044
⑩D+EQ+U	下側引張	-7653.52	-7331.49	—	—	1.044

2-1-3) 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( $C_{dc}$ )

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 $C_{dc}$
①D	下側引張	0.975	1.450	3.625	行う	5.573
①D+U	下側引張	0.976	1.450	3.625	行う	5.570
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.983	1.450	3.625	行う	5.546
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.984	1.450	3.625	行う	5.544
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.987	1.450	3.625	行う	5.533
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.987	1.450	3.625	行う	5.531
⑨D+TH+EQ	下側引張	1.026	1.450	3.625	行う	5.404
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1.026	1.450	3.625	行う	5.404
⑩D+EQ	下側引張	1.044	1.450	3.625	行う	5.344
⑩D+EQ+U	下側引張	1.044	1.450	3.625	行う	5.344

2-1-4) 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( $C_{ds}$ )

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$d$  : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 $C_{ds}$
①D	下側引張	0.975	1.450	3.625	行う	0.269
①D+U	下側引張	0.976	1.450	3.625	行う	0.269
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.983	1.450	3.625	行う	0.271
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.984	1.450	3.625	行う	0.271
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.987	1.450	3.625	行う	0.272
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.987	1.450	3.625	行う	0.272
⑨D+TH+EQ	下側引張	1.026	1.450	3.625	行う	0.283
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1.026	1.450	3.625	行う	0.283
⑩D+EQ	下側引張	1.044	1.450	3.625	行う	0.288
⑩D+EQ+U	下側引張	1.044	1.450	3.625	行う	0.288

2-1-5) 部材断面の有効高  $d$ に関する補正係数( $c_e$ )

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 $c_e$
上側引張時	1.600	1.000
下側引張時	1.450	0.933

2-1-6) 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 <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 $C_{pt}$
上側引張時	0.0	1600.0	0.000	1.000
下側引張時	2026.8	1450.0	0.140	0.780

2-1-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)  
 $C_e$  : 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	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C_e$	$C_{pt}$	$C_{dc}$	$C_c$	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )
①D	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.573	1.00	1.41780
①D+U	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.570	1.00	1.41718
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.546	1.00	1.41095
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.544	1.00	1.41046
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.533	1.00	1.40780
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.531	1.00	1.40733
⑨D+TH+EQ	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.404	1.00	1.37502
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.404	1.00	1.37502
⑩D+EQ	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.344	1.00	1.35973
⑩D+EQ+U	下側引張	0.350	0.933	0.780	5.344	1.00	1.35973

2-1-8) コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$ 

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

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  
 $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$S_c$ (kN/m) (計算値)
①D	下側引張	1.41780	1450.0	2672.56
①D+U	下側引張	1.41718	1450.0	2671.39
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	1.41095	1450.0	2659.64
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	1.41046	1450.0	2658.72
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	1.40780	1450.0	2653.71
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	1.40733	1450.0	2652.81
⑨D+TH+EQ	下側引張	1.37502	1450.0	2591.92
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1.37502	1450.0	2591.92
⑩D+EQ	下側引張	1.35973	1450.0	2563.09
⑩D+EQ+U	下側引張	1.35973	1450.0	2563.09

2-1-9) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値  $S_s$ 

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left( \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \cdot 0.001$$

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/m)  
 $k$  : 補正係数で1.3とする  
 $c_{ds}$  : 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  
 $A_w$  : 間隔 $a$ 及び角度 $\theta$ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$  : 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/mm<sup>2</sup>)  
 $d$  : 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 (= 500.0 mm)  
 $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※ただし、せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパン(mm)を用いる。

荷重ケース	作用方向	有効高 d(mm)	$S_s$ (kN/m)
①D	下側引張	1450.0	29.80
①D+U	下側引張	1450.0	29.85
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	1450.0	30.30
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	1450.0	30.34
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	1450.0	30.53
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	1450.0	30.57
⑨D+TH+EQ	下側引張	1450.0	32.99
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1450.0	32.99
⑩D+EQ	下側引張	1450.0	34.17
⑩D+EQ+U	下側引張	1450.0	34.17

## 2-2) コンクリートの圧壊に対する評価

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

ここに、

- $S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)  
 $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)  
 $\xi_1$  : 調査・解析係数  
 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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 (kN/m)	制限値				判定
		$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	$S_{ucw}$ (kN/m)	$S_{ucd}$ (kN/m)	
①D	166.12	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
①D+U	167.01	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L(載荷荷重あり)	202.45	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	203.33	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L(載荷荷重なし)	204.45	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	205.33	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑨D+TH+EQ	276.55	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑨D+TH+EQ+U	276.55	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑩D+EQ	370.46	0.90	1.00	4640.00	4176.00	OK
⑩D+EQ+U	370.46	0.90	1.00	4640.00	4176.00	OK

2-2-1) 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、

$S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

$\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)

$b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	有効高 d (mm)	$S_{ucw}$ (kN/m)
①D	下側引張	1450.0	4640.00
①D+U	下側引張	1450.0	4640.00
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	1450.0	4640.00
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	1450.0	4640.00
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	1450.0	4640.00
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	1450.0	4640.00
⑨D+TH+EQ	下側引張	1450.0	4640.00
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1450.0	4640.00
⑩D+EQ	下側引張	1450.0	4640.00
⑩D+EQ+U	下側引張	1450.0	4640.00

## 2-3) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

$\tau_m$  : 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<sup>2</sup>)

$S_h$  : 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)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用の区分	作用方向	有効高 d (mm)	せん断力 $S_h$ (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
①D	永続作用支配状況	下側引張	1450.0	166.12	0.115	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	下側引張	1450.0	167.01	0.115	1.70	OK
②D+L(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	202.45	0.140	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	203.33	0.140	2.60	OK
②D+L(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	204.45	0.141	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	205.33	0.142	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	276.55	0.191	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	276.55	0.191	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	370.46	0.255	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	下側引張	1450.0	370.46	0.255	2.60	OK

## 6-3 後フーチング

## 6-3-1 断面力一覧

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 曲げモーメント

荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)		作用方向
				有効幅考慮	全幅	
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		75.77	75.77	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		78.63	78.63	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		75.00	75.00	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		77.86	77.86	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	82.62	82.62	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	85.62	85.62	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	67.42	67.42	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	70.43	70.43	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	66.61	66.61	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	69.61	69.61	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	609.45	609.45	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	609.45	609.45	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1124.99	1124.99	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1124.99	1124.99	上側引張

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

## 1) 曲げモーメント

荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		63.27	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		65.16	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		65.24	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		67.13	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	63.54	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	65.53	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	59.20	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	61.18	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	61.26	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	63.25	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	428.51	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	428.51	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	791.05	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	791.05	上側引張

## 2) せん断力

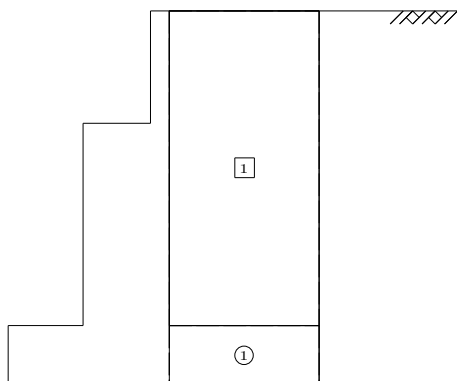
荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	せん断力 S(kN/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		21.07	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		22.18	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		19.22	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		20.33	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	26.38	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	27.55	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	16.94	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	18.11	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	15.00	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	16.16	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	219.74	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	219.74	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	405.59	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	405.59	上側引張

## 6-3-2 断面力算出

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置: フーチング根元位置)

《自重》



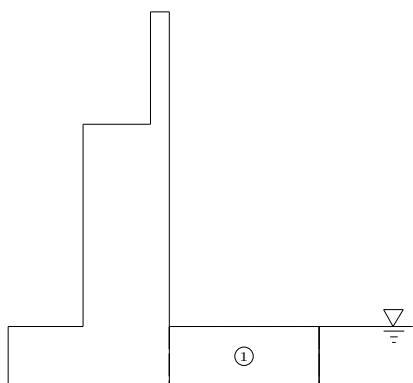
## ・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 1.600 \times 12.500 \times 24.5$	1960.00	2.000	3920.00
	合 計	1960.00		3920.00

## ・裏込め土砂自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 8.400 \times 12.500 \times 19.0$	7980.00	2.000	15960.00
	合 計	7980.00		15960.00

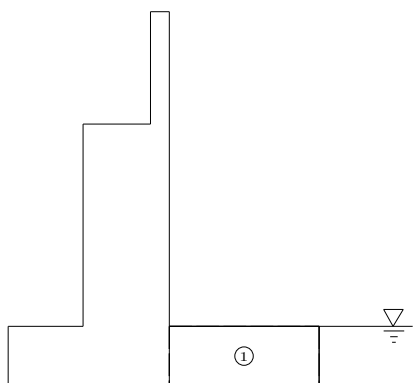
《浮力(通常時水位)》



## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	784.00	2.000	1568.00
	合 計	784.00		1568.00

《浮力(洪水時水位)》

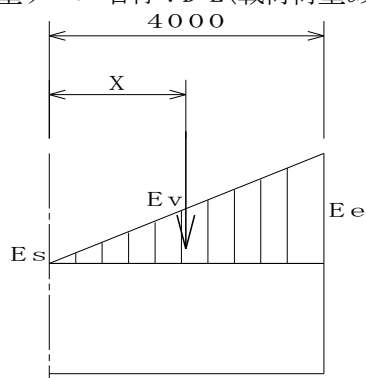


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	784.00	2.000	1568.00
	合 計	784.00		1568.00

《土圧》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

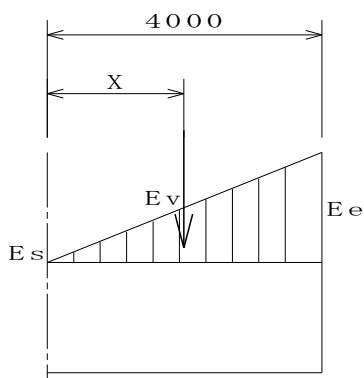
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

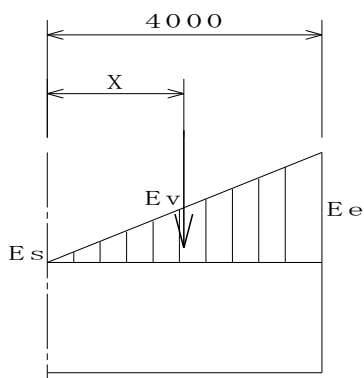
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

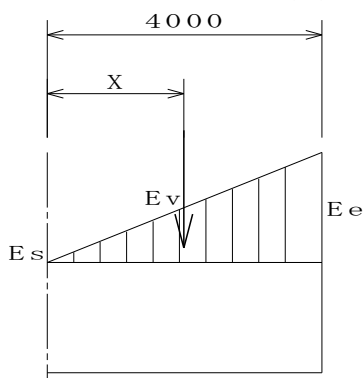
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- 裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

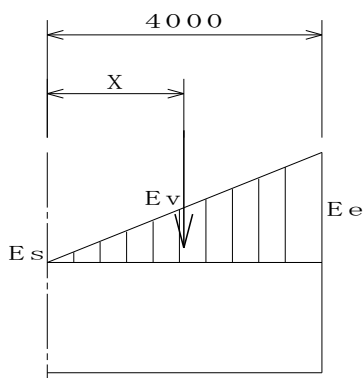
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 5) 荷重ケース名称：①D



- 裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

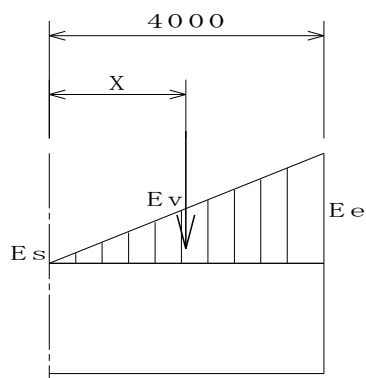
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 6) 荷重ケース名称：①D+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

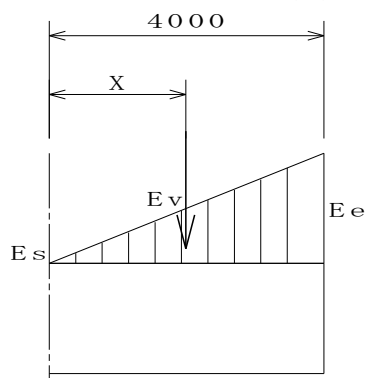
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

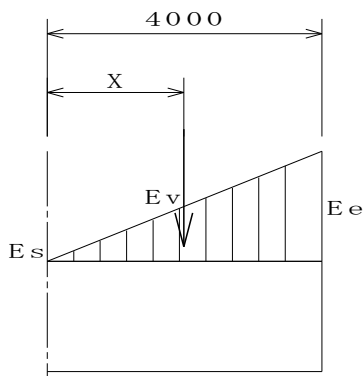
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

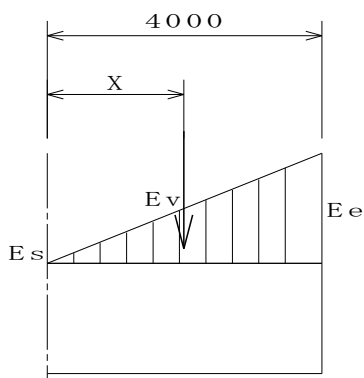
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

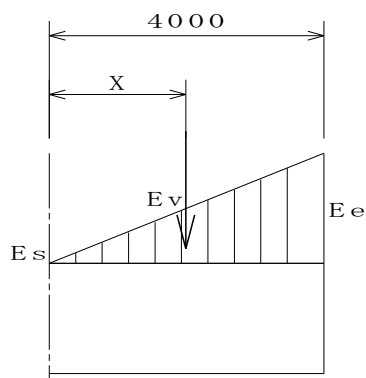
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

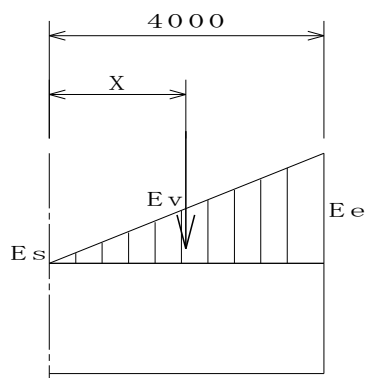
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1037.61}{4.000} \\ &= 518.80 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

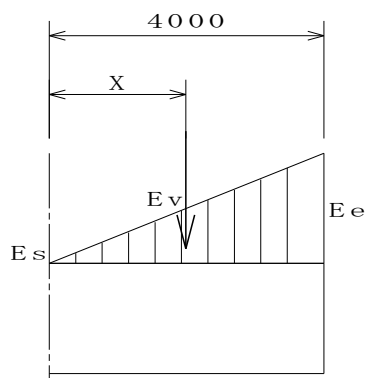
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 12) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1037.61}{4.000} \\ &= 518.80 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

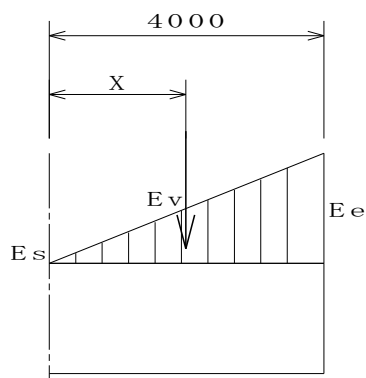
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1276.11}{4.000} \\ &= 638.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

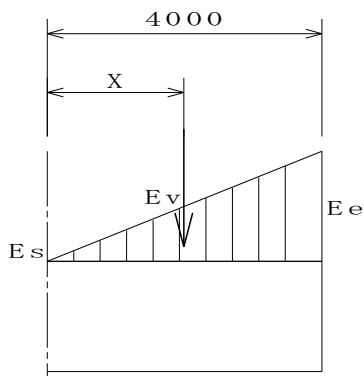
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1276.11}{4.000} \\ &= 638.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

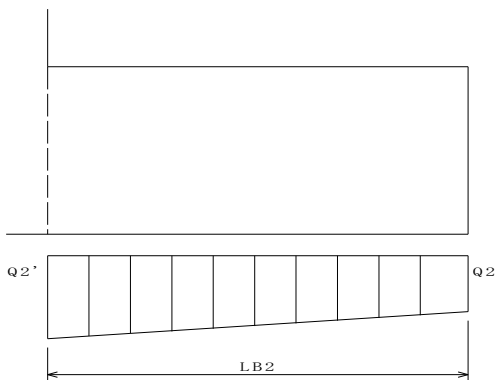
$$E_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

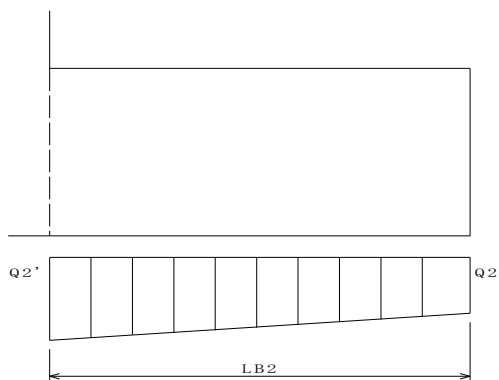
《地盤反力度》

## 1) 荷重ケース名称：D+L(載荷荷重あり)



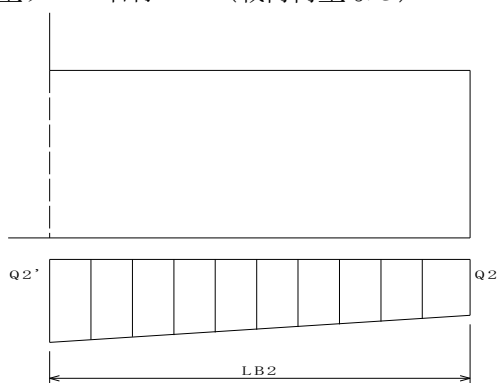
照査位置における荷重強度	$Q2' = 228.195 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 262.903 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 4.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -12277.452 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 2.047 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -25133.371 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



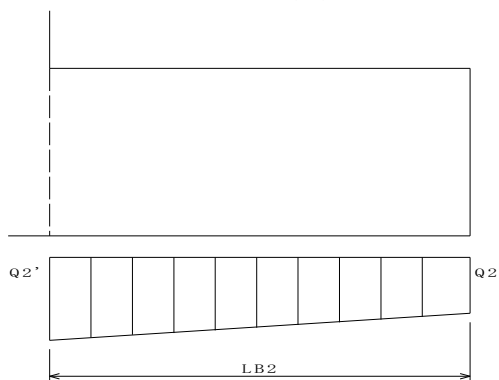
照査位置における荷重強度	$Q2' = 212.270$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 245.953$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -11455.589$ (kN)
作用位置	$x = 2.049$ (m)
モーメント	$M = -23472.561$ (kN・m)

## 3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



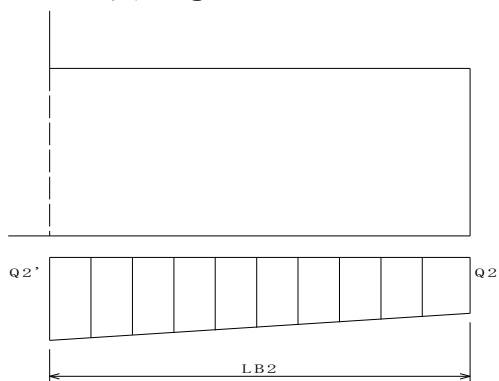
照査位置における荷重強度	$Q2' = 223.105$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 250.594$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -11842.466$ (kN)
作用位置	$x = 2.039$ (m)
モーメント	$M = -24143.076$ (kN・m)

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



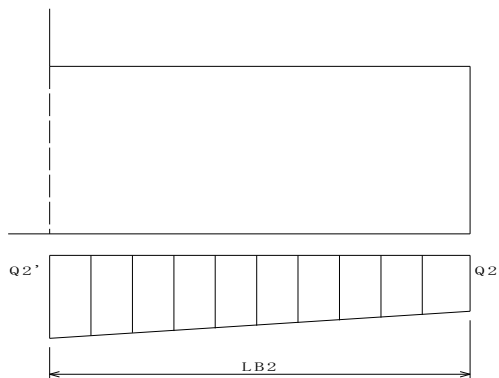
照査位置における荷重強度	$Q2' = 207.180$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 233.644$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -11020.604$ (kN)
作用位置	$x = 2.040$ (m)
モーメント	$M = -22482.264$ (kN・m)

## 5) 荷重ケース名称 : ①D



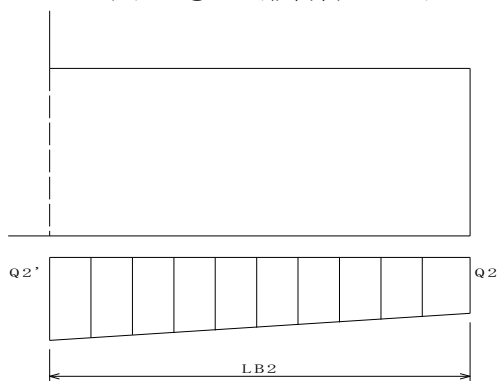
照査位置における荷重強度	$Q2' = 219.243$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 262.105$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -12033.687$ (kN)
作用位置	$x = 2.059$ (m)
モーメント	$M = -24781.734$ (kN・m)

## 6) 荷重ケース名称：①D+U



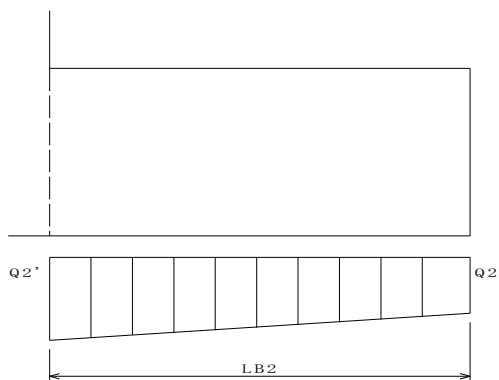
照査位置における荷重強度	$Q2' = 202.522$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 244.307$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -11170.730$ (kN)
作用位置	$x = 2.062$ (m)
モーメント	$M = -23037.885$ (kN・m)

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



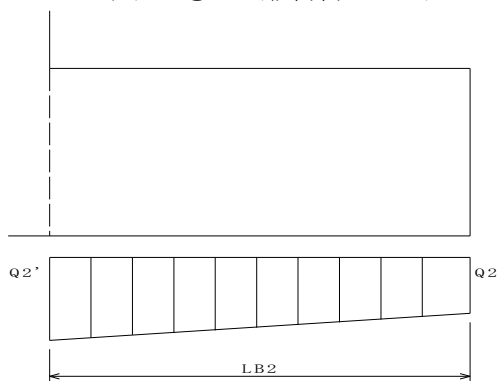
照査位置における荷重強度	$Q2' = 242.149$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 277.052$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -12980.023$ (kN)
作用位置	$x = 2.045$ (m)
モーメント	$M = -26541.750$ (kN・m)

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



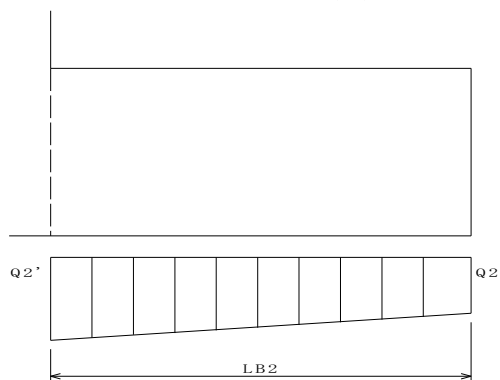
照査位置における荷重強度	$Q2' = 225.428$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 259.254$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -12117.066$ (kN)
作用位置	$x = 2.047$ (m)
モーメント	$M = -24797.893$ (kN・m)

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



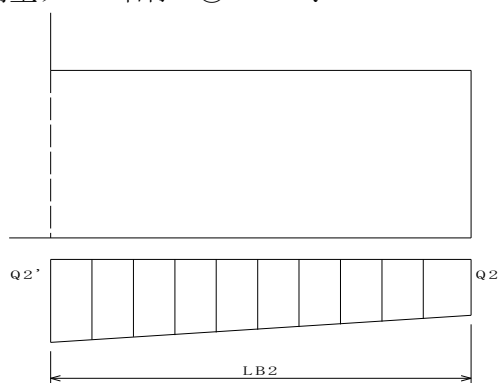
照査位置における荷重強度	$Q2' = 236.805$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 264.127$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -12523.286$ (kN)
作用位置	$x = 2.036$ (m)
モーメント	$M = -25501.936$ (kN・m)

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



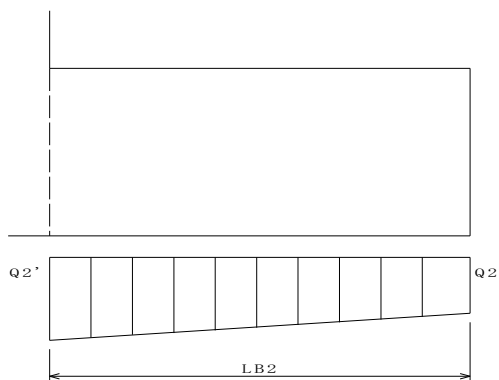
照査位置における荷重強度	$Q2' = 220.084$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 246.329$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -11660.328$ (kN)
作用位置	$x = 2.038$ (m)
モーメント	$M = -23758.076$ (kN・m)

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



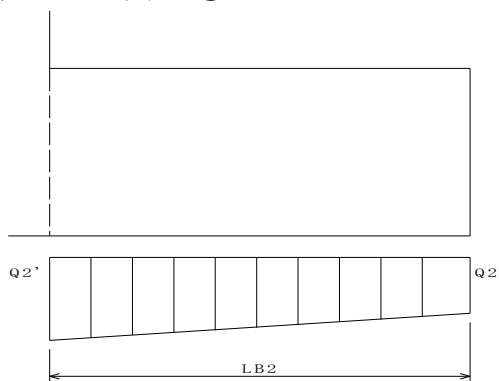
照査位置における荷重強度	$Q2' = 207.688$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 138.574$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -8656.553$ (kN)
作用位置	$x = 1.867$ (m)
モーメント	$M = -16161.220$ (kN・m)

## 12) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ+U



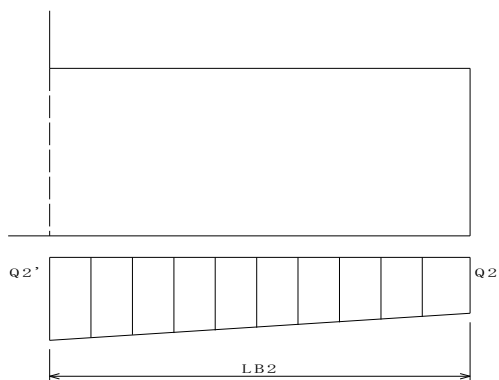
照査位置における荷重強度	$Q2' = 191.224$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 122.110$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -7833.352$ (kN)
作用位置	$x = 1.853$ (m)
モーメント	$M = -14514.817$ (kN・m)

## 13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



照査位置における荷重強度	$Q2' = 206.897$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 52.323$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -6480.494$ (kN)
作用位置	$x = 1.602$ (m)
モーメント	$M = -10384.764$ (kN・m)

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U

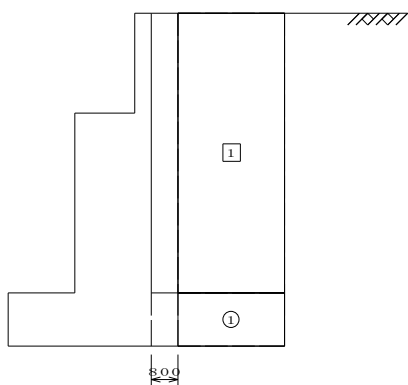


照査位置における荷重強度	$Q2' = 190.433$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 35.859$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 4.000$ (m)
鉛直力	$S = -5657.292$ (kN)
作用位置	$x = 1.545$ (m)
モーメント	$M = -8738.358$ (kN・m)

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置から $L = 0.800$  m)

&lt;&lt;自重&gt;&gt;



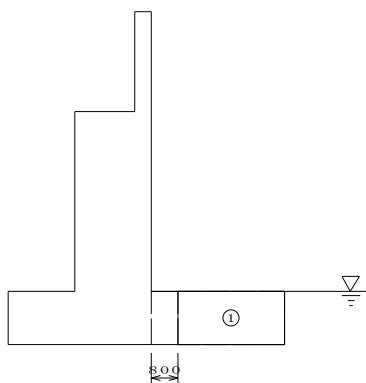
## ・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$3.200 \times 1.600 \times 12.500 \times 24.5$	1568.00	1.600	2508.80
	合 計	1568.00		2508.80

## ・裏込め土砂自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$3.200 \times 8.400 \times 12.500 \times 19.0$	6384.00	1.600	10214.40
	合 計	6384.00		10214.40

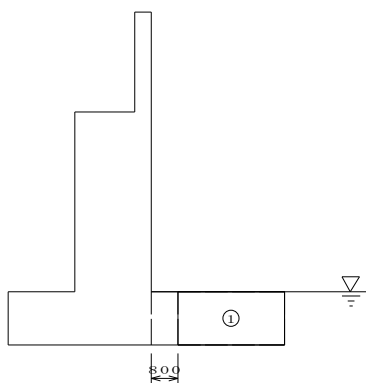
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$3.200 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	627.20	1.600	1003.52
	合 計	627.20		1003.52

《浮力(洪水時水位)》

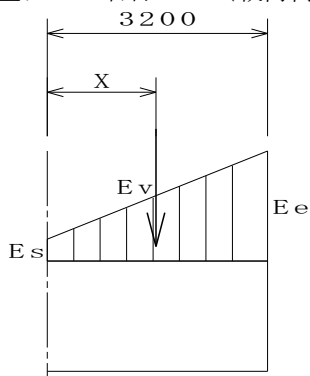


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$3.200 \times 1.600 \times 12.500 \times 9.8$	627.20	1.600	1003.52
	合 計	627.20		1003.52

《土圧》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 176.45 \text{ (kN/m)}$$

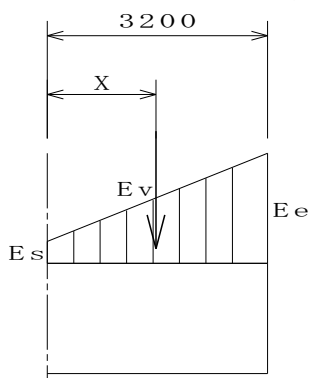
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1693.89 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 174.31 \text{ (kN/m)}$$

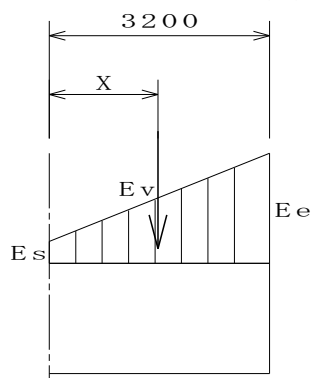
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1673.35 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 176.45 \text{ (kN/m)}$$

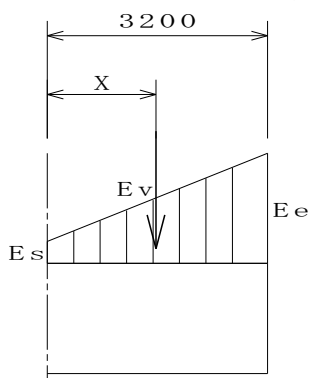
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1693.89 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 174.31 \text{ (kN/m)}$$

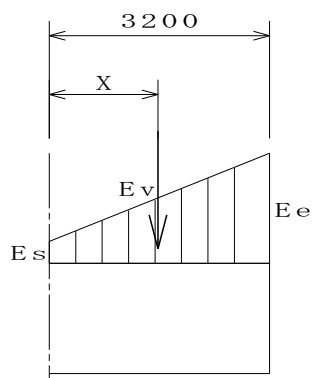
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1673.35 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 5) 荷重ケース名称：①D



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 176.45 \text{ (kN/m)}$$

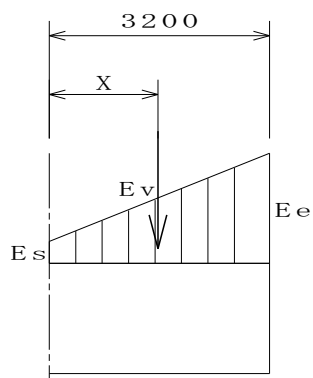
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1693.89 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 6) 荷重ケース名称：①D+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 174.31 \text{ (kN/m)}$$

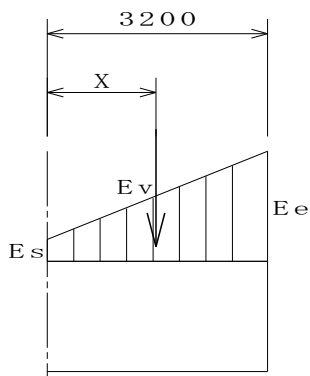
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1673.35 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 176.45 \text{ (kN/m)}$$

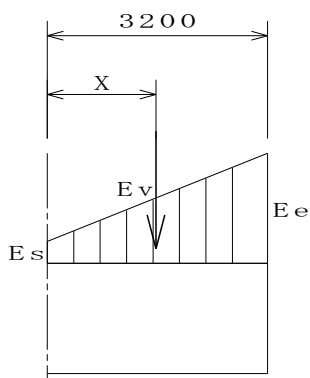
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1693.89 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 174.31 \text{ (kN/m)}$$

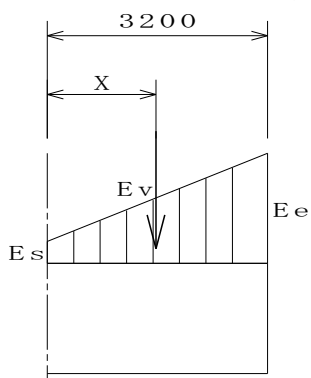
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1673.35 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1764.46 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1764.46}{4.000} \\ &= 882.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 176.45 \text{ (kN/m)}$$

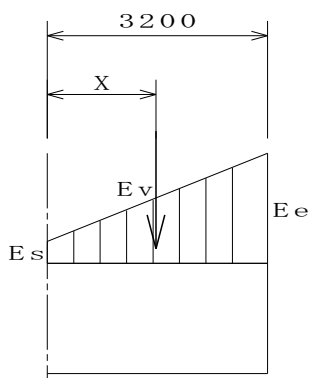
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1693.89 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 185.73 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 185.73}{4.000} \\ &= 92.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 18.57 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 178.30 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1743.07 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1743.07}{4.000} \\ &= 871.53 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 174.31 \text{ (kN/m)}$$

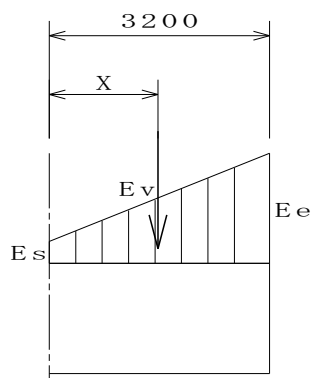
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1673.35 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1037.61}{4.000} \\ &= 518.80 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 103.76 \text{ (kN/m)}$$

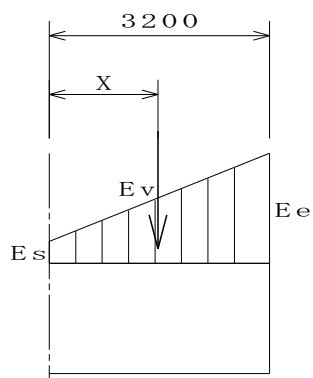
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 996.10 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 12) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1037.61 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1037.61}{4.000} \\ &= 518.80 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 103.76 \text{ (kN/m)}$$

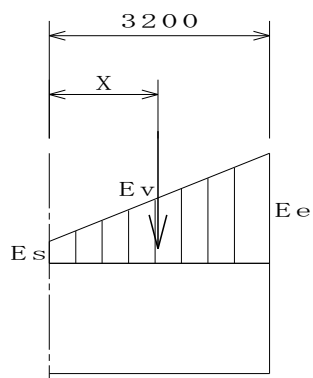
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 996.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 1276.11}{4.000}$$

$$= 638.05 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 127.61 \text{ (kN/m)}$$

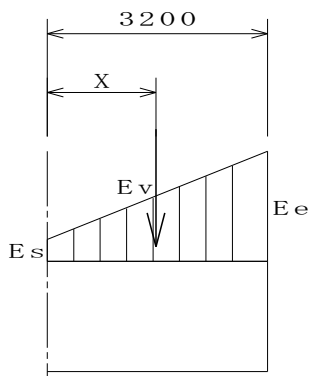
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1225.06 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 1276.11 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1276.11}{4.000} \\ &= 638.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 127.61 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

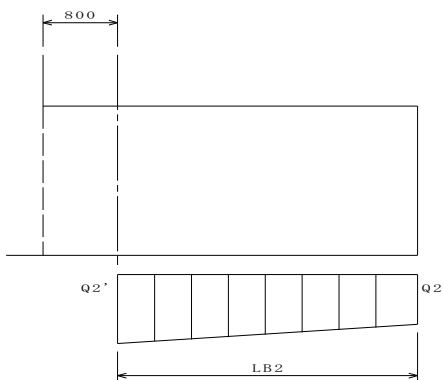
$$E_v = 1225.06 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.956 \text{ (m)}$$

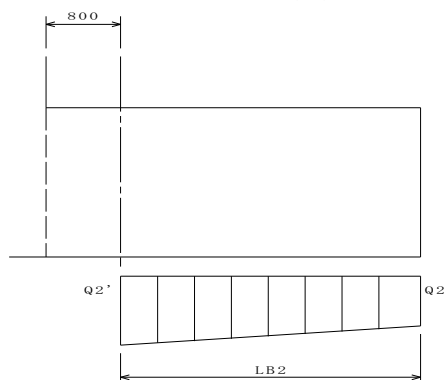
《地盤反力度》

## 1) 荷重ケース名称：D+L(載荷荷重あり)



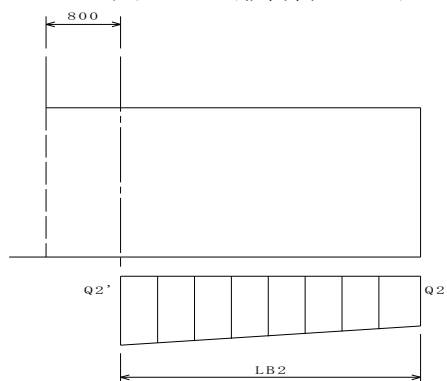
照査位置における荷重強度	$Q2' = 235.137 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 262.903 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9960.794 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.630 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -16233.446 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



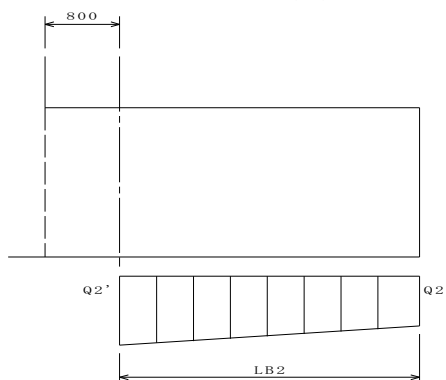
照査位置における荷重強度	$Q2' = 219.007 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 245.953 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9299.203 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.631 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -15166.153 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



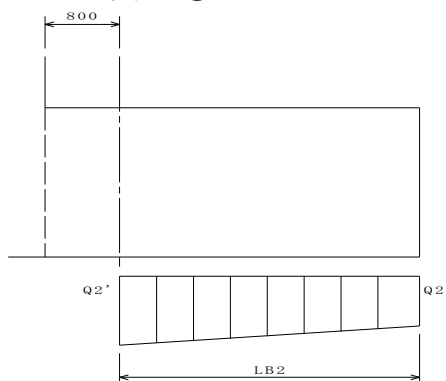
照査位置における荷重強度	$Q2' = 228.603 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 250.594 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9583.927 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.624 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -15568.853 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



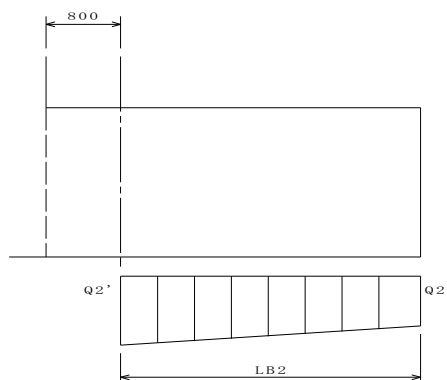
照査位置における荷重強度	$Q2' = 212.473 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 233.644 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -8922.336 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.625 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -14501.559 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 5) 荷重ケース名称 : ①D



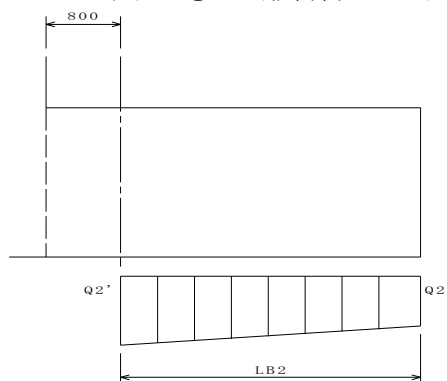
照査位置における荷重強度	$Q2' = 227.815 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 262.105 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9798.396 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.637 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -16043.187 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 6) 荷重ケース名称：①D+U



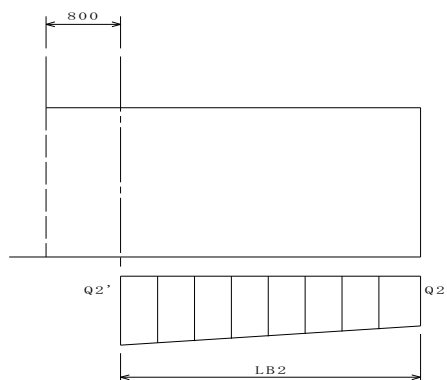
照査位置における荷重強度	$Q2' = 210.879 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 244.307 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9103.727 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.639 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -14922.530 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



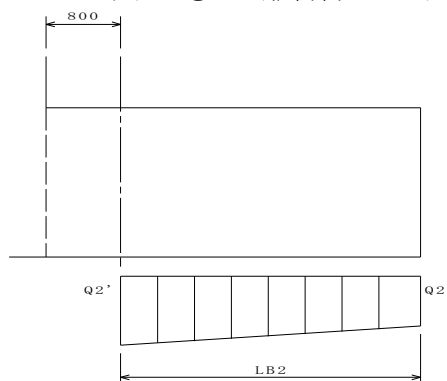
照査位置における荷重強度	$Q2' = 249.130 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 277.052 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -10523.627 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.628 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -17135.635 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



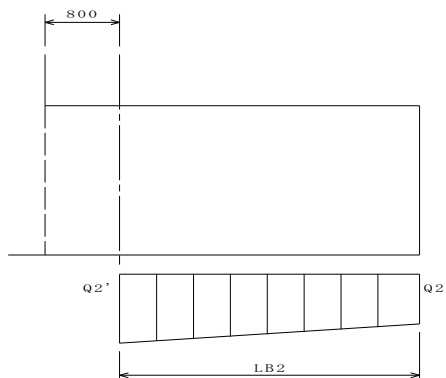
照査位置における荷重強度	$Q2' = 232.194$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 259.254$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 3.200$ (m)
鉛直力	$S = -9828.956$ (kN)
作用位置	$x = 1.629$ (m)
モーメント	$M = -16014.975$ (kN・m)

## 9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



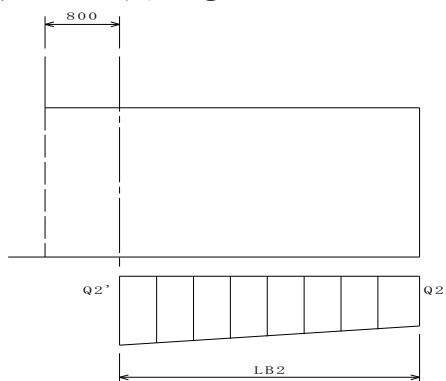
照査位置における荷重強度	$Q2' = 242.269$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 264.127$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 3.200$ (m)
鉛直力	$S = -10127.916$ (kN)
作用位置	$x = 1.623$ (m)
モーメント	$M = -16437.811$ (kN・m)

## 10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



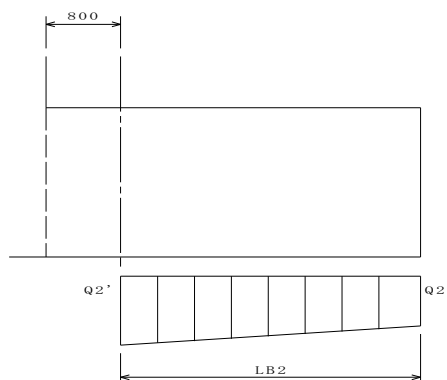
照査位置における荷重強度	$Q2' = 225.333 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 246.329 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -9433.243 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.624 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -15317.149 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



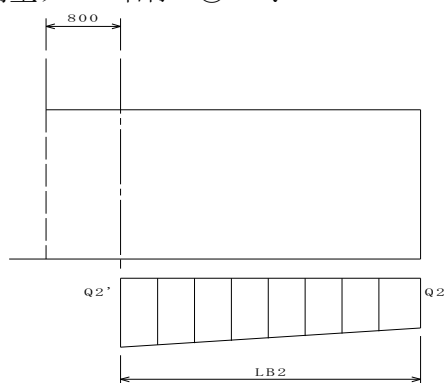
照査位置における荷重強度	$Q2' = 193.865 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 138.574 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 3.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -6648.790 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 1.511 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -10048.299 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## 12) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ+U



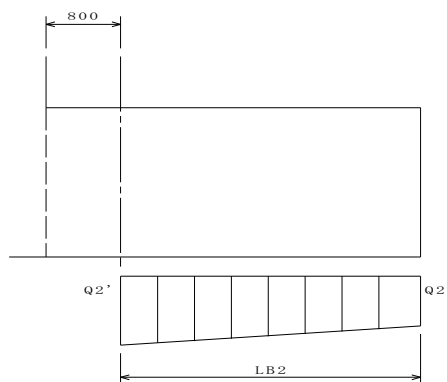
照査位置における荷重強度	$Q2' = 177.401$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 122.110$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 3.200$ (m)
鉛直力	$S = -5990.229$ (kN)
作用位置	$x = 1.502$ (m)
モーメント	$M = -8994.601$ (kN・m)

## 13) 荷重ケース名称：⑩D+EQ



照査位置における荷重強度	$Q2' = 175.982$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 52.323$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 3.200$ (m)
鉛直力	$S = -4566.101$ (kN)
作用位置	$x = 1.311$ (m)
モーメント	$M = -5986.735$ (kN・m)

## 14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



照査位置における荷重強度	$Q2' = 159.518$ (kN/m)
先端部における荷重強度	$Q2 = 35.859$ (kN/m)
作用幅	$L_B = 3.200$ (m)
鉛直力	$S = -3907.540$ (kN)
作用位置	$x = 1.262$ (m)
モーメント	$M = -4933.036$ (kN・m)

## 6-3-3 荷重の集計

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

評価対象：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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.00	1960.00	2.000	3920.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.00	7980.00	2.000	15960.00
地表面載荷荷重	500.00	1.00	1.00	500.00	2.000	1000.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.00	185.73	2.667	495.29
裏込め土砂による土圧	1764.46	1.00	1.00	1764.46	2.667	4705.24
地盤反力	-12277.45	———	———	-12277.45	2.047	-25133.37
合計	———	———	———	112.74	———	947.16

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅  $M_e = 947.16/12.500$   
= 75.77 (kN・m/m)全幅  $M_a = 947.16/12.500$   
= 75.77 (kN・m/m)

## 2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.00	1960.00	2.000	3920.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.00	-784.00	2.000	-1568.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.00	7980.00	2.000	15960.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	500.00	1.00	1.00	500.00	2.000	1000.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.00	185.73	2.667	495.29
裏込め土砂による土圧	1743.07	1.00	1.00	1743.07	2.667	4648.18
地盤反力	-11455.59	———	———	-11455.59	2.049	-23472.56
合計	———	———	———	129.21	———	982.91

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅  $M_e = 982.91/12.500$   
= 78.63 (kN・m/m)全幅  $M_a = 982.91/12.500$   
= 78.63 (kN・m/m)

## 3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

評価対象：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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.00	1960.00	2.000	3920.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.00	7980.00	2.000	15960.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.00	185.73	2.667	495.29
裏込め土砂による土圧	1764.46	1.00	1.00	1764.46	2.667	4705.24
地盤反力	-11842.47	———	———	-11842.47	2.039	-24143.08
合計	———	———	———	47.73	———	937.45

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅  $M_e = 937.45/12.500$   
= 75.00 (kN・m/m)全幅  $M_a = 937.45/12.500$   
= 75.00 (kN・m/m)

## 4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 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 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.00	1960.00	2.000	3920.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.00	-784.00	2.000	-1568.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.00	7980.00	2.000	15960.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.00	185.73	2.667	495.29
裏込め土砂による土圧	1743.07	1.00	1.00	1743.07	2.667	4648.18
地盤反力	-11020.60	——	——	-11020.60	2.040	-22482.26
合計	——	——	——	64.20	——	973.21

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 973.21/12.500 \\ &= 77.86 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 973.21/12.500 \\ &= 77.86 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 5) 荷重ケース名 : ①D

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂による土圧	1764.46	1.00	1.05	1852.69	2.667	4940.50
地盤反力	-12033.69	——	——	-12033.69	2.059	-24781.73
合計	——	——	——	256.00	——	1032.77

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 1032.77/12.500 \\ &= 82.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 1032.77/12.500 \\ &= 82.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 6) 荷重ケース名 : ①D+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.05	-823.20	2.000	-1646.40
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1743.07	1.00	1.05	1830.22	2.667	4880.59
地盤反力	-11170.73	——	——	-11170.73	2.062	-23037.88
合計	——	——	——	273.29	——	1070.31

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 1070.31/12.500 \\ &= 85.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 1070.31/12.500 \\ &= 85.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
地表面載荷荷重	500.00	1.00	1.05	525.00	2.000	1050.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.05	195.02	2.667	520.05
裏込め土砂による土圧	1764.46	1.00	1.05	1852.69	2.667	4940.50
地盤反力	-12980.02	——	——	-12980.02	2.045	-26541.75
合計	——	——	——	29.68	——	842.80

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 842.80/12.500 \\ &= 67.42 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 842.80/12.500 \\ &= 67.42 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.05	-823.20	2.000	-1646.40
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	500.00	1.00	1.05	525.00	2.000	1050.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.05	195.02	2.667	520.05
裏込め土砂による土圧	1743.07	1.00	1.05	1830.22	2.667	4880.59
地盤反力	-12117.07	——	——	-12117.07	2.047	-24797.89
合計	——	——	——	46.97	——	880.35

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 880.35/12.500 \\ &= 70.43 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 880.35/12.500 \\ &= 70.43 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.05	195.02	2.667	520.05
裏込め土砂による土圧	1764.46	1.00	1.05	1852.69	2.667	4940.50
地盤反力	-12523.29	——	——	-12523.29	2.036	-25501.93
合計	——	——	——	-38.58	——	832.62

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 832.62/12.500 \\ &= 66.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 832.62/12.500 \\ &= 66.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.05	-823.20	2.000	-1646.40
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	185.73	1.00	1.05	195.02	2.667	520.05
裏込め土砂による土圧	1743.07	1.00	1.05	1830.22	2.667	4880.59
地盤反力	-11660.33	——	——	-11660.33	2.038	-23758.08
合計	——	——	——	-21.29	——	870.17

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 870.17/12.500 \\ &= 69.61 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 870.17/12.500 \\ &= 69.61 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## 11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂による土圧	1037.61	1.00	1.05	1089.49	2.667	2905.30
地盤反力	-8656.55	——	——	-8656.55	1.867	-16161.22
合計	——	——	——	2869.93	——	7618.08

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 7618.08/12.500 \\ &= 609.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 7618.08/12.500 \\ &= 609.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## 12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.05	-823.20	2.000	-1646.40
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1037.61	1.00	1.05	1089.49	2.667	2905.30
地盤反力	-7833.35	——	——	-7833.35	1.853	-14514.82
合計	——	——	——	2869.93	——	7618.08

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 7618.08/12.500 \\ &= 609.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 7618.08/12.500 \\ &= 609.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂による土圧	1276.11	1.00	1.05	1339.91	2.667	3573.10
地盤反力	-6480.49	—	—	-6480.49	1.602	-10384.76
合計	—	—	—	5296.42	—	14062.34

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 14062.34/12.500 \\ &= 1124.99 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 14062.34/12.500 \\ &= 1124.99 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1960.00	1.00	1.05	2058.00	2.000	4116.00
フーチング浮力	-784.00	1.00	1.05	-823.20	2.000	-1646.40
裏込め土砂自重	7980.00	1.00	1.05	8379.00	2.000	16758.00
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1276.11	1.00	1.05	1339.91	2.667	3573.10
地盤反力	-5657.29	—	—	-5657.29	1.545	-8738.36
合計	—	—	—	5296.42	—	14062.34

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 14062.34/12.500 \\ &= 1124.99 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 14062.34/12.500 \\ &= 1124.99 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## (2) 断面(2)〈せん断力着目〉

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

## 1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

評価対象：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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.00	1568.00	1.600	2508.80
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.00	6384.00	1.600	10214.40
地表面載荷荷重	400.00	1.00	1.00	400.00	1.600	640.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.00	178.30	1.956	348.68
裏込め土砂による土圧	1693.89	1.00	1.00	1693.89	1.956	3312.49
地盤反力	-9960.79	—	—	-9960.79	1.630	-16233.45
合計	—	—	—	263.40	—	790.93

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 790.93/12.500 = 63.27 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 263.40/12.500 = 21.07 \text{ (kN/m)}$$

## 2) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.00	1568.00	1.600	2508.80
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.00	-627.20	1.600	-1003.52
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.00	6384.00	1.600	10214.40
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	400.00	1.00	1.00	400.00	1.600	640.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.00	178.30	1.956	348.68
裏込め土砂による土圧	1673.35	1.00	1.00	1673.35	1.956	3272.32
地盤反力	-9299.20	——	——	-9299.20	1.631	-15166.15
合計	——	——	——	277.25	——	814.53

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 814.53/12.500 = 65.16 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 277.25/12.500 = 22.18 \text{ (kN/m)}$$

## 3) 荷重ケース名 : D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.00	1568.00	1.600	2508.80
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.00	6384.00	1.600	10214.40
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.00	178.30	1.956	348.68
裏込め土砂による土圧	1693.89	1.00	1.00	1693.89	1.956	3312.49
地盤反力	-9583.93	——	——	-9583.93	1.624	-15568.85
合計	——	——	——	240.26	——	815.52

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 815.52/12.500 = 65.24 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 240.26/12.500 = 19.22 \text{ (kN/m)}$$

## 4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 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 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.00	1568.00	1.600	2508.80
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.00	-627.20	1.600	-1003.52
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.00	6384.00	1.600	10214.40
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.00	178.30	1.956	348.68
裏込め土砂による土圧	1673.35	1.00	1.00	1673.35	1.956	3272.32
地盤反力	-8922.34	——	——	-8922.34	1.625	-14501.56
合計	——	——	——	254.11	——	839.13

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 839.13/12.500 = 67.13 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 254.11/12.500 = 20.33 \text{ (kN/m)}$$

- 5) 荷重ケース名：①D  
 評価対象：耐荷性能  
 作用の組合せ：①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂による土圧	1693.89	1.00	1.05	1778.58	1.956	3478.11
地盤反力	-9798.40	——	——	-9798.40	1.637	-16043.19
合計	——	——	——	329.78	——	794.29

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 794.29/12.500 = 63.54 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 329.78/12.500 = 26.38 \text{ (kN/m)}$$

- 6) 荷重ケース名：①D+U  
 評価対象：耐荷性能  
 作用の組合せ：①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.05	-658.56	1.600	-1053.70
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1673.35	1.00	1.05	1757.01	1.956	3435.94
地盤反力	-9103.73	——	——	-9103.73	1.639	-14922.53
合計	——	——	——	344.32	——	819.07

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 819.07/12.500 = 65.53 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 344.32/12.500 = 27.55 \text{ (kN/m)}$$

- 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)  
 評価対象：耐荷性能  
 作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
地表面載荷荷重	400.00	1.00	1.05	420.00	1.600	672.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.05	187.22	1.956	366.12
裏込め土砂による土圧	1693.89	1.00	1.05	1778.58	1.956	3478.11
地盤反力	-10523.63	——	——	-10523.63	1.628	-17135.64
合計	——	——	——	211.77	——	739.96

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 739.96/12.500 = 59.20 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 211.77/12.500 = 16.94 \text{ (kN/m)}$$

## 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.05	-658.56	1.600	-1053.70
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	400.00	1.00	1.05	420.00	1.600	672.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.05	187.22	1.956	366.12
裏込め土砂による土圧	1673.35	1.00	1.05	1757.01	1.956	3435.94
地盤反力	-9828.96	——	——	-9828.96	1.629	-16014.97
合計	——	——	——	226.31	——	764.74

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 764.74/12.500 = 61.18 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 226.31/12.500 = 18.11 \text{ (kN/m)}$$

## 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.05	187.22	1.956	366.12
裏込め土砂による土圧	1693.89	1.00	1.05	1778.58	1.956	3478.11
地盤反力	-10127.92	——	——	-10127.92	1.623	-16437.81
合計	——	——	——	187.48	——	765.78

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 765.78/12.500 = 61.26 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 187.48/12.500 = 15.00 \text{ (kN/m)}$$

## 10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S(kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S(kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M(kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.05	-658.56	1.600	-1053.70
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	178.30	1.00	1.05	187.22	1.956	366.12
裏込め土砂による土圧	1673.35	1.00	1.05	1757.01	1.956	3435.94
地盤反力	-9433.24	——	——	-9433.24	1.624	-15317.15
合計	——	——	——	202.03	——	790.57

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 790.57/12.500 = 63.25 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 202.03/12.500 = 16.16 \text{ (kN/m)}$$

## 11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂による土圧	996.10	1.00	1.05	1045.91	1.956	2045.33
地盤反力	-6648.79	—	—	-6648.79	1.511	-10048.30
合計	—	—	—	2746.72	—	5356.39

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 5356.39/12.500 = 428.51 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2746.72/12.500 = 219.74 \text{ (kN/m)}$$

## 12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.05	-658.56	1.600	-1053.70
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	996.10	1.00	1.05	1045.91	1.956	2045.33
地盤反力	-5990.23	—	—	-5990.23	1.502	-8994.60
合計	—	—	—	2746.72	—	5356.39

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 5356.39/12.500 = 428.51 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2746.72/12.500 = 219.74 \text{ (kN/m)}$$

## 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂による土圧	1225.06	1.00	1.05	1286.32	1.956	2515.46
地盤反力	-4566.10	—	—	-4566.10	1.311	-5986.73
合計	—	—	—	5069.81	—	9888.09

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 9888.09/12.500 = 791.05 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 5069.81/12.500 = 405.59 \text{ (kN/m)}$$

14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1568.00	1.00	1.05	1646.40	1.600	2634.24
フーチング浮力	-627.20	1.00	1.05	-658.56	1.600	-1053.70
裏込め土砂自重	6384.00	1.00	1.05	6703.20	1.600	10725.12
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1225.06	1.00	1.05	1286.32	1.956	2515.46
地盤反力	-3907.54	————	————	-3907.54	1.262	-4933.04
合計	————	————	————	5069.82	————	9888.09

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 9888.09/12.500 = 791.05 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

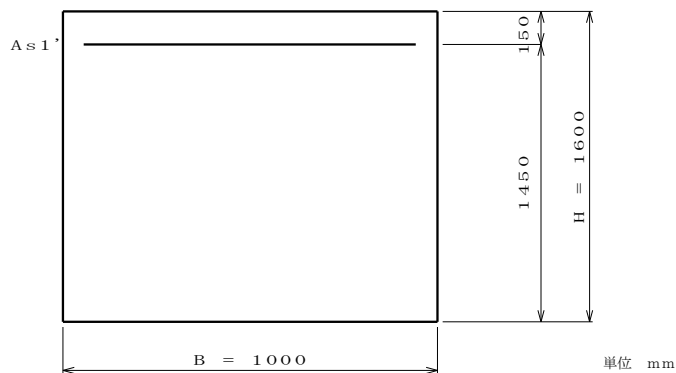
$$S = 5069.82/12.500 = 405.59 \text{ (kN/m)}$$

## 6-3-4 耐久性能の評価

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 配筋



## ・主鉄筋

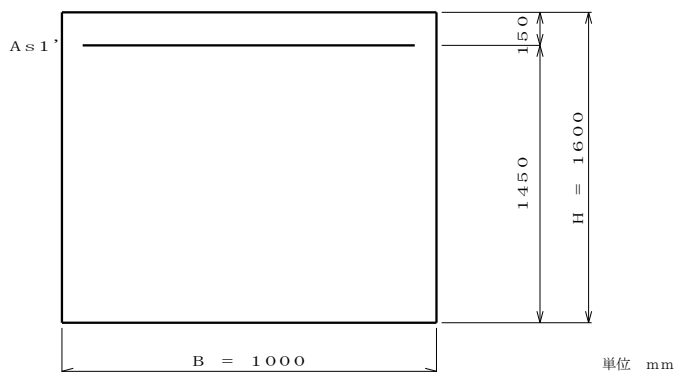
	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

## 2) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する評価(単鉄筋計算)

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	作用方向	M (kN・m/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	75.77	0.314	8.00	14.067	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	78.63	0.326	8.00	14.598	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	75.00	0.311	8.00	13.923	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	77.86	0.322	8.00	14.454	160.00	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>  
 (位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する評価

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \cdot 1000$$

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

ここに、

$\sigma_s$  : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c_{ds}$  : 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

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

$S_h$  : 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)  
 ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う  
 場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$A_w$  : 間隔a及び角度  $\theta$  で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm<sup>2</sup>)

$a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

$\theta$  : 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よりも小さい場合にはd/1.15に代わってせん断スパンを用いる。

荷重ケース	作用方向	$S_h$ (kN/m)	$S_{cd}$ (kN/m)	$S_s$ (kN/m)	$c_{ds}$	有効高 d (mm)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	21.07	301.32	0.00	1.000	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	22.18	301.32	0.00	1.000	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	19.22	301.32	0.00	1.000	1450.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	20.33	301.32	0.00	1.000	1450.0	0.00	160.00	OK

2-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時)  $d = 1.450$  (m)

有効高(下側引張時)  $d = 1.600$  (m)

2-2) せん断スパン $a$ 

- ・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$L$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

$$L = |M / S|$$

$M$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用するモーメント (kN・m)

$S$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直力 (kN)

$L'$  : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

$t_{cc}$  : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.300 m)

$d$  : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	M (kN・m)	S (kN)	L (m)	L' (m)	a (m)
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	947.16	112.74	8.401	1.150	9.551
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	982.91	129.21	7.607	1.150	8.757
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	937.45	47.73	19.640	1.150	20.790
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	973.21	64.20	15.160	1.150	16.310

2-3) 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( $c_{dc}$ )

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 $c_{dc}$
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	9.551	1.450	3.625	行わない	—
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	8.757	1.450	3.625	行わない	—
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	20.790	1.450	3.625	行わない	—
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	16.310	1.450	3.625	行わない	—

2-4) 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( $c_{ds}$ )

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$d$  : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 $c_{ds}$
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	9.551	1.450	3.625	行わない	—
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	8.757	1.450	3.625	行わない	—
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	20.790	1.450	3.625	行わない	—
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	16.310	1.450	3.625	行わない	—

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)	有効高dに関する 補正係数 $c_e$
上側引張時	1.450	0.933
下側引張時	1.600	1.000

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 <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 $c_{pt}$
上側引張時	4053.6	1450.0	0.280	0.980
下側引張時	0.0	1600.0	0.000	1.000

2-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)  
 $C_e$  : 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	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C_e$	$C_{pt}$	$C_{dc}$	$C_c$	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970

2-8) コンクリートが負担できるせん断力  $S_{cd}$ 

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- $S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)  
 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数  
 $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

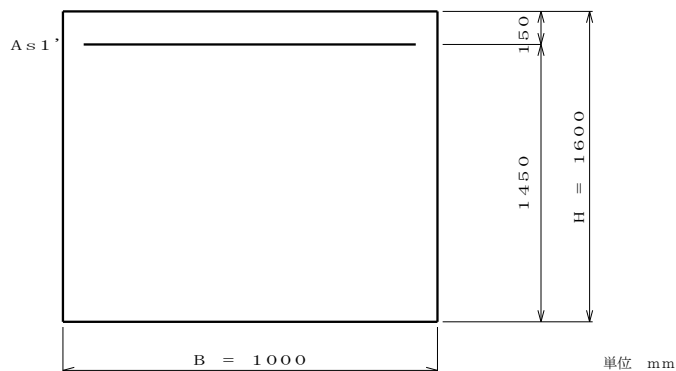
荷重ケース	作用方向	$\Phi_{uc}$	$\tau_r$ (N/mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	$S_{cd}$ (kN/m) 計算値
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.31970	1450.0	301.32
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.31970	1450.0	301.32
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.31970	1450.0	301.32
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.31970	1450.0	301.32

## 6-3-5 耐荷性能の評価

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

2) 最小鉄筋量

2-1) 上面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 1124.987 \times 10^6 \\ = 1912.479 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 4.2667 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{1600000} \right)$$

$$= 816.502 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $1.7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 816.502 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_d$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1600.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_d = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 34.87 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 1648.7 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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。

### 3) 最大鉄筋量の計算

#### 3-1) 上面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 971.29 \quad (\text{mm}) \\ A_{sb} &= 46496.66 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

## 4) 曲げモーメントによる評価

## 4-1) 限界状態1に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\Phi_y$  : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D	上側引張	82.62	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
①D+U	上側引張	85.62	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	67.42	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	70.43	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	66.61	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	69.61	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
⑨D+TH+EQ	上側引張	609.45	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	609.45	0.90	0.85	1878.62	1951.22	1437.14	OK
⑩D+EQ	上側引張	1124.99	0.90	1.00	1878.62	1951.22	1690.76	OK
⑩D+EQ+U	上側引張	1124.99	0.90	1.00	1878.62	1951.22	1690.76	OK

## 4-2) 限界状態3に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_u$  : 抵抗係数

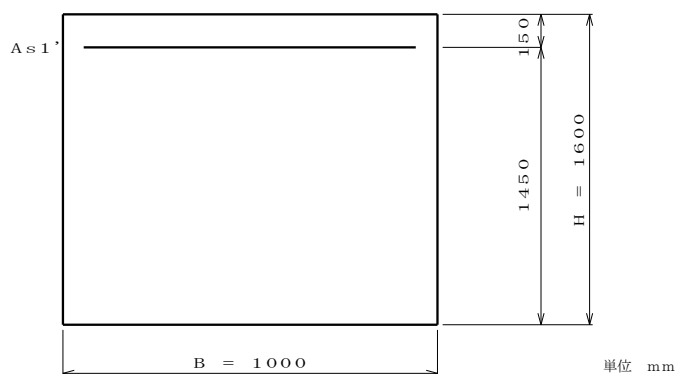
 $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D	上側引張	82.62	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
①D+U	上側引張	85.62	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	67.42	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	70.43	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	66.61	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	69.61	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
⑨D+TH+EQ	上側引張	609.45	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	609.45	0.90	0.90	0.80	1978.55	1282.10	OK
⑩D+EQ	上側引張	1124.99	0.90	0.90	1.00	1978.55	1602.62	OK
⑩D+EQ+U	上側引張	1124.99	0.90	0.90	1.00	1978.55	1602.62	OK

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.800 m)

## 1) 配筋



## ・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

## ・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

## 2) せん断力による評価

## 2-1) 斜引張破壊に対する評価

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

ここに、

 $S_{usd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m) $\xi_1$  : 調査・解析係数 $\xi_2$  : 部材・構造係数 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数 $\Phi_{us}$  : 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	作用力		制限値							判定
	作用方向	S (kN/m)	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$	$S_c$ (kN/m)	$\Phi_{us}$	$S_s$ (kN/m)	$S_{usd}$ (kN/m)	
①D	上側引張	26.38	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
①D+U	上側引張	27.55	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	16.94	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	18.11	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	15.00	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	16.16	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
⑨D+TH+EQ	上側引張	219.74	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	219.74	0.90	0.85	0.65	602.64	0.65	143.30	370.92	OK
⑩D+EQ	上側引張	405.59	0.90	0.85	0.95	602.64	0.95	143.30	542.11	OK
⑩D+EQ+U	上側引張	405.59	0.90	0.85	0.95	602.64	0.95	143.30	542.11	OK

## 2-1-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時)  $d = 1.450$  (m)有効高(下側引張時)  $d = 1.600$  (m)

2-1-2) せん断スパン $a$ 

・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$L$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

$$L = |M / S|$$

$M$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用するモーメント (kN・m)

$S$  : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直力 (kN)

$L'$  : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

$t_{cc}$  : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.300 m)

$d$  : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	M (kN・m)	S (kN)	L (m)	L' (m)	a (m)
①D	上側引張	1032.77	256.00	4.034	1.150	5.184
①D+U	上側引張	1070.31	273.29	3.916	1.150	5.066
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	842.80	29.68	28.394	1.150	29.544
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	880.35	46.97	18.741	1.150	19.891
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	832.62	-38.58	21.582	1.150	22.732
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	870.17	-21.29	40.875	1.150	42.025
⑨D+TH+EQ	上側引張	7618.08	2869.93	2.654	1.150	3.804
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	7618.08	2869.93	2.654	1.150	3.804
⑩D+EQ	上側引張	14062.34	5296.42	2.655	1.150	3.805
⑩D+EQ+U	上側引張	14062.34	5296.42	2.655	1.150	3.805

2-1-3) 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( $C_{dc}$ )

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 $C_{dc}$
①D	上側引張	5.184	1.450	3.625	行わない	—
①D+U	上側引張	5.066	1.450	3.625	行わない	—
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	29.544	1.450	3.625	行わない	—
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	19.891	1.450	3.625	行わない	—
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	22.732	1.450	3.625	行わない	—
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	42.025	1.450	3.625	行わない	—
⑨D+TH+EQ	上側引張	3.804	1.450	3.625	行わない	—
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	3.804	1.450	3.625	行わない	—
⑩D+EQ	上側引張	3.805	1.450	3.625	行わない	—
⑩D+EQ+U	上側引張	3.805	1.450	3.625	行わない	—

2-1-4) 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( $C_{ds}$ )

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

$a$  : せん断スパン (m)

$d$  : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 $C_{ds}$
①D	上側引張	5.184	1.450	3.625	行わない	—
①D+U	上側引張	5.066	1.450	3.625	行わない	—
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	29.544	1.450	3.625	行わない	—
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	19.891	1.450	3.625	行わない	—
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	22.732	1.450	3.625	行わない	—
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	42.025	1.450	3.625	行わない	—
⑨D+TH+EQ	上側引張	3.804	1.450	3.625	行わない	—
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	3.804	1.450	3.625	行わない	—
⑩D+EQ	上側引張	3.805	1.450	3.625	行わない	—
⑩D+EQ+U	上側引張	3.805	1.450	3.625	行わない	—

2-1-5) 部材断面の有効高  $d$ に関する補正係数( $c_e$ )

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 $c_e$
上側引張時	1.450	0.933
下側引張時	1.600	1.000

2-1-6) 引張主鉄筋比  $p_t$ に関する補正係数( $c_{pt}$ )

	引張 主鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 $c_{pt}$
上側引張時	4053.6	1450.0	0.280	0.980
下側引張時	0.0	1600.0	0.000	1.000

2-1-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $c_e$  : 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	$\tau_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$c_e$	$c_{pt}$	$c_{dc}$	$c_c$	$\tau_r$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
①D	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
①D+U	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
⑩D+EQ	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970
⑩D+EQ+U	上側引張	0.350	0.933	0.980	1.000	1.00	0.31970

2-1-8) コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$ 

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

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 ( $\text{kN}/\text{m}$ )
- $k$  : 補正係数で1.3とする
- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
- $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	$\tau_r$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	d (mm)	$S_c$ (kN/m) (計算値)
①D	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
①D+U	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
⑩D+EQ	上側引張	0.31970	1450.0	602.64
⑩D+EQ+U	上側引張	0.31970	1450.0	602.64

2-1-9) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値  $S_s$ 

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left( \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \cdot 0.001$$

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/m)  
 $k$  : 補正係数で1.3とする  
 $c_{ds}$  : 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  
 $A_w$  : 間隔 $a$ 及び角度 $\theta$ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$  : 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/mm<sup>2</sup>)  
 $d$  : 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 (= 500.0 mm)  
 $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※ただし、せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパン(mm)を用いる。

荷重ケース	作用方向	有効高 d(mm)	$S_s$ (kN/m)
①D	上側引張	1450.0	143.30
①D+U	上側引張	1450.0	143.30
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	1450.0	143.30
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	1450.0	143.30
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	1450.0	143.30
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	1450.0	143.30
⑨D+TH+EQ	上側引張	1450.0	143.30
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	1450.0	143.30
⑩D+EQ	上側引張	1450.0	143.30
⑩D+EQ+U	上側引張	1450.0	143.30

## 2-2) コンクリートの圧壊に対する評価

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

ここに、

- $S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)  
 $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)  
 $\xi_1$  : 調査・解析係数  
 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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 (kN/m)	制限値				判定
		$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	$S_{ucw}$ (kN/m)	$S_{ucd}$ (kN/m)	
①D	26.38	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
①D+U	27.55	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L(載荷荷重あり)	16.94	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	18.11	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L(載荷荷重なし)	15.00	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	16.16	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑨D+TH+EQ	219.74	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑨D+TH+EQ+U	219.74	0.90	0.70	4640.00	2923.20	OK
⑩D+EQ	405.59	0.90	1.00	4640.00	4176.00	OK
⑩D+EQ+U	405.59	0.90	1.00	4640.00	4176.00	OK

2-2-1) 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、

$S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

$\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)

$b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	有効高 d (mm)	$S_{ucw}$ (kN/m)
①D	上側引張	1450.0	4640.00
①D+U	上側引張	1450.0	4640.00
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	1450.0	4640.00
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	1450.0	4640.00
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	1450.0	4640.00
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	1450.0	4640.00
⑨D+TH+EQ	上側引張	1450.0	4640.00
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	1450.0	4640.00
⑩D+EQ	上側引張	1450.0	4640.00
⑩D+EQ+U	上側引張	1450.0	4640.00

## 2-3) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

$\tau_m$  : 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<sup>2</sup>)

$S_h$  : 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)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

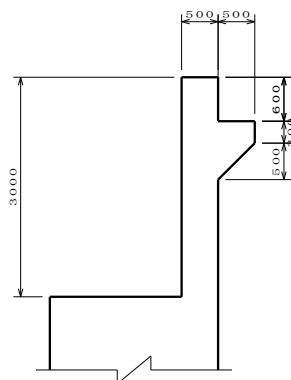
$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用の区分	作用方向	有効高 d (mm)	せん断力 $S_h$ (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
①D	永続作用支配状況	上側引張	1450.0	26.38	0.018	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	上側引張	1450.0	27.55	0.019	1.70	OK
②D+L(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	16.94	0.012	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	18.11	0.012	2.60	OK
②D+L(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	15.00	0.010	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	16.16	0.011	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	219.74	0.152	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	219.74	0.152	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	405.59	0.280	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	1450.0	405.59	0.280	2.60	OK

## 7 土留め部分（パラペット）の評価

## 7-1 設計条件

## (1) パラペット形状



- (2) T荷重の片側荷重                    100    (kN)
- (3) 舗装の厚さ                            0.200    (m)
- (4) 舗装の単位体積重量                22.50    (kN/m<sup>3</sup>)
- (5) 踏掛版の厚さ                        0.400    (m)
- (6) 踏掛版の単位体積重量               24.50    (kN/m<sup>3</sup>)
- (7) 踏掛版の長さ                        5.000    (m)

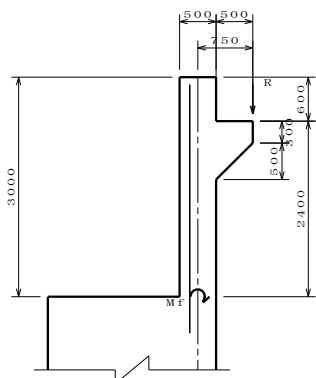
## (8) 作用の組合せ

前面	耐久性能（鋼材の腐食）	① D	永続作用支配状況
	耐久性能（疲労）	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	—
背面	耐荷性能	① D	永続作用支配状況
		② D+L	変動作用支配状況
	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
		⑩ D+EQ	変動作用支配状況

## 7-2 パラペット前面

## 7-2-1 耐久性能の評価

## (1) 断面力算出



## 1) 鋼材の腐食に対する耐久性能の評価に用いる断面力

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.02 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot R_f$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 25.025$$

$$= 26.28 \text{ (kN/m)}$$

$$M_f = R \cdot l_x$$

$$= 26.28 \times 0.750$$

$$= 19.71 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

$M_f$	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$l_x$	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1, w_2$ による反力	(kN/m)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)
$\gamma_{pd}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qd}$	: 死荷重の荷重係数	

## 2) 疲労に対する耐久性能の評価に用いる断面力

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.02 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.73 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 25.025 + 1.00 \times 1.00 \times 72.727$$

$$= 97.75 \text{ (kN/m)}$$

$$M_f = R \cdot l_x$$

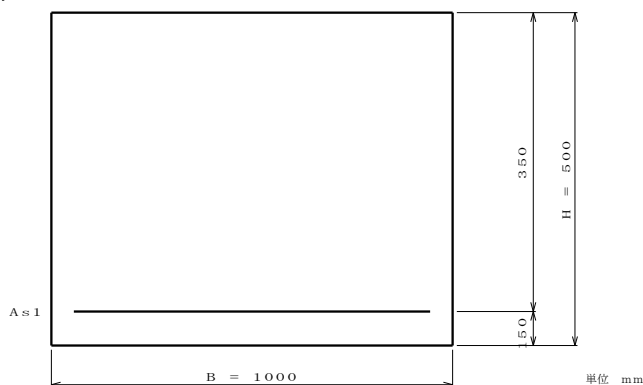
$$= 97.75 \times 0.750$$

$$= 73.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

$M_f$	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$l_x$	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1, w_2$ による反力	(kN/m)
$T$	: T荷重の片側荷重	(kN)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)
$R_T$	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	
$\gamma_{pL}$	: 活荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qL}$	: 活荷重の荷重係数	

## (2) 配筋



## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## (3) 鋼材の腐食に対する耐久性能の評価

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
①D (永続作用支配状況)	19.71	31.32	100.00	OK

## (4) 疲労に対する耐久性能の評価

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	73.31	3.98	8.00	116.51	180.00	OK



## 2) 作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.02 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.73 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 + 1.00 \times 1.25 \times 72.727$$

$$= 117.19 \text{ (kN/m)}$$

$$M_f = R \cdot l_x$$

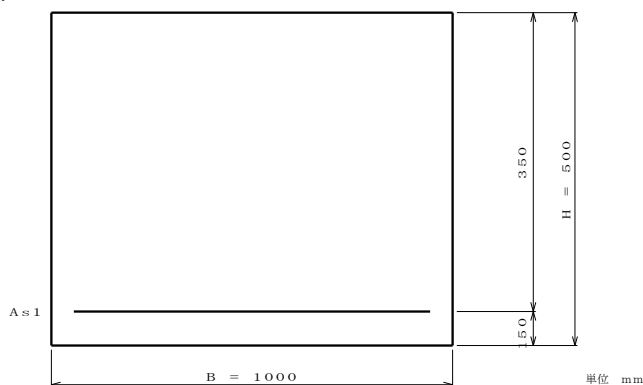
$$= 117.19 \times 0.750$$

$$= 87.89 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

$M_f$	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$l_x$	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1, w_2$ による反力	(kN/m)
$T$	: T荷重の片側荷重	(kN)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)
$R_T$	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	
$\gamma_{pL}$	: 活荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qL}$	: 活荷重の荷重係数	

## (2) 配筋



## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## (3) 最小鉄筋量

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 87.889 \times 10^6 \\ = 149.411 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 4.1667 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{500000} \right) \\ = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$1.7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$  : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)

$\sigma_{sy}$  : 引張鉄筋の降伏点 (= 345.0 N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (= 200000.0 N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ (= 0.0035)

$A_s$  : 引張主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s'$  : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$C$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

$T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

$b$  : 部材幅 (=1000.0 mm)

$h$  : 部材高さ (= 500.0 mm)

$d_1$  : 圧縮鉄筋のかぶり (= 150.0 mm)

$d_0$  : 引張鉄筋のかぶり (= 150.0 mm)

$x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$x = 14.19 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 671.3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$x = 234.45 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 11223.34 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

$\epsilon_{sy}$  : 引張主鉄筋の降伏ひずみ

$\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ

$A_{sb}$  : 釣合鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$C$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

$T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

$T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

$x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

## (5) 曲げモーメントによる評価

## 1) 限界状態1に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	19.71	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK
②D+L (変動作用支配状況)	87.89	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK

## 2) 限界状態3に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

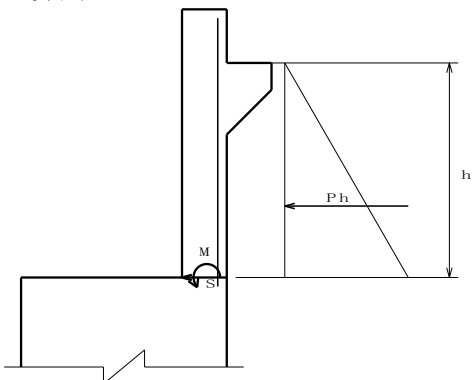
$M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	19.71	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK
②D+L (変動作用支配状況)	87.89	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK

## 7-3 パラペット背面

## 7-3-1 耐荷性能の評価

## (1) 断面力算出



## 1) 踏掛版の地震時慣性力とそれによるモーメント

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.02 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_H &= 2 \cdot R_f \cdot k_h \\
 &= 2 \times 25.02 \times 0.200 \\
 &= 10.01 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= R_H \cdot y_R \\
 &= 10.01 \times 2.400 \\
 &= 24.02 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$R_H$	: 踏掛版の地震時慣性力	(kN/m)
$M_R$	: 踏掛版の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
$R_f$	: 受台に作用する踏掛版の自重および踏掛版上の舗装の自重による反力	(kN/m)
$k_h$	: レベル1地震動の設計水平震度	
$y_R$	: 橋座から作用位置までの高さ	(m)
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)

## 2) パラペットおよび受台の地震時慣性力とそれによるモーメント

$$\begin{aligned} G_{H1} &= R_1 \cdot k_h \\ &= 36.75 \times 0.200 \\ &= 7.35 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_{H2} &= R_2 \cdot k_h \\ &= 6.74 \times 0.200 \\ &= 1.35 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G1} &= G_{H1} \cdot y_{G1} \\ &= 7.35 \times 1.500 \\ &= 11.02 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G2} &= G_{H2} \cdot y_{G2} \\ &= 1.35 \times 2.106 \\ &= 2.84 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_H &= G_{H1} + G_{H2} \\ &= 7.35 + 1.35 \\ &= 8.70 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_G &= M_{G1} + M_{G2} \\ &= 11.02 + 2.84 \\ &= 13.86 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

ここに、

$M_{G1}$	: パラペットの地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
$M_{G2}$	: 受台の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
$M_G$	: パラペットおよび受台の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
$G_{H1}$	: パラペットの地震時慣性力	(kN/m)
$G_{H2}$	: 受台の地震時慣性力	(kN/m)
$G_H$	: パラペットおよび受台の地震時慣性力	(kN/m)
$R_1$	: パラペットの自重	(kN/m)
$R_2$	: 受台の自重	(kN/m)
$k_h$	: レベル1地震動の設計水平震度	
$y_{G2}$	: 橋座から受台部分の作用位置までの高さ	(m)
$y_{G1}$	: 橋座からパラペット部分の作用位置までの高さ	(m)

## 3) 土圧による断面力

## 3-1) 主働土圧係数

$$\begin{aligned}\phi_{\text{res}} &= 30^\circ \quad 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^\circ \quad 0' \\ \theta &= 0^\circ \quad 0' \\ \alpha &= 0^\circ \quad 0'\end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

- ・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A1} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

- ・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A1} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

ここに、

- $\phi_{\text{res}}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- $\phi_{\text{peak}}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- $\gamma_{\text{pEQ}}$  : 地震の影響の荷重組合せ係数
- $\gamma_{\text{qEQ}}$  : 地震の影響の荷重係数

## 3-2) 裏込め土砂による土圧力

- ・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$\text{裏込め土砂の単位体積重量} \quad \gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{壁面摩擦角} \quad \delta = 0^\circ \quad 0'$$

$$\text{奥行き方向土圧作用幅} \quad L = 1.000 \text{ (m)}$$

土圧力

$$\begin{aligned}P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times 2.400^2 \times \cos(0^\circ \quad 0') \\ &= 17.86 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

作用高さ

$$P_V = 0.800 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}M_e &= 17.86 \times 0.800 \\ &= 14.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 19.00$ (kN/m <sup>3</sup> )
壁面摩擦角	$\delta = 0^\circ 0'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 1.000$ (m)

土圧力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 2.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \\
 &= 22.59 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

作用高さ

$$P_V = 0.800 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_e &= 22.59 \times 0.800 \\
 &= 18.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

4) 断面力の合計

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_G + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_e \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 24.024 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 13.863 + 1.00 \times 1.05 \times 18.288 \\
 &= 34.894 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot R_H + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot G_H + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot P_H \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 10.010 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 8.698 + 1.00 \times 1.05 \times 17.861 \\
 &= 28.575 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_G + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_e \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 24.024 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 13.863 + 1.00 \times 1.05 \times 18.071 \\
 &= 58.756 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot R_H + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot G_H + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot P_H \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 10.010 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 8.698 + 1.00 \times 1.05 \times 22.588 \\
 &= 43.361 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$\gamma_{pD}$  : 死荷重の荷重組合せ係数

$\gamma_{qD}$  : 死荷重の荷重係数

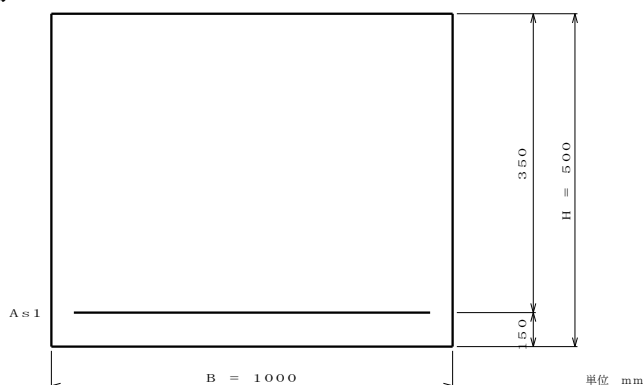
$\gamma_{pEQ}$  : 地震の影響の荷重組合せ係数

$\gamma_{qEQ}$  : 地震の影響の荷重係数

$\gamma_{pE}$  : 土圧の荷重組合せ係数

$\gamma_{qE}$  : 土圧の荷重係数

## (2) 配筋



## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## ・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D19ctc 15	2.000	573.0

## (3) 最小鉄筋量

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 58.756 \times 10^6 \\ = 99.884 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 4.1667 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{500000} \right)$$

$$= 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$$

$$= 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_i \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_i}{x}$$

ここに、

$M_d$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_d = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 14.19 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 671.3 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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) 最大鉄筋量の計算

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 234.45 \quad (\text{mm}) \\ A_{sb} &= 11223.34 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

#### (5) 曲げモーメントによる評価

##### 1) 限界状態1に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値				判定	
		$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)		$M_{yd}$ (kN・m/m)
⑨D+TH+EQ	34.89	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK
⑩D+EQ	58.76	0.90	1.00	219.31	225.59	197.38	OK

## 2) 限界状態3に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_u$  : 抵抗係数

 $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
⑨D+TH+EQ	34.89	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK
⑩D+EQ	58.76	0.90	0.90	1.00	232.42	188.26	OK

## (6) せん断力による評価

## 1) 斜引張破壊に対する評価

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

ここに、

 $S_{usd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

 $\Phi_{us}$  : 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)

作用の組合せ	作用 せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$	$S_c$ (kN/m)	$\Phi_{us}$	$S_s$ (kN/m)	$S_{usd}$ (kN/m)	
⑨D+TH+EQ	28.58	0.90	0.85	0.65	272.44	0.65	5214.30	2728.28	OK
⑩D+EQ	43.36	0.90	0.85	0.95	272.44	0.95	5214.30	3987.49	OK

1-1) 部材断面の有効高dに関する補正係数  $c_e$ 

有効高 d (mm)	有効高dに関する 補正係数 $c_e$
350.0	1.371

1-2) 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 <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 $c_{pt}$
2026.8	350.0	0.579	1.247

1-3) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.247 \times 1.00 \times 1.00 = 0.59878 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

 $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

 $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)

 $c_e$  : 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

1-4) コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$ 

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.59878 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 272.44 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 420.00 \text{ (kN/m)}$  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/m)
- $k$  : 補正係数で1.3とする
- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)
- $d$  : 部材断面の有効高 (mm)
- $\tau_{cmax}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

1-5) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値  $S_s$ 

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

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left( \sum \frac{573.0 \times 345.0 \times 350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 15.0} \right) \times 0.001$$

$$= 5214.30 \text{ (kN/m)}$$

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/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
- $k$  : 補正係数で1.3とする
- $A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sy}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)
- $d$  : 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)
- $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

## 2) コンクリートの圧壊に対する評価

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

ここに、

- $S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
- $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
- $\xi_1$  : 調査・解析係数
- $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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

作用の組合せ	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	$S_{ucw}$ (kN/m)	$S_{ucd}$ (kN/m)	
⑨D+TH+EQ	28.58	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑩D+EQ	43.36	0.90	1.00	1120.00	1008.00	OK

2-1) コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値  $S_{ucw}$ 

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 1120.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

- $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
- $\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)
- $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)
- $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

## 3) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

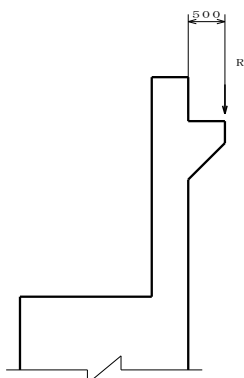
- $\tau_m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	$S_h$ (kN/m)	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	28.58	0.082	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	43.36	0.124	2.60	OK

## 7-4 受台の計算

## 7-4-1 耐久性能の評価

## (1) 断面力算出



## 1) 鋼材の腐食に対する耐久性能の評価に用いる断面力

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.025 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.276 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_D &= R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \\
 &= 26.276 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \\
 &= 33.35 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y \\
 &= 26.276 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212 \\
 &= 14.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$M_D$	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$S_D$	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$W_D$	: 受台自重	(kN/m)
$l_x$	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
$G_y$	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1$ 、 $w_2$ による全反力	(kN/m)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	

## 2) 疲労に対する耐久性能の評価に用いる断面力

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.025 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.727 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 25.025 + 1.00 \times 1.00 \times 72.727$$

$$= 97.752 \text{ (kN/m)}$$

$$S_D = R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D$$

$$= 97.752 + 1.00 \times 1.00 \times 6.738$$

$$= 104.49 \text{ (kN/m)}$$

$$M_D = R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y$$

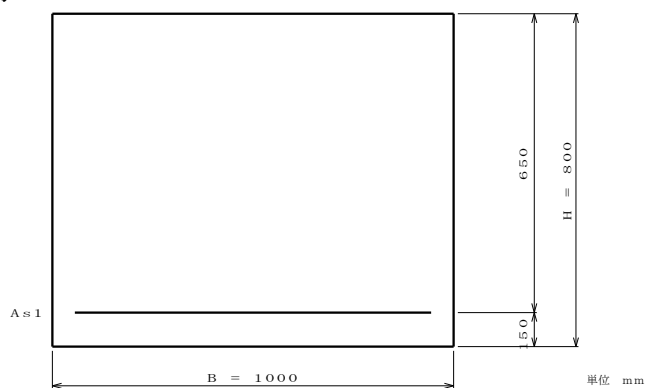
$$= 97.752 \times 0.500 + 1.00 \times 1.00 \times 6.738 \times 0.212$$

$$= 50.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

$M_D$	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$S_D$	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$W_D$	: 受台自重	(kN/m)
$l_x$	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
$G_y$	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
$T$	: T荷重の片側荷重	(kN)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1$ 、 $w_2$ による全反力	(kN/m)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)
$R_T$	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	
$\gamma_{pL}$	: 活荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qL}$	: 活荷重の荷重係数	

## (2) 配筋



## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## (3) 鋼材の腐食に対する耐久性能の評価

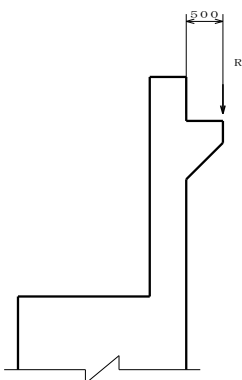
作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
①D (永続作用支配状況)	14.64	12.18	100.00	OK

## (4) 疲労に対する耐久性能の評価

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	50.31	0.99	8.00	41.85	180.00	OK

## 7-4-2 耐荷性能の評価

## (1) 断面力算出



## 1) 荷重の組合せ：①D

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.025 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.276 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_D &= R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \\
 &= 26.276 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \\
 &= 33.35 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y \\
 &= 26.276 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212 \\
 &= 14.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$M_D$	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$S_D$	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$W_D$	: 受台自重	(kN/m)
$l_x$	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
$G_y$	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1$ 、 $w_2$ による全反力	(kN/m)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	

## 2) 荷重の組合せ：②D+L

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.025 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.727 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 + 1.00 \times 1.25 \times 72.727 \\
 &= 117.185 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

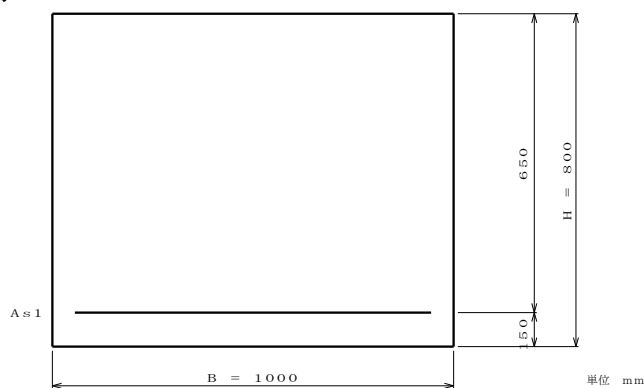
$$\begin{aligned}
 S_D &= R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \\
 &= 117.185 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \\
 &= 124.26 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y \\
 &= 117.185 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212 \\
 &= 60.09 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$M_D$	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
$S_D$	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
$R$	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
$W_D$	: 受台自重	(kN/m)
$l_x$	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
$G_y$	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
$T$	: T荷重の片側荷重	(kN)
$R_f$	: 受台に作用する $w_1$ 、 $w_2$ による全反力	(kN/m)
$w_1$	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$w_2$	: 踏掛版の自重	(kN/m <sup>2</sup> )
$L$	: 支間長(0.7 $L_0$ とする)	(m)
$L_0$	: 踏掛版の長さ	( = 5.000 m)
$R_T$	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
$\gamma_{pD}$	: 死荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qD}$	: 死荷重の荷重係数	
$\gamma_{pL}$	: 活荷重の荷重組合せ係数	
$\gamma_{qL}$	: 活荷重の荷重係数	

## (2) 配筋



## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## (3) 最小鉄筋量の計算

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 60.093 \times 10^6 \\ = 102.159 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 1.0667 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{800000} \right) \\ = 204.126 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$1.7M_d \leq M_c$  となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 204.126 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 800.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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) 最大鉄筋量の計算

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$x = 435.41 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 20843.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

$\epsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\epsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

#### (5) 曲げモーメントによる評価

##### 1) 限界状態1に対する評価

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

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)
$\xi_1$	: 調査・解析係数
$\Phi_y$	: 抵抗係数
$M_{yc}(s)$	: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値				判定	
		$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)		$M_{yd}$ (kN・m/m)
①D (永続作用支配状況)	14.64	0.90	0.85	419.29	435.36	320.76	OK
②D+L (変動作用支配状況)	60.09	0.90	0.85	419.29	435.36	320.76	OK

## 2) 限界状態3に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_u$  : 抵抗係数

 $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	14.64	0.90	0.90	0.80	442.19	286.54	OK
②D+L (変動作用支配状況)	60.09	0.90	0.90	0.80	442.19	286.54	OK

## (6) せん断力による評価

## 1) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

 $\tau_m$  : 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<sup>2</sup>)

 $S_h$  : 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 (= 650.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	$S_h$ (kN/m)	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
①D	永続作用支配状況	10.83	0.017	1.70	OK
②D+L	変動作用支配状況	31.81	0.049	2.60	OK

## 2) 有効高の変化を考慮したせん断力

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

ここに、

 $S_d$  : 部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

 $M_d$  : 部材断面に生じる曲げモーメント (kN・m/m)

 $d$  : 有効高さ (m)

 $\beta$  : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 ( $\tan\beta = 1.0000$ )

 $\gamma$  : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 ( $\tan\gamma = 0.0000$ )

作用の組合せ	せん断力 $S_d$ (kN/m)	モーメント $M_d$ (kN・m/m)	有効高 $d$ (m)	$S_h$ (kN/m)
①D	33.35	14.64	0.650	10.83
②D+L	124.26	60.09	0.650	31.81

## 7-5 踏掛版

## 7-5-1 耐久性能の評価

## (1) 設計曲げモーメント

## 1) 死荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \frac{1}{8} \cdot (W_1 + W_2) \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500^2 \\
 &= 21.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_b$  : 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

$W_1$  : 踏掛版上の舗装の自重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 22.50 \times 0.200 \\
 &= 4.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$W_2$  : 踏掛版の自重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 24.50 \times 0.400 \\
 &= 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$L$  : 踏掛版の支間長 (m)

$$\begin{aligned}
 L &= 5.000 \times 0.7 \\
 &= 3.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## 2) 活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_L &= \left( \frac{1}{4} \cdot W_L \cdot L \cdot (0.2 + 2 \cdot d) - \frac{1}{8} \cdot W_L \cdot (0.2 + 2 \cdot d)^2 \right) \cdot \alpha \\
 &= \left( \frac{1}{4} \times 157.58 \times 3.500 \times (0.2 + 2 \times 0.200) - \frac{1}{8} \times 157.58 \times (0.2 + 2 \times 0.200)^2 \right) \times 1.000 \\
 &= 75.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_L$  : 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

$W_L$  : 活荷重による分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_L &= \frac{2 \cdot T \cdot (1 + i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2 \cdot d)} \\
 &= \frac{2 \times 100.00 \times (1 + 0.3)}{2.75 \times (0.2 + 2 \times 0.200)} \\
 &= 157.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$T$  : T荷重の片側荷重 (kN)

$d$  : 踏掛版上の舗装厚 (m)

$i$  : 衝撃係数 (=0.3)

$\alpha$  : 断面力に乗じる係数

踏掛版の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数 ( $\alpha$ )	1.0	$L/32+7/8$

$$\alpha = 1.0$$

## 3) 設計曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot M_L \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 21.90 + 1.00 \times 1.00 \times 75.64 \\
 &= 97.53 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

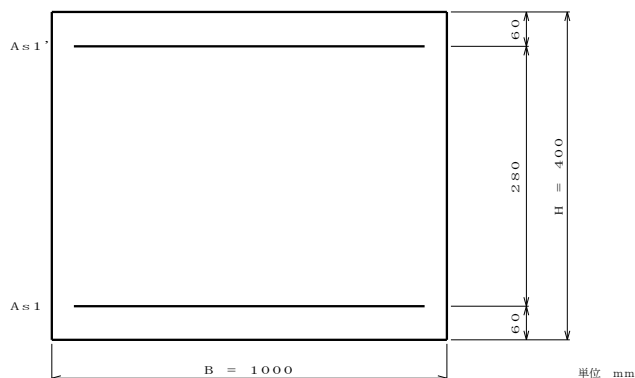
$\gamma_{pD}$  : 死荷重の荷重組合せ係数

$\gamma_{qD}$  : 死荷重の荷重係数

$\gamma_{pL}$  : 活荷重の荷重組合せ係数

$\gamma_{qL}$  : 活荷重の荷重係数

## (2) 配筋



## ・上面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	60	D19ctc250	4.000	1146.0

## ・下面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	60	D19ctc125	8.000	2292.0

## (3) 疲労に対する耐久性能の評価

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	97.53	5.33	8.00	142.22	180.00	OK

## 7-5-2 耐荷性能の評価

## (1) 設計曲げモーメント

## 1) 死荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \frac{1}{8} \cdot (W_1 + W_2) \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500^2 \\
 &= 21.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_b$  : 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

$W_1$  : 踏掛版上の舗装の自重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 22.50 \times 0.200 \\
 &= 4.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$W_2$  : 踏掛版の自重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 24.50 \times 0.400 \\
 &= 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$L$  : 踏掛版の支間長 (m)

$$\begin{aligned}
 L &= 5.000 \times 0.7 \\
 &= 3.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## 2) 活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_L &= \left( \frac{1}{4} \cdot W_L \cdot L \cdot (0.2 + 2 \cdot d) - \frac{1}{8} \cdot W_L \cdot (0.2 + 2 \cdot d)^2 \right) \cdot \alpha \\
 &= \left( \frac{1}{4} \times 157.58 \times 3.500 \times (0.2 + 2 \times 0.200) - \frac{1}{8} \times 157.58 \times (0.2 + 2 \times 0.200)^2 \right) \times 1.000 \\
 &= 75.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_L$  : 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

$W_L$  : 活荷重による分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 W_L &= \frac{2 \cdot T \cdot (1 + i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2 \cdot d)} \\
 &= \frac{2 \times 100.00 \times (1 + 0.3)}{2.75 \times (0.2 + 2 \times 0.200)} \\
 &= 157.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$T$  : T荷重の片側荷重 (kN)

$d$  : 踏掛版上の舗装厚 (m)

$i$  : 衝撃係数 (=0.3)

$\alpha$  : 断面力に乗じる係数

踏掛版の支間長 $L$ (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数 ( $\alpha$ )	1.0	$L/32+7/8$

$$\alpha = 1.0$$

## 3) 設計曲げモーメント

## 3-1) 作用の組合せ：①D

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 21.90 \\
 &= 22.99 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

 $\gamma_{pD}$ ：死荷重の荷重組合せ係数 $\gamma_{qD}$ ：死荷重の荷重係数

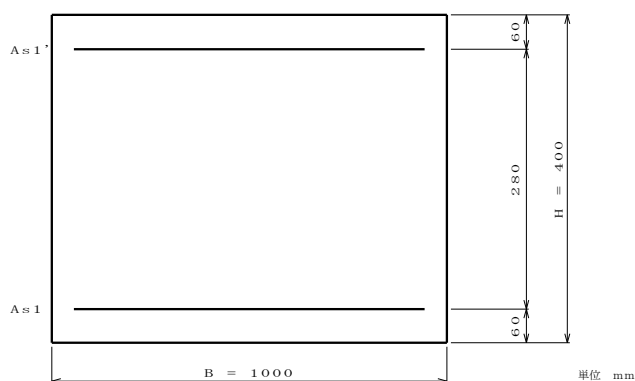
## 3-2) 作用の組合せ：②D+L

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot M_L \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 21.90 + 1.00 \times 1.25 \times 75.64 \\
 &= 117.54 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

 $\gamma_{pD}$ ：死荷重の荷重組合せ係数 $\gamma_{qD}$ ：死荷重の荷重係数 $\gamma_{pL}$ ：活荷重の荷重組合せ係数 $\gamma_{qL}$ ：活荷重の荷重係数

## (2) 配筋



## ・ 上面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	60	D19ctc250	4.000	1146.0

## ・ 下面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	60	D19ctc125	8.000	2292.0

## (3) 最小鉄筋量

・  $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$\begin{aligned}
 1.7M_d &= 1.7 \times 117.537 \times 10^6 \\
 &= 199.813 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}
 \end{aligned}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 2.6667 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{400000} \right)$$

$$= 51.031 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$	: ひび割れ曲げモーメント	(N・mm)
$Z_c$	: コンクリート部材の断面係数	(mm <sup>3</sup> )
$\sigma_{bt}$	: コンクリートの曲げ引張強度	(N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$	
	$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$	
	$= 1.9137$ (N/mm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$N_d$	: 軸方向力	(N)
$A_c$	: コンクリート部材の断面積	(mm <sup>2</sup> )

1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・  $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 51.031 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 400.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 60.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 60.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$x = 9.30 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 439.9 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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) 最大鉄筋量の計算

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$x = 227.75 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 10902.67 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

$\epsilon_{sy}$  : 引張主鉄筋の降伏ひずみ

$\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ

$A_{sb}$  : 釣合鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$C$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

$T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

$T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

$x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

## (5) 曲げモーメントによる評価

## 1) 限界状態1に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	22.99	0.90	0.85	238.83	244.36	182.71	OK
②D+L (変動作用支配状況)	117.54	0.90	0.85	238.83	244.36	182.71	OK

## 2) 限界状態3に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

$M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	22.99	0.90	0.90	0.80	253.10	164.01	OK
②D+L (変動作用支配状況)	117.54	0.90	0.90	0.80	253.10	164.01	OK

## 7-6 橋軸方向拘束構造からの水平力に対する評価

## 7-6-1 橋軸方向拘束構造を設置する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の水平耐力

## (1) たて壁基部の降伏モーメント

## 1) 単位幅当たりの作用鉛直力

$$N = \frac{W + R_d}{L} = \frac{4263.00 + 2300.00}{12.500}$$

$$= 525.04 \text{ (kN)}$$

ここに、

N : 単位幅当たりの作用鉛直力 (kN)

W : 躯体重量 (kN)

R<sub>d</sub> : 死荷重反力 (kN)

L : 壁幅 (m)

## 2) たて壁部の材質

コンクリート設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 主鉄筋の降伏点  $\sigma_{sy} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 

## 3) たて壁基部の配筋

・部材厚 2.300 (m)

・背面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D29ctc250	4.000	2569.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D19ctc500	1.000	286.5

## 4) たて壁基部の降伏曲げモーメント

$$M_y = 2323.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## (2) たて壁基部のせん断力の制限値

$$P_s = \min(S_{usd}, S_{ucd}) = \min(871.06, 6880.00) = 871.06 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

S<sub>usd</sub> : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

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

$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 598.25 + 0.95 \times 480.46)$$

$$= 871.06 \text{ (kN/m)}$$

 $\xi_1$  : 調査・解析係数 $\xi_2$  : 部材・構造係数 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数 $\Phi_{us}$  : 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)

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1.3 \times 0.21404 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 598.25 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 2580.00 \text{ (kN/m)}$

$k$  : 補正係数で1.3とする

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.827 \times 0.739 \times 1.00 \times 1.00 = 0.21404 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)

$c_e$  : 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

$b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\tau_{cmax}$  : 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<sup>2</sup>)

$S_s$  : 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)

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

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left( \sum \frac{286.5 \times 345.00 \times 2150.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 500} \right) \times 0.001$$

$$= 480.46 \text{ (kN/m)}$$

$c_{ds}$  : 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

$k$  : 補正係数で1.3とする

$A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 有効高さ (mm)

$a$  : せん断補強鉄筋の間隔 (mm)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)

$S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 6880.00 = 6880.00 \text{ (kN/m)}$$

$S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 6880.00 \text{ (kN/m)}$$

$\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)

$b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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

### (3) 下部構造の水平耐力

#### 1) たて壁基部の降伏曲げモーメントから求まる水平耐力

$$P_{Hy} = \frac{M_y}{H} = \frac{2323.90}{5.700}$$

$$= 407.70 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

$P_{Hy}$  : 降伏曲げモーメントから求まる水平耐力 (kN/m)

$M_y$  : 降伏曲げモーメント (kN・m/m)

$H$  : 橋台基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (m)

## 2) 下部構造の水平耐力

$$P_{LG} = \min(P_{Hy}, P_s) \cdot L = \min(407.70, 871.06) \times 12.500$$

$$= 5096.27 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $P_{LG}$  : 下部構造の水平耐力 (kN)  
 $P_{Hy}$  : 降伏曲げモーメントから求まる水平耐力 (kN)  
 $P_s$  : せん断耐力 (kN)  
 $L$  : たて壁幅 (m)

## 7-6-2 設計用地震力

$$P_{LG} = 5096.27 \text{ (kN)} > 1.5 \cdot R_d = 1.5 \times 2300.00 = 3450.00 \text{ (kN)}$$

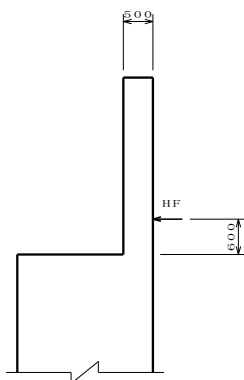
より、

$$H_F = 3450.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)  
 $P_{LG}$  : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)  
 $R_d$  : 死荷重反力 (kN)

## 7-6-3 パラペット部の配筋



## ・前面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	2026.8

## ・背面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

## ・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D19ctc 15	2.000	573.0

## 7-6-4 パラペット基部の曲げモーメントによる評価

$$M = 165.60 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \leq M_r = 219.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$M$  : パラペット基部の曲げモーメント (kN・m/m)

$$M = \frac{H_F}{L} \cdot h = \frac{3450.00}{12.500} \times 0.600 = 165.60 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

$L$  : 躯体奥行き (m)

$h$  : パラペット基部から落橋防止構造設置位置までの高さ (m)

$M_r$  : パラペット基部の降伏曲げモーメント (kN・m/m)

## 7-6-5 押抜きせん断力の制限値に対する評価

$$H_F/4 = 3450.00/4 = 862.50 \text{ (kN)} \leq P_{\text{pu}} = 1629.01 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$P_{\text{pu}}$  : 押抜きせん断力の制限値 (kN)

$$P_{\text{pu}} = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_{\text{ps}}) \cdot P_{\text{pu}} = 1.00 \times 1.00 \times 1629.01 = 1629.01 \text{ (kN)}$$

$P_{\text{pu}}$  : 押抜きせん断耐力の特性値

$$P_{\text{pu}} = k \cdot b_p \cdot d \cdot \tau_{\text{pc}} = 1.70 \times 3.04204 \times 0.350 \times 0.900 \times 1000 = 1629.01 \text{ (kN)}$$

$b_p$  : 断面の分布形状を部材の有効高の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した形状の外周の長さ (m)

$d$  : 断面部材の有効高 (m)

$k$  : 補正係数で1.70とする

$\tau_{\text{pc}}$  : 押抜きせん断応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{\text{ps}}$  : 部材・構造係数と抵抗係数の積

## 7-6-6 パラペット基部のせん断力による評価

$$S = 276.00 \text{ (kN/m)} < \min(S_{\text{usd}}, S_{\text{ucd}}) = \min(4430.55, 1120.00) = 1120.00 \text{ (kN/m)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$S$  : パラペット基部のせん断力 (kN/m)

$$S = \frac{H_F}{L} = \frac{3450.00}{12.500} = 276.00 \text{ (kN/m)}$$

$H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

$L$  : 躯体奥行き (m)

$S_{\text{usd}}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

$$S_{\text{usd}} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{\text{uc}} \cdot S_c + \Phi_{\text{us}} \cdot S_s) \\ = 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 272.44 + 0.95 \times 5214.30) = 4430.55 \text{ (kN/m)}$$

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_{\text{uc}}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

$\Phi_{\text{us}}$  : 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)

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.59878 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 272.44 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{\text{cmax}} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 420.00 \text{ (kN/m)}$  とする。

$k$  : 補正係数で1.3とする

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{\text{pt}} \cdot c_{\text{dc}} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.247 \times 1.00 \times 1.00 = 0.59878 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)

$c_e$  : 部材断面の有効高に関する補正係数

$c_{\text{pt}}$  : 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

$c_{\text{dc}}$  : 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

$b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\tau_{\text{cmax}}$  : 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<sup>2</sup>)

$S_s$  : 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)

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

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left( \sum \frac{573.0 \times 345.0 \times 350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 15.0} \right) \times 0.001$$

$$= 5214.30 \text{ (kN/m)}$$

$c_{ds}$  : 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

$k$  : 補正係数で1.3とする

$A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 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)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

$S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} = 1.00 \times 1.00 \times 1120.00 = 1120.00 \text{ (kN/m)}$$

$S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 1120.00 \text{ (kN/m)}$$

$\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)

$b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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

#### 7-6-7 支圧応力度の制限値に対する評価

$$\sigma_b = \frac{H}{A_b} = \frac{431.25}{0.06786} \times 0.001 = 6.355 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{bad} = 16.018 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$H$  : ケーブル1本当たりの水平力 (kN)

$$H = \frac{H_f/F}{n} = \frac{3450.00 / 4}{2} = 431.25 \text{ (kN)}$$

$H_f$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

$F$  : 落橋防止装置設置箇所数

$n$  : 落橋防止装置1箇所当たりのPCケーブル本数

$A_b$  : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times (0.300^2 - 0.060^2) = 0.06786 \text{ (m}^2\text{)}$$

$\sigma_{bad}$  : 支圧破壊に対する支圧応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bad} = \xi_1 \cdot (\xi_2 \cdot \Phi_{ba}) \cdot \sigma_{ba} = 1.00 \times 1.00 \times 16.018 = 16.018 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ba}$  : コンクリートの支圧強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{ba} = k \cdot \left( 0.25 + 0.05 \cdot \frac{A_c}{A_b} \right) \cdot \sigma_{ck}$$

$$= 1.70 \times \left( 0.25 + 0.05 \times \frac{0.19352}{0.06786} \right) \times 24.0$$

$$= 16.018 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot k \cdot \sigma_{ck} = 0.5 \times 1.70 \times 24.0 = 20.400 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$  とする。

$A_c$  : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_c = \frac{\pi}{4} \times (0.500^2 - 0.060^2) = 0.19352 \text{ (m}^2\text{)}$$

$k$  : 補正係数で1.70とする

$\sigma_{ck}$  : コンクリート設計基準強度

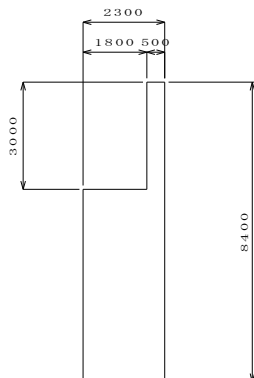
$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ba}$  : 部材・構造係数と抵抗係数の積

## 8 躯体部材（たて壁）の評価

## 8-1 設計条件

## 8-1-1 形状



## 8-2 断面力

## 8-2-1 断面力一覧

## (1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

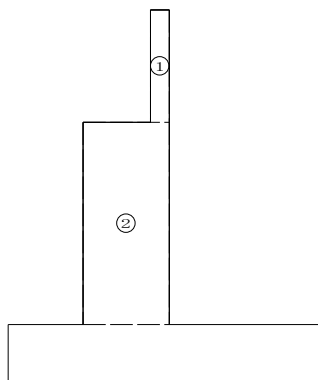
荷重ケース	評価対象	作用の組合せ	設計状況	曲げモーメント M(kN・m/m)	鉛直力 V(kN/m)	水平力 H(kN/m)
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	673.04	229.15
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	673.04	229.15
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	673.04	229.15
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	673.04	229.15
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	598.67	593.29	213.81
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	598.67	593.29	213.81
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	728.29	240.60
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	728.29	240.60
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	728.29	240.60
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	728.29	240.60
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1024.27	593.29	312.58
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1024.27	593.29	312.58
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1575.56	593.29	456.24
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1575.56	593.29	456.24

## 8-2-2 断面力算出

## (1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

## 1) 躯体部自重

## i) ブロック割



## ii) 躯体部自重および重心位置 (照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛直力 V (kN)
①	0.500 × 3.000 × 12.500 × 24.5	459.38
②	2.300 × 5.400 × 12.500 × 24.5	3803.63
	合計	4263.00

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	459.38	-0.900	6.900	-413.44	3169.69
②	3803.63	0.000	2.700	0.00	10269.79
計	4263.00			-413.44	13439.48

## 重心位置

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{-413.44}{4263.00} = -0.097 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{13439.48}{4263.00} = 3.153 \text{ (m)}$$

## 2) 上部構造からの反力の集計 (照査断面図心位置より)

## 2-1) D+L (載荷荷重あり)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.150	—	-420.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.150	—	-202.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-622.50	0.00

## 2-2) D+L+U (載荷荷重あり)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.150	—	-420.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.150	—	-202.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-622.50	0.00

## 2-3) D+L (載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.150	—	-420.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.150	—	-202.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-622.50	0.00

## 2-4) D+L+U (載荷荷重なし)

評価対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.150	—	-420.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.150	—	-202.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-622.50	0.00

## 2-5) ①D

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	-441.00	0.00

## 2-6) ①D+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	-441.00	0.00

## 2-7) ②D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.150	—	-253.12	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-694.12	0.00

## 2-8) ②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.150	—	-253.12	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-694.12	0.00

## 2-9) ②D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.150	—	-253.12	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-694.12	0.00

## 2-10) ②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.150	—	-253.12	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-694.12	0.00

## 2-11) ⑨D+TH+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	5.700	—	3351.60
合計	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	-441.00	3351.60

## 2-12) ⑨D+TH+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	5.700	—	3351.60
合計	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	-441.00	3351.60

## 2-13) ⑩D+EQ

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	5.700	—	6703.20
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	-441.00	6703.20

## 2-14) ⑪D+EQ+U

評価対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑪D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	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	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.150	—	-441.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	5.700	—	6703.20
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	-441.00	6703.20

## 3) 土圧

## i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$$\phi = 30^\circ 0'$$

地表面と水平面とのなす角

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 0^\circ 0'$$

《地震の影響を考慮しない場合》

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.30847$$

《地震の影響を考慮する場合》

$$\begin{aligned}\phi_{\text{res}} &= 30^{\circ} 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^{\circ} 0' \\ \theta &= 0^{\circ} 0' \\ \alpha &= 0^{\circ} 0'\end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

- ・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

- ・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

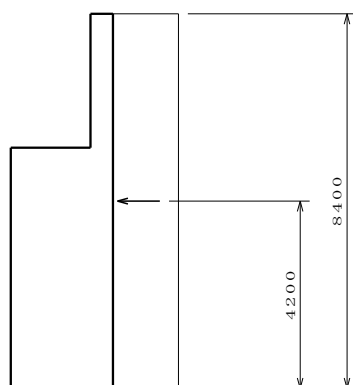
ここに、

- $\phi_{\text{res}}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- $\phi_{\text{peak}}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- $\gamma_{\text{pEQ}}$  : 地震の影響の荷重組合せ係数
- $\gamma_{\text{qEQ}}$  : 地震の影響の荷重係数

ii) 土圧力の計算

《地震の影響を考慮しない場合》

- ・地表載荷荷重による土圧



地表載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^{\circ} 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.500 \text{ (m)}$$

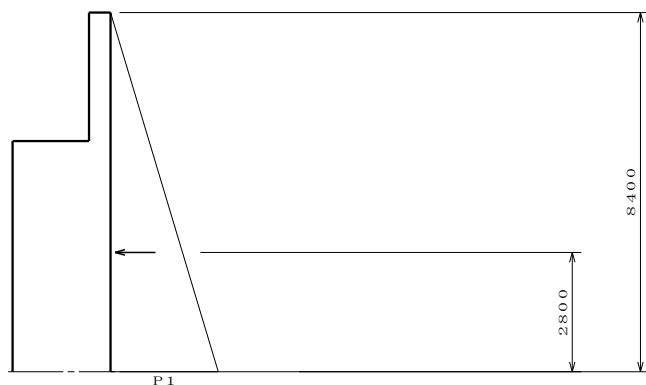
水平力

$$\begin{aligned}P_H &= Q \cdot K_{A1} \cdot H_1 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.30847 \times 8.400 \times \cos(10^{\circ} 0') \times 12.500 \\ &= 318.97 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 4.200 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧（水位無視）



裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$   
 土圧作用面の壁面摩擦角  $\delta = 10^\circ 0'$   
 奥行き方向土圧作用幅  $L = 12.500 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 8.400^2 \times \cos(10^\circ 0') \times 12.500 \\
 &= 2545.37 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

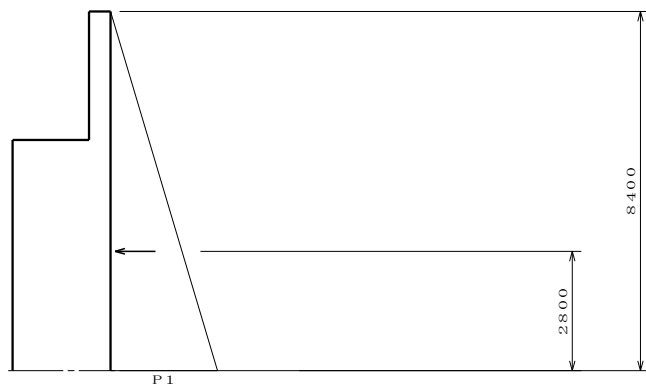
水平力作用位置

$$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$$

《地震の影響を考慮する場合》

⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧（水位無視）



裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$   
 土圧作用面の壁面摩擦角  $\delta = 0^\circ 0'$   
 奥行き方向土圧作用幅  $L = 12.500 \text{ (m)}$

水平力

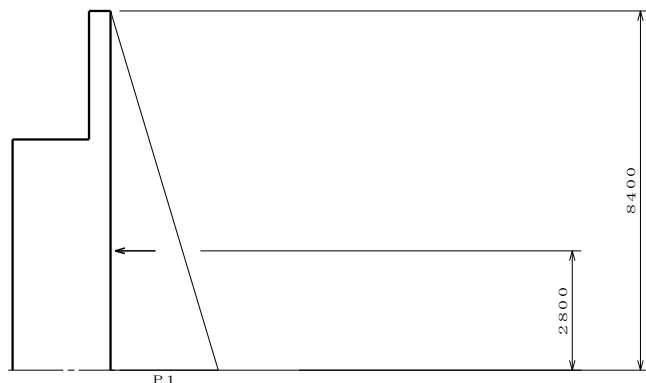
$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times 8.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \times 12.500 \\
 &= 2734.91 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$$

## ⑩ D+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 0^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.500 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 8.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \times 12.500 \\ &= 3458.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$$

## 8-2-3 荷重の集計

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

1) 荷重ケース名: D+L(載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_p$	$\gamma_q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.00	4263.00	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.00	—	318.97	—	4.200	—	1339.67
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.00	—	2545.37	—	2.800	—	7127.03
合計	—	—	—	—	8413.00	2864.34	—	—	0.00	8466.70

曲げモーメントの合計

$$\begin{aligned} M &= M_y + M_x \\ &= 8466.70 + 0.00 = 8466.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8413.00 / 12.500 = 673.04 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2864.34 / 12.500 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8466.70 / 12.500 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 2) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象 : 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)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.00	4263.00	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.00	—	318.97	—	4.200	—	1339.67
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.00	—	2545.37	—	2.800	—	7127.03
合計	—	—	—	—	8413.00	2864.34	—	—	0.00	8466.70

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8466.70 + 0.00 = 8466.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8413.00 / 12.500 = 673.04 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2864.34 / 12.500 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8466.70 / 12.500 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 3) 荷重ケース名 : D+L(載荷荷重なし)

評価対象 : 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)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.00	4263.00	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.00	—	318.97	—	4.200	—	1339.67
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.00	—	2545.37	—	2.800	—	7127.03
合計	—	—	—	—	8413.00	2864.34	—	—	0.00	8466.70

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8466.70 + 0.00 = 8466.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8413.00 / 12.500 = 673.04 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2864.34 / 12.500 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8466.70 / 12.500 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 4) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：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)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.00	4263.00	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.00	—	318.97	—	4.200	—	1339.67
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.00	—	2545.37	—	2.800	—	7127.03
合計	—	—	—	—	8413.00	2864.34	—	—	0.00	8466.70

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8466.70 + 0.00 = 8466.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8413.00 / 12.500 = 673.04 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2864.34 / 12.500 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8466.70 / 12.500 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 5) 荷重ケース名：①D

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	7416.15	2672.64	—	—	0.00	7483.38

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 7483.38 + 0.00 = 7483.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2672.64 / 12.500 = 213.81 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 7483.38 / 12.500 = 598.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 6) 荷重ケース名：①D+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	7416.15	2672.64	—	—	0.00	7483.38

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 7483.38 + 0.00 = 7483.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2672.64 / 12.500 = 213.81 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 7483.38 / 12.500 = 598.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.05	—	334.92	—	4.200	—	1406.65
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	9103.65	3007.55	—	—	0.00	8890.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8890.03 + 0.00 = 8890.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9103.65 / 12.500 = 728.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3007.55 / 12.500 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8890.03 / 12.500 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.05	—	334.92	—	4.200	—	1406.65
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	9103.65	3007.55	—	—	0.00	8890.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8890.03 + 0.00 = 8890.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9103.65 / 12.500 = 728.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3007.55 / 12.500 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8890.03 / 12.500 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.05	—	334.92	—	4.200	—	1406.65
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	9103.65	3007.55	—	—	0.00	8890.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8890.03 + 0.00 = 8890.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9103.65 / 12.500 = 728.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3007.55 / 12.500 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8890.03 / 12.500 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
地表載荷荷重土圧	—	318.97	1.00	1.05	—	334.92	—	4.200	—	1406.65
裏込め土土圧	—	2545.37	1.00	1.05	—	2672.64	—	2.800	—	7483.38
合計	—	—	—	—	9103.65	3007.55	—	—	0.00	8890.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8890.03 + 0.00 = 8890.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9103.65 / 12.500 = 728.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3007.55 / 12.500 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8890.03 / 12.500 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	—	3351.60
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	852.60	1.00	1.05	—	447.62	—	3.153	—	1411.15
裏込め土土圧	—	2734.91	1.00	1.05	—	2871.65	—	2.800	—	8040.62
合計	—	—	—	—	7416.15	3907.27	—	—	0.00	12803.37

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 12803.37 + 0.00 = 12803.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3907.27 / 12.500 = 312.58 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 12803.37 / 12.500 = 1024.27 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	—	3351.60
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	852.60	1.00	1.05	—	447.62	—	3.153	—	1411.15
			0.50	1.00						
裏込め土土圧	—	2734.91	1.00	1.05	—	2871.65	—	2.800	—	8040.62
合計	—	—	—	—	7416.15	3907.27	—	—	0.00	12803.37

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 12803.37 + 0.00 = 12803.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3907.27 / 12.500 = 312.58 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 12803.37 / 12.500 = 1024.27 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	—	6703.20
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	852.60	1.00	1.05	—	895.23	—	3.153	—	2822.29
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	—	3458.85	1.00	1.05	—	3631.79	—	2.800	—	10169.02
合計	—	—	—	—	7416.15	5703.02	—	—	0.00	19694.51

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 19694.51 + 0.00 = 19694.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 5703.02 / 12.500 = 456.24 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 19694.51 / 12.500 = 1575.56 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

評価対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		$\gamma_D$	$\gamma_Q$	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	$M_x$	$M_y$
上部構造からの反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	—	6703.20
躯体部自重	4263.00	—	1.00	1.05	4476.15	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	852.60	1.00	1.05	—	895.23	—	3.153	—	2822.29
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	—	3458.85	1.00	1.05	—	3631.79	—	2.800	—	10169.02
合計	—	—	—	—	7416.15	5703.02	—	—	0.00	19694.51

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 19694.51 + 0.00 = 19694.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7416.15 / 12.500 = 593.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 5703.02 / 12.500 = 456.24 \text{ (kN/m)}$$

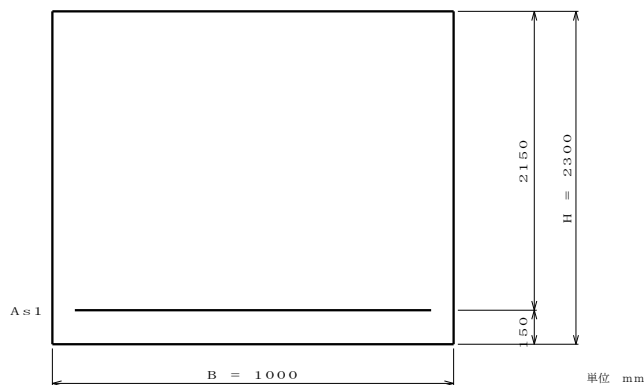
単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 19694.51 / 12.500 = 1575.56 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 8-3 耐久性能の評価

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
背面	1	150	D29ctc250	2569.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D19ctc500	1.000	286.5

2) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する評価

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/m)	軸力 (kN/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
D+L(載荷荷重あり)	677.34	673.04	1.50	8.00	26.62	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	677.34	673.04	1.50	8.00	26.62	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	677.34	673.04	1.50	8.00	26.62	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	677.34	673.04	1.50	8.00	26.62	160.00	OK

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する評価

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

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

ここに、

 $\sigma_s$  : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm<sup>2</sup>) $S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(N/m)であり、0を下回るときには0とする $S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N/m) $S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (N/m) $d$  : 部材断面の有効高 (= 2150.0 mm) $A_w$  : 間隔 $a$ 及び角度 $\theta$ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 286.5 mm<sup>2</sup>) $a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm) $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

荷重ケース	$S_h$ (kN/m)	$S_{cd}$ (kN/m)	$S_s$ (kN/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
D+L(載荷荷重あり)	229.15	299.12	0.00	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	229.15	299.12	0.00	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	229.15	299.12	0.00	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	229.15	299.12	0.00	0.00	160.00	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力  $S_{cd}$ 

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.21404 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 299.12 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_{cd} \leq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 / 1.3 = 1290.00 \text{ (kN/m)}$   
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/m)

$\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 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

$\tau_{cmax}$  : 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<sup>2</sup>)

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.827 \times 0.739 \times 1.00 \times 1.00 = 0.21404 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)

$c_e$  : 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

3-3) 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数  $c_e$ 

有効高 $d$ (mm)	有効高 $d$ に関する 補正係数 $c_e$
2150.0	0.827

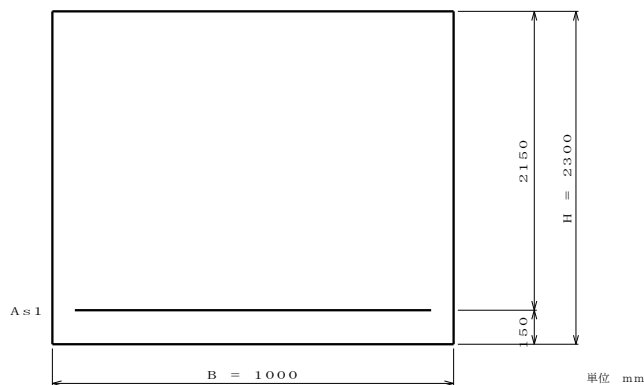
3-4) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数  $c_{pt}$ 

引張 主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 $d$ (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 $c_{pt}$
2569.6	2150.0	0.120	0.739

## 8-4 耐荷性能の評価

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
背面	1	150	D29ctc250	2569.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D19ctc500	1.000	286.5

2) 最小鉄筋量

2-1) 背面配筋に対して

・  $1.7M_d \leq M_c$  の判別 (⑩D+EQ にて評価する。)

$$1.7M_d = 1.7 \times 1575.561 \times 10^6 \\ = 2678.454 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 8.8167 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{593292}{2300000} \right)$$

$$= 1914.654 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひびわれ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $1.7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・  $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 1914.654 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 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)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=2300.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_c = M_u$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$x = 72.45 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 1707.7 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

- ・軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上となる鉄筋量の計算 (②D+L(載荷荷重あり)にて評価する。)

$$A' = \frac{N}{(0.008 \cdot \sigma_{sa} + \sigma_{ca})} = \frac{728292}{(0.008 \times 200.0 + 6.50)} = 89912.6 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s = 0.008 \cdot A' = 0.008 \times 89912.6 = 719.3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

$A_s$	: 軸方向鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$A'$	: 計算上必要なコンクリート断面積	(mm <sup>2</sup> )
$N$	: 軸方向圧縮力	(N)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の圧縮応力度の制限値	(N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ca}$	: コンクリートの軸圧縮応力度の制限値	(N/mm <sup>2</sup> )

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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。

### 3) 最大鉄筋量の計算

ぜい性的な破壊を避けるため終局モーメント( $M_u$ )が降伏モーメント( $M_y$ )より大きくなるよう配筋する。

$$x_y = 397.11 \text{ (mm)}$$

$$M_y = 2388.956 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$x_u = 89.60 \text{ (mm)}$$

$$M_u = 2533.125 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

ここに、

$$x \text{ : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)}$$

### 4) 軸方向鉄筋

断面積の6%となる鉄筋量

$$A_{sb1} = b \cdot h \cdot 0.06 = 1000 \times 2300 \times 0.06 = 138000.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

$$b \text{ : 部材の幅 (mm)}$$

$$h \text{ : 部材の高さ (mm)}$$

## 5) 曲げモーメントによる評価

## 5-1) 限界状態1に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/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/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		制限値					判定
	モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D	598.67	593.29	0.90	0.85	2388.96	2502.53	1827.55	OK
①D+U	598.67	593.29	0.90	0.85	2388.96	2502.53	1827.55	OK
②D+L(載荷荷重あり)	711.20	728.29	0.90	0.85	2516.77	2641.42	1925.33	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	711.20	728.29	0.90	0.85	2516.77	2641.42	1925.33	OK
②D+L(載荷荷重なし)	711.20	728.29	0.90	0.85	2516.77	2641.42	1925.33	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	711.20	728.29	0.90	0.85	2516.77	2641.42	1925.33	OK
⑨D+TH+EQ	1024.27	593.29	0.90	0.85	2388.96	2502.53	1827.55	OK
⑨D+TH+EQ+U	1024.27	593.29	0.90	0.85	2388.96	2502.53	1827.55	OK
⑩D+EQ	1575.56	593.29	0.90	1.00	2388.96	2502.53	2150.06	OK
⑩D+EQ+U	1575.56	593.29	0.90	1.00	2388.96	2502.53	2150.06	OK

## 5-2) 限界状態3に対する評価

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

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)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 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	作用力		制限値					判定
	モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D	598.67	593.29	0.90	0.90	0.80	2533.12	1641.46	OK
①D+U	598.67	593.29	0.90	0.90	0.80	2533.12	1641.46	OK
②D+L(載荷荷重あり)	711.20	728.29	0.90	0.90	0.80	2677.85	1735.25	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	711.20	728.29	0.90	0.90	0.80	2677.85	1735.25	OK
②D+L(載荷荷重なし)	711.20	728.29	0.90	0.90	0.80	2677.85	1735.25	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	711.20	728.29	0.90	0.90	0.80	2677.85	1735.25	OK
⑨D+TH+EQ	1024.27	593.29	0.90	0.90	0.80	2533.12	1641.46	OK
⑨D+TH+EQ+U	1024.27	593.29	0.90	0.90	0.80	2533.12	1641.46	OK
⑩D+EQ	1575.56	593.29	0.90	0.90	1.00	2533.12	2051.83	OK
⑩D+EQ+U	1575.56	593.29	0.90	0.90	1.00	2533.12	2051.83	OK

## 6) せん断力による評価

## 6-1) 斜引張破壊に対する評価

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

ここに、

$S_{usd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

$\Phi_{us}$  : 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	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$	$S_c$ (kN/m)	$\Phi_{us}$	$S_s$ (kN/m)	$S_{usd}$ (kN/m)	
①D	213.81	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
①D+U	213.81	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
②D+L(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
②D+L(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
⑨D+TH+EQ	312.58	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
⑨D+TH+EQ+U	312.58	0.90	0.85	0.65	598.25	0.65	480.46	536.39	OK
⑩D+EQ	456.24	0.90	0.85	0.95	598.25	0.95	480.46	783.95	OK
⑩D+EQ+U	456.24	0.90	0.85	0.95	598.25	0.95	480.46	783.95	OK

6-1-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$ 

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.21404 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 598.25 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 2580.00 \text{ (kN/m)}$   
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/m)
- $k$  : 補正係数で1.3とする
- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)
- $d$  : 部材断面の有効高 (mm)
- $\tau_{cmax}$  : 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<sup>2</sup>)

6-1-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.827 \times 0.739 \times 1.00 \times 1.00 = 0.21404 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)
- $c_e$  : 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

6-1-3) 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数  $c_e$ 

有効高 $d$ (mm)	有効高 $d$ に関する 補正係数 $c_e$
2150.0	0.827

## 6-1-4) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

引張 主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 $d$ (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 $c_{pt}$
2569.6	2150.0	0.120	0.739

6-1-5) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値  $S_s$ 

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \cdot k \cdot \left( \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \\
 &= 1.0 \times 1.3 \times \left( \sum \frac{286.5 \times 345.0 \times 2150.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 500.0} \right) \times 0.001 \\
 &= 480.46 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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/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  
 $k$  : 補正係数で1.3とする  
 $A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $d$  : 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)  
 $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

## 6-2) コンクリートの圧壊に対する評価

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

ここに、

- $S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)  
 $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)  
 $\xi_1$  : 調査・解析係数  
 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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 (kN/m)	制限値				判定
		$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	$S_{ucw}$ (kN/m)	$S_{ucd}$ (kN/m)	
①D	213.81	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
①D+U	213.81	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
②D+L (載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
②D+L+U (載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
②D+L (載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
②D+L+U (載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
⑨D+TH+EQ	312.58	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
⑨D+TH+EQ+U	312.58	0.90	0.70	6880.00	4334.40	OK
⑩D+EQ	456.24	0.90	1.00	6880.00	6192.00	OK
⑩D+EQ+U	456.24	0.90	1.00	6880.00	6192.00	OK

6-2-1) コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値  $S_{ucw}$ 

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 2150.0 \times 0.001 = 6880.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

- $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)  
 $\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

## 6-3) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

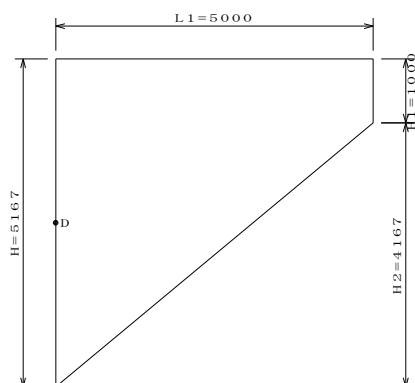
- $\tau_m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (= 2150.0 mm)

荷重ケース	作用の区分	作用 せん断力 (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
①D	永続作用支配状況	213.81	0.099	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	213.81	0.099	1.70	OK
②D+L(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	240.60	0.112	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	240.60	0.112	2.60	OK
②D+L(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	240.60	0.112	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	240.60	0.112	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	312.58	0.145	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	312.58	0.145	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	456.24	0.212	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	456.24	0.212	2.60	OK

## 9 横方向土留め部材（ウイング）の評価

## 9-1 設計条件

## (1) 左側ウイング形状



ウイング厚さ  $t = 0.500 \text{ m}$

$$n = \frac{L_1}{H_2} = \frac{5.000}{4.167} = 1.200$$

## (2) 地表載荷荷重

地表載荷荷重強度  $10.00 \text{ kN/m}^2$

## (3) 単位体積重量

裏込め土  $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$

コンクリート  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

## (4) 設計水平震度

裏込め土  $k_H = 0.16$

躯体  $k_H = 0.20$

## (5) 作用の組合せ

設定	作用の組合せ
<input type="radio"/>	耐久性能 : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ①D (永続作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ②D+L (変動作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

## 9-2 主働土圧係数

$$\begin{aligned} \text{土のせん断抵抗角} & \quad \phi = 30^\circ 0' \\ \text{地表面と水平面とのなす角} & \quad \alpha = 0^\circ 0' \\ \text{土圧作用面と鉛直面なす角} & \quad \theta = 0^\circ 0' \end{aligned}$$

《地震の影響を考慮しない場合》

$$\text{土圧作用面の壁面摩擦角} \quad \delta = 10^\circ 0'$$

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2} \\ &= 0.30847 \end{aligned}$$

《地震の影響を考慮する場合》

$$\begin{aligned} \phi_{\text{res}} &= 30^\circ 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^\circ 0' \\ \theta &= 0^\circ 0' \\ \alpha &= 0^\circ 0' \end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_A = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_A = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

ここに、

- $\phi_{\text{res}}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- $\phi_{\text{peak}}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- $\gamma_{\text{pEQ}}$  : 地震の影響の荷重組合せ係数
- $\gamma_{\text{qEQ}}$  : 地震の影響の荷重係数

## 9-3 断面力計算

## 9-3-1 左側ウイング (D点)

(1) 耐久性能 : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( \frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( \frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 64.14 \\
 &= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( 1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( 1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 39.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 39.66 \\
 &= 39.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (2) 耐荷性能：①D (永続作用支配状況)

## 1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 0.00 \times \left( \frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( \frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 46.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 46.58 \\
 &= 48.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

## 2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 0.00 \times \left( 1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( 1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 30.59 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 30.59 \\
 &= 32.12 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (3) 耐荷性能：②D+L (変動作用支配状況)

## 1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( \frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( \frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 64.14 \\
 &= 67.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

## 2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( 1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( 1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 39.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 39.66 \\
 &= 41.64 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (4) 耐荷性能：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

## 1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.32640 \times 0.00 \times \left( \frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( \frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 50.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{6 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 3 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1^2 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{6 \times \left( 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left( 3 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000^2 \\
 &= 14.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 50.05 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 14.16 \\
 &= 59.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

## 2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.32640 \times 0.00 \times \left( 1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( 1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 32.87 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{2 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 2 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{2 \times \left( 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left( 2 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000 \\
 &= 7.31 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot S_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 32.87 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 7.31 \\
 &= 38.35 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (5) 耐荷性能：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

## 1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left( \frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( \frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 63.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{6 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 3 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1^2 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{6 \times \left( 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left( 3 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000^2 \\
 &= 14.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 63.30 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 14.16 \\
 &= 81.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

## 2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left( 1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \right. \\
 &\quad \left. \left( 1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 41.57 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{2 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 2 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{2 \times \left( 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left( 2 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000 \\
 &= 7.31 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot S_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 41.57 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 7.31 \\
 &= 51.33 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## 9-4 断面力一覧表

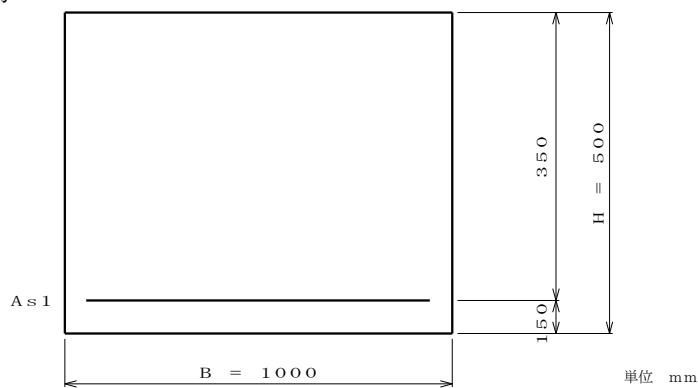
## 9-4-1 左側ウィング

	項目	単位	耐久性能	①D	②D+L	⑨D+TH+EQ	⑩D+EQ
D点	曲げモーメント	kN・m/m	64.14	48.91	67.34	59.99	81.33
	せん断力	kN/m	39.66	32.12	41.64	38.35	51.33

## 9-5 耐久性能及び耐荷性能の評価

## 9-5-1 左側ウィング (D点)

## (1) 配筋



## 1) 主鉄筋 (内側)

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	150	D22ctc250	4.000	1548.4

## 2) せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
—	0.000	0.0

## (2) 疲労に対する耐久性能の評価

## 1) コンクリート及び軸方向鉄筋に生じる応力度に対する評価

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	64.14	3.83	8.00	131.69	180.00	OK

## 2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する評価

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

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

ここに、

$\sigma_s$  : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (kN/m)

$S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

$d$  : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

$A_w$  : 間隔 $a$ 及び角度 $\theta$ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 0.0 mm<sup>2</sup>)

$a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 0.0 mm)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

作用の組合せ	$S_h$ (kN/m)	$S_{cd}$ (kN/m)	$S_s$ (kN/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	39.66	124.75	0.00	0.00	180.00	OK

• コンクリートが負担できるせん断力  $S_{cd}$ 

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.54835 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 124.75 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{ただし、} S_{cd} \leq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 / 1.3 = 210.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

$S_{cd}$  : コンクリートが負担できるせん断力 (kN)

$\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\tau_{cmax}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 補正係数で1.3とする

• コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$ 

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.142 \times 1.00 \times 1.00 = 0.54835 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

$\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)

$c_e$  : 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

• 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数  $c_e$ 

有効高 $d$ (mm)	有効高 $d$ に関する 補正係数 $c_e$
350.0	1.371

• 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 <sup>2</sup> )	有効高 $d$ (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 $c_{pt}$
1548.4	350.0	0.442	1.142

## (3) 耐荷性能の評価

## 1) 最小鉄筋量

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 81.331 \times 10^6 \\ = 138.262 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 4.1667 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{500000} \right) \\ = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$	: ひび割れ曲げモーメント	(N・mm)
$Z_c$	: コンクリート部材の断面係数	(mm <sup>3</sup> )
$\sigma_{bt}$	: コンクリートの曲げ引張強度	(N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$	
	$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$	
	$= 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$N_d$	: 軸方向力	(N)
$A_c$	: コンクリート部材の断面積	(mm <sup>2</sup> )

1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$C$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$x = 14.19 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 671.3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>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) 曲げモーメントによる評価

## 2-1) 限界状態1に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\Phi_y$  : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$  : 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/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/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)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\Phi_y$	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	$M_{yd}$ (kN・m/m)	
①D	48.91	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
②D+L	67.34	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
⑨D+TH+EQ	59.99	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
⑩D+EQ	81.33	0.90	1.00	169.87	175.79	152.88	OK

## 2-2) 限界状態3に対する評価

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

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)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_u$  : 抵抗係数

 $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	$M_{uc}$ (kN・m/m)	$M_{ud}$ (kN・m/m)	
①D	48.91	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
②D+L	67.34	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
⑨D+TH+EQ	59.99	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
⑩D+EQ	81.33	0.90	0.90	1.00	179.78	145.62	OK

## 3) せん断力による評価

## 3-1) 斜引張破壊に対する評価

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

ここに、

 $S_{usd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2$  : 部材・構造係数

 $\Phi_{uc}$  : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

 $\Phi_{us}$  : 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)

作用の組合せ	作用 せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$	$S_c$ (kN/m)	$\Phi_{us}$	$S_s$ (kN/m)	$S_{usd}$ (kN/m)	
①D	32.12	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
②D+L	41.64	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
⑨D+TH+EQ	38.35	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
⑩D+EQ	51.33	0.90	0.85	0.95	249.50	0.95	0.00	181.32	OK

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.54835 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 249.5 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 420.00 \text{ (kN/m)}$  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/m)  
 $k$  : 補正係数で1.3とする  
 $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)  
 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)  
 $\tau_{cmax}$  : 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

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_r$

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.142 \times 1.00 \times 1.00 = 0.54835 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

- $\tau_r$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 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<sup>2</sup>)  
 $c_e$  : 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

・部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数  $c_e$

有効高 $d$ (mm)	有効高 $d$ に関する 補正係数 $c_e$
350.0	1.371

・軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

引張 主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 $d$ (mm)	引張 主鉄筋比 $p_t$ (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 $c_{pt}$
1548.4	350.0	0.442	1.142

・せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値  $S_s$

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

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left( \sum \frac{0.0 \times 345.0 \times 350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 0.0} \right) \times 0.001$$

$$= 0.00 \text{ (kN/m)}$$

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/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  
 $k$  : 補正係数で1.3とする  
 $A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $d$  : 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)  
 $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

## 3-2) コンクリートの圧壊に対する評価

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

ここに、

 $S_{ucd}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

 $\xi_1$  : 調査・解析係数

 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : 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

作用の組合せ	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	$S_{ucw}$ (kN/m)	$S_{ucd}$ (kN/m)	
①D	32.12	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
②D+L	41.64	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑨D+TH+EQ	38.35	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑩D+EQ	51.33	0.90	1.00	1120.00	1008.00	OK

・ コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値  $S_{ucw}$ 

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 1120.000 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

 $S_{ucw}$  : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

 $\tau_{rmax}$  : 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<sup>2</sup>)

 $b_w$  : 部材断面の幅 (mm)

 $d$  : 部材断面の有効高 (mm)

## 3-3) 平均せん断応力度に対する評価

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

 $\tau_m$  : 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<sup>2</sup>)

 $S_h$  : 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)

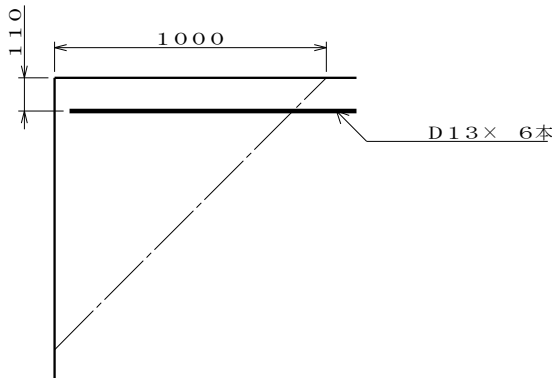
 $d$  : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	判定
①D	永続作用支配状況	32.12	0.092	1.70	OK
②D+L	変動作用支配状況	41.64	0.119	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	38.35	0.110	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	51.33	0.147	2.60	OK

## 10 橋座部の評価

<<第1番目の橋座部の耐力>>

設計水平地震力  $R_h = 1120000.0$  (N)



$$\begin{aligned} P_{bs} &= P_c + P_s \\ &= 4988306.3 + 116709.7 \\ &= 5105016.0 \text{ (N)} \geq R_h = 1120000.0 \text{ (N)} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_c &= 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \\ &= 0.32 \times 1.00000 \times \sqrt{24.0} \times 3181980.5 \\ &= 4988306.3 \text{ (N)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_s &= \varepsilon \beta \cdot \left(1 - \frac{h_i}{d_a}\right) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \\ &= 0.50 \times \left(1 - \frac{110}{1000.00}\right) \times 345.0 \times 760.2 \\ &= 116709.7 \text{ (N)} \end{aligned}$$

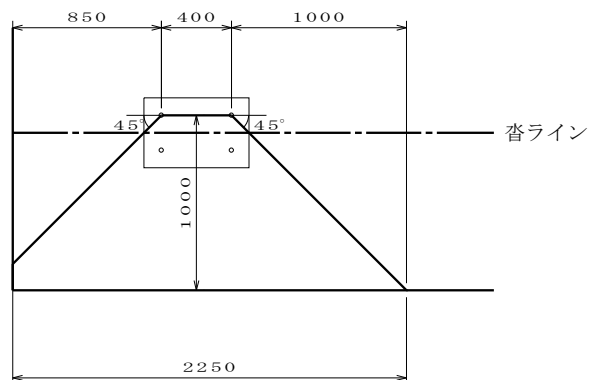
ここに、

- $P_{bs}$  : 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。
- $\alpha$  : コンクリートの負担分を算出するための係数
- $\sigma_n$  : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_n = \frac{R_d}{A_p} = \frac{2800000}{24000.0} = 116.667 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- $R_d$  : 支承に作用する死荷重反力 (N)
- $A_p$  : 支承の下鋼板の面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートの抵抗面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\beta$  : 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)
- $\sigma_{sy}$  : 補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_{si}$  : i番目の補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

<<コンクリート抵抗面積の計算>>



$$\begin{aligned}
 A_c &= S_1 + S_2 + B_1 \\
 &= 510884.6 + 707106.8 + 1963989.1 \\
 &= 3181980.5 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

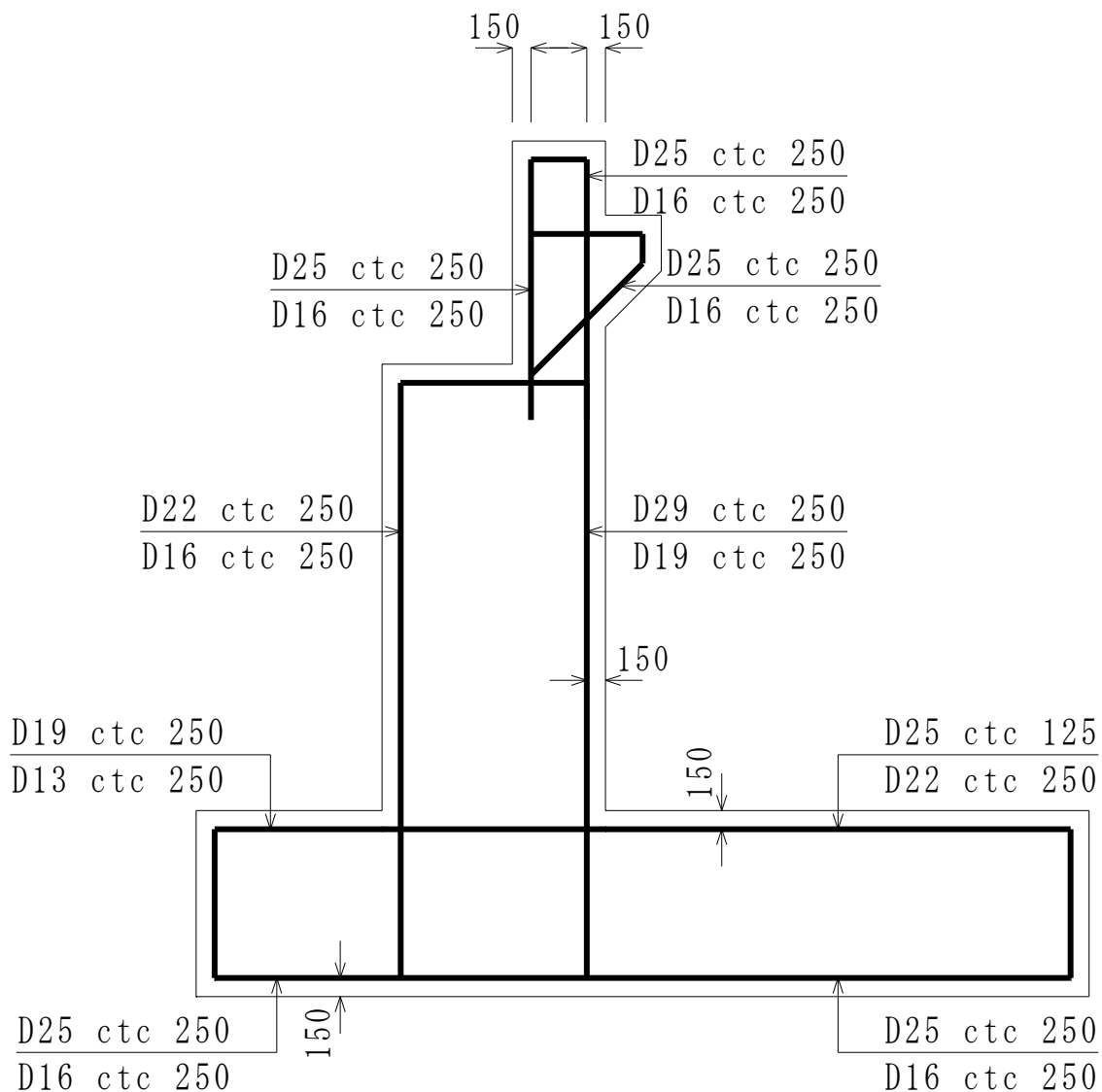
ここに、

- $A_c$  : コンクリートの抵抗面積 (mm<sup>2</sup>)
- $S_1$  :  $A_c$ の側面積(左側) = 510884.6 (mm<sup>2</sup>)
- $S_2$  :  $A_c$ の側面積(右側) = 707106.8 (mm<sup>2</sup>)
- $B_1$  :  $A_c$ の底面積 = 1963989.1 (mm<sup>2</sup>)

11 配筋計画

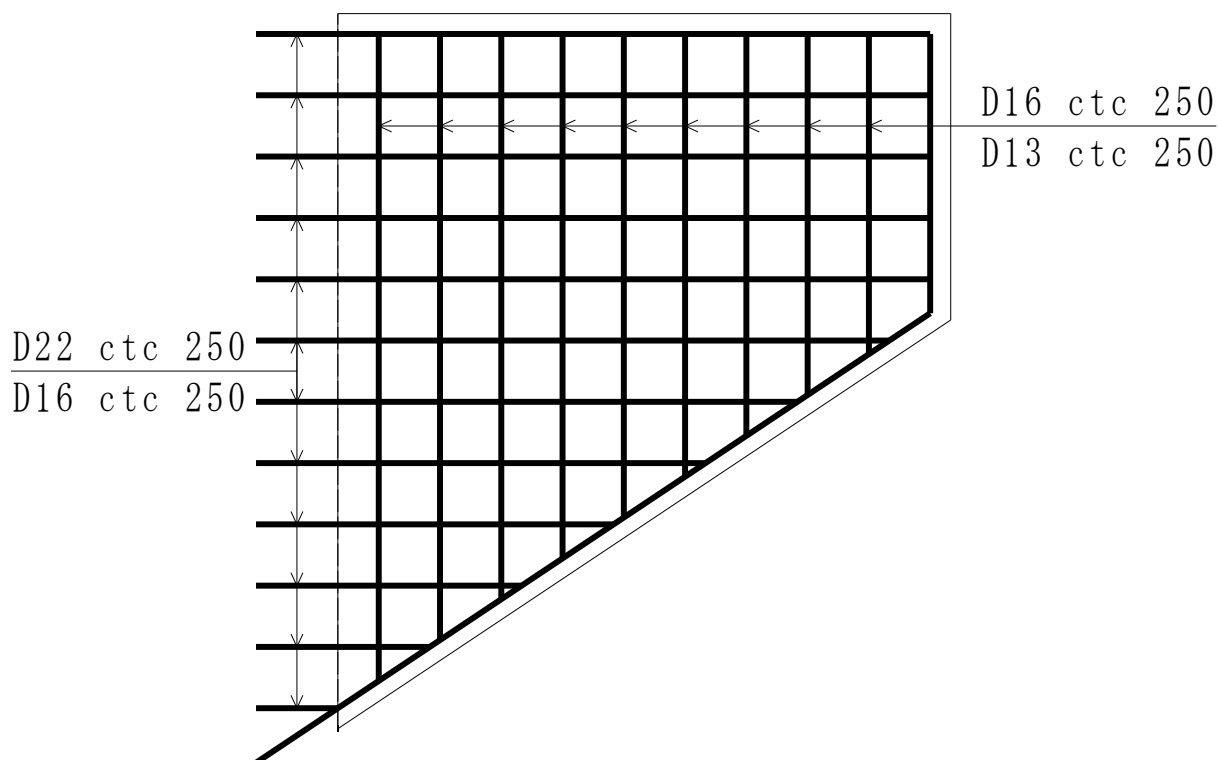
11-1 配筋計画図

11-1-1 躯体



上段：主鉄筋  
下段：配力筋

## 11-1-2 左ウイング



上段：内側  
下段：外側

## 11-2 パラペット

## 11-2-1 前面（橋座位置）

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-2-2 背面（橋座位置）

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-2-3 組立筋 (橋座位置)

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D19	15.000	250.000

## 11-2-4 受台

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-3 たて壁

## 11-3-1 前面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D22	250.000	---	-----
合計					-----

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-3-2 背面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D29	250.000	4.000	2569.6
合計					2569.6

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D19	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-3-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D19	500.000	0.000

## 11-4 前フーチング

## 11-4-1 上面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D19	250.000	----	-----
合計					-----

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	----	-----
合計				-----

## 11-4-2 下面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	----	-----
合計				-----

## 11-4-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	500.000	0.000

## 11-5 後フーチング

## 11-5-1 上面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D25	125.000	8.000	4053.6
合計					4053.6

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D22	250.000	----	-----
合計				-----

## 11-5-2 下面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D25	250.000	---	-----
合計					-----

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

## 11-5-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	500.000	0.000

## 11-6 左ウイング

## 11-6-1 内側

## ・D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D22	250.000	4.000	1548.4
合計					1548.4

## ・D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

## 11-6-2 外側

## ・D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D16	250.000	---	-----
合計					-----

## ・D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## 11-6-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000