Excelで解く樋門設計

第12章　　弾性床上の梁の設計

（右岸築堤）

12-1.　本体縦方向の設計 …… 11
12-1-1.　設計の基本 …… 11
12-1-2.　「弾性床上の梁」の基本式とその解 …… 12
12-2.　弾性床上の梁の計算 …… 20
12-2-1.　設計条件 …… 20
12-2-2.　計算条件のまとめ …… 27
12-3.　函体縦方向の計算 …… 29
12-3-1.　設計の基本事項 …… 29
12-4.　常時の計算 …… 32
12-4-1.　分布荷重の計算 …… 32
12-4-2.　集中荷重の計算 …… 41
12-4-3.　断面力の計算（常時） …… 56
12-4-4.　しゃ水鋼矢板の影響 …… 65
12-4-5.　断面力のまとめ（常時） …… 68
12-4-6.　軸力の計算 …… 72
12-5.　地震時の計算 …… 75
12-5-1.　分布荷重の計算 …… 75
12-5-2.　集中荷重の計算 …… 82
12-5-3.　断面力の計算（地震時） …… 97
12-5-4.　軸力の計算 …… 101

「スタートメニュー」に戻る

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

入力および計算結果

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

入　力 デ ー タ

【荷重の入力】

(スパン数)

函体ｽﾊﾟﾝ数=　1

(分布荷重:土重あり)

ｽﾊﾟﾝ	番号	ｽﾊﾟﾝ左端からの距離(m)		自重(KN/m)		水重(KN/m)		土重(KN/m)		雪荷重(KN/m)		活荷重(KN/m)				荷重合計p(KN/m)			
												常時		地震時		常時		地震時	
		自	至	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
函体	1	0	1.00	27.35	27.35	22.05	22.05									49.40	49.40	49.40	49.40
	2	1.00	1.50	192.37	192.37	22.05	22.05									214.42	214.42	214.42	214.42
	3	1.50	2.50	123.77	123.77	22.05	22.05	52.08	73.95	9.80	9.80					207.70	229.57	207.70	229.57
	4	2.50	6.50	80.65	80.65	22.05	22.05	65.08	162.56	8.06	8.06					175.84	273.32	175.84	273.32
	5	6.50	8.50	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	6	8.50	10.50	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	7	10.50	13.40	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	95.83	8.05	8.05					273.31	206.58	273.31	206.58
	8	13.40	14.60	104.66	104.66	22.05	22.05	99.51	69.75	8.75	8.75					234.97	205.21	234.97	205.21
	9	14.60	15.10	190.41	190.41	22.05	22.05									212.46	212.46	212.46	212.46
	10	15.10	15.50	15.68	15.68	22.05	22.05									37.73	37.73	37.73	37.73

※　1.　盛土の法肩部(ｽﾊﾟﾝ左端から、　x=　6.500　m　)

(集中荷重)

常時							
項目		門柱		川表胸壁		川裏胸壁	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重P	KN	214.201	0.887	297.948	1.250	316.405	14.850
水平荷重H	KN	−15.056	0.887	−381.966	1.250	461.929	14.850
曲げﾓｰﾒﾝﾄMc	KN・m	−39.331	0.887	−150.762	1.250	267.046	14.850

地震時							
項目		川裏胸壁		川表胸壁		門柱	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重P	KN	214.201	0.887	317.730	1.250	341.565	14.850
水平荷重H	KN	−40.481	0.887	−543.632	1.250	615.819	14.850
曲げﾓｰﾒﾝﾄMc	KN・m	−164.087	0.887	−207.478	1.250	285.890	14.850

【函体スパンの鉛直方向地盤反力係数Kvの計算】

Kvの仮定値 (KN/m³)	kvo (KN/m³)	幅D(m)	スパン長 l(m)	特性値 β(m⁻¹)	β・l	β・l判定値	函体剛性の評価	Bv(m)	kv(KN/m³)	結果
15217.88	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.89	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.90	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	○

入力条件

- 底版幅D=B1=　2.30　m
- スパン長l=　15.50　m
- 曲げ剛性E=　2.45　× 10^7　KN/m²
- 断面二次モーメントI=　2.2306　m⁴
- 変形係数αEom=　1　×　43020　=　43,020　KN/m²

計算結果

- 常時の地盤反力係数kv
  Kv=　15,210　KN/m³
- 地震時の地盤反力係数kev
  kve=2・kv=　30,420　KN/m³

【函体ｽﾊﾟﾝの幅Bの入力】

ｽﾊﾟﾝ	番号	函体幅B (m)
函体	1	4.80
	2	2.30
	3	4.50

【函体ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数分布区分の入力】

分布番号	係数の区分	函体左端からの距離(m)		
		左端	右端	区間距離
1	Kv・B1	0.00	2.50	2.50
2	Kv・B2	2.50	13.40	10.90
3	Kv・B3	13.40	15.50	2.10

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

入　力 デ ー タ

【しゃ水矢板の位置入力】

ｽﾊﾟﾝ	番号	検討位置	ｽﾊﾟﾝ左側端部からの距離 x(m)
函体	1	川表胸壁部	1.250
	2	中央しゃ水壁	8.500
	3	川裏胸壁	14.850

・ｽﾊﾟﾝ左端から重心位置までの距離x1（分布荷重）
　常時　　x1=　8.166　m　（設計計算より）
　地震時　x1=　8.153　m　（設計計算より）
・x1区間にある矢板の数
　常時　　n'=　1
　地震時　n'=　1

【鋼矢板の諸元入力】

型名		広幅鋼矢板の諸元					備　考
名称	符号	単位	川裏胸壁	しゃ水壁	川表胸壁		
鋼矢板形式			Ⅱw型	Ⅱw型	Ⅱw型		
本体幅	B	m	4.80	4.30	4.50		
矢板幅	W	m	0.60	0.60	0.60		
純断面積	Ap	m^2	0.00787	0.00787	0.00787		
弾性係数	Ep	KN/m^2	2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8		
矢板長	l	m	2.0	2.0	2.0		床付け面より下の長さ
周長	U	m	9.6	8.6	9.0		
N値			13.5	13.5	13.5		
Cs		KN/m^3	9000	9000	9000		Cs＝N/0.0015

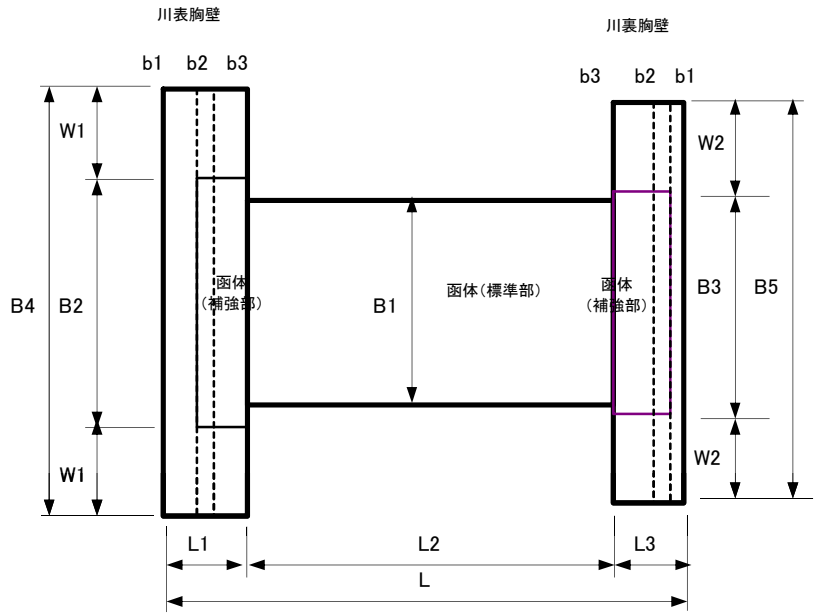
【鋼矢板の水平方向バネ値を計算する補正係数の入力】

α　：地盤の変形係数Eoの求め方に応じた補正係数
　　N値より推定　　α＝　1　（地震時　α＝　2　）
α・Eo＝　1　×　2800　×　13.5　＝　37800　KN/m^2
E　：杭の弾性係数（Ⅱw型）　　E＝Ep＝　2.00　×10^8　KN/m^2
I　：杭の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ（Ⅱw型）　　I＝　1.3　×10^{-4}　m^4/m

←地震時は「　2　」を入力する。

常時の計算

【函体構造の入力】



ここに、

B1	：函体の幅（標準部）	B1=	2.30	m			
B2	：函体の幅（川表補強部）	B2=	2.80	m			
B3	：函体の幅（川裏補強部）	B3=	2.50	m			
B4	：川表側端部の底面幅	B4=	4.80	m			
B5	：川裏側端部の底面幅	B5=	4.50	m			
W1	：川裏胸壁の張出し長	W1=	1.00	m			
W2	：川表胸壁の張出し長	W2=	1.00	m			
L1	：川裏胸壁の底面幅（ｽﾊﾟﾝ1）	L1=	2.50	m			
L2	：函体標準部の長さ（ｽﾊﾟﾝ2）	L2=	10.90	m			
L3	：川表胸壁の底面幅（ｽﾊﾟﾝ3）	L3=	2.10	m			
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L=	15.50	m			
b1	：胸壁つま先版の長さ	川表 b1=	1.00	m	川裏 b1=	0.40	m
b2	：胸壁たて壁の厚さ	川表 b2=	0.50	m	川裏 b2=	0.50	m
b3	：胸壁かかと版の長さ	川表 b3=	1.00	m	川裏 b3=	1.20	m

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

入　力 デ ー タ

【分布荷重の重心位置の入力】

(常時の分布荷重)

スパン					鉛直荷重V(KN)			
区分	番号	区間			スパン長L(m)	左側d1	右側d2	荷重V	荷重累計
1	1	0	～	1.000	1.000	49.400	49.400	49.400	49.400
	2	1.000	～	1.500	0.500	214.420	214.420	107.210	156.610
	3	1.500	～	2.500	1.000	207.700	229.570	218.635	375.245
	計	0	～	2.500	2.500			375.245	
2	4	2.500	～	6.500	4.000	175.840	273.320	898.320	1273.565
	5	6.500	～	8.500	2.000	288.260	288.260	576.520	1850.085
	6	8.500	～	10.500	2.000	288.260	288.260	576.520	2426.605
	7	10.500	～	13.400	2.900	273.310	206.580	695.841	3122.446
	計	2.500	～	13.400	10.900			2747.201	
3	8	13.400	～	14.600	1.200	234.970	205.210	264.108	3386.554
	9	14.600	～	15.100	0.500	212.460	212.460	106.230	3492.784
	10	15.100	～	15.500	0.400	37.730	37.730	15.092	3507.876
	計	13.400	～	15.500	2.100			385.430	
	合計	0	～	15.500	15.500		ΣV＝	3507.876	3507.876

(1/2荷重)

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3507.876}{2} = 1753.938 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 6.500 m ～ 8.500 m 」にある。

(ｽﾊﾟﾝ左端からの1/2荷重の位置→重心位置x1)

$$x1 = 6.500 + \frac{1753.938 - 1273.565}{288.260} = 8.166 \text{ m}$$

(地震時の分布荷重)

スパン					鉛直荷重V(KN)			
区分	番号	区間			スパン長L(m)	左側d1	右側d2	荷重V	荷重累計
1	1	0	～	1.000	1.000	49.400	49.400	49.400	49.400
	2	1.000	～	1.500	0.500	214.420	214.420	107.210	156.610
	3	1.500	～	2.500	1.000	207.700	229.570	218.635	375.245
	計	0	～	2.500	2.500			375.245	
2	4	2.500	～	6.500	4.000	175.840	273.320	898.320	1273.565
	5	6.500	～	8.500	2.000	276.760	276.760	553.520	1827.085
	6	8.500	～	10.500	2.000	276.760	276.760	553.520	2380.605
	7	10.500	～	13.400	2.900	273.310	206.580	695.841	3076.446
	計	2.500	～	13.400	10.900			2701.201	
3	8	13.400	～	14.600	1.200	234.970	205.210	264.108	3340.554
	9	14.600	～	15.100	0.500	212.460	212.460	106.230	3446.784
	10	15.100	～	15.500	0.400	37.730	37.730	15.092	3461.876
	計	13.400	～	15.500	2.100			385.430	
	合計	0	～	15.500	15.500			3461.876	3461.876

(1/2荷重)

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3461.876}{2} = 1730.938 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 6.500 m ～ 8.500 m 」にある。

(ｽﾊﾟﾝ左端からの1/2荷重の位置→重心位置x1)

$$x1 = 6.500 + \frac{1730.938 - 1273.565}{276.760} = 8.153 \text{ m}$$

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

入　力　デ　ー　タ

【計算点の入力・・・ｽﾊﾟﾝ左端A点からの距離】

A点からの距離x（m）	備考	ｽﾊﾟﾝ区分	左端	右端	ｽﾊﾟﾝ長	A点から	常時の荷重 分布荷重（KN/m） 左側	右側	ｽﾊﾟﾝ内容 分布荷重	ｽﾊﾟﾝ区分	常時の沈下量、地盤反力と断面力 沈下量、地盤反力 沈下量w（cm）	地盤反力q（KN/m）	断面力（常時） せん断力S（KN）	曲げﾓｰﾒﾝﾄM（KN・m）	備考	
0.000	ｽﾊﾟﾝ左端A点	L1	0.000	0.000	0.000	0.000	49.400	49.400	①	L1	0.3	215.096	0.000	0.000		
0.250	任意点		0.000	0.250	0.250	0.250	49.400	49.400			0.3	214.831	41.391	5.175		
0.500	〃		0.250	0.500	0.250	0.500	49.400	49.400			0.3	214.565	82.716	20.690		
0.887	P1		0.500	0.887	0.387	0.887	49.400	49.400			0.3	214.153	146.555	65.059		
0.887			0.887	0.887	0.000	0.887	49.400	49.400			0.3	214.153	−67.646	104.390		
1.000	川裏胸壁前面		0.887	1.000	0.113	1.000	49.400	49.400			0.3	214.033	−49.035	97.798		
1.250	P1、Y1		1.000	1.250	0.250	1.250	214.420	214.420	②		0.3	213.767	−49.165	85.524		
1.250			1.250	1.250	0.000	1.250	214.420	214.420			0.3	213.767	457.187	236.286		
1.500	川裏胸壁背面		1.250	1.500	0.250	1.500	214.420	214.420			0.3	213.501	456.991	350.560		
2.000	任意点		1.500	2.000	0.500	2.000	207.700	218.635	③		0.3	212.970	457.025	579.302		
2.500	ｽﾊﾟﾝ1の右端		2.000	2.500	0.500	2.500	218.635	229.570			0.3	212.438	451.326	806.629		
2.500	ｽﾊﾟﾝ2の左端	L2	2.500	3.000	0.500	3.000	175.840	188.025	④	L2	0.3	101.796	451.326	806.629		
3.000	任意点		3.000	3.500	0.500	3.500	188.025	200.210			0.3	101.541	364.842	1022.518		
3.500	〃		3.500	4.000	0.500	4.000	200.210	212.395			0.3	101.286	312.270	1216.786		
4.000	〃		4.000	4.500	0.500	4.500	212.395	224.580			0.3	101.031	253.478	1386.323		
4.500	〃		4.500	5.000	0.500	5.000	224.580	236.765			0.3	100.776	188.467	1528.019		
5.000	〃		5.000	5.500	0.500	5.500	236.765	248.950			0.3	100.522	117.235	1638.765		
5.500	〃		5.500	6.000	0.500	6.000	248.950	261.135			0.3	100.267	39.784	1715.449		
6.000	〃		6.000	6.500	0.500	6.500	261.135	273.320			0.3	100.012	−43.888	1754.964		Mmax
6.500	川表側築堤法肩		6.500	7.000	0.500	7.000	288.260	288.260	⑤		0.3	99.757	−138.203	1754.197		
7.000	任意点		7.000	7.500	0.500	7.500	261.135	288.260			0.3	99.503	−232.645	1708.678		
7.500	〃		7.500	7.750	0.250	7.750	273.320	288.260			0.3	99.248	−279.914	1615.973		
7.750	ｽﾊﾟﾝ中央		7.750	8.000	0.250	8.000	288.260	288.260			0.3	99.120	−327.215	1551.905		
8.000	任意点		8.000	8.500	0.500	8.500	288.260	288.260			0.3	98.993	−421.912	1476.013		
8.500	築堤中央部、矢板Y2		8.500	8.500	0.000	8.500	288.260	288.260	⑥		0.3	98.738	353.380	1288.738		
9.000	任意点		8.500	9.000	0.500	9.000	288.260	288.260			0.3	98.483	258.555	1441.727		
9.500	〃		9.000	9.500	0.500	9.500	288.260	288.260			0.3	98.229	163.603	1547.269		
10.000	〃		9.500	10.000	0.500	10.000	288.260	288.260			0.3	97.974	68.524	1605.308		
10.500	川裏側築堤法肩		10.000	10.500	0.500	10.500	288.260	288.260			0.3	97.719	−26.683	1615.774		
11.000	任意点		10.500	11.000	0.500	11.000	273.310	261.805	⑦		0.3	97.464	−111.666	1580.955		
11.500	〃		11.000	11.500	0.500	11.500	261.805	250.300			0.3	97.209	−191.024	1505.048		
12.000	〃		11.500	12.000	0.500	12.000	250.300	238.794			0.3	96.955	−264.757	1390.862		
12.500	〃		12.000	12.500	0.500	12.500	238.794	227.289			0.3	96.700	−332.864	1241.226		
13.000	〃		12.500	13.000	0.500	13.000	227.289	215.784			0.3	96.445	−395.346	1058.941		
13.400	ｽﾊﾟﾝ2の右端		13.000	13.400	0.400	13.400	215.784	206.580			0.3	96.241	−441.282	891.496		
13.400	ｽﾊﾟﾝ3の左端	L3	13.400	13.500	0.100	13.500	234.970	232.490	⑧	L3	0.3	188.301	−441.282	891.496		
13.500	任意点		13.500	14.000	0.500	14.000	232.490	220.090			0.3	188.201	−445.830	847.138		
14.000	〃		14.000	14.500	0.500	14.500	220.090	207.690			0.3	187.702	−464.874	619.205		
14.500	〃		14.500	14.600	0.100	14.600	214.420	205.210			0.3	187.204	−477.843	383.287		
14.600	川裏胸壁背面		14.600	14.750	0.150	14.750	212.460	212.460	⑨		0.3	187.104	−479.743	335.441		
14.750	任意点		14.750	14.850	0.100	14.850	212.460	212.460			0.3	186.955	−483.539	263.166		
14.850	P3、Y3		14.850	14.850	0.000	14.850	212.460	212.460			0.3	186.855	−486.082	214.677	Smax	
14.850			14.850	15.100	0.250	15.100	207.700	212.460			0.3	186.855	−52.602	−52.369		
15.100	川裏胸壁前面		15.100	15.300	0.200	15.300	37.730	37.730	⑩		0.3	186.606	−59.022	−66.348		
15.300	任意点		15.300	15.500	0.200	15.500	37.730	37.730			0.3	186.406	−29.267	−75.221		
15.500	ｽﾊﾟﾝ右端B点		15.500	15.500	0.000	15.500	37.730	37.730			0.3	186.207	0.000	0.000		

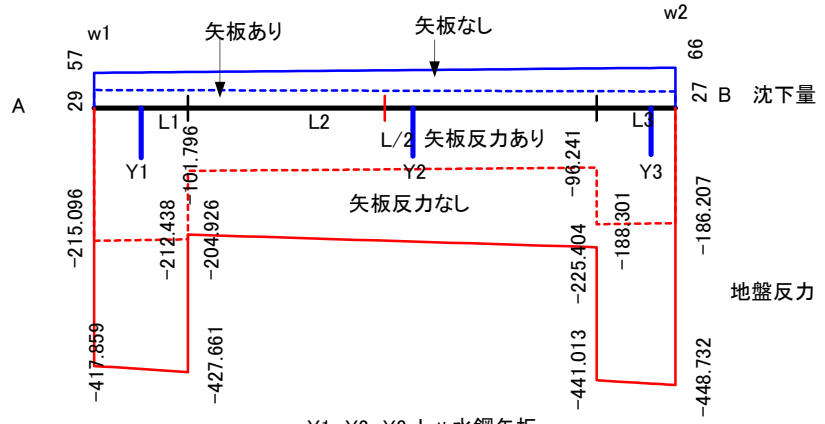
※　1.　赤書きの数字はﾘﾝｸさせた数値で、この数値でｽﾊﾟﾝ内の値を比例配分して求めている。
　　2.　青書きは、集中荷重の作用位置およびｽﾊﾟﾝ区分の端部を示している（右欄外の注意事項を参照）。
　　3.　荷重は「常時」の値を入力している。
　　4.　Mmaxの点は「S＝0」となる位置を試行計算して入力している。
　　5.　沈下量および地盤反力は「矢板あり」の値である。

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設 計 計 算 結 果

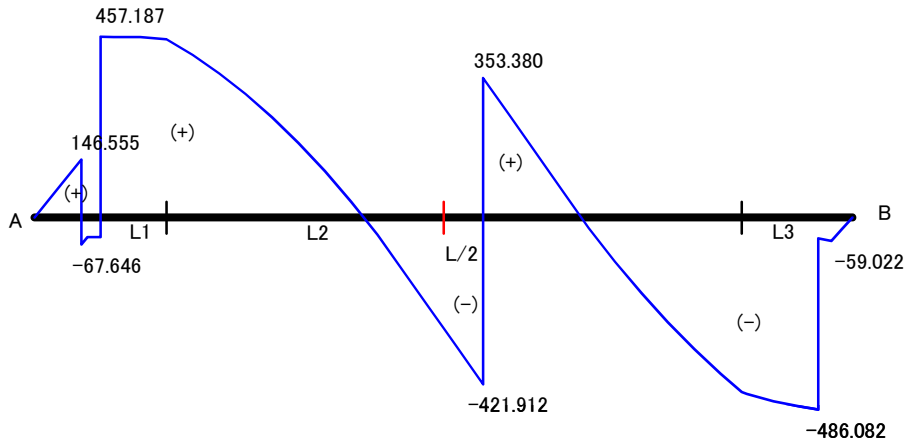
【計算結果・・・**常時**】

地盤反力図(常時:全体荷重)

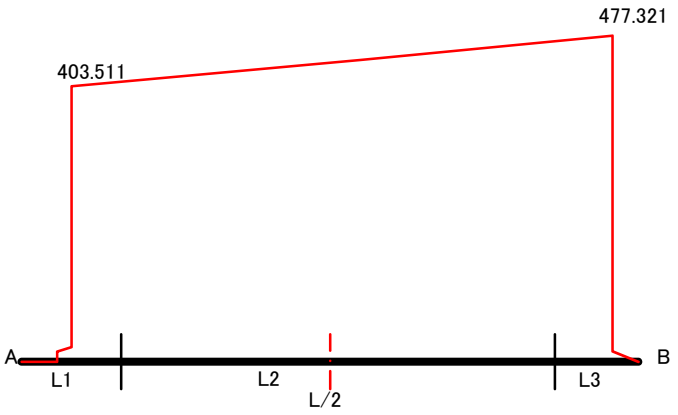


Y1、Y2、Y3:しゃ水鋼矢板
沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。

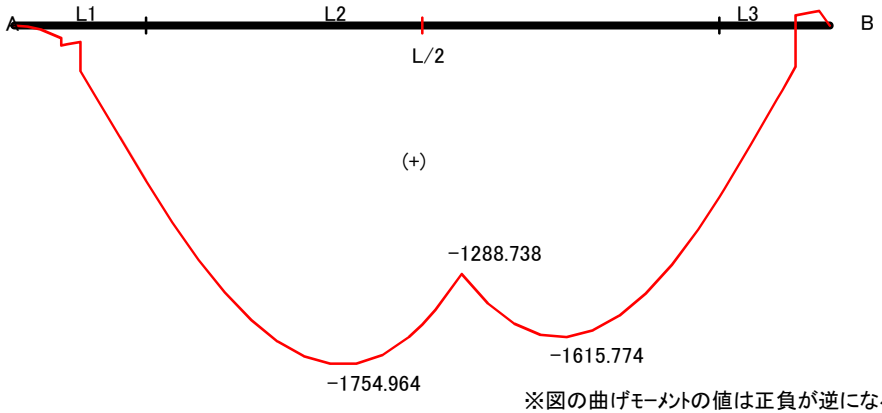
せん断力図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)



軸力図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)



曲げﾓｰﾒﾝﾄ図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)



※図の曲げﾓｰﾒﾝﾄの値は正負が逆になる。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

入　力　デ　ー　タ

【計算点の入力・・・ｽﾊﾟﾝ左端A点からの距離】

A点からの距離x（m）	備考	ｽﾊﾟﾝ区分	左端	右端	ｽﾊﾟﾝ長	A点から	地震時の荷重 分布荷重（KN/m） 左側	地震時の荷重 分布荷重（KN/m） 右側	ｽﾊﾟﾝ内容 分布荷重	ｽﾊﾟﾝ内容 ｽﾊﾟﾝ区分	地震時の沈下量、地盤反力と断面力 沈下量、地盤反力 沈下量w（cm）	沈下量、地盤反力 地盤反力q（KN/m2）	断面力（地震時） せん断力S（KN）	断面力（地震時） 曲げﾓｰﾒﾝﾄM（KN・m）	備考	備考
0.000	ｽﾊﾟﾝ左端A点		0.000	0.000	0.000	0.000	49.400	49.400			0.2	282.880	0.000	0.000		
0.250	任意点		0.000	0.250	0.250	0.250	49.400	49.400			0.2	282.875	58.369	7.296		
0.500	〃		0.250	0.500	0.250	0.500	49.400	49.400	①		0.2	282.869	116.737	29.184		
0.887	P1		0.500	0.887	0.387	0.887	49.400	49.400			0.2	282.861	207.088	102.799		
0.887	0		0.887	0.887	0.000	0.887	49.400	49.400			0.2	282.861	−7.113	266.886		
1.000	川裏胸壁前面	L1	0.887	1.000	0.113	1.000	49.400	49.400		L1	0.2	282.859	19.268	268.969		
1.250	P1、Y1		1.000	1.250	0.250	1.250	214.420	214.420			0.2	282.853	36.377	275.924		
1.250	0		1.250	1.250	0.000	1.250	214.420	214.420	②		0.2	282.853	250.729	483.402		
1.500	川裏胸壁背面		1.250	1.500	0.250	1.500	214.420	214.420			0.2	282.848	267.837	548.223		
2.000	任意点		1.500	2.000	0.500	2.000	207.700	218.635	③		0.2	282.837	302.677	691.078		
2.500	ｽﾊﾟﾝ1の右端		2.000	2.500	0.500	2.500	218.635	229.570			0.2	282.826	332.047	849.990		
2.500	ｽﾊﾟﾝ2の左端		2.500	3.000	0.500	3.000	175.840	188.025			0.2	135.515	332.047	849.996		
3.000	任意点		3.000	3.500	0.500	3.500	188.025	200.210			0.2	135.510	308.837	1010.471		
3.500	〃		3.500	4.000	0.500	4.000	200.210	212.395			0.2	135.505	279.532	1157.817		
4.000	〃		4.000	4.500	0.500	4.500	212.395	224.580	④		0.2	135.500	244.132	1288.987		
4.500	〃		4.500	5.000	0.500	5.000	224.580	236.765			0.2	135.494	202.637	1400.933		
5.000	〃		5.000	5.500	0.500	5.500	236.765	248.950			0.2	135.489	155.047	1490.608		
5.500	〃		5.500	6.000	0.500	6.000	248.950	261.135			0.2	135.484	101.361	1554.963		
6.000	〃		6.000	6.500	0.500	6.500	261.135	273.320			0.2	135.479	41.581	1590.953		
6.500	川表側築堤法肩		6.500	7.000	0.500	7.000	276.760	276.760			0.2	135.474	−24.295	1595.528		Mmax
7.000	任意点		7.000	7.500	0.500	7.500	276.760	276.760			0.2	135.469	−94.939	1565.720		
7.500	〃		7.500	7.750	0.250	7.750	276.760	276.760	⑤		0.2	135.464	−165.586	1500.588		
7.750	ｽﾊﾟﾝ中央	L2	7.750	8.000	0.250	8.000	276.760	276.760		L2	0.2	135.461	−200.910	1454.771		
8.000	任意点		8.000	8.500	0.500	8.500	276.760	276.760			0.2	135.458	−236.234	1400.131		
8.500	築堤中央部、矢板Y2		8.500	8.500	0.000	8.500	276.760	276.760			0.2	135.453	−306.884	1264.349		
9.000	任意点		8.500	9.000	0.500	9.000	276.760	276.760			0.2	135.448	154.253	1359.143		
9.500	〃		9.000	9.500	0.500	9.500	276.760	276.760	⑥		0.2	135.443	83.598	1418.608		
10.000	〃		9.500	10.000	0.500	10.000	276.760	276.760			0.2	135.438	12.941	1442.746		
10.500	川裏側築堤法肩		10.000	10.500	0.500	10.500	276.760	276.760			0.2	135.433	−57.719	1431.554		
11.000	任意点		10.500	11.000	0.500	11.000	273.310	261.805			0.2	135.428	−123.780	1385.943		
11.500	〃		11.000	11.500	0.500	11.500	261.805	250.300			0.2	135.422	−184.091	1308.737		
12.000	〃		11.500	12.000	0.500	12.000	250.300	238.794	⑦		0.2	135.417	−238.652	1202.823		
12.500	〃		12.000	12.500	0.500	12.500	238.794	227.289			0.2	135.412	−287.463	1071.056		
13.000	〃		12.500	13.000	0.500	13.000	227.289	215.784			0.2	135.407	−330.524	916.320		
13.400	ｽﾊﾟﾝ2の右端		13.000	13.400	0.400	13.400	215.784	206.580			0.2	135.403	−360.833	777.936	Smax	
13.400	ｽﾊﾟﾝ3の左端		13.400	13.500	0.100	13.500	234.970	232.265			0.2	264.941	−360.833	777.976	Smax	
13.500	任意点		13.500	14.000	0.500	14.000	232.265	218.737	⑧		0.2	264.939	−357.701	742.047		
14.000	〃		14.000	14.500	0.500	14.500	218.737	205.210			0.2	264.929	−337.985	567.844		
14.500	〃		14.500	14.500	0.000	14.500	205.210	205.210			0.2	264.919	−311.510	405.188		
14.600	川裏胸壁背面		14.500	14.600	0.100	14.600	212.460	212.460			0.2	264.917	−305.539	374.604		
14.750	任意点	L3	14.600	14.750	0.150	14.750	212.460	212.460	⑨	L3	0.2	264.914	−297.671	329.363		
14.850	P3、Y3		14.750	14.750	0.000	14.750	212.460	212.460			0.2	264.912	−292.426	299.858		
14.850	0		14.750	14.850	0.100	14.850	212.460	212.460			0.2	264.912	−102.458	13.968		
15.100	川裏胸壁前面		14.850	14.850	0.000	14.850	37.730	37.730			0.2	264.907	−89.346	−10.007		
15.300	任意点		14.850	15.100	0.250	15.100	37.730	37.730	⑩		0.2	264.903	−43.911	−23.333		
15.500	ｽﾊﾟﾝ右端B点		15.100	15.100	0.000	15.100	37.730	37.730			0.2	264.899	0.000	0.000		

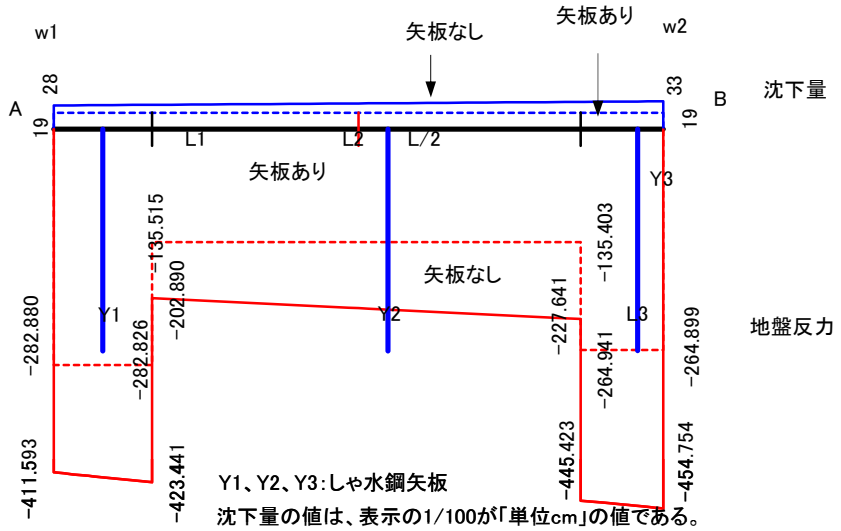
※　1.　赤書きの数字はﾘﾝｸさせた数値で、この数値でｽﾊﾟﾝ内の値を比例配分して求めている。
　　2.　青書きは、集中荷重の作用位置およびｽﾊﾟﾝ区分の端部を示している（右欄外の注意事項を参照）。
　　3.　荷重は「地震時」の値を入力している。
　　4.　Mmaxの点は「S＝0」となる位置を試行計算して入力している。ただし、地震時の計算では8.500～9.500間の「S=0」があることは上表からわかるが、Mmaxは少数2位での変動なので9.500をMmaxとした。
　　5.　沈下量および地盤反力は「矢板あり」の値である。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

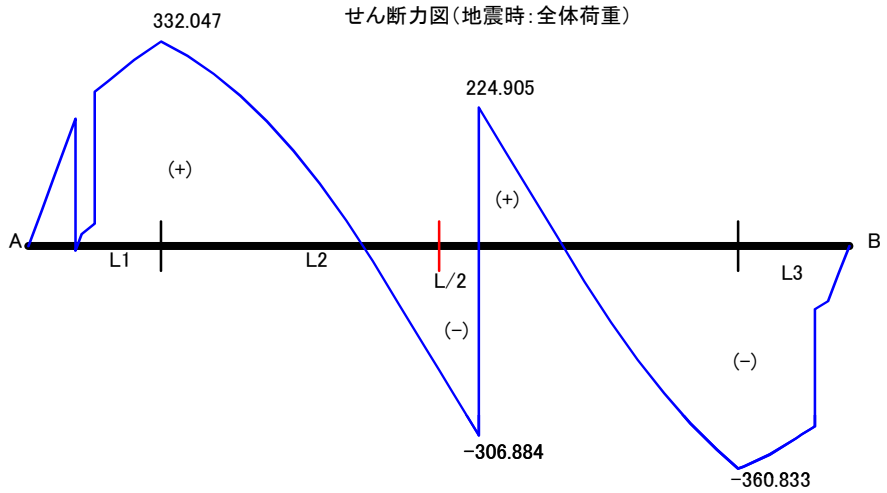
設 計 計 算 結 果

【計算結果・・・地震時】

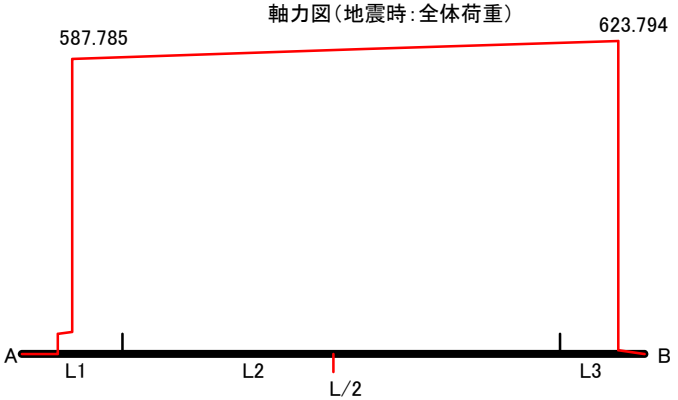
地盤反力図（地震時：全体荷重）



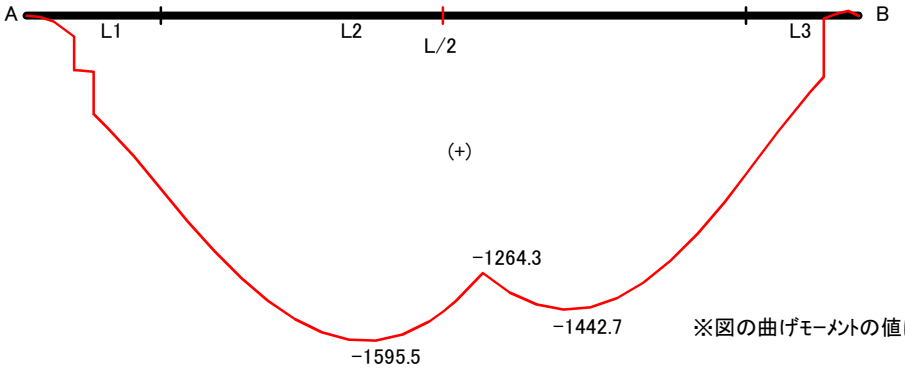
せん断力図（地震時：全体荷重）



軸力図（地震時：全体荷重）



曲げモーメント図（地震時：全体荷重）



※図の曲げモーメントの値は正負が逆になる。

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設　計　計　算

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算

１２－１．　本体縦方向の設計

12-1-1.　設計の基本

「樋門設計の手引き」P149、「構造力学公式集」P173

1)　本体縦方向の設計には、樋門の構造形式・基礎形式の特性、そして地盤の残留沈下量の影響に配慮した設計手法を適用する。

樋門本体の縦方向は、一般に函体、胸壁、しゃ水壁、継手およびしゃ水矢板と結合して構成した構造であり、また、基礎形式にも多様な形式がある。本体縦方向の設計にあたっては、それらの特性を適切に考慮した設計手法を設定しなければならない。

さらに、ここでは地盤の残留沈下量の大きさによって梁の基本式を「地盤変位を考慮する方法」と「地盤変位を考慮しない方法」に分けているので、その適用条件に配慮した設計手法を適用する。

2)　荷重は、本体に最も不利な断面力あるいは変位を生じるように作用させる。

本体縦方向の設計にあたって考慮すべき荷重および荷重の組合せは下表に示すものがある。このうち設計結果に大きな影響を及ぼす項は地盤変位（沈下）による影響である。このため、函軸に沿う地盤の残留沈下量分布を精度よく推定することが重要である。

表12.1.1　　本体縦方向の設計に考慮する荷重の種類　　「樋門設計の手引き」P110

荷重種別		本体縦方向の設計ﾓﾃﾞﾙ		摘要
		弾性床上の梁	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁	
死荷重	本体自重（門柱・胸壁等を含む）	○	○	
	内水重	○	○	
地盤変位による影響	地盤変位（沈下）	×	○	
	地盤変位（側方変位）	×	△	
活荷重	自動車荷重	○	△	
土圧	鉛直土圧	○	×	
	胸壁に作用する土圧	○	○	
水圧	胸壁に作用する水圧	○	○	
負の周面摩擦力による影響		△	△	しゃ水綱矢板等
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ力	PC函体	△	△	
地震の影響		○	○	
雪荷重		△	△	門柱、管理橋

※　1.　○：考慮する、△：条件によって考慮する、×：考慮しない

2.　「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」の計算での自動車荷重は、地盤変位（沈下）の算定で上載荷重（活荷重）を考慮している場合は考慮しない。

3)　本体と地盤の相対沈下量、相対水平変位量は許容値以内とし、本体の地盤反力度は地盤の許容支持力以内でなければならない。

地盤の残留沈下量には許容値が設定されており、樋門本体の変位は地盤の変位に左右されるので、樋門本体の沈下および側方変位は照査する必要はない。樋門本体と地盤の相対沈下は正負の値があり、それぞれ「5cm以内を許容値」とする。

4)　本体に発生する断面力に対して安全でなければならない。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

12-1-2.　「弾性床上の梁」の基本式とその解

（1）　直接基礎に設置する本体縦方向の計算　　「樋門設計の手引き」P150

1）　解析の基本式

「弾性床上の梁」の一般方程式は次のとおりである。ただし、この方程式は、直接基礎において地盤の残留沈下量が5cm程度以下の樋門に適用するものとする（剛支持基礎）。

・函軸のたわみ

$$\frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4 w}{d x^4}+Kv\cdot w=q \quad \cdots\cdots \quad (1)式$$

・函軸の変位

$$\frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2 u}{d x^2}+Ks\cdot u=p \quad \cdots\cdots \quad (2)式$$

ここに、

w　：函体の変位（たわみ）（m）
Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）
B　：函体の幅（m）
EI　：函体の剛性（KN・m^2）
q　：函軸鉛直方向荷重（KN/m^2）
u　：函軸方向の変位（m）
Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）
U　：函体の周長（m）
EA　：函体の函軸方向剛性（KN）
p　：函軸方向荷重（KN/m^2）

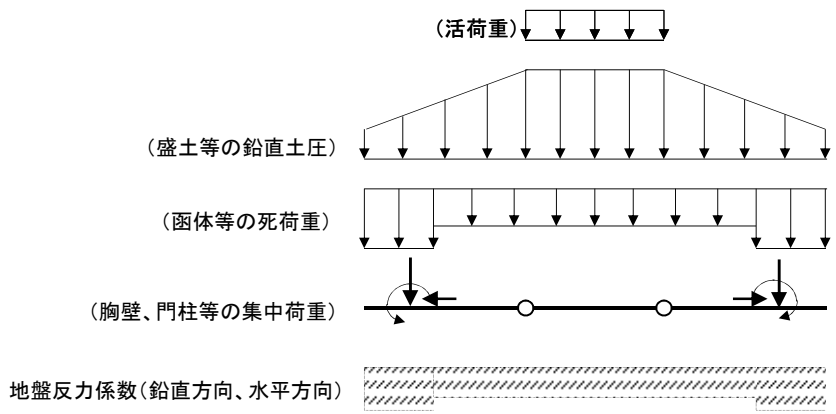


図12.1.1　　弾性床上の梁の設計ﾓﾃﾞﾙ

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算

2)　計算条件

直接基礎の本体縦方向の計算に必要な諸条件を次に示す。

①　函体諸元（ｽﾊﾟﾝ割、断面諸元）
②　ｽﾊﾟﾝの結合条件（継手の変形特性）
③　境界条件（樋門本体の左端、右端の支持条件）
④　鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
⑤　鉛直土圧（自動車荷重を含む場合がある）
⑥　その他外力（函体・門柱等の自重、土重、水重、土圧等）
⑦　しゃ水鋼矢板の影響（鋼矢板と函体の結合条件、鋼矢板諸元、鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等）
⑧　緊張材の影響（緊張材の諸元、配置、緊張力、各種ﾛｽ等）

この諸条件の適用は次のとおりである。

表12.1.2　　剛支持樋門の本体縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
弾性床上の梁	①、②、③、④、⑤、⑥	⑦、⑧

ここで、条件を適用するにあたって次の内容について留意しなければならない。

・鉛直土圧（土かぶり荷重）

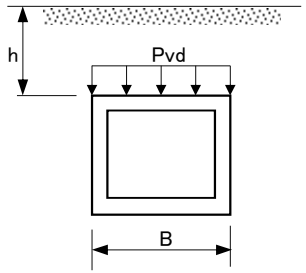
鉛直土圧としては「函体直上」の土重を考慮する。「弾性床上の梁」では原則として鉛直土圧には「鉛直土圧係数」を考慮する。鉛直土圧係数は、樋門本体の函軸方向の土被り厚さに応じて変化させるのがよい。

表12.1.3　　鉛直土圧係数

条件	鉛直土圧係数α	
	条件	α
次の条件のいずれかに該当する場合	h/B＜1	1.00
・良好な地盤上に設置する直接基礎の函体で、土被りが10m以上でかつ内空高が3mを超える場合。	1≦h/B＜2	1.20
	2≦h/B＜3	1.35
	3≦h/B＜4	1.50
・杭基礎等で盛土の沈下に函体が抵抗する場合。	4≦h/B	1.60
上記以外の場合	1.00	

※　1.「杭基礎等」には、剛支持の固化改良体基礎を含む。
　　2.「上記以外の場合」には、盛土の沈下とともに函体が沈下する場合で、柔構造樋門の「柔支持基礎」の場合を含む。

「樋門設計の手引き」P48



$Pvd = \alpha \cdot \gamma \cdot h$

ここに、

Pvd　：鉛直土圧強度（KN/m^2）
α　：鉛直土圧係数
γ　：土被り土の単位体積重量（KN/m^3）
h　：函体上の土被り厚さ（m）

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・しゃ水鋼矢板の影響　　「樋門設計の手引き」P158

しゃ水鋼矢板の影響は三成分のバネとして評価するのが望ましい。このうち軸方向（杭軸鉛直方向）のﾊﾞﾈは、負の周面摩擦力の影響を無視でき鋼矢板先端が良好な土層に到達していない場合は次式で推定できる。

$$Kv = a \cdot \frac{Ap \cdot Ep}{l}$$

ここに、

Kv　：鉛直方向の矢板バネ値（KN/m）

Ap　：鋼矢板の純断面積（m^2）

Ep　：鋼矢板の弾性係数　　Ep＝ 2.0 × 10^8 KN/m^2

l　：鋼矢板長（m）

$a = \lambda \cdot \tanh \lambda$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{Cs \cdot U}{Ap \cdot Ep}}$$

ここに、

U　：鋼矢板の周長（m）

Cs　：鋼矢板と周面地盤のすべり係数（KN/m^3）

（Csの関係式）

$$Cs = \frac{N}{0.0015}$$

ここに、

N　：鋼矢板周面地盤のN値

なお、鋼矢板の先端が比較的良好な地盤に到達する場合、鋼矢板先端バネの影響が卓越するので別途適切な方法で推定する必要がある。

負の周面摩擦力の作用が見込まれる場合は、外力として考慮するのがよい。

設　　計　　計　　算

・ｽﾊﾟﾝの結合条件

ｽﾊﾟﾝの結合条件は、使用する継手の特性に合わせて設定するものとし、一般的には次のとおりである。

イ.　可とう継手　：結合条件をﾌﾘｰとする。

ﾛ.　ｶﾗｰ継手　：結合条件をﾋﾝｼﾞとする。ただし、函軸方向はﾌﾘｰとする。

ﾊ.　弾性継手　：結合条件として継手の函軸方向ﾊﾞﾈ、せん断ﾊﾞﾈ、曲げﾊﾞﾈを考慮する。

・しゃ水鋼矢板の影響

しゃ水鋼矢板の影響は、左記に示す方法で検討することが望ましい。

・境界条件

樋門本体の両端の境界条件は、一般には両端ともﾌﾘｰと考えられる場合が多いが、川裏側が吐出水槽に連結する場合等では、その接続条件に応じた境界条件を設定する必要がある。

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算

(2)　柔構造樋門の本体縦方向の設計

1)　「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」の基本式

地盤変位（沈下・側方変位）を考慮した弾性床上の梁の基本式は次式によるものし、浮き直接基礎等の柔支持基礎の樋門本体に適用する。

・函軸のたわみ

$$\frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4 w}{d x^4}+Kv\cdot(w-wg)=q \quad \cdots\cdots \quad (4)式$$

・函軸の変位

$$\frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2 u}{d x^2}+Ks\cdot(u-ug)=p \quad \cdots\cdots \quad (5)式$$

ここに、

w　：函体の変位（たわみ）（m）
wg　：地盤変位（沈下）（m）
Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）
B　：函体の幅（m）
EI　：函体の剛性（KN・m^2）
q　：函軸鉛直方向荷重（KN/m^2）
u　：函軸方向の変位（m）
ug　：地盤変位（函軸方向の側方変位）（m）
Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）
U　：函体の周長（m）
EA　：函体の函軸方向剛性（KN）
p　：函軸方向荷重（KN/m^2）

なお、(4)式の右辺の函軸鉛直方向荷重qには、土被り土重（鉛直土圧）は考慮しないものとする（沈下量に鉛直荷重の要素が含まれている）。

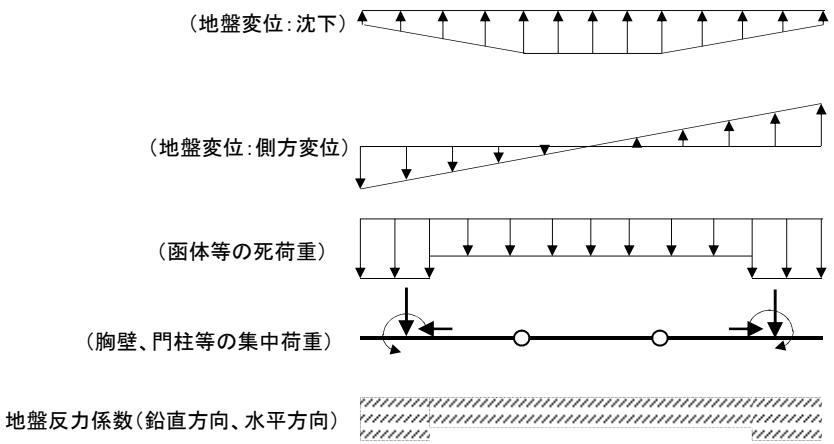


図12.1.2　　地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計ﾓﾃﾞﾙ（柔構造樋門）

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 積分定数

積分定数を求めるには、微分方程式を解かなければならないが、荷重が不連続な場合は複雑である。しかし、函体の変位が既知数の場合、任意点の変位量4点をとらえて解析すれば積分常数を逆算できる方法もある。

（6）式において、

$e^{\beta x}\cdot\cos\beta x=m1$

$e^{\beta x}\cdot\sin\beta x=m2$

$e^{-e\beta x}\cdot\cos\beta x=m3$

$e^{-\beta x}\cdot\sin\beta x=m4$

と置き任意点4点の沈下量をw1、2、3、4とすれば（6）式は次のようになる。

w1＝C1・m1

w2＝C2・m2

w3＝C3・m3

w4＝C4・m4

「w1、2、3、4」および「m1、2、3、4」は既知数なので、積分常数C1、C2、C3、C4は上式を解けば求められることとなる。

荷重が不連続な場合、これを連続する荷重とするためには一般的には三角関数を用いた「ﾌｰﾘｴ級数による展開」が用いられるが、この解法は複雑である。

・ ﾌｰﾘｴ級数（Fourier series）　　「構造力学公式集」P484

微分できない関数や連続しない関数を、三角関数を用いてこれを連続させることを「ﾌｰﾘｴ展開」といい、この級数を「ﾌｰﾘｴ級数」という。

「$0\leqq z\leqq 2\pi$」なる区間で有限で積分可能な関数$f(z)$は、次の形で表すことができる。

$$f(z)=\sum_{n=1}^{\infty}\left(a_n\sin nz+b_n\cos nz\right)$$

この級数をﾌｰﾘｴ級数、係数a_n、b_nをﾌｰﾘｴ係数、$f(z)$を上記の式で近似させることを「$f(z)$をﾌｰﾘｴ展開する」という。

設　　計　　計　　算

2)　基本式の解法

樋門本体を梁と考え、この梁が地盤上にある場合「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」として計算をおこなう。この場合、函体と基礎地盤の相対剛性に応じて、次の二つの方法により解くことができる。

ｲ.　函体を弾性梁として解く方法（函体の剛性（EI、EA）を有限とする）

$$w=C1\cdot e^{\beta x}\cdot\cos\beta x+C2\cdot e^{\beta x}\cdot\sin\beta x+C3\cdot e^{-e\beta x}\cdot\cos\beta x+C4\cdot e^{-\beta x}\cdot\sin\beta x \quad \cdots\cdots (6)式$$

ここに、

w　：函体の変位（m）

β　：函体の特性値（m^{-1}）

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

C1、C2、C3、C4　：積分定数

ﾛ.　函体を剛体として解く方法（函体の剛性（EI、EA）を無限とする）

$$w=C1+C2\cdot x \quad \cdots\cdots (7)式$$

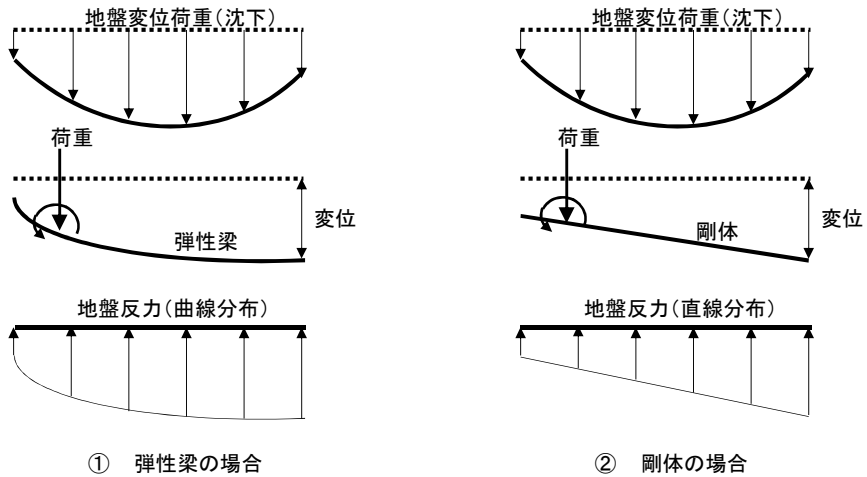
函体と基礎地盤の相対剛性βl（l：函体のｽﾊﾟﾝ長）は次により評価できる。

「$\beta l\leqq 1.5$」の場合　：解析する函体ﾓﾃﾞﾙは「剛体」

「$\beta l>1.5$」の場合　：解析する函体ﾓﾃﾞﾙは「弾性体」（弾性梁）

函体を弾性梁とする方法と、函体を剛体とする方法の計算法の相違は下図のようになるが、函体を剛体とする方法は計算が比較的容易であり、「$\beta l>1.5$」となり弾性梁とする方法との実用上の相違はないと考えてよい。

一般に、ｺﾝｸﾘｰﾄ製函体における相対剛性βlはかなり小さいので剛体と仮定してよい。しかし、管径の比較的小さい管体等では「$\beta l>1.5$」となる場合があるので、このような場合は弾性梁として設計しなければならない。



①　弾性梁の場合　　②　剛体の場合

図12.1.3　　弾性梁の場合と剛体の場合のﾓﾃﾞﾙ図（1ｽﾊﾟﾝ）

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算

3)　計算条件

柔構造樋門の本体縦方向の計算に必要な諸条件を次に示す。

①　函体諸元（ｽﾊﾟﾝ割、断面諸元）
②　ｽﾊﾟﾝの結合条件（継手の変形特性）
③　境界条件（樋門本体の左端、右端の支持条件）
④　鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
⑤　ｷｬﾝﾊﾞｰ量の函軸方向分布
⑥　地盤変位の影響（基礎地盤の沈下量および側方変位量の函軸方向分布）
⑦　その他外力（函体・門柱等の自重、土重、水重、土圧等）
⑧　初期折れ角（ｷｬﾝﾊﾞｰ盛土施工時の継手部設置角）
⑨　しゃ水鋼矢板の影響（鋼矢板と函体の結合条件、鋼矢板諸元、鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等）
⑩　緊張材の影響（緊張材の諸元、配置、緊張力、各種ﾛｽ等）

この諸条件の適用は次のとおりである。

表12.1.4　　剛支持樋門の本体縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
弾性床上の梁	①、②、③、④、⑤、⑥、⑦、⑨	⑤、⑧、⑩

ここで、条件を適用するにあたって次の内容について留意しなければならない。

・ 地盤反力係数（Kv、Ks）

地盤反力係数は、基礎地盤の変形係数、函体の剛性等により算定するが、地盤改良や浮き基礎等の地盤対策を実施する場合には、その影響を考慮して地盤反力係数を算定する。この方法は、地盤改良工法や浮き基礎による改良効果を地盤の変形係数に換算することが基本となるが、具体的な方法は工法やその規模によって異なるので工法の原理に配慮して適切な値を設定する。

浮き固化改良体基礎や浮き杭基礎については、基礎工およびｸｯｼｮﾝ材の影響を樋門本体のｽﾊﾟﾝを適当な区間に区分して考慮するのがよい。

・ 地盤変位の荷重換算

盛土堤体内の函体は、盛土堤体の自重による周辺地盤の即時沈下・圧密沈下・側方変位等の地盤変位の影響を受ける。これらの周辺地盤の変形は、それを地盤変位として解析ﾓﾃﾞﾙの中に組み込んで、地盤と構造物との相互作用を解くことができる。

地盤変位は、一般に函体に沿って一様分布とならないので、直接それを解析ﾓﾃﾞﾙに組み込むためには「ﾌｰﾘｴ級数」によって近似する等の方法による必要がある。しかし、この方法は解法が複雑になるため、より簡単な方法として地盤変位を鉛直方向地盤反力係数を介して等価な荷重に換算する方法がある。

函軸に沿う地盤変位分布は既知数であるから、(4)式、(5)式においてKv、wg、Ks、ugを各々右辺に移動して微分方程式を解くものである。

・ 函軸のたわみ

$$\frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4 w}{dx^4}+Kv\cdot(w-wg)=q \quad\rightarrow\quad \frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4 w}{dx^4}=q-Kv\cdot(w-wg) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (8)式$$

・ 函軸の変位

$$\frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2 u}{dx^2}+Ks\cdot(u-ug)=p \quad\rightarrow\quad \frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2 u}{dx^2}=p-Ks\cdot(u-ug) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9)式$$

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

イ.　地盤変位（沈下）等価荷重qg

地盤変位（沈下）に等価な荷重強度qgは、地盤変位wgに鉛直方向地盤反力係数Kvを乗じた次式で算定できる。

$q_g = K_v \cdot w_g$ ・・・

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算

・ ｷｬﾝﾊﾞｰ盛土の考慮

ｷｬﾝﾊﾞｰ盛土を考慮する場合は、単純にｷｬﾝﾊﾞｰ量だけ地盤の沈下量が減ずると考えてよい。すなわち、前述した微分方程式において、ｷｬﾝﾊﾞｰ量を既知変位分布として取り組むことができる。具体的には（10）式において地盤変位wgを次の値に置き換えることでよい。ただし、継手の構造によってはｷｬﾝﾊﾞｰ盛土上における継手設置方法に応じた初期折れ角の影響を考慮しなければならない。

wg＝wgo－wc　・・・

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

１２－２．　弾性床上の梁の計算

12-2-1.　設計条件

（1）　設計ﾓﾃﾞﾙ

設計するﾓﾃﾞﾙは下図に示す構造とする。なお、解析は基礎の地盤変位（沈下）が5cm以下であるので、直接基礎の本体縦方向の計算でおこなうこととする。

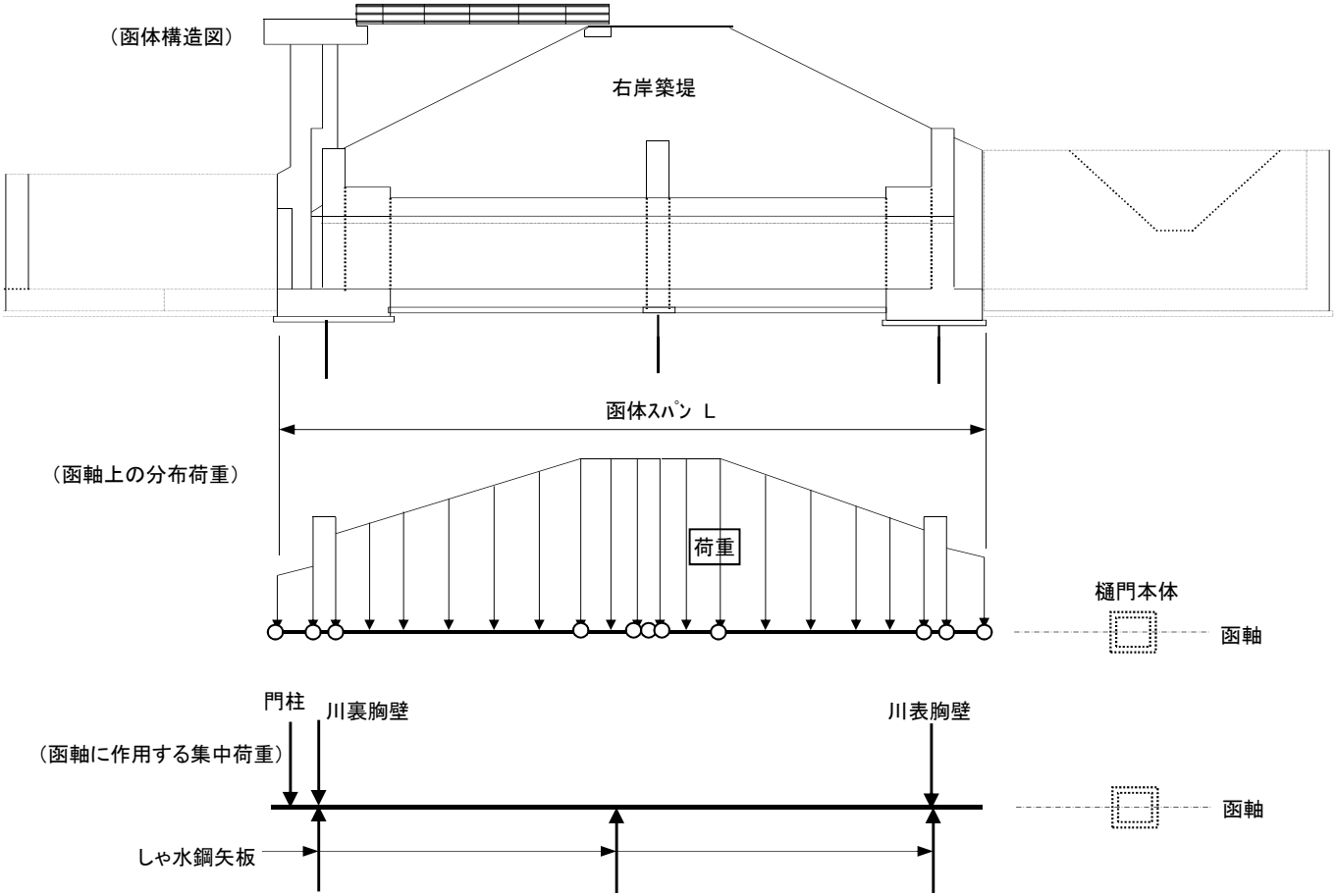


図12.2.1　　梁（函軸）に作用する荷重図

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算

(2)　荷重の集計

1)　分布荷重の集計

(土重ありの計算)

表12.2.1　荷重の集計

ｽﾊﾟﾝ	番号	ｽﾊﾟﾝ左端からの距離(m)		自重(KN/m)		水重(KN/m)		土重(KN/m)		雪荷重(KN/m)		活荷重(KN/m)				荷重合計p(KN/m)			
												常時		地震時		常時		地震時	
		自	至	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
函体	1	0	1.00	27.35	27.35	22.05	22.05									49.40	49.40	49.40	49.40
	2	1.00	1.50	192.37	192.37	22.05	22.05									214.42	214.42	214.42	214.42
	3	1.50	2.50	123.77	123.77	22.05	22.05	52.08	73.95	9.80	9.80					207.70	229.57	207.70	229.57
	4	2.50	6.50	80.65	80.65	22.05	22.05	65.08	162.56	8.06	8.06					175.84	273.32	175.84	273.32
	5	6.50	8.50	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	6	8.50	10.50	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	7	10.50	13.40	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	95.83	8.05	8.05					273.31	206.58	273.31	206.58
	8	13.40	14.60	104.66	104.66	22.05	22.05	99.51	69.75	8.75	8.75					234.97	205.21	234.97	205.21
	9	14.60	15.10	190.41	190.41	22.05	22.05									212.46	212.46	212.46	212.46
	10	15.10	15.50	15.68	15.68	22.05	22.05									37.73	37.73	37.73	37.73

※　1.　盛土の中央部(ｽﾊﾟﾝ左端から、　x1＝　6.500　m　)

荷重合計(KN/m)(自重なし)			
常時		地震時	
左側	右側	左側	右側
22.05	22.05	22.05	22.05
22.05	22.05	22.05	22.05
83.93	105.80	83.93	105.80
95.19	192.67	95.19	192.67
207.61	207.61	196.11	196.11
207.61	207.61	196.11	196.11
192.66	125.93	192.66	125.93
130.31	100.55	130.31	100.55
22.05	22.05	22.05	22.05
22.05	22.05	22.05	22.05

2)　集中荷重の集計

表12.2.2　常時の集中荷重

項目		門柱		川裏胸壁		川表胸壁	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重P	KN	214.201	0.887	297.948	1.250	316.405	14.850
水平荷重H	KN	−15.056	0.887	−381.966	1.250	461.929	14.850
曲げﾓｰﾒﾝﾄMc	KN・m	−39.331	0.887	−150.762	1.250	267.046	14.850

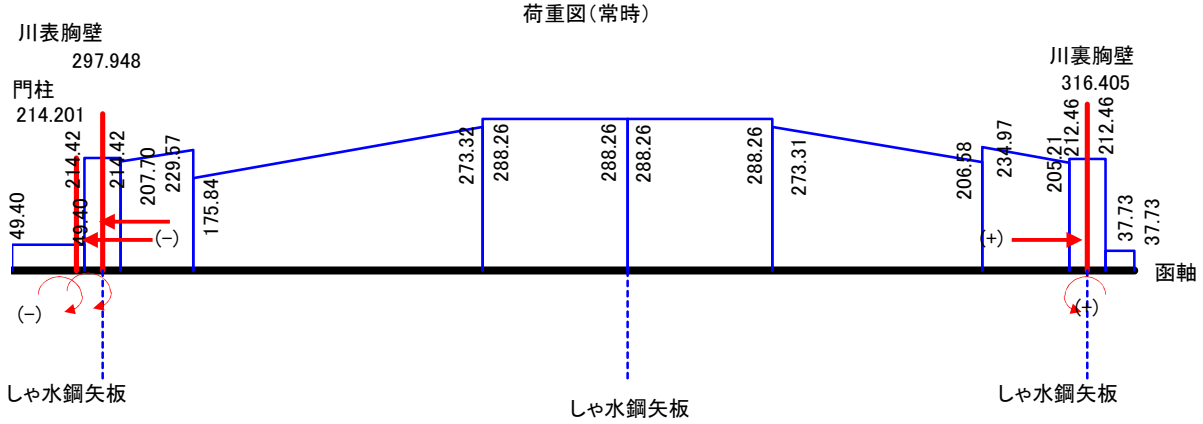
表12.2.3　地震時の集中荷重

項目		門柱		川裏胸壁		川表胸壁	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重P	KN	214.201	0.887	317.730	1.250	341.565	14.850
水平荷重H	KN	−40.481	0.887	−543.632	1.250	615.819	14.850
曲げﾓｰﾒﾝﾄMc	KN・m	−164.087	0.887	−207.478	1.250	285.890	14.850

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

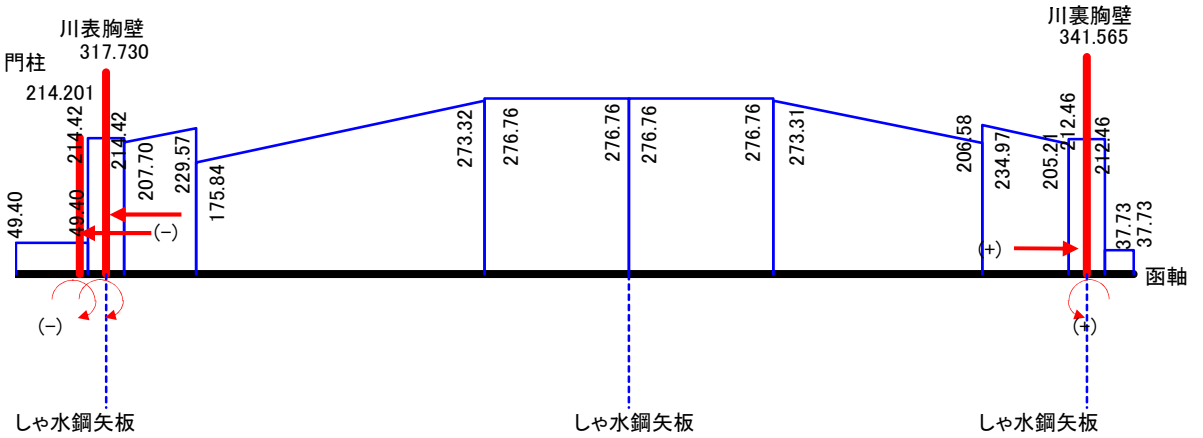
設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

荷重図（常時）



※モーメントは反時計回りを「正（＋）」

荷重図（地震時）



※モーメントは反時計回りを「正（＋）」

図11.2.2　　荷重図

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・鉛直方向地盤反力係数　　「樋門設計の手引き」P80

鉛直方向地盤反力係数Kvは次の式により求める。

$$Kv = kvo \cdot \left(\frac{Bv}{0.3}\right)^{-3/4}$$

ここに、

Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）

kvo　：直径30cm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^3）で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

kvo＝（1/0.3）α・Eo

Bv　：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅で、次表に示す方法で求める。

表12.2.4　　基礎の換算載荷幅　Bv

函体剛性の評価	Bv（cm）	摘要
剛　体	√Av	β・l≦1.5の場合
弾性体	√D/β	β・l＞1.5の場合

※　函体のBvを算定する際のkvは、常時の値で代表させる。

Eo　：測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数（KN/m^2）

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数

Av　：鉛直方向の載荷面積（m^2）

D　：底版の幅（m）

l　：スパン長（m）

β　：函体の特性値（m^{-1}）

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

E　：函体の曲げ剛性（KN/m^2）

E＝　2.45　×10^7　KN/m^2

I　：各部材の断面二次モーメント（m^4）

【メモ】

・水平方向せん断地盤反力係数　　「樋門設計の手引き」P81

直接基礎の本体縦方向の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数Ks（KN/m^3）は、次式により推定して求める。

Ks　＝　λ　・　Kv

ここに、

Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）

λ　：鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、λ＝1/3～1/4　とする

Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）

設　　計　　計　　算

（3）　函体剛性の評価

1）　函体剛性の評価

函体剛性の評価は、鉛直方向地盤反力係数kv（KN/m^3）の仮定値を与え試行計算により求める。

表12.2.5　　函体スパンの鉛直方向地盤反力係数Kvの計算

Kvの仮定値（KN/m^3）	kvo（KN/m^3）	幅D（m）	スパン長l（m）	特性値β（m^{-1}）	β・l	β・l判定値	函体剛性の評価	Bv（m）	kv（KN/m^3）	結果
15217.88	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.89	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.90	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	○

入力条件

・底版幅D＝B1＝　2.30　m

・スパン長l＝　15.50　m

・曲げ剛性E＝　2.45　×10^7　KN/m^2

・断面二次モーメントI＝　2.2306　m^4

・変形係数αEom＝　1　×　43020　＝　43,020　KN/m^2

計算結果

・常時の地盤反力係数kv

Kv＝　15,210　KN/m^3

・地震時の地盤反力係数kev

kve＝2・kv＝　30,420　KN/m^3

以上から「β・l＜1.5」の条件から、函体縦方向の計算は「剛体」としておこなう。

2）　水平方向の地盤反力係数

直接基礎の本体縦方向の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数　Ks（KN/m^3）は、次式により推定して求める。

Ks　＝　λ　・　Kv

ここに、

Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）

λ　：鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比

λ＝1/3～1/4　とする

Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）

表12.2.6　　水平方向せん断地盤反力係数ksの計算

スパン	λ	常時		地震時	
		kv（KN/m^3）	ks（KN/m^3）	kv（KN/m^3）	ks（KN/m^3）
函体	1/3	15,210	5,070	30,420	10,140

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算

3)　縦方向の計算に用いる函体スパンの地盤反力係数

函体ｽﾊﾟﾝは次のように区分し、縦方向の検討をおこなう地盤反力係数を求めることとする。

表12.2.7　函体スパンの地盤反力係数

スパン	番号	函体幅B（m）	常時				地震時			
			Ks（KN/m^3）	Kv（KN/m^3）	Ks・B（KN/m^2）	Kv・B（KN/m^2）	Ks（KN/m^3）	Kv（KN/m^3）	Ks・B（KN/m^2）	Kv・B（KN/m^2）
函体	1	4.80	5,070	15,210	24,330	73,000	10,140	30,420	48,670	146,010
	2	2.30	5,070	15,210	11,660	34,980	10,140	30,420	23,320	69,960
	3	4.50	5,070	15,210	22,810	68,440	10,140	30,420	45,630	136,890

以上から、函体ｽﾊﾟﾝ内の地盤反力係数の分布は次のようになる。

表12.2.8　函体スパン内地盤反力係数の分布

分布番号	函体左端からの距離（m）			地盤反力係数（KN/m^2）			
				常時		地震時	
	左端	右端	区間距離	軸方向ks・B	軸鉛直方向Kv・B	軸方向ks・B	軸鉛直方向Kv・B
1	0.00	2.50	2.50	24,330	73,000	48,670	146,010
2	2.50	13.40	10.90	11,660	34,980	23,320	69,960
3	13.40	15.50	2.10	22,810	68,440	45,630	136,890

※　1.　ここに、

スパン数N＝　1

スパン長L＝　15.50　m

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・しゃ水鋼矢板の影響　　「樋門設計の手引き」P158

しゃ水鋼矢板の影響は三成分のバネとして評価するのが望ましい。このうち軸方向のﾊﾞﾈは、負の周面摩擦力の影響を無視でき鋼矢板先端が良好な土層に到達していない場合は次式で推定できる。

$$Kv = a \cdot \frac{Ap \cdot Ep}{l}$$

ここに、

Kv　：鉛直方向の矢板バネ値（KN/m）

Ap　：鋼矢板の純断面積（㎡）

Ep　：鋼矢板の弾性係数　　Ep＝ 2.0 × 10^{8} KN/m^2

l　：鋼矢板長（m）

$a = \lambda \cdot \tanh \lambda$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{Cs \cdot U}{Ap \cdot Ep}}$$

ここに、

U　：鋼矢板の周長（m）

Cs　：鋼矢板と周面地盤のすべり係数（KN/m^3）

（Csの関係式）

$$Cs = \frac{N}{0.0015}$$

ここに、

N　：鋼矢板周面地盤のN値

なお、鋼矢板の先端が比較的良好な地盤に到達する場合、鋼矢板先端バネの影響が卓越するので別途適切な方法で推定する必要がある。

負の周面摩擦力の作用が見込まれる場合は、外力として考慮するのがよい。

設　計　計　算

4)　矢板ﾊﾞﾈ定数の計算

設計箇所の地盤は、鋼矢板の先端が比較的良好な砂礫層（N＝8）に到達することから、鋼矢板先端バネの影響があると考えこの影響を考慮する。

イ.　鋼矢板および計算の諸元

表12.2.9　　鋼矢板および計算の諸元

型名		広幅鋼矢板の諸元					備　考
名称	符号	単位	川表胸壁	しゃ水壁	川裏胸壁		
鋼矢板形式			Ⅱw型	Ⅱw型	Ⅱw型		
本体幅	B	m	4.80	4.30	4.50		
矢板幅	W	m	0.60	0.60	0.60		
純断面積	Ap	㎡	0.00787	0.00787	0.00787		
弾性係数	Ep	KN/m^2	2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8		
矢板長	l	m	2.0	2.0	2.0		床付け面より下の長さ
周長	U	m	9.6	8.6	9.0		
N値			13.5	13.5	13.5		
Cs		KN/m^3	9000	9000	9000		Cs＝N/0.0015

ロ.　鉛直方向の矢板バネ値の計算

$$Kv = a \cdot \frac{Ap \cdot Ep}{l} = 0.349 \times \frac{0.00787 \times 2 \times 10^{8}}{2.0} = 274{,}663 \quad KN/m$$

ここに、

$a = \lambda \cdot \tanh \lambda = 0.627 \times \tanh(0.627) = 0.349$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{Cs \cdot U}{Ap \cdot Ep}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{9000.00 \times 8.6}{0.00787 \times 2 \times 10^{8}}} = 0.627 \quad KN/m^2$$

ハ.　水平方向の矢板バネ値の計算（常時）

・常時

$$Kh = 0.33904 \cdot (\alpha Eo)^{1.10345} \times D^{-0.310345} \times (EI)^{-0.10345} = 38131.5 \times 1.000 \times 0.34936 = 13322 \quad KN/m$$

ここに、

$\alpha \cdot Eo = 1 \times 2800 \times 13.5 = 37800 \quad KN/m^2$

α　：地盤の変形係数Eoの求め方に応じた補正係数

N値より推定　　α＝ 1　（地震時　α＝ 2　）

N値＝ 13.5

D　：杭の直径　　D＝W＝ 1.00　m（ただし、Ⅱw型綱矢板の幅＝ 0.60　m）

$EI = 2.00 \times 10^{8} \times 1.3 \times 10^{-4} = 26000 \quad KN \cdot m$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot D}{4 \cdot EI}} = \sqrt[4]{\frac{13322 \times 1.00}{4 \times 26000}} = 0.5983 \quad m^{-1}$$

ここで、

E　：杭の弾性係数（Ⅱw型）　　E＝Ep＝ 2.00 × 10^{8} KN/m^2

I　：杭の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ（Ⅱw型）　　I＝ 1.3 × 10^{-4} m^4/m

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算

・ 地震時

Kh= 0.33904 ・$(\alpha Eo)^{1.10345}$ ×$D^{-0.310345}$ ×$(EI)^{-0.10345}$ ＝ 81932.4 × 1.000 × 0.34936 ＝ 28624 KN/m

ここに、

α・Eo＝ 2 × 2800 × 13.5 ＝ 75600 KN/m^2

ニ. 矢板曲げバネ値の計算

矢板曲げバネ値Kmは「Km＝0」（KN・m/rad）とする。

以上から、縦方向の計算に用いるしゃ水矢板の諸元を以下に示す（常時、地震時とも同じ）。

表12.2.10　　縦方向の計算に用いるしゃ水矢板の諸元

状態	番号	検討位置	ｽﾊﾟﾝ左側端部からの距離 x（m）	鉛直方向バネ値 Kv（KN/m）	水平方向バネ値 Kh（KN/m）	曲げバネ値 Km（KN・m/rad）
常時	1	川表胸壁部	1.250	274,663	13,322	0
	2	中央しゃ水壁	8.500	274,663	13,322	0
	3	川裏胸壁	14.850	274,663	13,322	0
地震時	1	川表胸壁部	1.250	274,663	28,624	0
	2	中央しゃ水壁	8.500	274,663	28,624	0
	3	川裏胸壁	14.850	274,663	28,624	0

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算

12-2-2.　計算条件のまとめ

1)　樋門の概要

ｽﾊﾟﾝ数	1
地盤側方変位の推定点数	0
地盤沈下の推定点数	0
ｷｬﾝﾊﾞｰ盛土のﾃﾞｰﾀ数	0

2)　ｽﾊﾟﾝ毎の特性の数

ｽﾊﾟﾝNo	部材長(m)	計算点の数	K値の数	矢板ﾊﾞﾈの数	軸方向荷重数		軸鉛直荷重数		ﾓｰﾒﾝﾄ荷重数
					集中	分布	集中	分布	
1	15.50	31	3	3	3	0	3	10	3

3)　ｽﾊﾟﾝ内Kv値の分布

位置No	樋門左端からの距離(m)		常時の地盤反力係数Kv(KN/m^2)		地震時の地盤反力係数Kv(KN/m^2)	
	k値の左端	k値の右端	軸方向 Ks・B	軸直角方向 Kv・B	軸方向 Ks・B	軸直角方向 Kv・B
2 － 1	0.00	2.50	24,330	73,000	48,670	146,010
2 － 2	2.50	13.40	11,660	34,980	23,320	69,960
2 － 3	13.40	15.50	22,810	68,440	45,630	136,890

4)　矢板ﾊﾞﾈ定数

位置No	ｽﾊﾟﾝ左端からの矢板位置(m)	常時の矢板ﾊﾞﾈ値			地震時の矢板ﾊﾞﾈ値		
		鉛直ﾊﾞﾈ定数 Kv(KN/m)	水平ﾊﾞﾈ定数 Kh(KN/m)	曲げﾊﾞﾈ定数 Km(KN・m/rad)	鉛直ﾊﾞﾈ定数 Kv(KN/m)	水平ﾊﾞﾈ定数 Kh(KN/m)	曲げﾊﾞﾈ定数 Km(KN・m/rad)
1	1.25	274,663	13,322	0	274,663	28,624	0
2	8.50	274,663	13,322	0	274,663	28,624	0
3	14.85	274,663	13,322	0	274,663	28,624	0

5)　軸方向集中荷重(軸方向集中荷重・軸鉛直荷重・曲げﾓｰﾒﾝﾄ)

項目		常時						地震時					
		門柱		川表胸壁		川裏胸壁		川裏胸壁		川表胸壁		門柱	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重	KN	214.201	0.887	297.948	1.250	316.405	14.850	214.201	0.887	317.730	1.250	341.565	14.850
水平荷重	KN	−15.056	0.887	−381.966	1.250	461.929	14.850	−40.481	0.887	−543.632	1.250	615.819	14.850
曲げﾓｰﾒﾝﾄ	KN・m	−39.331	0.887	−150.762	1.250	267.046	14.850	−164.087	0.887	−207.478	1.250	285.890	14.850

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算

6)　分布荷重

表12.2.11　　分布荷重（鉛直荷重）

ｽﾊﾟﾝ	番号	ｽﾊﾟﾝ左端からの距離（m）		ｽﾊﾟﾝ長	荷重合計（KN/m）				荷重合計（KN/m）（自重なし）			
					常時		地震時		常時		地震時	
		自	至		左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
函体	1	0.00	1.00	1.00	49.40	49.40	49.40	49.40	22.05	22.05	22.05	22.05
	2	1.00	1.50	0.50	214.42	214.42	214.42	214.42	22.05	22.05	22.05	22.05
	3	1.50	2.50	1.00	207.70	229.57	207.70	229.57	83.93	105.80	83.93	105.80
	4	2.50	6.50	4.00	175.84	273.32	175.84	273.32	95.19	192.67	95.19	192.67
	5	6.50	8.50	2.00	288.26	288.26	276.76	276.76	207.61	207.61	196.11	196.11
	6	8.50	10.50	2.00	288.26	288.26	276.76	276.76	207.61	207.61	196.11	196.11
	7	10.50	13.40	2.90	273.31	206.58	273.31	206.58	192.66	125.93	192.66	125.93
	8	13.40	14.60	1.20	234.97	205.21	234.97	205.21	130.31	100.55	130.31	100.55
	9	14.60	15.10	0.50	212.46	212.46	212.46	212.46	22.05	22.05	22.05	22.05
	10	15.10	15.50	0.40	37.73	37.73	37.73	37.73	22.05	22.05	22.05	22.05

※　1.　盛土の中央部（ｽﾊﾟﾝ左端から、　x1＝　　6.500　　m　）

表12.2.12　　函体自重の分布

ｽﾊﾟﾝ			ｽﾊﾟﾝ左端からの距離（m）		ｽﾊﾟﾝ長	荷重合計（KN/m）				荷重（KN）	
						常時		地震時		常時	地震時
構造	区分	番号	自	至		左側	右側	左側	右側		
函体	1	1	0.00	1.00	1.00	27.35	27.35	27.35	27.35	27.350	27.350
		2	1.00	1.50	0.50	192.37	192.37	192.37	192.37	96.185	96.185
		3	1.50	2.50	1.00	123.77	123.77	123.77	123.77	123.770	123.770
	2	4	2.50	6.50	4.00	80.65	80.65	80.65	80.65	322.600	322.600
		5	6.50	8.50	2.00	80.65	80.65	80.65	80.65	161.300	161.300
		6	8.50	10.50	2.00	80.65	80.65	80.65	80.65	161.300	161.300
		7	10.50	13.40	2.90	80.65	80.65	80.65	80.65	233.885	233.885
	3	8	13.40	14.60	1.20	104.66	104.66	104.66	104.66	125.592	125.592
		9	14.60	15.10	0.50	190.41	190.41	190.41	190.41	95.205	95.205
		10	15.10	15.50	0.40	15.68	15.68	15.68	15.68	6.272	6.272
合計					15.50					1353.459	1353.459

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

１２－３．　函体縦方向の計算

12-3-1.　設計の基本事項

（1）　基本事項の整理

1）　解析の基本式

本体縦方向の計算は、地盤変位（沈下）が5cm以下なので「直接基礎の本体縦方向の計算」で解析する。ここに、弾性床上の梁の基本式は（1）式、（2）式から次のとおりである。

・函軸のたわみ

$$\frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4 w}{d x^4}+Kv\cdot w=q \quad \cdots\cdots \quad (1)式$$

・函軸の変位

$$\frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2 u}{d x^2}+Ks\cdot u=p \quad \cdots\cdots \quad (2)式$$

ここに、

w　：函体の変位（たわみ）（m）
Kv　：鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）
B　：函体の幅（m）
ＥＩ　：函体の剛性（KN・m^2）
q　：函軸鉛直方向荷重（KN/m^2）
u　：函軸方向の変位（m）
Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）
U　：函体の周長（m）
EA　：函体の函軸方向剛性（KN）
p　：函軸方向荷重（KN/m^2）

2）　境界条件および計算条件

解析をおこなうにあたって次の境界条件を与える。

①　梁は剛体とし、支持地盤の弾性変位および地盤反力は直線的に変化するものとする。
②　梁の両端はﾌﾘｰ（支点がない）とし、せん断力および曲げﾓｰﾒﾝﾄは生じないものとする（S＝0、M＝0）。
③　ｽﾊﾟﾝ内の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ位置でのせん断力は「S＝0」とする。
④　梁に作用する荷重はすべて「台形荷重」とし、下図の符号を用いて計算をおこなう。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算

(2)　沈下量および地盤反力の計算手法

弾性床上の梁には軸直角荷重（鉛直荷重）が作用するが、この荷重に等価な反力が生じる。この反力は函軸の変位（沈下、変位）に比例するものとし次の式を与える。

$q = Kv \cdot w$

$p = Ks \cdot u$

ここに、

- q　：鉛直荷重に等価な設計反力（KN/m^2）（たわみ）
- p　：鉛直荷重に等価な設計反力（KN/m^2）
- Kv　：函軸鉛直方向荷重（KN/m^2）
- Ks　：水平方向せん断地盤反力係数（KN/m^3）
- w　：函軸の変位（m）
- u　：函軸方向の変位（m）

Kv、Ksは既知数なので、次に函軸の変位（沈下量）を計算し設計荷重を求めることとする。

荷重図（常時）

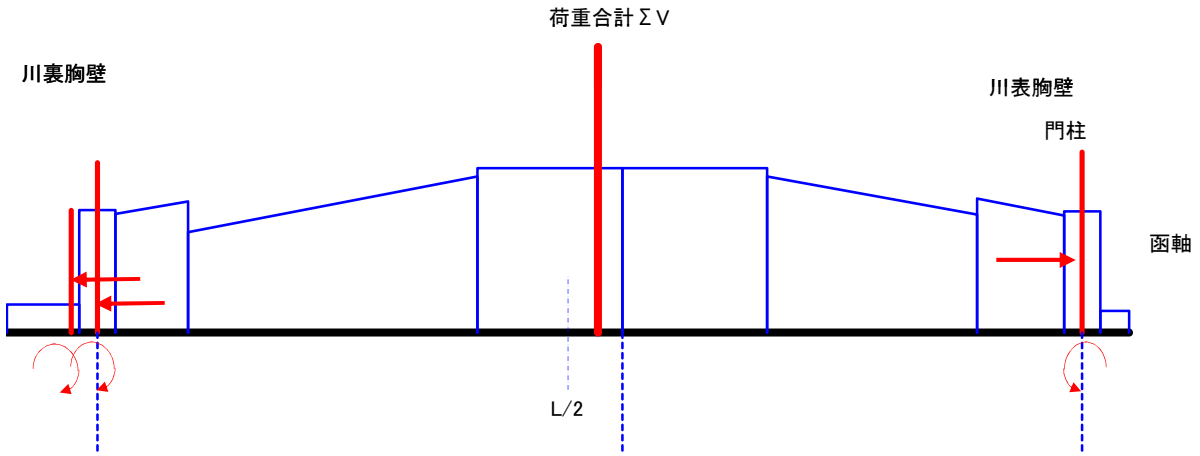


図12.3.1　　常時の荷重図

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算

(3)　弾性梁の沈下量の計算

剛体梁の場合、沈下は直線的に分布するという考え方に準じ、梁の両端の沈下量を求める。沈下量は荷重を鉛直方向地盤反力係数で除した値を求め、この沈下量を荷重の偏心により両端に配分することとする。なお、剛体梁の考え方より沈下量の分布は両端の沈下量を直線で結んだ分布とする。

沈下量はしゃ水鋼矢板の影響の有無によりその算出が異なる。しゃ水鋼矢板の影響がない場合は、荷重がほぼ左右対称となるときの曲げﾓｰﾒﾝﾄの最大値（Mmax）はｽﾊﾟﾝ中央付近に出現する。しかし、しゃ水鋼矢板の反力の影響を受ける場合のMmaxはｽﾊﾟﾝ中央よりはずれた位置に出現する。計算ではこのことに留意しておこなうこととする。

ここで、弾性地盤の沈下量は次により求める。

$$w_o = w + w_u$$

$$w = \frac{V_B}{K_v \cdot A}$$

ここに、

w_o　：函体の鉛直方向の沈下量（m）

w　：支持地盤の弾性沈下量（m）

w_u　：函体の弾性変位量（m）

$$w_u = \frac{L}{E \cdot A_o} \cdot \left(V_o + \frac{V_A}{2}\right)$$

E　：梁（函体）の弾性係数（KN/m^2）　　$E = 2.45 \times 10^7\ KN/m^2$

A_o　：函体の上面面積（m^2）

V_o　：函体上面の鉛直荷重（KN）・・・函体自重を含まない

L　：梁の長さ（m）

V_A　：函体の重量（KN）

A　：函体の底面積（m^2）

V_B　：函体下面から支持地盤に伝わる鉛直荷重（KN）

K_v　：支持地盤の鉛直方向地盤反力係数（KN/m^3）

ただし、函体の剛性評価が「剛体」と判定されたときは考慮しないこととする。

また、地盤反力は沈下量wに比例するものとし、次の式により求める。

・地盤反力の計算

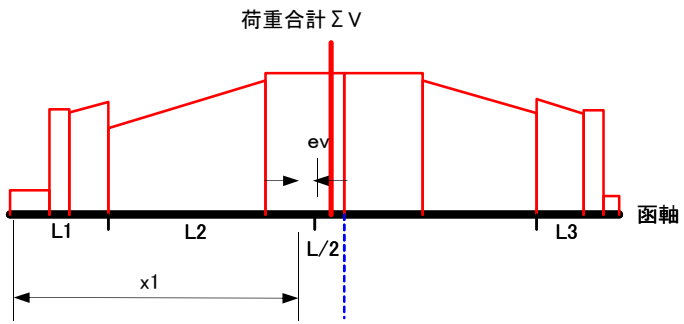
地盤反力qは沈下量wに比例するという考えから、次の式で地盤反力を計算する。

$$q = K_v \cdot B \cdot w$$

ここに、

$K_v \cdot B$　：対象ｽﾊﾟﾝの鉛直方向地盤反力係数（KN/m^2）

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	x1＝	8.166	m
L2＝	10.900	m	x2＝	7.334	m
L3＝	2.100	m	ev＝	0.416	m
L＝	15.500	m			
L/2＝	7.750	m			

図12.4.1　　分布荷重の合力と偏心

設　　計　　計　　算　　常時　：　分布荷重　：　　荷重の計算

12－4.　常時の計算

沈下量の対象となる荷重は分布荷重と集中荷重があるが、支持地盤にしゃ水鋼矢板がある場合はこの影響についても検討しなければならない。本設計では、荷重を分布と集中に区分して計算し、さらに、しゃ水鋼矢板の有無による検討をおこなうこととする。

12-4-1.　分布荷重の計算

（1）　荷重合力と偏心量の計算

分布荷重がｽﾊﾟﾝ中央から左右で荷重が異なる場合、荷重合力位置は偏心することからこの偏心量を求める。

表12.4.1　　鉛直荷重の計算（常時：分布荷重）

ｽﾊﾟﾝ					鉛直荷重V（KN）			
区分	番号	区間			ｽﾊﾟﾝ長L（m）	左側d1	右側d2	荷重V	荷重累計
1	1	0	～	1.000	1.000	49.400	49.400	49.400	49.400
	2	1.000	～	1.500	0.500	214.420	214.420	107.210	156.610
	3	1.500	～	2.500	1.000	207.700	229.570	218.635	375.245
	計	0	～	2.500	2.500			375.245	
2	4	2.500	～	6.500	4.000	175.840	273.320	898.320	1273.565
	5	6.500	～	8.500	2.000	288.260	288.260	576.520	1850.085
	6	8.500	～	10.500	2.000	288.260	288.260	576.520	2426.605
	7	10.500	～	13.400	2.900	273.310	206.580	695.841	3122.446
	計	2.500	～	13.400	10.900			2747.201	
3	8	13.400	～	14.600	1.200	234.970	205.210	264.108	3386.554
	9	14.600	～	15.100	0.500	212.460	212.460	106.230	3492.784
	10	15.100	～	15.500	0.400	37.730	37.730	15.092	3507.876
	計	13.400	～	15.500	2.100			385.430	
	合計	0	～	15.500	15.500		ΣV＝	3507.876	3507.876

ここで、荷重の重心位置を求める。

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3507.876}{2} = 1753.938 \quad \text{KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「　6.500　m ～　8.500　m 」にある。

・ｽﾊﾟﾝ左端（A点）から、

$$x1 = 6.500 + \frac{1753.938 - 1273.565}{288.260} = 8.166 \quad \text{m}$$

・ｽﾊﾟﾝ右端（B点）から、

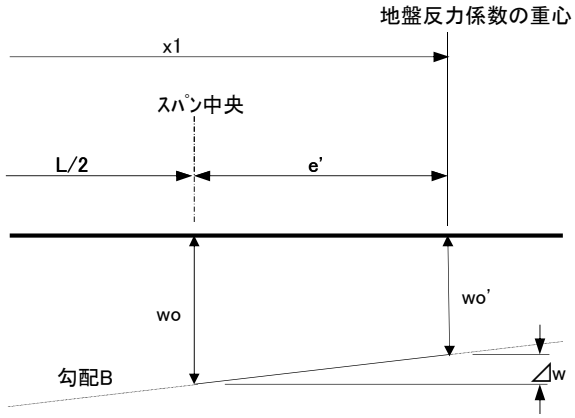
x2=L−x1=　15.500　−　8.166　=　7.334　m

ｽﾊﾟﾝ中央からの荷重の偏心量evは、

ev=x1−L/2=　8.166　−　15.500　/　2　=　0.416　m　（ｽﾊﾟﾝ中央より　右側　に偏心）

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



$$B = \frac{wo' - wo}{e'} = \frac{\Delta w}{e'}$$

図12.4.2　　地盤反力係数の偏心

設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

(2)　分布荷重による沈下量と地盤反力の計算

1)　矢板反力なし

・ｽﾊﾟﾝ重心位置の沈下量(ただし、地盤反力係数の重心)

wo'＝w＋wu＝　0.0049581　+　0　＝　0.004958　m

ここに、

$$w = \frac{V}{Kv \cdot A} = \frac{\Sigma V}{Kv' \cdot B \cdot L} = \frac{3507.876}{707506} = 0.004958 \quad m$$

ここに、

V　：分布荷重の合計　　ΣV＝　3507.876　KN

ΣKv　：函体ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数の合計　　ΣKv＝　707506　KN/m

ｽﾊﾟﾝ1　：Kv1・B・L1＝　73,000　×　2.500　＝　182500　KN/m

ｽﾊﾟﾝ2　：Kv2・B・L2＝　34,980　×　10.900　＝　381282　KN/m

ｽﾊﾟﾝ3　：Kv3・B・L3＝　68,440　×　2.100　＝　143724　KN/m

合計　　L＝　15.500　m　　707506　KN/m　＝　ΣKv

L　：函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

wu　：函体の変位量(m)　　wu＝　0.000　m　・・・剛体梁の評価から考慮しない。

・地盤反力の偏心

ここで、沈下量wo'はｽﾊﾟﾝに分布する地盤反力係数の重心位置の沈下量である。地盤反力係数の重心位置は次により求めることとする。

地盤反力係数の重心位置d1(ｽﾊﾟﾝ左端より)は、

$$d1 = L - \frac{\Sigma M_L}{\Sigma Kv} = 15.500 - \frac{5630214}{707506} = 7.542 \quad m$$

(ｽﾊﾟﾝ右端から　d2＝　7.958　m　)

ここに、各地盤反力係数のｽﾊﾟﾝ右端におけるﾓｰﾒﾝﾄは、

M1＝　182500　×　14.250　＝　2600625　KN・m

M2＝　381282　×　7.550　＝　2878679　KN・m

M3＝　143724　×　1.050　＝　150910　KN・m

合計　707506　KN/m　　ΣML＝　5630214　KN・m

この偏心量edは、

ed＝d1−L/2＝　7.542　−　15.500　/　2　＝　−0.208　m　(ｽﾊﾟﾝ中央より　**左側**　に偏心)

また、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数KvAは次のようになる。

$$KvA = \frac{\Sigma Kv}{L} = \frac{707506}{15.500} = 45646 \quad KN/m$$

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

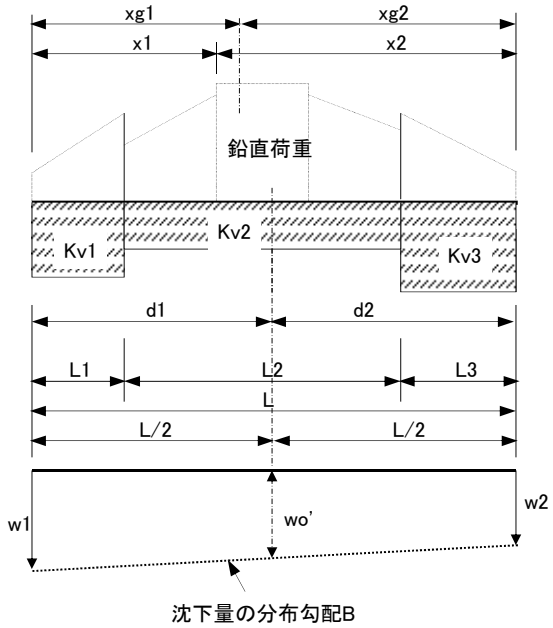


図12.4.3　　沈下量の分布

設　　計　　計　　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

ｽﾊﾟﾝ中央での沈下量をwoとしたとき、wo'はｽﾊﾟﾝ中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量がである。沈下量の計算は荷重および地盤反力係数の偏心を考慮した計算をおこなうこととする。

(荷重の偏心による沈下量の計算)

ｽﾊﾟﾝ左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3507.876}{15.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.416}{15.500}\right) = 189.831 \quad KN$$

ここに、

ΣV	：荷重の合計	ΣV＝	3507.876	KN
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心量	ev＝	0.416	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心量	em＝	0.000	m
e＝ev＋em＝	0.416 ＋ 0.0000 ＝		0.416	m
ed	：地盤反力係数の偏心量	ed＝	−0.208	m

ｽﾊﾟﾝ右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3507.876}{15.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.416}{15.500}\right) = 262.799 \quad KN$$

(ｽﾊﾟﾝ両端の地盤反力係数の補正)

地盤反力係数の偏心量より地盤反力係数を補正する。

ｽﾊﾟﾝ左端の地盤反力係数

$$\Sigma Kv1' = \Sigma Kv \cdot \left(1 + \frac{ed}{L}\right) = 45646 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.5000}\right) = 46258 \quad KN/m$$

ここに、

Kvo＝　45646　KN/m

ｽﾊﾟﾝ右端の地盤反力係数

$$\Sigma Kv2' = \Sigma Kv \cdot \left(1 - \frac{ed}{L}\right) = 45646 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.5000}\right) = 45034 \quad KN/m$$

(ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量と分布勾配の計算)

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1'

$$w1' = \frac{V1'}{\Sigma Kv1'} = \frac{189.831}{46258} = 0.004104 \quad m$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2'

$$w2' = \frac{V2'}{\Sigma Kv2'} = \frac{262.799}{45034} = 0.005836 \quad m$$

この分布勾配Bは、

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.005836 - 0.004104}{15.500} = 0.000112$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

(ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量)

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wo'－B・d1＝　0.004958　－　0.000112　×　7.542　＝　0.004115　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wo'＋B・d2＝　0.004958　＋　0.000112　×　7.958　＝　0.005847　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wo'－B・ed＝　0.004958　－　0.000112　×　-0.208　＝　0.004981　m

ここに、

wo'＝　0.004958　m

d1＝　7.542　m

d2＝　7.958　m

ed＝　-0.208　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを決定する。

A＝w1＝　0.004115　m

B＝　0.000112

・ 照査

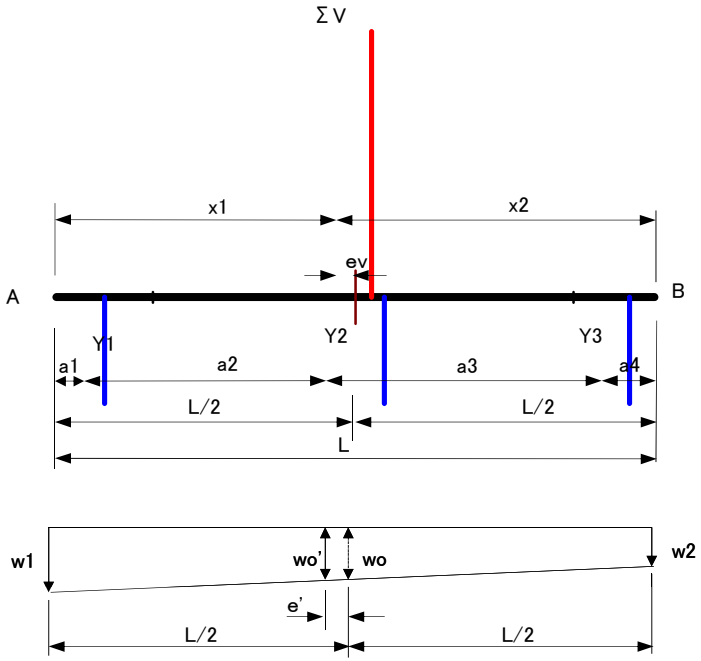
x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.004115	＋	0.000112	×	0	＝	0.004115	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.004115	＋	0.000112	×	7.750	＝	0.004981	m	・・・	OK
x＝d1＝	7.542	m	：	wx＝wo'＝	0.004115	＋	0.000112	×	7.542	＝	0.004958	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.004115	＋	0.000112	×	15.500	＝	0.005847	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.004115　＋　0.005847　＝　0.009963　m

2・wo＝　2　×　0.004981　＝　0.009963　m　・・・　OK

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
L/2＝	7.750	m	a5＝	7.100	m
			a＝	13.600	m

図12.4.4　　分布荷重の偏心(矢板あり)

設　　計　　計　　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

2)　矢板反力あり

矢板の影響を考慮する条件は「ΣKv＜Σkvy」である。この条件で地盤反力係数の重心位置での沈下量wyo'を求める。

wyo'＝w＋wu＝　0.002290　＋　0　＝ 0.002290　m

ここに、

$$w=\frac{\Sigma V}{Kvy\cdot n+Kv\cdot B\cdot L}=\frac{3507.876}{3\times 274663+707506}=\frac{3507.876}{1531495}=0.002290\ \text{m}$$

ΣV	：分布荷重の合計	ΣV＝	3507.876	KN
Kvy	：鋼矢板の鉛直方向のﾊﾞﾈ定数	Kvy＝	274663	KN/m
Kv'・B	：函体ｽﾊﾟﾝの平均地盤反力係数	Kv'・B＝	707506	KN/m
n	：しゃ水矢板の箇所数	n＝	3	
wu	：函体の変位量	wu＝	0.000	m
L	：函体ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m

ここで、ΣKvとΣkvyを評価すると。

ΣKv・B＝　707506　KN/m　＜　Σkvy＝n・Kvy＝　3　×　274663　＝　823989　KN/m

この結果、本設計では矢板の影響を「　考慮する　」。

ただし、wo'は地盤反力係数の重心位置での沈下量である。この重心位置は次により求める。

・ 地盤反力係数の重心位置

ｽﾊﾟﾝ左端からの距離　　d1＝　7.542　m

ｽﾊﾟﾝ右端からの距離　　d2＝　7.958　m　　偏心量ed＝　−0.208　m

・ 矢板の重心位置

$$y1=L-\frac{\Sigma my_L}{\Sigma kvy}=15.500-\frac{6015120}{823989}=8.200\ \text{m}$$　(ｽﾊﾟﾝ右端から　y2＝　7.300　m　)

ここに、鋼矢板のﾊﾞﾈ定数のｽﾊﾟﾝ右端におけるﾓｰﾒﾝﾄは、

My1＝Kvy・(L−a1)＝	274663	×	14.250	＝	3913948	KN・m
My2＝Kvy・(a3+a4)＝	274663	×	7.000	＝	1922641	KN・m
My3＝Kvy・a4＝	274663	×	0.650	＝	178531	KN・m
合計	823989	KN/m	ΣML＝		6015120	KN・m

この偏心量eyは、

ey＝y1−L/2＝　8.200　−　15.500　/　2　＝　0.450　m

以上から、支持地盤と矢板のﾊﾞﾈ定数の重心位置は次のようになる。

ｽﾊﾟﾝ左端から、

$$dy1=L-\frac{\Sigma Kv\cdot df2-\Sigma kvy\cdot dy2}{\Sigma Kv-\Sigma kvy}=15.500-\frac{707506\times 7.958+823989\times 7.300}{707506+823989}=7.896\ \text{m}$$

ここに、

ΣKv＝　707506　KN/m

ｽﾊﾟﾝ右端から、

dy2＝L−dy1＝　15.500　−　7.896　＝　7.604　m

この偏心量edyは、

edy＝dy1−L/2＝　7.896　−　15.500　/　2　＝　0.146　m　(ｽﾊﾟﾝ中央より　右側　に偏心)

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

矢板の影響を考慮する場合は、荷重の重心位置x1、x2の地盤反力係数から矢板の偏心量を考慮した計算をおこなう。

x1ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数

Kv1'＝ΣKv・K1＝　1531495　×　0.47097　＝　721285　KN/m

ここに、

$$K1 = \frac{x1-ev-em-ey}{L} = \frac{8.166 - 0.416 - 0.000 - 0.450}{15.500} = 0.47097$$

ΣKv	：地盤反力係数の合計	ΣKv＝	1531495	KN/m
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心量	ev＝	0.416	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心量	em＝	0.000	m
	e＝ev＋em＝　0.416　＋　0.0000　＝		0.416	m
edy	：地盤と矢板ﾊﾞﾈの地盤反力係数の偏心量	edy＝	0.146	m
ed	：地盤のみの地盤反力係数の偏心量	ed＝	−0.208	m
ey	：矢板の偏心量	ey＝	0.450	m
x1	：荷重重心のｽﾊﾟﾝ左端(A点)からの距離	x1＝	8.166	m
x2	：荷重重心のｽﾊﾟﾝ右端(B点)からの距離	x2＝	7.334	m

x2ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数

Kv2'＝ΣKv・K2＝　1531495　×　0.52903　＝　810210　KN/m

ここに、

K2＝1−K1＝　1　−　0.47097　＝　0.52903

この地盤反力係数で荷重の1/2を除して沈下量を求める。

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量wy1'

$$wy1' = \frac{\Sigma V/2}{Kv2'} = \frac{3507.876 / 2}{810210} = 0.002165 \quad m$$

ここに、

ΣV　：荷重の合計　　ΣV＝　3507.876　KN

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量wy2'

$$wy2' = \frac{\Sigma V/2}{Kv1'} = \frac{3507.876 / 2}{721285} = 0.002432 \quad m$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

$$B = \frac{wy2' - wy1'}{L} = \frac{0.002432 - 0.002165}{15.500} = 0.000017$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

(ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量)

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wyo'−B・dy1＝　0.002290　−　0.000017　×　7.896　＝　0.002155　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wyo'+B・dy2＝　0.002290　+　0.000017　×　7.604　＝　0.002421　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wyo'−B・ed＝　0.002290　−　0.000017　×　0.146　＝　0.002288　m

ここに、

wyo'＝　0.002290　m
dy1＝　7.896　m
dy2＝　7.604　m
edy＝　0.146　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを決定する。

A＝w1＝　0.002155　m
B＝　0.000017

・ 照査

x＝	0	m	：wx＝w1＝	0.002155	＋	0.000017	×	0	＝	0.002155	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：wx＝wo＝	0.002155	＋	0.000017	×	7.750	＝	0.002288	m	・・・	OK
x＝dy1＝	7.896	m	：wx＝wo'＝	0.002155	＋	0.000017	×	7.896	＝	0.002290	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：wx＝w2＝	0.002155	＋	0.000017	×	15.500	＝	0.002421	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.002155　＋　0.002421　＝　0.004576　m
2・wo＝　2　×　0.002288　＝　0.004576　m　・・・　OK

・ 矢板位置の沈下量(分布荷重)

矢板反力qyは沈下量wxに比例するものとし、wxは次式で求める。

qy＝Kv・wX

ここに、

Kv　：　鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数(KN/m)

・ Y1矢板反力　x＝a1＝　1.250　m　(矢板Y1位置)

wy1＝　0.002155　＋　0.000017　×　1.250　＝　0.002176　m

・ Y2矢板反力　x＝a1＋a2＝　8.500　m　(矢板Y2位置)

wy2＝　0.002155　＋　0.000017　×　8.500　＝　0.002301　m

・ Y3矢板反力　x＝a1＋a2＋a3＝　14.850　m　(矢板Y3位置)

wy3＝　0.002155　＋　0.000017　×　14.850　＝　0.002410　m

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(まとめ)

表12.4.2　分布荷重による沈下量および地盤反力の分布

A点からの距離x(m)	沈下量w 矢板なし wx(m)	沈下量w 矢板なし wx(cm)	沈下量w 矢板あり wx(m)	沈下量w 矢板あり wx(cm)	地盤反力q=Kv・B・w 矢板なし Kv・B(KN/m²)	地盤反力q=Kv・B・w 矢板なし q(KN/m)	地盤反力q=Kv・B・w 矢板あり Kv・B(KN/m²)	地盤反力q=Kv・B・w 矢板あり q(KN/m)	位置	ｽﾊﾟﾝ区分
0.000	0.004115	0.4	0.002155	0.2	73,000	300.423	73,000	157.281	ｽﾊﾟﾝ左端A点	L1
0.250	0.004143	0.4	0.002159	0.2	73,000	302.462	73,000	157.595	任意点	
0.500	0.004171	0.4	0.002163	0.2	73,000	304.501	73,000	157.909	〃	
0.887	0.004214	0.4	0.002170	0.2	73,000	307.658	73,000	158.396	P1	
1.000	0.004227	0.4	0.002172	0.2	73,000	308.579	73,000	158.538	川裏胸壁前面	
1.250	0.004255	0.4	0.002176	0.2	73,000	310.618	73,000	158.852	P1、Y1	
1.500	0.004283	0.4	0.002180	0.2	73,000	312.658	73,000	159.166	川裏胸壁背面	
2.000	0.004339	0.4	0.002189	0.2	73,000	316.736	73,000	159.795	任意点	
2.500	0.004395	0.4	0.002198	0.2	73,000	320.814	73,000	160.423	ｽﾊﾟﾝ1の右端	
2.500	0.004395	0.4	0.002198	0.2	34,980	153.727	34,980	76.871	ｽﾊﾟﾝ2の左端	L2
3.000	0.004451	0.4	0.002206	0.2	34,980	155.681	34,980	77.172	任意点	
3.500	0.004506	0.5	0.002215	0.2	34,980	157.635	34,980	77.474	〃	
4.000	0.004562	0.5	0.002223	0.2	34,980	159.590	34,980	77.775	〃	
4.500	0.004618	0.5	0.002232	0.2	34,980	161.544	34,980	78.076	〃	
5.000	0.004674	0.5	0.002241	0.2	34,980	163.498	34,980	78.377	〃	
5.500	0.004730	0.5	0.002249	0.2	34,980	165.452	34,980	78.678	〃	
6.000	0.004786	0.5	0.002258	0.2	34,980	167.406	34,980	78.979	〃	
6.500	0.004842	0.5	0.002266	0.2	34,980	169.361	34,980	79.280	川表側築堤法肩	
7.000	0.004898	0.5	0.002275	0.2	34,980	171.315	34,980	79.582	任意点	
7.500	0.004953	0.5	0.002284	0.2	34,980	173.269	34,980	79.883	〃	
7.750	0.004981	0.5	0.002288	0.2	34,980	174.246	34,980	80.033	ｽﾊﾟﾝ中央	
8.000	0.005009	0.5	0.002292	0.2	34,980	175.223	34,980	80.184	任意点	
8.500	0.005065	0.5	0.002301	0.2	34,980	177.177	34,980	80.485	築堤中央部、矢板Y2	
9.000	0.005121	0.5	0.002309	0.2	34,980	179.132	34,980	80.786	任意点	
9.500	0.005177	0.5	0.002318	0.2	34,980	181.086	34,980	81.087	〃	
10.000	0.005233	0.5	0.002327	0.2	34,980	183.040	34,980	81.389	〃	
10.500	0.005289	0.5	0.002335	0.2	34,980	184.994	34,980	81.690	川裏側築堤法肩	
11.000	0.005344	0.5	0.002344	0.2	34,980	186.948	34,980	81.991	任意点	
11.500	0.005400	0.5	0.002353	0.2	34,980	188.903	34,980	82.292	〃	
12.000	0.005456	0.5	0.002361	0.2	34,980	190.857	34,980	82.593	〃	
12.500	0.005512	0.6	0.002370	0.2	34,980	192.811	34,980	82.894	〃	
13.000	0.005568	0.6	0.002378	0.2	34,980	194.765	34,980	83.196	〃	
13.400	0.005613	0.6	0.002385	0.2	34,980	196.329	34,980	83.436	ｽﾊﾟﾝ2の右端	
13.400	0.005613	0.6	0.002385	0.2	68,440	384.126	68,440	163.247	ｽﾊﾟﾝ3の左端	L3
13.500	0.005624	0.6	0.002387	0.2	68,440	384.891	68,440	163.365	任意点	
14.000	0.005680	0.6	0.002396	0.2	68,440	388.714	68,440	163.954	〃	
14.500	0.005736	0.6	0.002404	0.2	68,440	392.538	68,440	164.544	〃	
14.600	0.005747	0.6	0.002406	0.2	68,440	393.302	68,440	164.661	川裏胸壁背面	
14.750	0.005763	0.6	0.002409	0.2	68,440	394.449	68,440	164.838	任意点	
14.850	0.005775	0.6	0.002410	0.2	68,440	395.214	68,440	164.956	P3、Y3	
15.100	0.005803	0.6	0.002415	0.2	68,440	397.126	68,440	165.251	川裏胸壁前面	
15.300	0.005825	0.6	0.002418	0.2	68,440	398.655	68,440	165.486	任意点	
15.500	0.005847	0.6	0.002421	0.2	68,440	400.185	68,440	165.722	ｽﾊﾟﾝ右端B点	

備　考

・沈下量
　wx＝A＋B・x
　ここに、
　　矢板なし
　　A＝　0.004115　m
　　B＝　0.000112
　　矢板あり
　　A＝　0.002155　m
　　B＝　0.000017

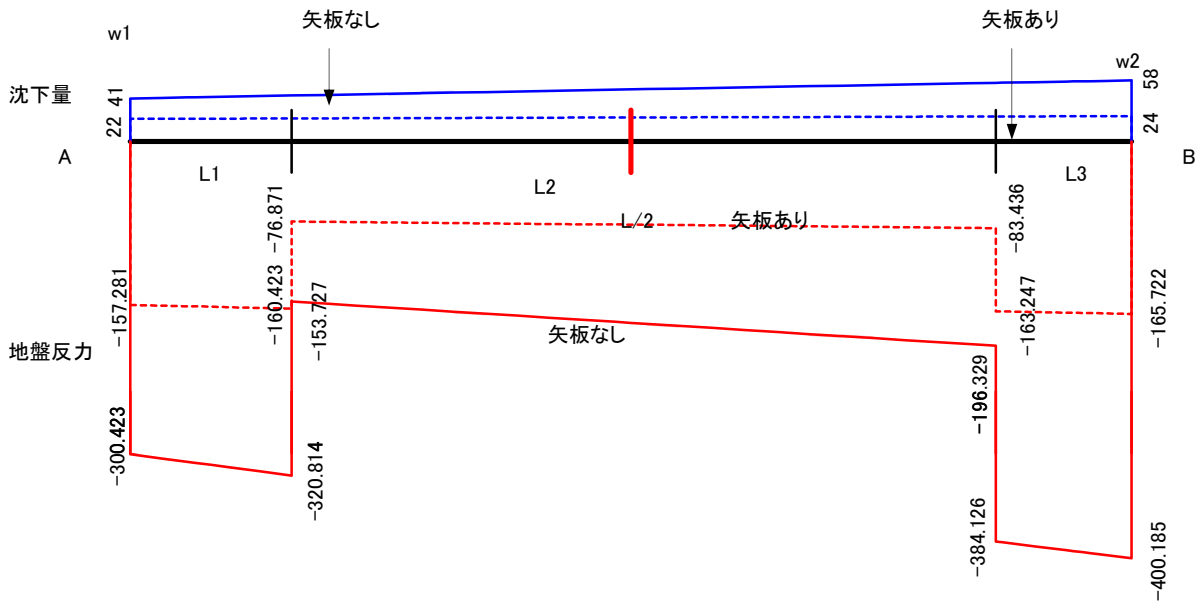
・地盤反力
　q＝Kv・B・w
　ここに、

		Kv・B	
ｽﾊﾟﾝ区分1	:	73,000	KN/m²
ｽﾊﾟﾝ区分2	:	34,980	KN/m²
ｽﾊﾟﾝ区分3	:	68,440	KN/m²

・ｽﾊﾟﾝ距離
　L1＝　2.500　m
　L2＝　10.900　m
　L3＝　2.100　m
　L＝　15.500　m

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(まとめ)

函体沈下量(常時:分布荷重)



沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。

図12.4.5　　分布荷重の沈下量と地盤反力(常時)

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

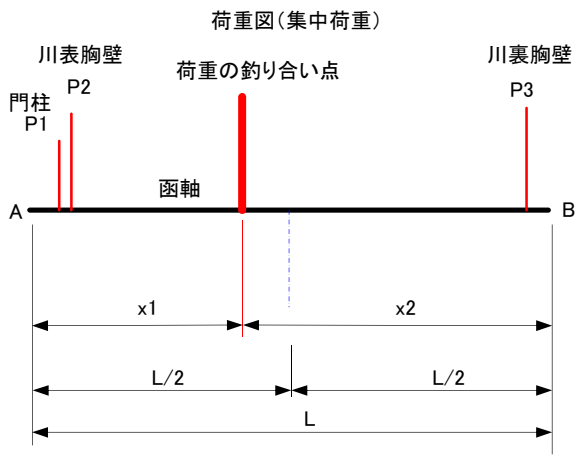


図12.4.6　　集中荷重の偏心

設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　荷重の計算

12-4-2.　集中荷重の計算

(1)　荷重合力と偏心量の計算

集中荷重がｽﾊﾟﾝ中央から左右で荷重が異なる場合、荷重合力位置は偏心することからこの偏心量を求める。

表12.4.3　　鉛直荷重の計算(集中荷重:常時)

ｽﾊﾟﾝ区分	荷重項目		集中荷重			荷重位置		ﾓｰﾒﾝﾄMp (KN・m)
	項目	符号	P(KN)	H(KN)	M(KN・m)	x	x'	
1	門柱	P1	214.201	−15.056	−39.331	0.887	14.613	3130.119
2	川表胸壁	P2	297.948	−381.966	−150.762	1.250	14.250	4245.759
3	川裏胸壁	P3	316.405	461.929	267.046	14.850	0.650	205.663
合計			828.554	64.907	76.953	15.500		7581.541

※　1.　ｽﾊﾟﾝ長L＝　15.500　m

・ｽﾊﾟﾝ中央より左側の荷重P_L

P_L＝P1＝　214.201　KN

・ｽﾊﾟﾝ中央より右側の荷重P_R

P_R＝P2＋P3＝　297.948　＋　316.405　＝　614.353　KN

・荷重の偏心

ｽﾊﾟﾝ左端からの距離x1

$$x1 = L - \frac{\Sigma P}{\Sigma Mp} = 15.500 - \frac{7581.541}{828.554} = 6.350 \quad m$$

ここに、

ｽﾊﾟﾝ長　L＝　15.500　m

ｽﾊﾟﾝ右端からの距離x2

x2＝L－x1＝　15.500　－　6.350　＝　9.150　m

荷重の偏心量ev

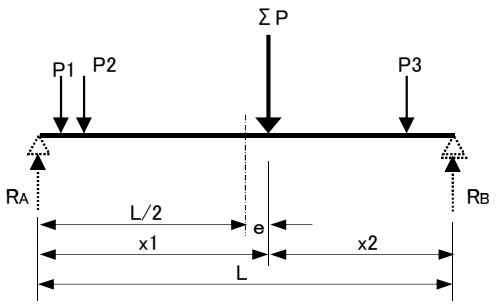
ev＝x1－L/2＝　6.350　－　15.500　/　2　＝　-1.400　m　(ｽﾊﾟﾝ中央より　**左側**　に偏心)

ﾓｰﾒﾝﾄの偏心em

$$em = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{76.953}{828.554} = 0.093 \quad m$$

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	Kv1＝	73,000	KN/m^2
L2＝	10.900	m	Kv2＝	34,980	KN/m^2
L3＝	2.100	m	Kv3＝	68,440	KN/m^2
L＝	15.500	m			
L/2＝	7.750	m			

図12.4.7　　沈下量の分布(集中荷重)

設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

(2)　沈下量と地盤反力の計算

1)　矢板反力なし

・ｽﾊﾟﾝ重心位置の沈下量(ただし、地盤反力係数の重心)

wo'＝w＋wu＝　0.001171　＋　0　＝　0.001171　m

ここに、

$$w=\frac{V_B}{Kv\cdot A}=\frac{\Sigma P}{Kv'\cdot B\cdot L}=\frac{828.554}{707506}=0.001171\ \text{m}$$

ここで、

ΣP　：集中荷重の合計　　ΣP＝　828.554　KN

地盤反力係数

ｽﾊﾟﾝ1	：Kv1・B・L1＝	73,000	×	2.500	＝	182500	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ2	：Kv2・B・L2＝	34,980	×	10.900	＝	381282	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ3	：Kv3・B・L3＝	68,440	×	2.100	＝	143724	KN/m	
合計			L＝	15.500		707506	KN/m	＝　ΣKv

L　：函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

wu　：函体の変位量(m)　　wu＝　0.000　m

また、地盤反力係数の重心位置は次のとおりである(分布荷重の計算より)。

d1　：地盤反力係数の重心距離(ｽﾊﾟﾝ左端から)　　d1＝　7.542　m

d2　：地盤反力係数の重心距離(ｽﾊﾟﾝ右端から)　　d2＝　7.958　m

ed　：d1のｽﾊﾟﾝ中央からの偏心量　　ed＝　−0.208　m

ここで、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数Kvoは、

$$Kvo=\frac{\Sigma Kv}{L}=\frac{707506}{15.500}=45646\ \text{KN/m}$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

ｽﾊﾟﾝ中央での沈下量をwoとしたとき、wo'はｽﾊﾟﾝ中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量がである。沈下量の計算は荷重および地盤反力係数の偏心を考慮した計算をおこなうこととする。

(荷重の偏心による荷重強度の計算)

ｽﾊﾟﾝ左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\Sigma P}{L} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L}\right) = \frac{828.554}{15.500} \times \left(1 + \frac{2 \times 3.079}{15.500}\right) = 74.694 \quad \text{KN}$$

ここに、

ΣP	：荷重の合計	ΣP＝	828.554	KN
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心距離	ev＝	−1.400	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心距離	em＝	0.093	m

$e = 2 \cdot ev - 3 \cdot em = 2 \times -1.400 - 3 \times 0.093 = -3.079$ m

ｽﾊﾟﾝ右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\Sigma P}{L} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{L}\right) = \frac{828.554}{15.500} \times \left(1 - \frac{2 \times 3.079}{15.500}\right) = 32.216 \quad \text{KN}$$

(地盤反力係数の偏心による補正)

ｽﾊﾟﾝ左端の地盤反力係数

$$kv1' = Kvo \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot ed}{L}\right) = 45646 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.500}\right) = 46258 \quad \text{KN/m}$$

ここに、

Kvo＝　45646　KN/m

ed＝　−0.208　m

ｽﾊﾟﾝ右端の地盤反力係数

$$kv2' = Kvo \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot ed}{L}\right) = 45646 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.500}\right) = 45034 \quad \text{KN/m}$$

(ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算)

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量

$$w1' = \frac{V1'}{kv1'} = \frac{74.694}{46258} = 0.001615 \quad \text{m}$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量

$$w2' = \frac{V2'}{kv2'} = \frac{32.216}{45034} = 0.000715 \quad \text{m}$$

この沈下量の分布勾配Bは、

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.000715 - 0.001615}{15.500} = -0.000058$$

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算（矢板なし）

（ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量）

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wo'−B・d1＝　0.001171　−　−0.000058　×　7.542　＝　0.001609　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wo'+B・d2＝　0.001171　+　−0.000058　×　7.958　＝　0.000709　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wo'－B・ed＝　0.001171　−　−0.000058　×　−0.208　＝　0.001159　m

ここに、

wo'＝　0.001171　m
d1＝　7.542　m
d2＝　7.958　m
ed＝　−0.208　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁（剛体梁）の基本式「wx＝A＋B ・x」より、定数A、Bを求める。

A＝w1＝　0.001609　m
B＝　−0.000058

・ 照査

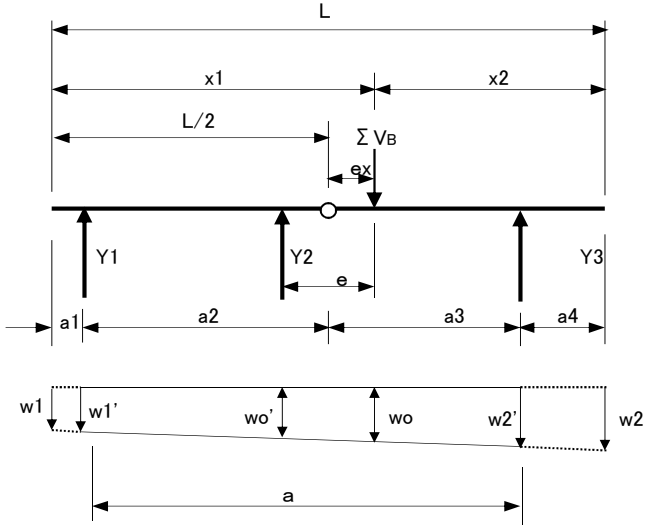
x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.001609	＋	−0.000058	×	0	＝	0.001609	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.001609	＋	−0.000058	×	7.750	＝	0.001159	m	・・・	OK
x＝d1＝	7.542	m	：	wx＝wo'＝	0.001609	＋	−0.000058	×	7.542	＝	0.001171	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.001609	＋	−0.000058	×	15.500	＝	0.000709	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.001609　＋　0.000709　＝　0.002318　m

2・wo＝　2　×　0.001159　＝　0.002318　m　・・・　OK

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
x1＝	6.350	m	a＝	13.600	m
x2＝	9.150	m			
d1＝	7.542	m			
d2＝	7.958	m			
dy1＝	7.896	m			
dy2＝	7.604	m			

図12.4.8　　集中荷重の偏心(矢板反力あり)

設　　計　　計　　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

2)　矢板反力あり

・地盤反力係数の重心位置の沈下量

wyo'＝w＋wu＝　0.000541　＋　0　＝ 0.000541　m

ここに、

$$w = \frac{V_B}{Kv \cdot n + Kv \cdot B \cdot L} = \frac{828.554}{3 \times 274,663 + 707506} = \frac{828.554}{1,531,495} = 0.000541 \quad m$$

ΣP	：集中荷重の合計	ΣP＝	828.554	KN
Kvy	：鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数	Kvy＝	274,663	KN/m
ΣKv	：地盤反力係数の合計	Kv'・B＝	707506	KN/m
n	：しゃ水矢板の箇所数	n＝	3	
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
wu	：函体の変位量(m)	wu＝	0.000	m

・沈下量の分布勾配Bとｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算

矢板反力がある場合の荷重の重心は、矢板の影響を考慮した重心位置とする。ここに、荷重の重心と矢板ﾊﾞﾈの重心は次のとおりである。

(荷重の重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　x1＝　6.350　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　x2＝　9.150　m

偏心量ev＝x1－L/2＝　6.350　－　7.75　＝　-1.400　m

(地盤反力係数の重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　d1＝　7.542　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　d2＝　7.958　m

偏心量ed＝x1－L/2＝　7.542　－　7.75　＝　-0.208　m

(矢板ﾊﾞﾈの重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　y1＝　8.200　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　y2＝　7.300　m

偏心量ey＝x1－L/2＝　8.200　－　7.75　＝　0.450　m

(支持地盤の地盤反力係数と矢板ﾊﾞﾈを合わせた重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　dy1＝　7.896　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　dy2＝　7.604　m

偏心量edy＝x1－L/2＝　7.896　－　7.75　＝　0.146　m

(曲げﾓｰﾒﾝﾄによる偏心)

em＝　0.093　m

ここで、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数Kvoは、

$$Kvo = \frac{\Sigma Kv}{L} = \frac{1,531,495}{15.500} = 98806 \quad KN/m$$

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算（矢板あり）

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

集中荷重の矢板の影響による沈下量は、ｽﾊﾟﾝ両端の荷重強度を地盤反力係数の偏心量で補正した値で除して求める。

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量

$$wy1' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 - e)} = \frac{74.694}{98806 \times (1 - 0.05656)} = \frac{74.694}{93218} = 0.000801 \quad m$$

ここに、

$$e = \frac{6 \cdot edy}{L} = \frac{6 \times 0.146}{15.500} = 0.05656$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量

$$wy2' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 + e)} = \frac{32.216}{98806 \times (1 + 0.05656)} = \frac{32.216}{104394} = 0.000309 \quad m$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

$$B = \frac{wy2' - wy1'}{L} = \frac{0.000309 - 0.000801}{15.500} = -0.000032$$

（ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量）

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

$w1 = wo' - B \cdot d1 =$　0.000541　－　−0.000032　×　7.896　＝　0.000792　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

$w2 = wo' + B \cdot d2 =$　0.000541　＋　−0.000032　×　7.604　＝　0.000299　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

$wo = wo' - B \cdot ed =$　0.000541　－　−0.000032　×　0.146　＝　0.000546　m

ここに、

wo'＝　0.000541　m
d1＝　7.896　m
d2＝　7.604　m
ed＝　0.146　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁（剛体梁）の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを求める。

A＝w1＝　0.000792　m
B＝　−0.000032

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

・照査

x＝　0　m　：wx＝wy1＝　0.000792　＋ −0.000032　×　0　＝ 0.000792　m　・・・　OK

x＝L/2＝　7.750　m　：wx＝wyo＝　0.000792　＋ −0.000032　×　7.750　＝ 0.000546　m　・・・　OK

x＝dy1＝　7.896　m　：wx＝wyo'＝　0.000792　＋ −0.000032　×　7.896　＝ 0.000541　m　・・・　OK

x＝L＝　15.500　m　：wx＝wy2＝　0.000792　＋ −0.000032　×　15.500　＝ 0.000299　m　・・・　OK

w1＋w2＝　0.000792　＋ 0.000299　＝ 0.001091　m

2・wo＝　2 × 0.000546　＝ 0.001091　m　・・・　OK

・矢板位置の沈下量(集中荷重)

矢板反力qyは沈下量wxに比例するものとし、wxは次式で求める。

qy＝Kv・Wx

ここに、

Kv　：鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数(KN/m)

(Y1矢板反力)　x＝a1＝　1.250　m　(矢板Y1位置)

wx＝　0.000792　＋ −0.000032　×　1.250　＝ 0.000752　m

(Y2矢板反力)　x＝a1＋a2＝　8.500　m　(矢板Y2位置)

wx＝　0.000792　＋ −0.000032　×　8.500　＝ 0.000522　m

(Y3矢板反力)　x＝a1＋a2＋a3＝　14.850　m　(矢板Y3位置)

wx＝　0.000792　＋ −0.000032　×　14.850　＝ 0.000320　m

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(まとめ)

表12.4.4　　集中荷重による沈下量および地盤反力の分布

A点からの距離x(m)	沈下量w				地盤反力q=Kv・B・w				位置	ｽﾊﾟﾝ区分
	矢板なし		矢板あり		矢板なし		矢板あり			
	wx(m)	wx(cm)	wx(m)	wx(cm)	Kv・B(KN/m^2)	q(KN/m)	Kv・B(KN/m^2)	q(KN/m)		
0.000	0.001609	0.2	0.000792	0.1	73,000	117.436	73,000	57.816	ｽﾊﾟﾝ左端A点	
0.250	0.001594	0.2	0.000784	0.1	73,000	116.377	73,000	57.236	任意点	
0.500	0.001580	0.2	0.000776	0.1	73,000	115.318	73,000	56.656	〃	
0.887	0.001557	0.2	0.000764	0.1	73,000	113.679	73,000	55.758	P1	
1.000	0.001551	0.2	0.000760	0.1	73,000	113.201	73,000	55.495	川裏胸壁前面	L1
1.250	0.001536	0.2	0.000752	0.1	73,000	112.142	73,000	54.915	P1、Y1	
1.500	0.001522	0.2	0.000744	0.1	73,000	111.083	73,000	54.335	川裏胸壁背面	
2.000	0.001493	0.1	0.000728	0.1	73,000	108.965	73,000	53.175	任意点	
2.500	0.001464	0.1	0.000713	0.1	73,000	106.847	73,000	52.015	ｽﾊﾟﾝ1の右端	
2.500	0.001464	0.1	0.000713	0.1	34,980	51.199	34,980	24.924	ｽﾊﾟﾝ2の左端	
3.000	0.001435	0.1	0.000697	0.1	34,980	50.184	34,980	24.368	任意点	
3.500	0.001406	0.1	0.000681	0.1	34,980	49.169	34,980	23.812	〃	
4.000	0.001377	0.1	0.000665	0.1	34,980	48.154	34,980	23.257	〃	
4.500	0.001348	0.1	0.000649	0.1	34,980	47.139	34,980	22.701	〃	
5.000	0.001319	0.1	0.000633	0.1	34,980	46.125	34,980	22.145	〃	
5.500	0.001290	0.1	0.000617	0.1	34,980	45.110	34,980	21.589	〃	
6.000	0.001261	0.1	0.000601	0.1	34,980	44.095	34,980	21.033	〃	
6.500	0.001232	0.1	0.000585	0.1	34,980	43.080	34,980	20.477	川表側築堤法肩	
7.000	0.001203	0.1	0.000569	0.1	34,980	42.065	34,980	19.921	任意点	
7.500	0.001174	0.1	0.000554	0.1	34,980	41.050	34,980	19.365	〃	
7.750	0.001159	0.1	0.000546	0.1	34,980	40.543	34,980	19.087	ｽﾊﾟﾝ中央	
8.000	0.001145	0.1	0.000538	0.1	34,980	40.036	34,980	18.809	任意点	L2
8.500	0.001116	0.1	0.000522	0.1	34,980	39.021	34,980	18.253	築堤中央部、矢板Y2	
9.000	0.001087	0.1	0.000506	0.1	34,980	38.006	34,980	17.697	任意点	
9.500	0.001057	0.1	0.000490	0.0	34,980	36.991	34,980	17.141	〃	
10.000	0.001028	0.1	0.000474	0.0	34,980	35.976	34,980	16.585	〃	
10.500	0.000999	0.1	0.000458	0.0	34,980	34.961	34,980	16.029	川裏側築堤法肩	
11.000	0.000970	0.1	0.000442	0.0	34,980	33.946	34,980	15.473	任意点	
11.500	0.000941	0.1	0.000426	0.0	34,980	32.932	34,980	14.917	〃	
12.000	0.000912	0.1	0.000411	0.0	34,980	31.917	34,980	14.361	〃	
12.500	0.000883	0.1	0.000395	0.0	34,980	30.902	34,980	13.806	〃	
13.000	0.000854	0.1	0.000379	0.0	34,980	29.887	34,980	13.250	〃	
13.400	0.000831	0.1	0.000366	0.0	34,980	29.075	34,980	12.805	ｽﾊﾟﾝ2の右端	
13.400	0.000831	0.1	0.000366	0.0	68,440	56.887	68,440	25.053	ｽﾊﾟﾝ3の左端	
13.500	0.000825	0.1	0.000363	0.0	68,440	56.490	68,440	24.836	任意点	
14.000	0.000796	0.1	0.000347	0.0	68,440	54.504	68,440	23.748	〃	
14.500	0.000767	0.1	0.000331	0.0	68,440	52.519	68,440	22.660	〃	
14.600	0.000762	0.1	0.000328	0.0	68,440	52.122	68,440	22.443	川裏胸壁背面	L3
14.750	0.000753	0.1	0.000323	0.0	68,440	51.526	68,440	22.116	任意点	
14.850	0.000747	0.1	0.000320	0.0	68,440	51.129	68,440	21.899	P3、Y3	
15.100	0.000733	0.1	0.000312	0.0	68,440	50.136	68,440	21.355	川裏胸壁前面	
15.300	0.000721	0.1	0.000306	0.0	68,440	49.342	68,440	20.920	任意点	
15.500	0.000709	0.1	0.000299	0.0	68,440	48.548	68,440	20.485	ｽﾊﾟﾝ右端B点	

備　考

・ 沈下量
　wx＝A＋B・x
　ここに、
　　矢板なし
　　A＝　0.001609　m
　　B＝　−0.000058　m
　　矢板あり
　　A＝　0.000792　m
　　B＝　−0.000032　m

・ 地盤反力
　q＝Kv・B・wx
　ここに、

		Kv・B	
ｽﾊﾟﾝ区分1	:	73,000	KN/m^2
ｽﾊﾟﾝ区分2	:	34,980	KN/m^2
ｽﾊﾟﾝ区分3	:	68,440	KN/m^2

・ ｽﾊﾟﾝ距離

ｽﾊﾟﾝ区分1	L1＝	2.500	m
ｽﾊﾟﾝ区分2	L2＝	10.900	m
ｽﾊﾟﾝ区分3	L3＝	2.100	m
	L＝	15.500	m

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(まとめ)

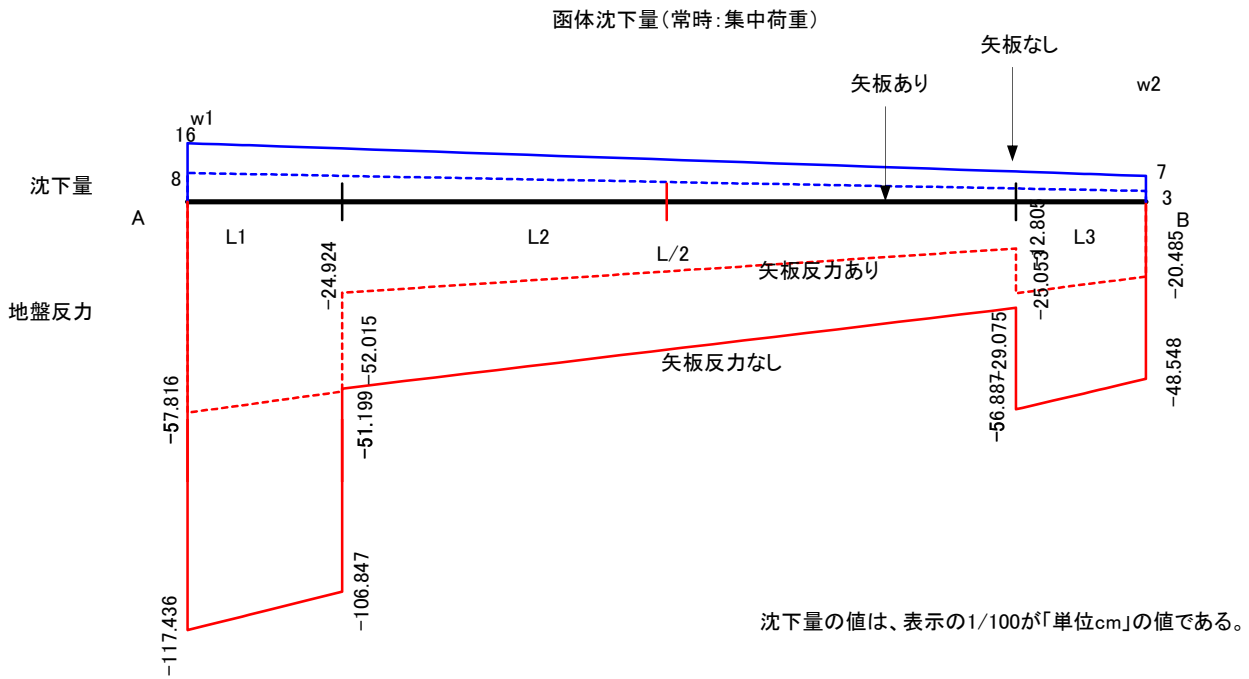


図12.4.9　　集中荷重の沈下量と地盤反力(常時)

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　沈下量の計算

(4)　ｽﾊﾟﾝ全体荷重

1)　計算の考え方

ｽﾊﾟﾝ全体の沈下量の分布は、しゃ水鋼矢板の反力が外力として作用する場合の影響を考慮した沈下量を計算する。

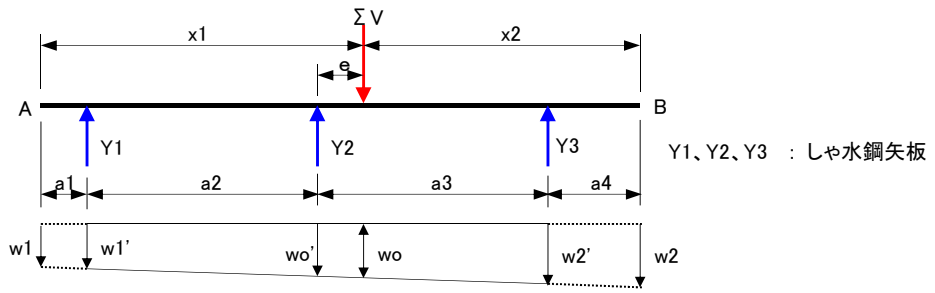


図12.4.10　　しゃ水鋼矢板の影響を考慮した沈下量の分布

ｽﾊﾟﾝ全体の荷重の重心位置は次のようになる。

$$x1 = L - \frac{\Sigma V \cdot xv2 + \Sigma P \cdot xp2}{\Sigma V + \Sigma P} = 15.500 - \frac{3507.876 \times 7.334 + 828.554 \times 9.150}{3507.876 + 828.554} = 7.819 \quad m$$

ここに、

L	：ｽﾊﾟﾝ距離	L＝	15.500	m
ΣV	：分布荷重の合計	ΣV＝	3507.876	m
ΣP	：集中荷重の合計	ΣP＝	828.554	m
xv2	：分布荷重のx2	xv2＝x2＝	7.334	m
xp2	：集中荷重のx2	xp2＝x2＝	9.150	m

x2＝L−x1＝　15.500　−　7.819　＝　7.681　m

この偏心量evは、

ev＝x1−L/2＝　7.819　−　15.500　/　2　＝　0.069　m　（ｽﾊﾟﾝ中央より　右側　に偏心）

ｽﾊﾟﾝ全体の地盤反力係数の重心位置は分布荷重で求めた値とする。

・矢板なし

d1＝　7.542　m

d2＝　7.958　m

ed＝　−0.208　m

・矢板あり

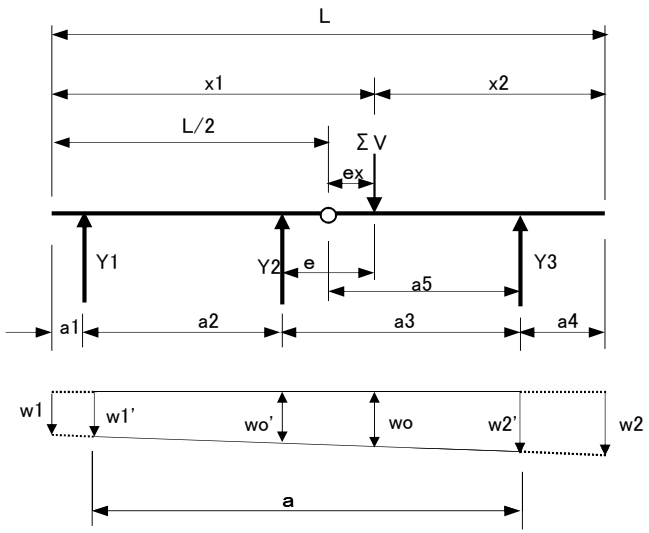
dy1＝　7.896　m

dy2＝　7.604　m

edy＝　0.146　m

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
d1＝	7.542	m	a5＝	13.600	m
d2＝	7.958	m	a＝	13.600	m
dy1＝	7.896	m			
dy2＝	7.604	m			

図12.4.11　　しゃ水鋼矢板の影響による荷重の偏心(ｽﾊﾟﾝ全荷重)

設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　沈下量の計算

2)　地盤反力係数の重心位置での沈下量の計算

・矢板なし

wo'＝w＋wu＝　0.006129　＋　0　＝ 0.006129　m

ここに、

$$w = \frac{\Sigma V_B}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{4336.430}{707506} = 0.006129 \quad m$$

ここに、

$\Sigma V_B = \Sigma V + \Sigma P =$ 3507.876 ＋ 828.554 ＝ 4336.430 KN

ΣKv　：函体ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数の合計　　ΣKv＝　707506　KN/m

wu　：函体の変位量　　wu＝　0.000　m

・矢板あり

wyo'＝w＋wu＝　0.002832　＋　0　＝ 0.002832　m

ここに、

$$w = \frac{\Sigma V_B}{K_v \cdot B \cdot L + k_{vy} \cdot n} = \frac{4336.430}{707506 + 274{,}663 \times 3} = \frac{4336.430}{1531495} = 0.002832 \quad m$$

ここに、

Kvy　：矢板のﾊﾞﾈ定数　　Kvy＝　274,663　KN/m

wu　：函体の変位量　　wu＝　0.000　m

n　：しゃ水矢板の箇所数　　n＝　3

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　沈下量の計算

3)　沈下量の集計

前述で求めた分布荷重と集中荷重の沈下量を集計してｽﾊﾟﾝ全体の沈下量を求める。

表12.4.5　　常時の沈下量の集計

荷重区分	沈下量w(m)									
	矢板なし					矢板あり				
	ｽﾊﾟﾝ左端w1	ｽﾊﾟﾝ右端w2	ｽﾊﾟﾝ中央wo	重心位置wo'	分布勾配B	ｽﾊﾟﾝ左端w1	ｽﾊﾟﾝ右端w2	ｽﾊﾟﾝ中央wo	重心位置wo'	分布勾配B
分布荷重	0.004115	0.005847	0.004981	0.004958	0.000112	0.002155	0.002421	0.002288	0.002290	0.000017
集中荷重	0.001609	0.000709	0.001159	0.001171	−0.000058	0.000792	0.000299	0.000546	0.000541	−0.000032
合計	0.005724	0.006557	0.006140	0.006129	0.000054	0.002947	0.002721	0.002834	0.002832	−0.000015

・定数の決定

沈下量の集計値より、定数A、Bを求める。

矢板なし

A＝w1＝　0.005724　m

$$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.006557-0.005724}{15.500}=0.000054$$

矢板あり

A＝w1＝　0.002947　m

$$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.002721-0.002947}{15.500}=-0.000015$$

・照査

矢板なし

x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.005724	＋	0.000054	×	0	＝	0.005724	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.005724	＋	0.000054	×	7.750	＝	0.006140	m	・・・	OK
x＝d1＝	7.542	m	：	wx＝wo'＝	0.005724	＋	0.000054	×	7.542	＝	0.006129	m	・・・	OK
x＝＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.005724	＋	0.000054	×	15.500	＝	0.006557	m	・・・	OK

矢板あり

x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.002947	＋	−0.000015	×	0	＝	0.002947	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.002947	＋	−0.000015	×	7.750	＝	0.002834	m	・・・	OK
x＝dy1＝	7.896	m	：	wx＝wo'＝	0.002947	＋	−0.000015	×	7.896	＝	0.002832	m	・・・	OK
x＝＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.002947	＋	−0.000015	×	15.500	＝	0.002721	m	・・・	OK

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　沈下量の計算（まとめ）

表12.4.6　常時の全体荷重による沈下量と地盤反力分布

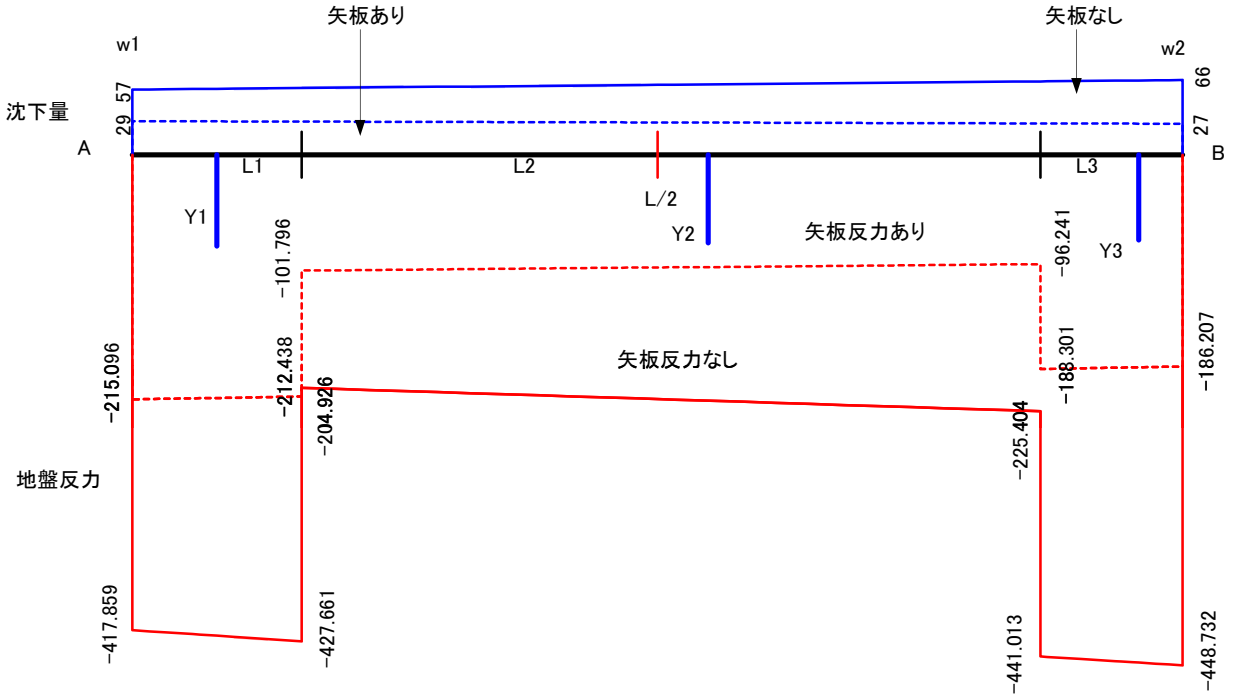
A点からの距離x（m）	沈下量w（m）								地盤反力q（KN/m）			位置	ｽﾊﾟﾝ区分
	矢板なし				矢板あり				Kv・B（KN/m）	地盤反力			
	分布荷重	集中荷重	合計	定数計算	分布荷重	集中荷重	合計	定数計算		矢板なし	矢板あり		
0.000	0.004115	0.001609	0.005724	0.005724	0.002155	0.000792	0.002947	0.002947	73,000	417.859	215.096	ｽﾊﾟﾝ左端A点	
0.250	0.004143	0.001594	0.005738	0.005738	0.002159	0.000784	0.002943	0.002943	73,000	418.839	214.831	任意点	
0.500	0.004171	0.001580	0.005751	0.005751	0.002163	0.000776	0.002939	0.002939	73,000	419.820	214.565	〃	
0.887	0.004214	0.001557	0.005772	0.005772	0.002170	0.000764	0.002934	0.002934	73,000	421.337	214.153	P1	
1.000	0.004227	0.001551	0.005778	0.005778	0.002172	0.000760	0.002932	0.002932	73,000	421.780	214.033	川裏胸壁前面	L1
1.250	0.004255	0.001536	0.005791	0.005791	0.002176	0.000752	0.002928	0.002928	73,000	422.760	213.767	P1、Y1	
1.500	0.004283	0.001522	0.005805	0.005805	0.002180	0.000744	0.002925	0.002925	73,000	423.740	213.501	川裏胸壁背面	
2.000	0.004339	0.001493	0.005832	0.005832	0.002189	0.000728	0.002917	0.002917	73,000	425.701	212.970	任意点	
2.500	0.004395	0.001464	0.005858	0.005858	0.002198	0.000713	0.002910	0.002910	73,000	427.661	212.438	ｽﾊﾟﾝ1の右端	
2.500	0.004395	0.001464	0.005858	0.005858	0.002198	0.000713	0.002910	0.002910	34,980	204.926	101.796	ｽﾊﾟﾝ2の左端	
3.000	0.004451	0.001435	0.005885	0.005885	0.002206	0.000697	0.002903	0.002903	34,980	205.865	101.541	任意点	
3.500	0.004506	0.001406	0.005912	0.005912	0.002215	0.000681	0.002896	0.002896	34,980	206.804	101.286	〃	
4.000	0.004562	0.001377	0.005939	0.005939	0.002223	0.000665	0.002888	0.002888	34,980	207.744	101.031	〃	
4.500	0.004618	0.001348	0.005966	0.005966	0.002232	0.000649	0.002881	0.002881	34,980	208.683	100.776	〃	
5.000	0.004674	0.001319	0.005993	0.005993	0.002241	0.000633	0.002874	0.002874	34,980	209.623	100.522	〃	
5.500	0.004730	0.001290	0.006019	0.006019	0.002249	0.000617	0.002866	0.002866	34,980	210.562	100.267	〃	
6.000	0.004786	0.001261	0.006046	0.006046	0.002258	0.000601	0.002859	0.002859	34,980	211.501	100.012	〃	
6.500	0.004842	0.001232	0.006073	0.006073	0.002266	0.000585	0.002852	0.002852	34,980	212.441	99.757	川表側築堤法肩	
7.000	0.004898	0.001203	0.006100	0.006100	0.002275	0.000569	0.002845	0.002845	34,980	213.380	99.503	任意点	
7.500	0.004953	0.001174	0.006127	0.006127	0.002284	0.000554	0.002837	0.002837	34,980	214.319	99.248	〃	
7.750	0.004981	0.001159	0.006140	0.006140	0.002288	0.000546	0.002834	0.002834	34,980	214.789	99.120	ｽﾊﾟﾝ中央	
8.000	0.005009	0.001145	0.006154	0.006154	0.002292	0.000538	0.002830	0.002830	34,980	215.259	98.993	任意点	L2
8.500	0.005065	0.001116	0.006181	0.006181	0.002301	0.000522	0.002823	0.002823	34,980	216.198	98.738	築堤中央部、矢板Y2	
9.000	0.005121	0.001087	0.006207	0.006207	0.002309	0.000506	0.002815	0.002815	34,980	217.137	98.483	任意点	
9.500	0.005177	0.001057	0.006234	0.006234	0.002318	0.000490	0.002808	0.002808	34,980	218.077	98.229	〃	
10.000	0.005233	0.001028	0.006261	0.006261	0.002327	0.000474	0.002801	0.002801	34,980	219.016	97.974	〃	
10.500	0.005289	0.000999	0.006288	0.006288	0.002335	0.000458	0.002794	0.002794	34,980	219.956	97.719	川裏側築堤法肩	
11.000	0.005344	0.000970	0.006315	0.006315	0.002344	0.000442	0.002786	0.002786	34,980	220.895	97.464	任意点	
11.500	0.005400	0.000941	0.006342	0.006342	0.002353	0.000426	0.002779	0.002779	34,980	221.834	97.209	〃	
12.000	0.005456	0.000912	0.006369	0.006369	0.002361	0.000411	0.002772	0.002772	34,980	222.774	96.955	〃	
12.500	0.005512	0.000883	0.006395	0.006395	0.002370	0.000395	0.002764	0.002764	34,980	223.713	96.700	〃	
13.000	0.005568	0.000854	0.006422	0.006422	0.002378	0.000379	0.002757	0.002757	34,980	224.652	96.445	〃	
13.400	0.005613	0.000831	0.006444	0.006444	0.002385	0.000366	0.002751	0.002751	34,980	225.404	96.241	ｽﾊﾟﾝ2の右端	
13.400	0.005613	0.000831	0.006444	0.006444	0.002385	0.000366	0.002751	0.002751	68,440	441.013	188.301	ｽﾊﾟﾝ3の左端	
13.500	0.005624	0.000825	0.006449	0.006449	0.002387	0.000363	0.002750	0.002750	68,440	441.381	188.201	任意点	
14.000	0.005680	0.000796	0.006476	0.006476	0.002396	0.000347	0.002743	0.002743	68,440	443.219	187.702	〃	
14.500	0.005736	0.000767	0.006503	0.006503	0.002404	0.000331	0.002735	0.002735	68,440	445.057	187.204	〃	
14.600	0.005747	0.000762	0.006508	0.006508	0.002406	0.000328	0.002734	0.002734	68,440	445.424	187.104	川裏胸壁背面	L3
14.750	0.005763	0.000753	0.006516	0.006516	0.002409	0.000323	0.002732	0.002732	68,440	445.976	186.955	任意点	
14.850	0.005775	0.000747	0.006522	0.006522	0.002410	0.000320	0.002730	0.002730	68,440	446.343	186.855	P3、Y3	
15.100	0.005803	0.000733	0.006535	0.006535	0.002415	0.000312	0.002727	0.002727	68,440	447.262	186.606	川裏胸壁前面	
15.300	0.005825	0.000721	0.006546	0.006546	0.002418	0.000306	0.002724	0.002724	68,440	447.997	186.406	任意点	
15.500	0.005847	0.000709	0.006557	0.006557	0.002421	0.000299	0.002721	0.002721	68,440	448.732	186.207	ｽﾊﾟﾝ右端B点	

備　考

・沈下量
　wx＝A＋B・x
　ここに、
　　矢板なし
　　A＝　0.005724　m
　　B＝　0.000054　m
　　矢板あり
　　A＝　0.002947　m
　　B＝　−0.000015　m
・地盤反力
　q＝Kv・B・wx
　ここに、
　ｽﾊﾟﾝ区分1　：　73,000　KN/m^2
　ｽﾊﾟﾝ区分2　：　34,980　KN/m^2
　ｽﾊﾟﾝ区分3　：　68,440　KN/m^2
・ｽﾊﾟﾝ距離
ｽﾊﾟﾝ区分1　：L1＝　2.500　m
ｽﾊﾟﾝ区分2　：L2＝　10.900　m
ｽﾊﾟﾝ区分3　：L3＝　2.100　m
　　L＝　15.500　m

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　沈下量の計算(まとめ)

地盤反力図(常時:全体荷重)



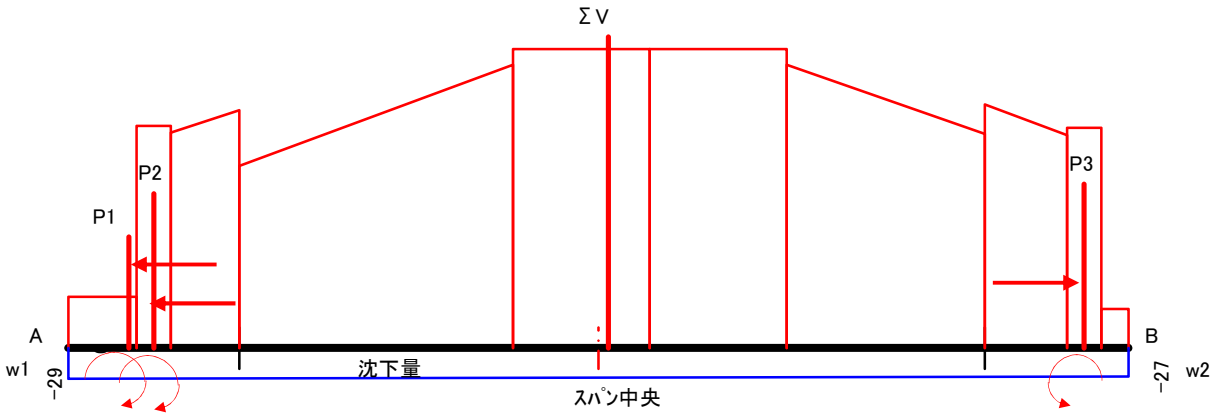
Y1、Y2、Y3:しゃ水鋼矢板

沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。

図12.4.12　　全体荷重の沈下量と地盤反力(常時)

全体荷重の沈下量(常時:矢板あり)

沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。



全体荷重の沈下量(常時:矢板なし)

沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。

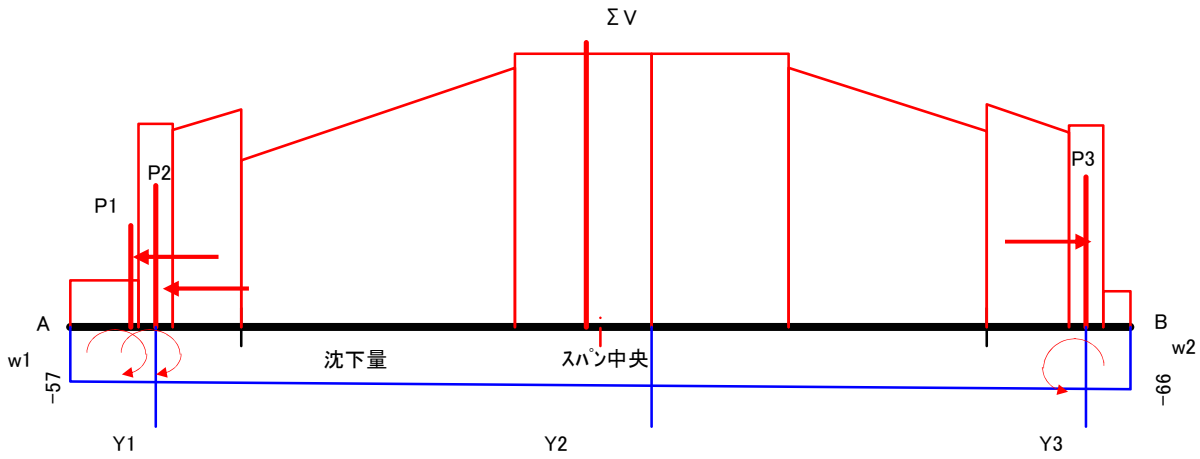


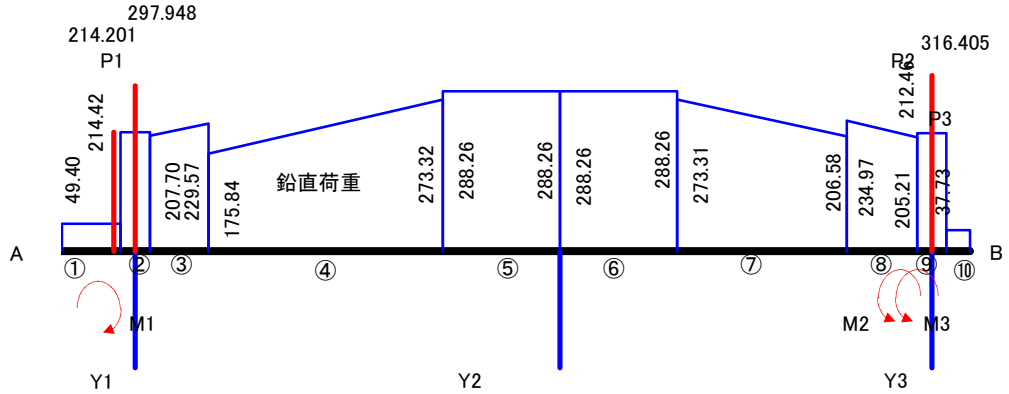
図12.4.13　　荷重と沈下量

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　断面力の計算

12-4-3.　断面力の計算(常時)

(1)　荷重図

荷重図(全体荷重:常時:矢板あり)



函体反力図(全体荷重:常時:矢板あり)

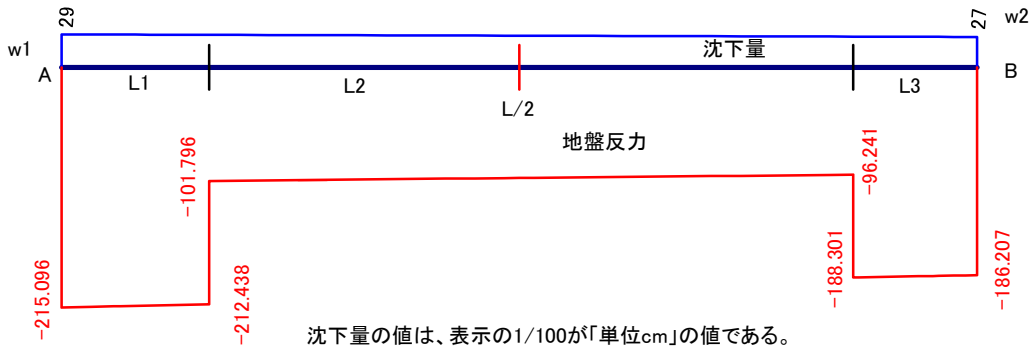


図12.4.14　　荷重および地盤反力図(常時)

設計基準・使用文献および資料・略図

（分布荷重）

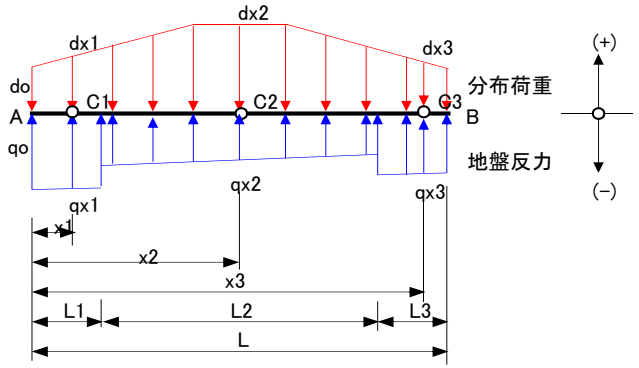
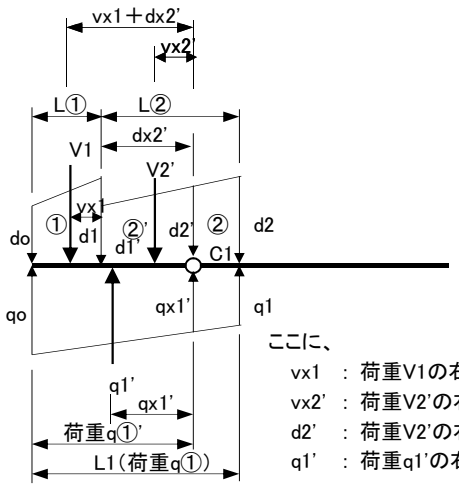


図12.4.15　　荷重図（分布荷重）



ここに、

vx1　：荷重V1の右端からの重心距離
vx2'　：荷重V2'の右端からの重心距離
d2'　：荷重V2'の右端の荷重強度
q1'　：荷重q1'の右端の荷重強度

図12.4.16　　荷重拡大図（分布荷重）

設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　断面力の計算

（2）　断面力計算の考え方

1）　分布荷重の断面力

・せん断力

（左端A点および右端B点）

境界条件から「$S_A=0$ 、$S_B=0$」

（任意点xのせん断力）

$S_x=\Sigma V-\Sigma q$

ここに、

ΣV　：任意点xの左側の鉛直荷重の合計

Σq　：任意点xの左側の地盤反力荷重の合計

・曲げﾓｰﾒﾝﾄ

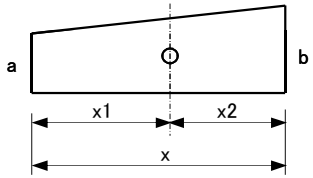
（左端A点および右端B点）

境界条件から「$M_A=0$ 、$M_B=0$」

（C1位置）

$M_{x1}=V1\cdot(vx1+dx2')+V2'\cdot vx2'$

ここに、vx1、vx2'は荷重の右端からの重心距離で、形状を「台形断面」とし次の計算で求める。ただし、「a≦b」の場合とする。



$$x1=\frac{a+2\cdot b}{a+b}\cdot\frac{x}{3}$$

$$x2=\frac{2\cdot a+b}{a+b}\cdot\frac{x}{3}$$

図12.4.17　　分割荷重の重心位置（台形荷重）

（任意点xの曲げﾓｰﾒﾝﾄ）

$M_x=V1\cdot\{vx1+(x-L①)\}+V2\cdot\{vx2+(x-L①-L②)\}+\cdots\cdot$

したがって、ｽﾊﾟﾝ右端での曲げﾓｰﾒﾝﾄの計算は次のようになる。

$M_x=V1\cdot\{vx1+(x-L①)\}+V2\cdot\{vx2+(x-L①-L②)\}+\cdots\cdot V⑩\cdot vx10$

※　台形断面で、傾斜が直線で分布している場合の曲げﾓｰﾒﾝﾄは次の式で求めることができる。

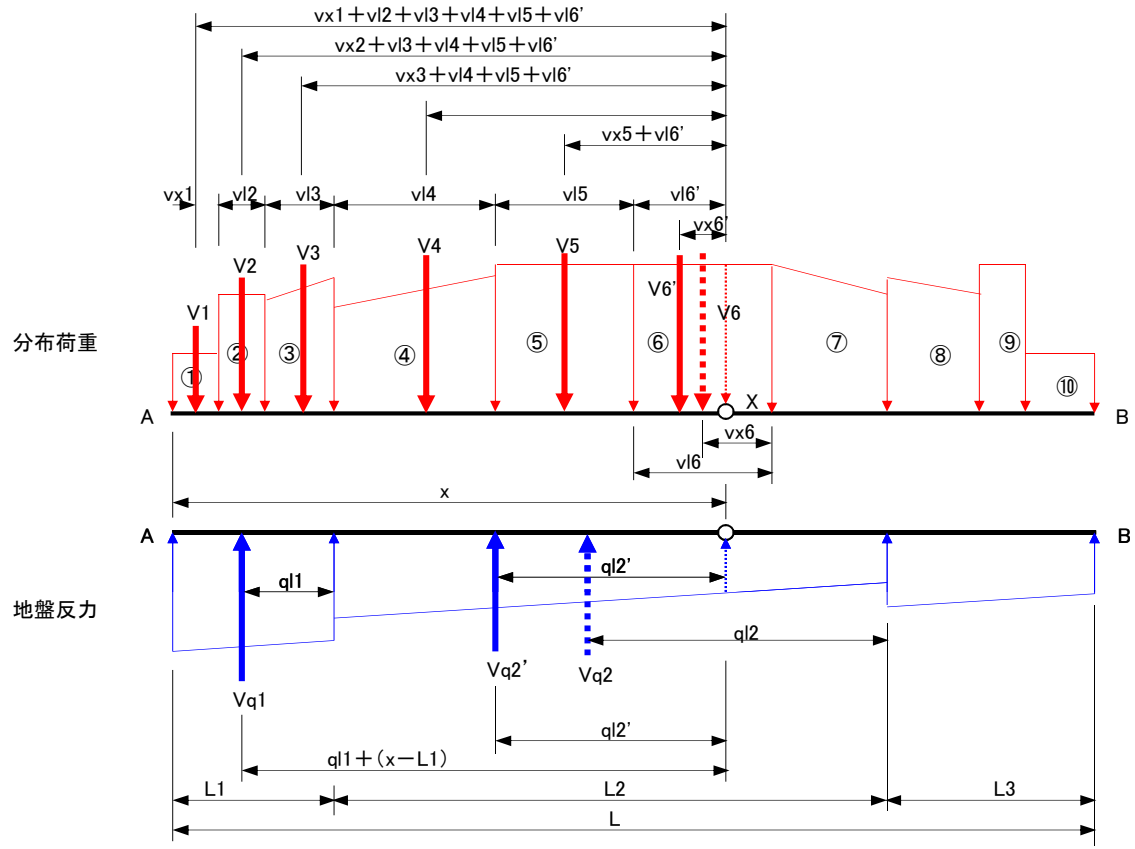
$$M_x=\frac{(b-a)\cdot x^3}{6}+\frac{a\cdot x^2}{2}$$

しかし、梁に作用する鉛直荷重および地盤反力はｽﾊﾟﾝ内で一様に分布していない。したがって、本設計では荷重区分ごとに曲げﾓｰﾒﾝﾄを求めることとした（照査がしやすい）。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　断面力の計算

（曲げﾓｰﾒﾝﾄの計算図）



任意点X点の曲げﾓｰﾒﾝﾄの計算

・ 鉛直荷重の曲げﾓｰﾒﾝﾄMd

① ： Mv1＝V1・(vx1＋vl2＋vl3＋vl4＋vl5＋vl6')

② ： Mv2＝V2・(vx2＋vl3＋vl4＋vl5＋vl6')

③ ： Mv3＝V3・(vx3＋vl4＋vl5＋vl6')

④ ： Mv4＝V4・(vx4＋vl5＋vl6')

⑤ ： Mv5＝V5・(vx5＋vl6')

⑥ ： Mv6'＝V6'・vl6'

Mvx＝Mv1＋Mv2＋Mv3＋Mv4＋Mv5＋Mv6'

・ Mx＝Mqx－Mvx

・ 地盤反力の曲げﾓｰﾒﾝﾄMd

L1　： Mq1＝Vq1・{ql1＋(x－L1)}

L2'　： Mq2'＝Vq2'・ql2'

Mqx＝Mq1＋Mq2'

※　ここに、vx1、vx2、vx3、vx4、vx5は、それぞれのｽﾊﾟﾝの右端からの重心距離である。

図12.4.18　　断面力の計算図

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）　　898.32

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　常時　：　分布荷重　：　断面力の計算

表12.4.7　　分布荷重の断面力（矢板反力なし）

距離x（m）				鉛直荷重d（KN/m）							地盤反力q（KN/m）						断面力			
左端	右端	ｽﾊﾟﾝ長	A点から	区間	左側po	右側p1	区間荷重			区間内重心	区分	左側po	右側p1	区分荷重		区分内重心	せん断力Sw（KN）	曲げﾓｰﾒﾝﾄMw（KN・m）		
							ｽﾊﾟﾝ	区間累計	ｽﾊﾟﾝ累計					ｽﾊﾟﾝ	区分累計			鉛直荷重Md	地盤反力Mq	Mw=Mq−Md
0.000	0.000	0.000	0.000	①	49.400	49.400	0.000	0.000	0.000	0.000	L1	300.423	300.423	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.250	0.250	0.250		49.400	49.400	12.350	12.350	12.350	0.125		300.423	302.462	75.361	75.361	0.125	63.011	1.544	9.410	7.866
0.250	0.500	0.250	0.500		49.400	49.400	12.350	24.700	24.700	0.250		302.462	304.501	75.870	151.231	0.249	126.531	6.175	37.723	31.548
0.500	0.887	0.387	0.887		49.400	49.400	19.118	43.818	43.818	0.444		304.501	307.658	118.453	269.684	0.442	225.866	19.433	119.130	99.697
0.887	0.887	0.000	0.887		49.400	49.400	0.000	43.818	43.818	0.444		307.658	307.658	0.000	269.684	0.442	225.866	19.433	119.130	99.697
0.887	1.000	0.113	1.000		49.400	49.400	5.582	49.400	49.400	0.500		307.658	308.579	34.817	304.501	0.498	255.101	24.700	151.571	126.871
1.000	1.250	0.250	1.250	②	214.420	214.420	53.605	53.605	103.005	0.125		308.579	310.618	77.400	381.901	0.622	278.896	43.751	237.361	193.610
1.250	1.250	0.000	1.250		214.420	214.420	0.000	53.605	103.005	0.125		310.618	310.618	0.000	381.901	0.622	278.896	43.751	237.361	193.610
1.250	1.500	0.250	1.500		214.420	214.420	53.605	107.210	156.610	0.250		310.618	312.658	77.910	459.811	0.745	303.201	76.203	342.564	266.362
1.500	2.000	0.500	2.000	③	207.700	218.635	106.584	106.584	263.194	0.248		312.658	316.736	157.349	617.160	0.991	353.966	180.926	611.722	430.797
2.000	2.500	0.500	2.500		218.635	229.570	112.051	218.635	375.245	0.492		316.736	320.814	159.388	776.548	1.236	401.303	340.308	960.065	619.757
2.500	2.500	0.000	2.500		229.570	229.570	0.000	218.635	375.245	0.492		320.814	320.814	0.000	776.548	1.236	401.303	340.308	960.065	619.757
2.500	3.000	0.500	3.000	④	175.840	188.025	90.966	90.966	466.211	0.247	L2	153.727	155.681	77.352	77.352	0.249	387.689	550.418	1367.636	817.218
3.000	3.500	0.500	3.500		188.025	200.210	97.059	188.025	563.270	0.489		155.681	157.635	78.329	155.681	0.498	368.959	807.534	1814.127	1006.593
3.500	4.000	0.500	4.000		200.210	212.395	103.151	291.176	666.421	0.726		157.635	159.590	79.306	234.987	0.745	345.114	1114.703	2300.028	1185.325
4.000	4.500	0.500	4.500		212.395	224.580	109.244	400.420	775.665	0.959		159.590	161.544	80.284	315.271	0.992	316.154	1474.971	2825.826	1350.855
4.500	5.000	0.500	5.000		224.580	236.765	115.336	515.756	891.001	1.188		161.544	163.498	81.261	396.532	1.237	282.079	1891.383	3392.011	1500.627
5.000	5.500	0.500	5.500		236.765	248.950	121.429	637.185	1012.430	1.414		163.498	165.452	82.238	478.770	1.482	242.888	2366.988	3999.070	1632.082
5.500	6.000	0.500	6.000		248.950	261.135	127.521	764.706	1139.951	1.636		165.452	167.406	83.215	561.985	1.725	198.582	2904.829	4647.492	1742.664
6.000	6.500	0.500	6.500		261.135	273.320	133.614	898.320	1273.565	1.855		167.406	169.361	84.192	646.177	1.968	149.160	3507.954	5337.765	1829.811
6.500	7.000	0.500	7.000	⑤	288.260	288.260	144.130	144.130	1417.695	0.250		169.361	171.315	85.169	731.346	2.209	90.199	4180.769	6070.379	1889.610
7.000	7.500	0.500	7.500		288.260	288.260	144.130	288.260	1561.825	0.500		171.315	173.269	86.146	817.492	2.450	32.215	4925.649	6845.822	1920.173
7.500	7.750	0.250	7.750		288.260	288.260	72.065	360.325	1633.890	0.625		173.269	174.246	43.439	860.931	2.570	3.589	5325.114	7249.756	1924.642
7.750	8.000	0.250	8.000		288.260	288.260	72.065	432.390	1705.955	0.750		174.246	175.223	43.684	904.615	2.690	−24.792	5742.594	7664.582	1921.988
8.000	8.500	0.500	8.500		288.260	288.260	144.130	576.520	1850.085	1.000		175.223	177.177	88.100	992.715	2.929	−80.822	6631.604	8527.147	1895.543
8.500	8.500	0.000	8.500		288.260	288.260	0.000	576.520	1850.085	1.000		177.177	177.177	0.000	992.715	2.929	−80.822	6631.604	8527.147	1895.543
8.500	9.000	0.500	9.000	⑥	288.260	288.260	144.130	144.130	1994.215	0.250		177.177	179.132	89.077	1081.792	3.167	−135.875	7592.679	9434.004	1841.325
9.000	9.500	0.500	9.500		288.260	288.260	144.130	288.260	2138.345	0.500		179.132	181.086	90.055	1171.847	3.405	−189.950	8625.819	10385.649	1759.830
9.500	10.000	0.500	10.000		288.260	288.260	144.130	432.390	2282.475	0.750		181.086	183.040	91.032	1262.879	3.641	−243.048	9731.024	11382.566	1651.542
10.000	10.500	0.500	10.500		288.260	288.260	144.130	576.520	2426.605	1.000		183.040	184.994	92.009	1354.888	3.877	−295.169	10908.294	12425.243	1516.949
10.500	11.000	0.500	11.000	⑦	273.310	261.805	133.779	133.779	2560.384	0.252		184.994	186.948	92.986	1447.874	4.112	−335.962	12155.281	13514.168	1358.887
11.000	11.500	0.500	11.500		261.805	250.300	128.026	261.805	2688.410	0.507		186.948	188.903	93.963	1541.837	4.346	−370.025	13467.719	14649.825	1182.106
11.500	12.000	0.500	12.000		250.300	238.794	122.274	384.079	2810.684	0.767		188.903	190.857	94.940	1636.777	4.579	−397.359	14842.733	15832.712	989.980
12.000	12.500	0.500	12.500		238.794	227.289	116.521	500.600	2927.205	1.031		190.857	192.811	95.917	1732.694	4.812	−417.963	16277.445	17063.314	785.869
12.500	13.000	0.500	13.000		227.289	215.784	110.768	611.368	3037.973	1.299		192.811	194.765	96.894	1829.588	5.044	−431.837	17768.978	18342.118	573.140
13.000	13.400	0.400	13.400		215.784	206.580	84.473	695.841	3122.446	1.517		194.765	196.329	78.219	1907.807	5.229	−438.091	19001.185	19400.190	399.006
13.400	13.400	0.000	13.400		206.580	206.580	0.000	695.841	3122.446	1.517		196.329	196.329	0.000	1907.807	5.229	−438.091	19001.185	19400.190	399.006
13.400	13.500	0.100	13.500	⑧	234.970	232.490	23.373	23.373	3145.819	0.050	L3	384.126	384.891	38.451	38.451	0.050	−423.013	19314.600	19670.548	355.948
13.500	14.000	0.500	14.000		232.490	220.090	113.145	136.518	3258.964	0.303		384.891	388.714	193.401	231.852	0.299	−342.757	20916.054	21080.221	164.167
14.000	14.500	0.500	14.500		220.090	207.690	106.945	243.463	3365.909	0.561		388.714	392.538	195.313	427.165	0.548	−254.389	22572.531	22587.073	14.543
14.500	14.600	0.100	14.600		207.690	205.210	20.645	264.108	3386.554	0.614		392.538	393.302	39.292	466.457	0.598	−235.742	22910.156	22900.189	−9.967
14.600	14.750	0.150	14.750	⑨	212.460	212.460	31.869	31.869	3418.423	0.075		393.302	394.449	59.081	525.538	0.672	−208.530	23420.529	23377.240	−43.289
14.750	14.850	0.100	14.850		212.460	212.460	21.246	53.115	3439.669	0.125		394.449	395.214	39.483	565.021	0.722	−190.293	23763.434	23700.203	−63.231
14.850	14.850	0.000	14.850		212.460	212.460	0.000	53.115	3439.669	0.125		395.214	395.214	0.000	565.021	0.722	−190.293	23763.434	23700.203	−63.231
14.850	15.100	0.250	15.100		212.460	212.460	53.115	106.230	3492.784	0.250		395.214	397.126	99.043	664.064	0.845	−144.365	24629.990	24524.917	−105.073
15.100	15.300	0.200	15.300	⑩	37.730	37.730	7.546	7.546	3500.330	0.100		397.126	398.655	79.578	743.642	0.944	−72.333	25329.302	25202.554	−126.748
15.300	15.500	0.200	15.500		37.730	37.730	7.546	15.092	3507.876	0.200		398.655	400.185	79.884	823.526	1.043	0.000	26030.122	25896.136	0.000
15.500	15.500	0.000	15.500		37.730	37.730	0.000	15.092	3507.876	0.200		400.185	400.185	0.000	823.526	1.043	0.000	26030.122	25896.136	0.000

※　1.　ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　12.000　m

2.　表中の赤書きは、荷重区分の左側と右側を表示。

3.　境界条件から、ｽﾊﾟﾝ両端の断面力（せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ）は「0」とした。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算　　常時　：　分布荷重　：　　断面力図

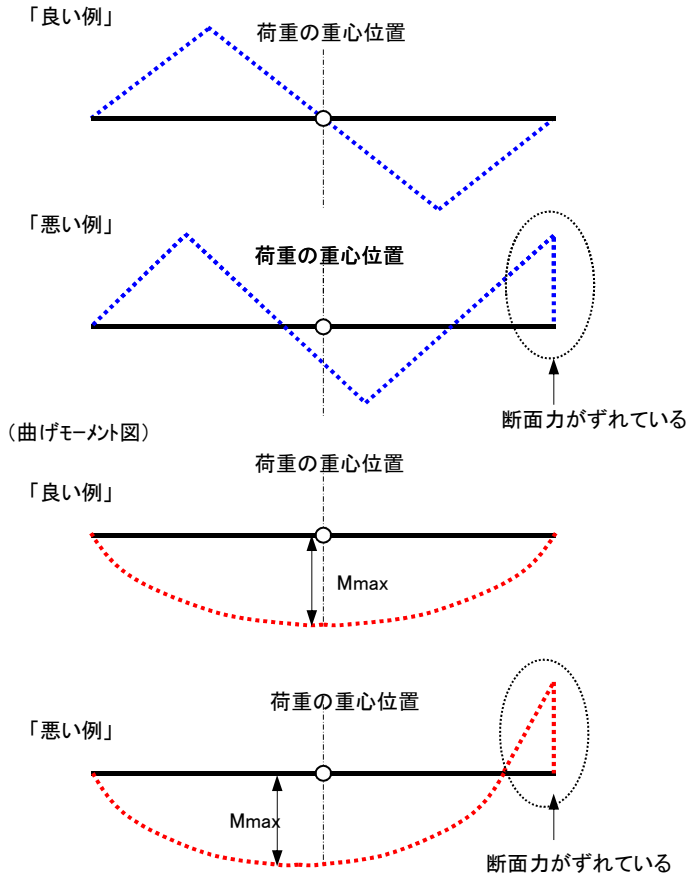
【メモ】

・ 断面力図の注意事項

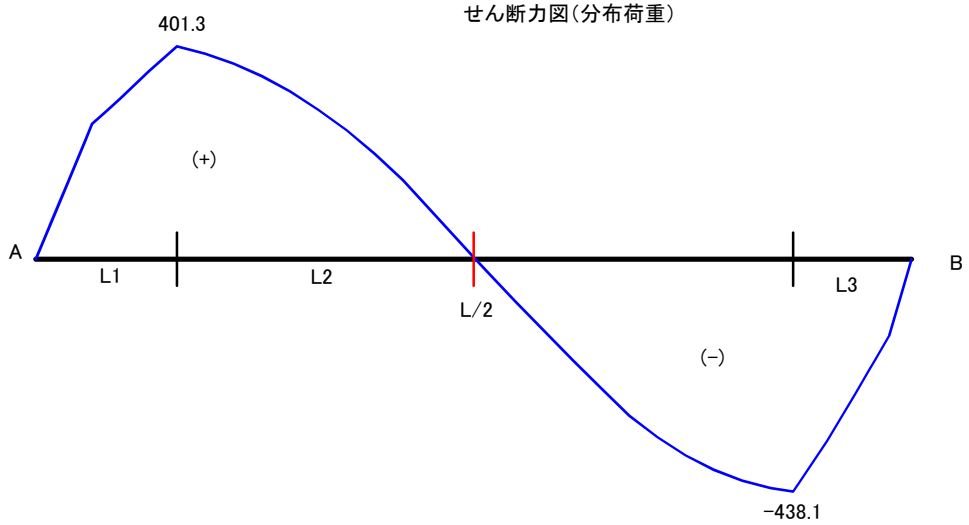
沈下量の計算は荷重の重心位置で求めている。また、沈下量および地盤反力は荷重に比例することと、境界条件（S＝0、M＝0）に留意すると断面力図は荷重の重心位置より左右の値がほぼ同一な分布となる。

剛体梁の基本式「w=A＋B・x」、「q＝kv・w」とすれば、定数Aは計算の開始点の沈下量で、一般的にはｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1である。また、Bは勾配を表す定数である。剛体梁の計算では地盤反力係数Kvが大きいため、沈下量wの小さな誤差でも断面力図は異なった形状となる（下図参照）。

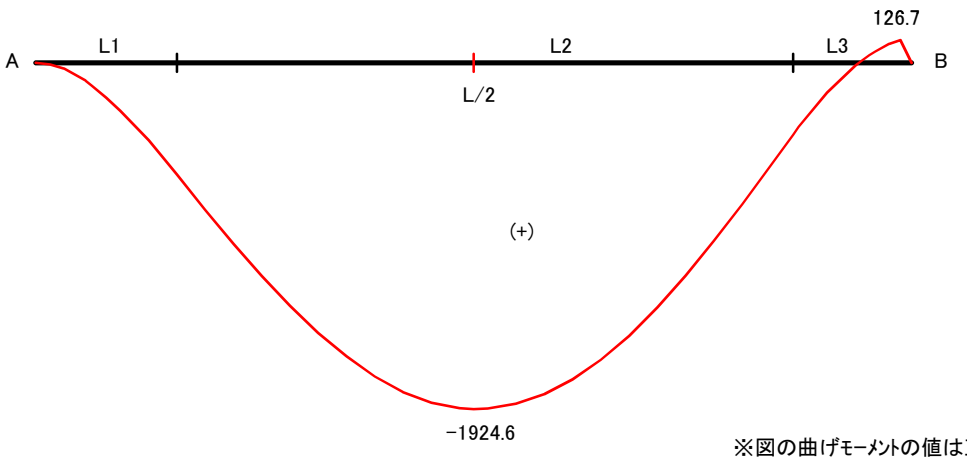
（せん断力図）



せん断力図（分布荷重）



曲げﾓｰﾒﾝﾄ図（分布荷重）



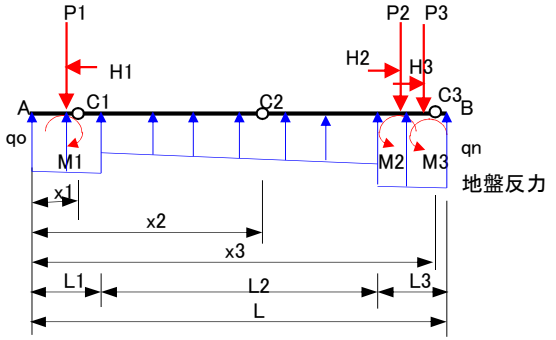
※図の曲げﾓｰﾒﾝﾄの値は正負が逆になる。

図12.4.19　　分布荷重の断面力図（常時：矢板反力なし）

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

（集中荷重）



ここに、

L1＝	2.500	m
L2＝	10.900	m
L3＝	2.100	m
L＝	15.500	m

図12.4.20　　荷重図（集中荷重）

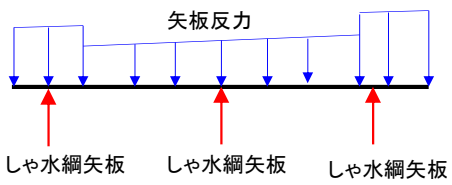


図12.4.21　　しゃ水鋼矢板の影響による反力

設　　計　　計　　算　　常時　：　集中荷重　：　断面力の計算

2)　集中荷重の断面力

・せん断力

（左端A点および右端B点）

境界条件から「S_A＝0 、S_B＝0」

（C1点の左側）

$Sc1 = W1$

ここに、

q1　：x1区間の右側の地盤反力（KN/m）

W1　：C1より左側の荷重（KN）

$$W1 = \frac{qo + qx}{2} \cdot x1$$

（C1点の右側）

$Sc1' = Sc1 - P1$

（C2点）

$Sc2 = Sc1' + W2$

ここに、

W2　：C2点より左側の分布荷重（地盤反力）の合計（KN）

（C3点）

$Sc3 = Sc2 - (P2 + P3) + W3$

ここに、

W3　：C3点より左側の分布荷重（地盤反力）の合計（KN）

・曲げモーメント

（左端A点および右端B点）

境界条件から「M_A＝0 、M_B＝0」

（C1点、ただし「x1<L1」）

$Mx = Mq1 - P1 \cdot (x1 - px1) - M1$

ここに、

Mq1　：C1点より左側の地盤反力の曲げモーメント（KN・m）

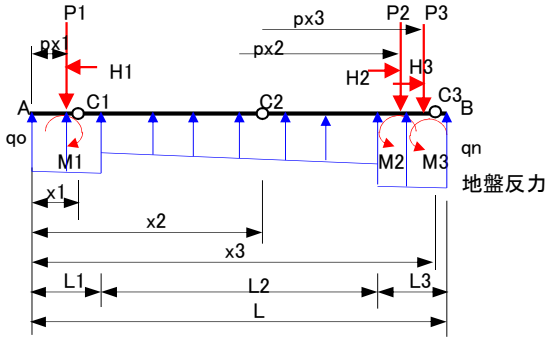
M1　：荷重P1の曲げモーメント（KN・m）　　M1＝　-39.331　KN・m

なお、しゃ水鋼矢板の反力は集中荷重とし同様の計算をおこなうこととするが、反力は函軸上で下向きに作用することに注意する。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

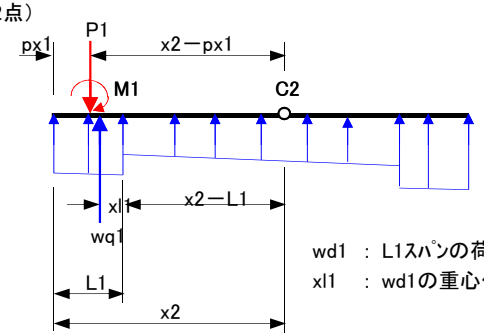
（集中荷重）



ここに、

L1＝	2.500	m	L3＝	2.100	m
L2＝	10.900	m	L＝	15.500	m

（C2点）



wd1　：　L1ｽﾊﾟﾝの荷重（地盤反力）の総和

xl1　：　wd1の重心位置（右端から）

（C3点）

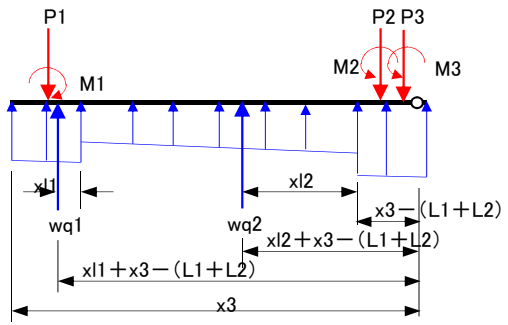


図12.4.22　　荷重作用図（集中荷重）

設　　計　　計　　算　　常時　：　集中荷重　：　断面力の計算

（C2点、ただし「L1＜x2≦L2」）

Mx＝Mq2＋P1・(x2－px1)－M1

ここに、

Mq2　：　C2点より左側のｽﾊﾟﾝ2（L2）の左側端部までの地盤反力の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）

ここで、地盤反力の分布がｽﾊﾟﾝ1（L1）とｽﾊﾟﾝ2（L2）で異なることから、次の計算でMq2を求める。

Mq2＝Mql1＋Mql2

Mq1＝wql1・(xl1＋x2－L1)

wql1　：　ｽﾊﾟﾝ1（L1）の地盤反力の荷重総和（KN）

xl1　：　ｽﾊﾟﾝ1（L1）の荷重総和の重心位置（m）

Mql2　：　ｽﾊﾟﾝ2（L2）区間で、C2点よりｽﾊﾟﾝ2の左側端部までの地盤反力の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）

（C3点、ただし「px3（荷重P3のｽﾊﾟﾝ左端からの距離）＜x3」）

Mx＝Mq3－P1・(x3－px1)－P2・(x3－px2)－P3・(x3－px3)－(M1＋M2＋M3)

ここに、

Mq3　：　C3点より左側のｽﾊﾟﾝ3（L3）の左側端部までの地盤反力の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）

ここで、地盤反力の分布がｽﾊﾟﾝ1（L1）とｽﾊﾟﾝ2（L2）およびｽﾊﾟﾝ3（L3）で異なることから、次の計算でMq3を求める。

Mq3＝Mql1＋Mql2＋Mql3

Mq1＝wql1・{xl1＋x3－(L1＋L2)}

Mq2＝wql2・{xl2＋x3－(L1＋L2)}

ここに、

wql2　：　ｽﾊﾟﾝ2（L2）の地盤反力の荷重総和（KN）

xl2　：　ｽﾊﾟﾝ2（L2）の荷重総和の重心位置（m）

Mql3　：　ｽﾊﾟﾝ3（L3）区間で、C2点よりｽﾊﾟﾝ3の左側端部までの地盤反力の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）

ここで、

px1	：荷重P1の左端（A点）からの距離	px1＝	0.887	m
px2	：荷重P2の左端（A点）からの距離	px2＝	1.250	m
px3	：荷重P3の左端（A点）からの距離	px3＝	14.850	m
M2	：荷重P2の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）	M2＝	−150.762	KN・m
M3	：荷重P3の曲げﾓｰﾒﾝﾄ（KN・m）	M3＝	267.046	KN・m

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　常時　：　集中荷重　：　断面力の計算

表12.4.8　　集中荷重の断面力

区分	距離x（m）				集中荷重（KN）			地盤反力q（KN/m）				重心x1（m）			せん断力S（KN）	曲げモーメントM（KN・m）							
	左端	右端	スパン長	A点から	鉛直荷重P（KN）	水平荷重H（KN）	曲げモーメントM（KN・m）	左側qo	右側q1	区分荷重 区間	区分荷重 区間累計	区間内重心	区間右端から L1荷重	区間右端から L2荷重		地盤反力Mq L1荷重	地盤反力Mq L2荷重	地盤反力Mq L3荷重	集中荷重Mp、Mc Mp1	集中荷重Mp、Mc Mp2	集中荷重Mp、Mc Mp3	集中荷重Mp、Mc Mc	合計M
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	0		0	117.436	117.436	0.000	0.000	0.000			0.000	0.000							0.000
	0.000	0.250	0.250	0.250	0		0	117.436	116.377	29.227	29.227	0.125			29.227	3.659							3.659
	0.250	0.500	0.250	0.500	0		0	116.377	115.318	28.962	58.189	0.251			58.189	14.591							14.591
	0.500	0.887	0.387	0.887	0		0	115.318	113.679	44.311	102.500	0.446			102.500	45.705							45.705
	0.887	0.887	0.000	0.887	214.201	−15.056	−39.331	113.679	113.679	0.000	102.500	0.446			−111.701	45.705			0.000			39.331	85.036
	0.887	1.000	0.113	1.000	0		0	113.679	113.201	12.819	115.319	0.503			−98.882	58.012			−24.205			39.331	73.138
	1.000	1.250	0.250	1.250	0		0	113.201	112.142	28.168	143.487	0.630			−70.714	90.369			−77.755			39.331	51.945
	1.250	1.250	0.000	1.250	297.948	−381.966	−150.762	112.142	112.142	0.000	143.487	0.630			−368.662	90.369			−77.755	0.000		190.093	202.707
	1.250	1.500	0.250	1.500	0		0	112.142	111.083	27.903	171.390	0.757			−340.759	129.734			−131.305	−74.487		190.093	114.035
	1.500	2.000	0.500	2.000	0		0	111.083	108.965	55.012	226.402	1.012			−285.747	229.226			−238.406	−223.461		190.093	−42.548
	2.000	2.500	0.500	2.500	0		0	108.965	106.847	53.953	280.355	1.270			−231.794	355.959			−345.506	−372.435		190.093	−171.889
	2.500	2.500	0.000	2.500	0		0	106.847	106.847	0.000	280.355	1.270			−231.794	355.959			−345.506	−372.435		190.093	−171.889
L2	2.500	3.000	0.500	3.000	0		0	51.199	50.184	25.346	25.346	0.251	1.770		−206.448	496.136	6.358		−452.607	−521.409		190.093	−281.429
	3.000	3.500	0.500	3.500	0		0	50.184	49.169	24.838	50.184	0.503	2.270		−181.610	636.314	25.261		−559.707	−670.383		190.093	−378.422
	3.500	4.000	0.500	4.000	0		0	49.169	48.154	24.331	74.515	0.758	2.770		−157.279	776.491	56.457		−666.808	−819.357		190.093	−463.123
	4.000	4.500	0.500	4.500	0		0	48.154	47.139	23.823	98.338	1.014	3.270		−133.456	916.669	99.691		−773.908	−968.331		190.093	−535.786
	4.500	5.000	0.500	5.000	0		0	47.139	46.125	23.316	121.654	1.272	3.770		−110.140	1056.846	154.710		−881.009	−1117.305		190.093	−596.664
	5.000	5.500	0.500	5.500	0		0	46.125	45.110	22.809	144.463	1.532	4.270		−87.331	1197.024	221.261		−988.109	−1266.279		190.093	−646.010
	5.500	6.000	0.500	6.000	0		0	45.110	44.095	22.301	166.764	1.793	4.770		−65.030	1337.201	299.089		−1095.210	−1415.253		190.093	−684.080
	6.000	6.500	0.500	6.500	0		0	44.095	43.080	21.794	188.558	2.057	5.270		−43.236	1477.379	387.941		−1202.310	−1564.227		190.093	−711.124
	6.500	7.000	0.500	7.000	0		0	43.080	42.065	21.286	209.844	2.323	5.770		−21.950	1617.556	487.563		−1309.411	−1713.201		190.093	−727.400
	7.000	7.500	0.500	7.500	0		0	42.065	41.050	20.779	230.623	2.592	6.270		−1.171	1757.734	597.701		−1416.511	−1862.175		190.093	−733.158
	7.500	7.750	0.250	7.750	0		0	41.050	40.543	10.199	240.822	2.727	6.520		9.028	1827.823	656.633		−1470.061	−1936.662		190.093	−732.174
	7.750	8.000	0.250	8.000	0		0	40.543	40.036	10.072	250.894	2.862	6.770		19.100	1897.911	718.098		−1523.612	−2011.149		190.093	−728.658
	8.000	8.500	0.500	8.500	0		0	40.036	39.021	19.764	270.658	3.135	7.270		38.864	2038.089	848.508		−1630.712	−2160.123		190.093	−714.145
	8.500	8.500	0.000	8.500	0		0	39.021	39.021	0.000	270.658	3.135	7.270		38.864	2038.089	848.508		−1630.712	−2160.123		190.093	−714.145
	8.500	9.000	0.500	9.000	0		0	39.021	38.006	19.257	289.915	3.410	7.770		58.121	2178.266	988.674		−1737.813	−2309.097		190.093	−689.877
	9.000	9.500	0.500	9.500	0		0	38.006	36.991	18.749	308.664	3.688	8.270		76.870	2318.444	1138.340		−1844.913	−2458.071		190.093	−656.107
	9.500	10.000	0.500	10.000	0		0	36.991	35.976	18.242	326.906	3.968	8.770		95.112	2458.621	1297.255		−1952.014	−2607.045		190.093	−613.089
	10.000	10.500	0.500	10.500	0		0	35.976	34.961	17.734	344.640	4.251	9.270		112.846	2598.799	1465.163		−2059.114	−2756.019		190.093	−561.078
	10.500	11.000	0.500	11.000	0		0	34.961	33.946	17.227	361.867	4.537	9.770		130.073	2738.976	1641.812		−2166.215	−2904.993		190.093	−500.326
	11.000	11.500	0.500	11.500	0		0	33.946	32.932	16.720	378.587	4.826	10.270		146.793	2879.154	1826.943		−2273.315	−3053.967		190.093	−431.092
	11.500	12.000	0.500	12.000	0		0	32.932	31.917	16.212	394.799	5.117	10.770		163.005	3019.331	2020.311		−2380.416	−3202.941		190.093	−353.621
	12.000	12.500	0.500	12.500	0		0	31.917	30.902	15.705	410.504	5.412	11.270		178.710	3159.509	2221.661		−2487.516	−3351.915		190.093	−268.168
	12.500	13.000	0.500	13.000	0		0	30.902	29.887	15.197	425.701	5.710	11.770		193.907	3299.686	2430.734		−2594.617	−3500.889		190.093	−174.993
	13.000	13.400	0.400	13.400	0		0	29.887	29.075	11.792	437.493	5.951	12.170		205.699	3411.828	2603.383		−2680.297	−3620.068		190.093	−95.061
	13.400	13.400	0.000	13.400	0		0	29.075	29.075	0.000	437.493	5.951	12.170		205.699	3411.828	2603.383		−2680.297	−3620.068		190.093	−95.061
L3	13.400	13.500	0.100	13.500	0		0	56.887	56.490	5.669	5.669	0.050	12.270	6.051	211.368	3439.864	2647.132	0.284	−2701.717	−3649.863		190.093	−74.207
	13.500	14.000	0.500	14.000	0		0	56.490	54.504	27.749	33.418	0.302	12.770	6.551	239.117	3580.041	2865.879	10.097	−2808.818	−3798.837		190.093	38.455
	14.000	14.500	0.500	14.500	0		0	54.504	52.519	26.756	60.174	0.557	13.270	7.051	265.873	3720.219	3084.625	33.536	−2915.918	−3947.811		190.093	164.744
	14.500	14.600	0.100	14.600	0		0	52.519	52.122	5.232	65.406	0.609	13.370	7.151	271.105	3748.254	3128.374	39.815	−2937.338	−3977.606		190.093	191.593
	14.600	14.750	0.150	14.750	0		0	52.122	51.526	7.774	73.180	0.686	13.520	7.301	278.879	3790.308	3193.998	50.211	−2969.468	−4022.298		190.093	232.844
	14.750	14.850	0.100	14.850	0		0	51.526	51.129	5.133	78.313	0.738	13.620	7.401	284.012	3818.343	3237.748	57.786	−2990.889	−4052.093		190.093	260.988
	14.850	14.850	0.000	14.850	316.405	461.929	267.046	51.129	51.129	0.000	78.313	0.738	13.620	7.401	−32.393	3818.343	3237.748	57.786	−2990.889	−4052.093	0.000	−76.953	−6.058
	14.850	15.100	0.250	15.100	0		0	51.129	50.136	12.658	90.971	0.868	13.870	7.651	−19.735	3888.432	3347.121	78.951	−3044.439	−4126.580	−79.101	−76.953	−12.569
	15.100	15.300	0.200	15.300	0		0	50.136	49.342	9.948	100.919	0.972	14.070	7.851	−9.787	3944.503	3434.619	98.143	−3087.279	−4186.169	−142.382	−76.953	−15.518
	15.300	15.500	0.200	15.500	0		0	49.342	48.548	9.789	110.708	1.078	14.270	8.051	0.000	4000.574	3522.118	119.308	−3130.119	−4245.759	−205.663	−76.953	0.000
	15.500	15.500	0.000	15.500	0		0	48.548	48.548	0.000	110.708	1.078	14.270	8.051	0.000	4000.574	3522.118	119.308	−3130.119	−4245.759	−205.663	−76.953	0.000

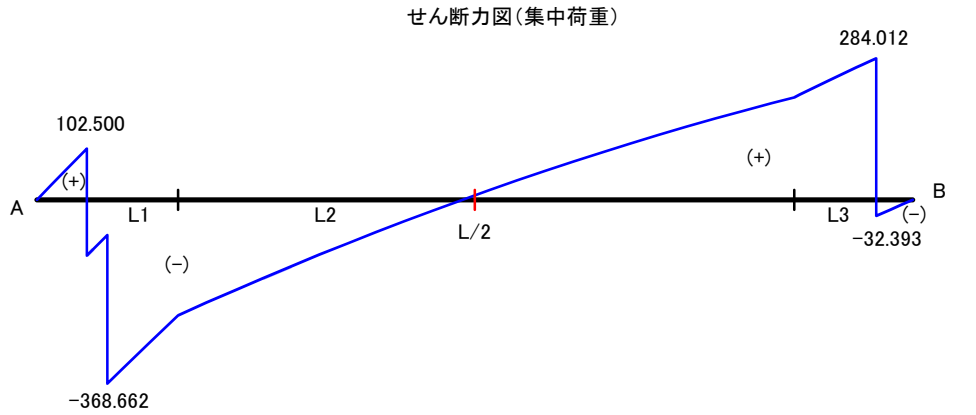
※　1.　スパン長　　L＝　　12.000　　m

2.　表中の赤書きは、荷重区分の左側と右側を表示した。

3.　境界条件から、スパン両端の断面力（せん断力、曲げモーメント）は「0」とした。

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算　　常時　：　集中荷重　：　　断面力図



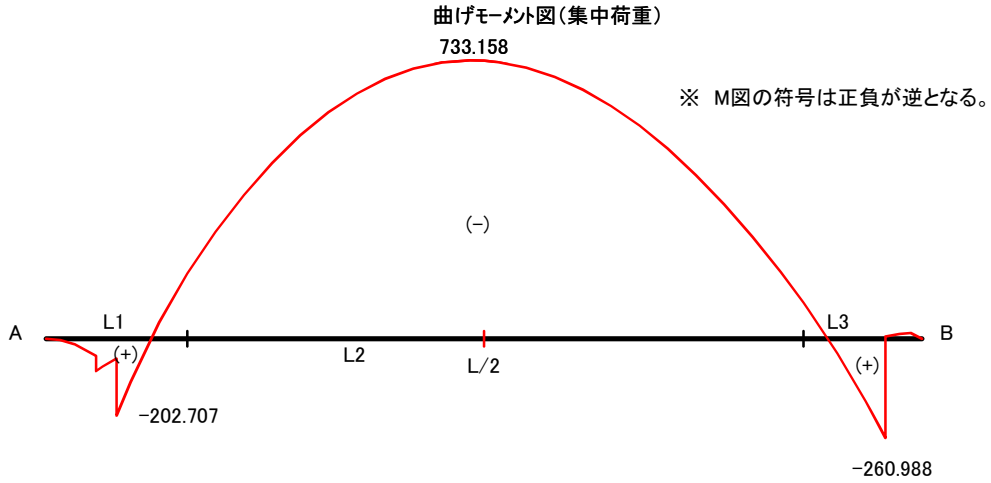


図12.4.23　　集中荷重の断面力図（常時：矢板反力なし）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算　　常時　：　全体荷重　：　　矢板反力の計算

12-4-4.　しゃ水鋼矢板の影響

しゃ水鋼矢板の先端が良好な地盤にある場合、上向きの反力が生じる。しだって、後述する地盤反力とともにしゃ水鋼矢板の反力および変位について計算する。

1)　矢板にかかる荷重

しゃ水鋼矢板にかかる荷重は、分布荷重および集中荷重である。

表12.4.9　　鉛直荷重の計算（分布荷重：常時）

ｽﾊﾟﾝ				鉛直荷重V（KN）			荷重位置（m）			ﾓｰﾒﾝﾄM（KN・m）
区分	番号	ｽﾊﾟﾝ長L（m）	A点から	左側d1	右側d2	荷重V	ｽﾊﾟﾝ内	A点から	B点から	
1	1	1.000	1.000	49.400	49.400	49.400	0.500	0.500	15.000	741.000
	2	0.500	1.500	214.420	214.420	107.210	0.250	1.250	14.250	1527.743
	3	1.000	2.500	207.700	229.570	218.635	0.508	2.008	13.492	2949.823
	計	2.500				375.245				5218.566
2	4	4.000	6.500	175.840	273.320	898.320	2.145	4.645	10.855	9751.264
	5	2.000	8.500	288.260	288.260	576.520	1.000	7.500	8.000	4612.160
	6	2.000	10.500	288.260	288.260	576.520	1.000	9.500	6.000	3459.120
	7	2.900	13.400	273.310	206.580	695.841	1.383	11.883	3.617	2516.857
	計	10.900				2747.201				20339.401
3	8	1.200	14.600	234.970	205.210	264.108	0.586	13.986	1.514	399.860
	9	0.500	15.100	212.460	212.460	106.230	0.250	14.850	0.650	69.050
	10	0.400	15.500	37.730	37.730	15.092	0.200	15.300	0.200	3.018
	計	2.100				385.430				471.928
	合計	15.500				3507.876				26029.895

※　1.　荷重位置

x　：ｽﾊﾟﾝ右端部からの距離（m）

x'　：函体ｽﾊﾟﾝ右端部B点からの距離（m）

2.　函体ｽﾊﾟﾝ長　L＝　15.500　m

表12.4.10　　鉛直荷重の計算（集中荷重：常時）

ｽﾊﾟﾝ区分	荷重項目	集中荷重			荷重位置		ﾓｰﾒﾝﾄM（KN・m）
		P（KN）	H（KN）	M（KN・m）	x	x'	
1	門柱	214.201	−15.056	−39.331	0.887	14.613	3130.119
2	川表胸壁	297.948	−381.966	−150.762	1.250	14.250	4245.759
3	川裏胸壁	316.405	461.929	267.046	14.850	0.650	205.663
合計		828.554	64.907	76.953	15.500		7581.541

2)　矢板が負担する荷重の合計

$\Sigma V_B = \Sigma V + \Sigma P =$　3507.876　＋　828.554　＝　4336.430　KN

$\Sigma MV_B = \Sigma M_V + \Sigma M_P =$　26029.895　＋　7581.541　＝　33611.436　KN

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

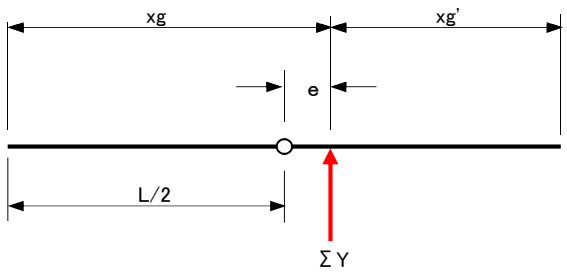
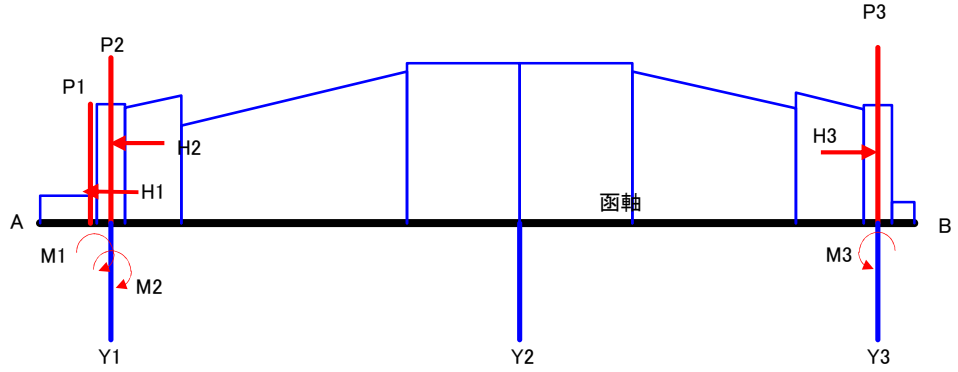


図12.4.24　　荷重の偏心(しゃ水綱矢板)

設　計　計　算　　常時　:　全体荷重　:　矢板反力の計算

3)　しゃ水鋼矢板の位置

荷重図(常時)



Y　:しゃ水鋼矢板

図4.11.25　　しゃ水矢板の位置

表12.4.11　　しゃ水鋼矢板の位置とﾊﾞﾈ定数

位置No		ｽﾊﾟﾝ左端からの矢板位置x (m)	常時の矢板ﾊﾞﾈ値			地震時の矢板ﾊﾞﾈ値		
			鉛直ﾊﾞﾈ定数 Kv(KN/m)	水平ﾊﾞﾈ定数 Kh(KN/m)	曲げﾊﾞﾈ定数 Km(KN・m/rad)	鉛直ﾊﾞﾈ定数 Kv(KN/m)	水平ﾊﾞﾈ定数 Kh(KN/m)	曲げﾊﾞﾈ定数 Km(KN・m/rad)
1	Y1	1.250	274,663	13,322	0	274,663	13,322	0
2	Y2	8.500	274,663	13,322	0	274,663	13,322	0
3	Y3	14.850	274,663	13,322	0	274,663	13,322	0

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　矢板反力の計算

4)　しゃ水鋼矢板の反力

しゃ水鋼矢板の影響による反力は、両端の変位w1とw2が直線で分布する考えから次により求める。

・ 矢板Y1の変位量

wy1＝A＋B･x＝　0.002947　＋ -0.000015　×　1.250　＝ 0.002928　m

ここに、

x＝　1.250　m

A＝　0.002947　m

B＝　-0.000015

・ 矢板Y2の変位量

wy2＝A＋B･x＝　0.002947　＋ -0.000015　×　8.500　＝ 0.002823　m

ここに、

x＝　8.500　m

・ 矢板Y3の変位量

wy3＝A＋B･x＝　0.002947　＋ -0.000015　×　14.850　＝ 0.002730　m

ここに、

x＝　14.850　m

しゃ水鋼矢板の反力Yvはこの変位量wyと比例する考えから、次により反力を求める。

Yv＝Kv ･wy

								A点から		B点から	
Y1鋼矢板	：Yv1＝Kv ･wx＝	274,663	×	0.002928	＝	804.300	KN	(x＝	1.250	m、	14.250	m)
Y2鋼矢板	：Yv2＝Kv ･wx＝	274,663	×	0.002823	＝	775.292	KN	(x＝	8.500	m、	7.000	m)
Y3鋼矢板	：Yv3＝Kv ･wx＝	274,663	×	0.002730	＝	749.885	KN	(x＝	14.850	m、	0.650	m)
合計						2329.477	KN					

ここに、

Kv　：しゃ水鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数　　Kv＝　274,663　KN/m

・ 矢板反力の重心位置

表12.4.12　　矢板反力の重心位置

矢板種別	反力Y(KN)	重心位置(m)		ﾓｰﾒﾝﾄ (KN･m)
		A点から	B点から	
Y1	804.300	1.250	14.250	11461.275
Y2	775.292	8.500	7.000	5427.044
Y3	749.885	14.850	0.650	487.425
計	2329.477			17375.744

矢板反力の重心位置x1のA点からの距離は、

$$x1 = L - \frac{\Sigma my}{V_B} = 15.500 - \frac{17375.744}{2329.477} = 8.041 \quad m$$

（　B点から、　x2＝L－x1＝　7.459　m　）

この偏心量は、

ey＝x1-L/2＝　8.041　－　15.500　/　2　＝　0.291　m

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

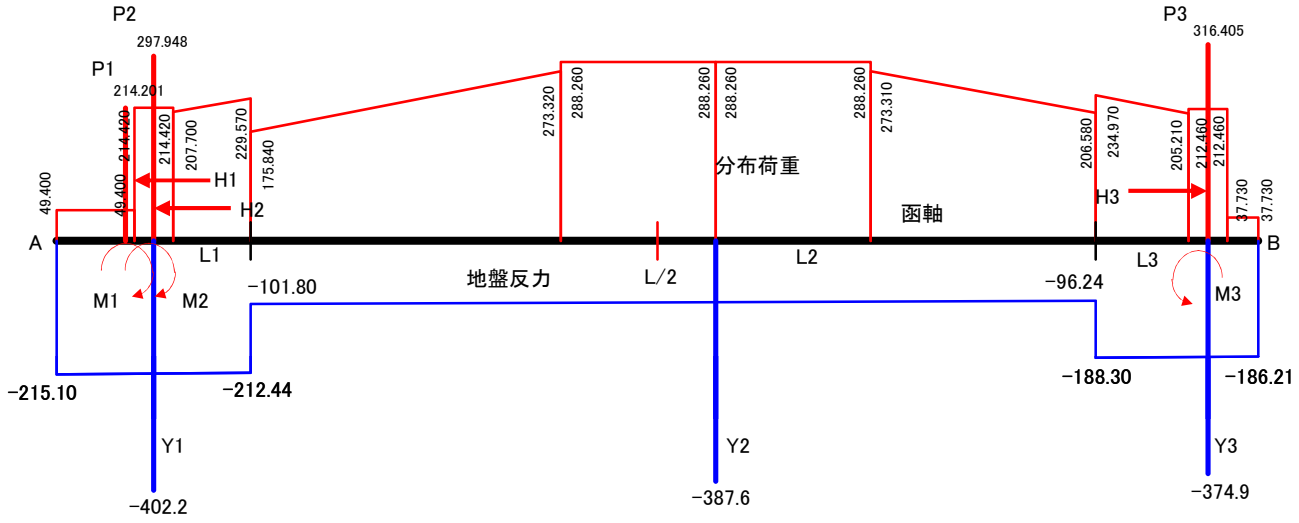
設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　断面力の計算(まとめ)

12-4-5.　断面力のまとめ(常時)

(1)　せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄのまとめ

前述までの計算で、荷重および沈下量が求められたことから、これより函体ｽﾊﾟﾝ全体の地盤反力を計算し断面力を求めることとする。

荷重図(常時:全体荷重)



Y1、Y2、Y3:しゃ水鋼矢板反力

図14.2.26　　荷重図(常時:全体荷重)

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　断面力の計算（まとめ）

表12.4.13　　ｽﾊﾟﾝ全体の荷重の集計（常時）

距離x（m）				分布荷重（KN/m）													集中荷重			
				鉛直荷重d							地盤反力q						鉛直荷重			矢板反力
左端	右端	ｽﾊﾟﾝ長	A点から	区間	左側po	右側p1	区間荷重 ｽﾊﾟﾝ	区間荷重 区間累計	区間荷重 ｽﾊﾟﾝ累計	区間内重心	区分	左側po	右側p1	区分荷重 ｽﾊﾟﾝ	区分荷重 区分累計	区分内重心	鉛直荷重P（KN）	水平荷重H（KN）	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mc（KN・m）	鉛直荷重Py（KN）
0.000	0.000	0.000	0.000	①	49.400	49.400	0.000	0.000	0.000	0.000	L1	215.096	215.096	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.250	0.250	0.250		49.400	49.400	12.350	12.350	12.350	0.125		215.096	214.831	53.741	53.741	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	0.500	0.250	0.500		49.400	49.400	12.350	24.700	24.700	0.250		214.831	214.565	53.675	107.416	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	0.887	0.387	0.887		49.400	49.400	19.118	43.818	43.818	0.444		214.565	214.153	82.957	190.373	0.444	0.000	0.000	0.000	0.000
0.887	0.887	0.000	0.887		49.400	49.400	0.000	43.818	43.818	0.444		214.153	214.153	0.000	190.373	0.444	214.201	−15.056	−39.331	0.000
0.887	1.000	0.113	1.000		49.400	49.400	5.582	49.400	49.400	0.500		214.153	214.033	24.193	214.566	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	1.250	0.250	1.250	②	214.420	214.420	53.605	53.605	103.005	0.125		214.033	213.767	53.475	268.041	0.626	0.000	0.000	0.000	0.000
1.250	1.250	0.000	1.250		214.420	214.420	0.000	53.605	103.005	0.125		213.767	213.767	0.000	268.041	0.626	297.948	−381.966	−150.762	804.300
1.250	1.500	0.250	1.500		214.420	214.420	53.605	107.210	156.610	0.250		213.767	213.501	53.409	321.450	0.751	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	2.000	0.500	2.000	③	207.700	218.635	106.584	106.584	263.194	0.248		213.501	212.970	106.618	428.068	1.002	0.000	0.000	0.000	0.000
2.000	2.500	0.500	2.500		218.635	229.570	112.051	218.635	375.245	0.492		212.970	212.438	106.352	534.420	1.253	0.000	0.000	0.000	0.000
2.500	2.500	0.000	2.500		229.570	229.570	0.000	218.635	375.245	0.492		212.438	212.438	0.000	534.420	1.253	0.000	0.000	0.000	0.000
2.500	3.000	0.500	3.000	④	175.840	188.025	90.966	90.966	466.211	0.247	L2	101.796	101.541	50.834	50.834	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
3.000	3.500	0.500	3.500		188.025	200.210	97.059	188.025	563.270	0.489		101.541	101.286	50.707	101.541	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
3.500	4.000	0.500	4.000		200.210	212.395	103.151	291.176	666.421	0.726		101.286	101.031	50.579	152.120	0.751	0.000	0.000	0.000	0.000
4.000	4.500	0.500	4.500		212.395	224.580	109.244	400.420	775.665	0.959		101.031	100.776	50.452	202.572	1.002	0.000	0.000	0.000	0.000
4.500	5.000	0.500	5.000		224.580	236.765	115.336	515.756	891.001	1.188		100.776	100.522	50.325	252.897	1.253	0.000	0.000	0.000	0.000
5.000	5.500	0.500	5.500		236.765	248.950	121.429	637.185	1012.430	1.414		100.522	100.267	50.197	303.094	1.504	0.000	0.000	0.000	0.000
5.500	6.000	0.500	6.000		248.950	261.135	127.521	764.706	1139.951	1.636		100.267	100.012	50.070	353.164	1.755	0.000	0.000	0.000	0.000
6.000	6.500	0.500	6.500		261.135	273.320	133.614	898.320	1273.565	1.855		100.012	99.757	49.942	403.106	2.007	0.000	0.000	0.000	0.000
6.500	7.000	0.500	7.000	⑤	288.260	288.260	144.130	144.130	1417.695	0.250		99.757	99.503	49.815	452.921	2.259	0.000	0.000	0.000	0.000
7.000	7.500	0.500	7.500		288.260	288.260	144.130	288.260	1561.825	0.500		99.503	99.248	49.688	502.609	2.511	0.000	0.000	0.000	0.000
7.500	7.750	0.250	7.750		288.260	288.260	72.065	360.325	1633.890	0.625		99.248	99.120	24.796	527.405	2.637	0.000	0.000	0.000	0.000
7.750	8.000	0.250	8.000		288.260	288.260	72.065	432.390	1705.955	0.750		99.120	98.993	24.764	552.169	2.763	0.000	0.000	0.000	0.000
8.000	8.500	0.500	8.500		288.260	288.260	144.130	576.520	1850.085	1.000		98.993	98.738	49.433	601.602	3.015	0.000	0.000	0.000	0.000
8.500	8.500	0.000	8.500		288.260	288.260	0.000	576.520	1850.085	1.000		98.738	98.738	0.000	601.602	3.015	0.000	0.000	0.000	775.292
8.500	9.000	0.500	9.000	⑥	288.260	288.260	144.130	144.130	1994.215	0.250		98.738	98.483	49.305	650.907	3.268	0.000	0.000	0.000	0.000
9.000	9.500	0.500	9.500		288.260	288.260	144.130	288.260	2138.345	0.500		98.483	98.229	49.178	700.085	3.521	0.000	0.000	0.000	0.000
9.500	10.000	0.500	10.000		288.260	288.260	144.130	432.390	2282.475	0.750		98.229	97.974	49.051	749.136	3.774	0.000	0.000	0.000	0.000
10.000	10.500	0.500	10.500		288.260	288.260	144.130	576.520	2426.605	1.000		97.974	97.719	48.923	798.059	4.027	0.000	0.000	0.000	0.000
10.500	11.000	0.500	11.000	⑦	273.310	261.805	133.779	133.779	2560.384	0.252		97.719	97.464	48.796	846.855	4.281	0.000	0.000	0.000	0.000
11.000	11.500	0.500	11.500		261.805	250.300	128.026	261.805	2688.410	0.507		97.464	97.209	48.668	895.523	4.535	0.000	0.000	0.000	0.000
11.500	12.000	0.500	12.000		250.300	238.794	122.274	384.079	2810.684	0.767		97.209	96.955	48.541	944.064	4.789	0.000	0.000	0.000	0.000
12.000	12.500	0.500	12.500		238.794	227.289	116.521	500.600	2927.205	1.031		96.955	96.700	48.414	992.478	5.043	0.000	0.000	0.000	0.000
12.500	13.000	0.500	13.000		227.289	215.784	110.768	611.368	3037.973	1.299		96.700	96.445	48.286	1040.764	5.297	0.000	0.000	0.000	0.000
13.000	13.400	0.400	13.400		215.784	206.580	84.473	695.841	3122.446	1.517		96.445	96.241	38.537	1079.301	5.501	0.000	0.000	0.000	0.000
13.400	13.400	0.000	13.400		206.580	206.580	0.000	695.841	3122.446	1.517		96.241	96.241	0.000	1079.301	5.501	0.000	0.000	0.000	0.000
13.400	13.500	0.100	13.500	⑧	234.970	232.490	23.373	23.373	3145.819	0.050	L3	188.301	188.201	18.825	18.825	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
13.500	14.000	0.500	14.000		232.490	220.090	113.145	136.518	3258.964	0.303		188.201	188.201	94.101	112.926	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000
14.000	14.500	0.500	14.500		220.090	207.690	106.945	243.463	3365.909	0.561		188.201	187.702	93.976	206.902	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000
14.500	14.600	0.100	14.600		207.690	205.210	20.645	264.108	3386.554	0.614		187.702	187.204	18.745	225.647	0.601	0.000	0.000	0.000	0.000
14.600	14.750	0.150	14.750	⑨	212.460	212.460	31.869	31.869	3418.423	0.075		187.204	187.104	28.073	253.720	0.676	0.000	0.000	0.000	0.000
14.750	14.850	0.100	14.850		212.460	212.460	21.246	53.115	3439.669	0.125		187.104	186.955	18.703	272.423	0.726	0.000	0.000	0.000	0.000
14.850	14.850	0.000	14.850		212.460	212.460	0.000	53.115	3439.669	0.125		186.955	186.955	0.000	272.423	0.726	316.405	461.929	267.046	749.885
14.850	15.100	0.250	15.100		212.460	212.460	53.115	106.230	3492.784	0.250		186.955	186.606	46.695	319.118	0.851	0.000	0.000	0.000	0.000
15.100	15.300	0.200	15.300	⑩	37.730	37.730	7.546	7.546	3500.330	0.100		186.606	186.406	37.301	356.419	0.952	0.000	0.000	0.000	0.000
15.300	15.500	0.200	15.500		37.730	37.730	7.546	15.092	3507.876	0.200		186.406	186.207	37.261	393.680	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000
15.500	15.500	0.000	15.500		37.730	37.730	0.000	15.092	3507.876	0.200		186.207	186.207	0.000	393.680	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000

※　1.　ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

2.　表中の赤書きは、荷重区分の左側と右側を表示。

3.　境界条件から、ｽﾊﾟﾝ両端の断面力（せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ）は「0」とした。

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　｜　設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　断面力の計算(まとめ)

表12.4.14　断面力の集計(常時)

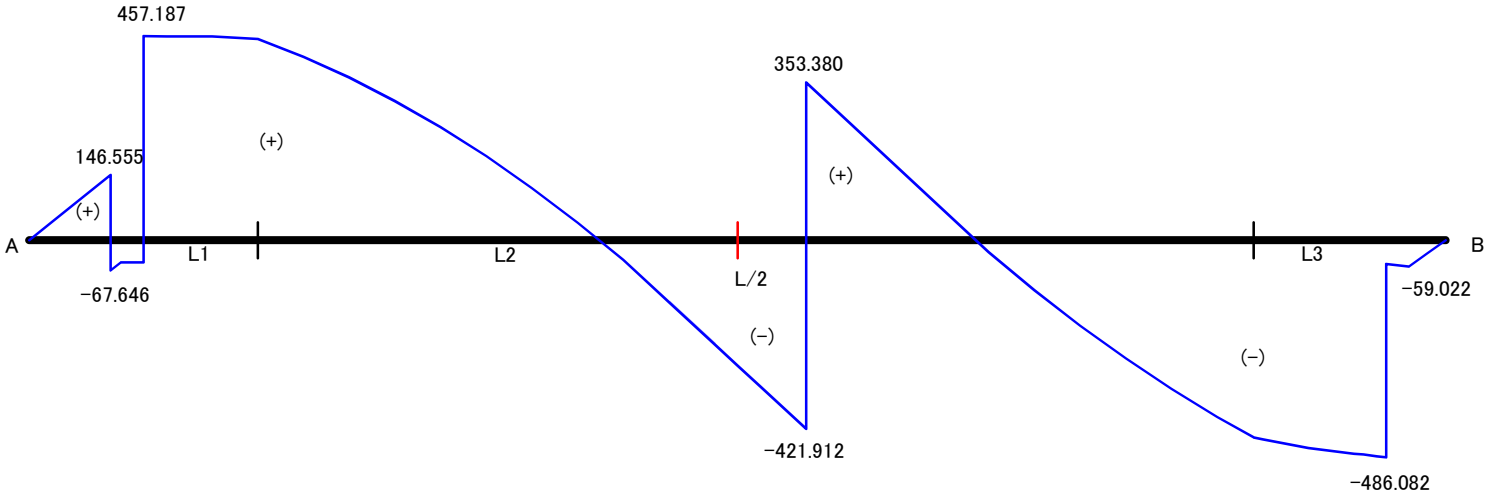
スパン	距離x(m) 左端	右端	スパン長	A点から	断面力 せん断力Sw(KN) 分布荷重V	地盤反力q	集中荷重P	矢板反力Y	合計Sw	曲げモーメントMw(KN・m) 分布荷重Mv	地盤反力Mq	集中荷重Mp	矢板反力My	合計Mw	備考		
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			境界条件より、Sw＝0、Mw＝0
	0.000	0.250	0.250	0.250	12.350	53.741	0.000	0.000	41.391	1.544	6.719	0.000	0.000	5.175			
	0.250	0.500	0.250	0.500	24.700	107.416	0.000	0.000	82.716	6.175	26.865	0.000	0.000	20.690			
	0.500	0.887	0.387	0.887	43.818	190.373	0.000	0.000	146.555	19.433	84.492	0.000	0.000	65.059			
	0.887	0.887	0.000	0.887	43.818	190.373	214.201	0.000	−67.646	19.433	84.492	−39.331	0.000	104.390			荷重P1
	0.887	1.000	0.113	1.000	49.400	214.566	214.201	0.000	−49.035	24.700	107.372	−15.126	0.000	97.798			
	1.000	1.250	0.250	1.250	103.005	268.041	214.201	0.000	−49.165	43.751	167.699	38.424	0.000	85.524			
	1.250	1.250	0.000	1.250	103.005	268.041	512.149	804.300	457.187	43.751	167.699	−112.338	0.000	236.286			荷重P2、矢板Y1
	1.250	1.500	0.250	1.500	156.610	321.450	512.149	804.300	456.991	76.203	241.387	15.699	201.075	350.560			
	1.500	2.000	0.500	2.000	263.194	428.068	512.149	804.300	457.025	180.926	428.777	271.774	603.225	579.302			
	2.000	2.500	0.500	2.500	375.245	534.420	512.149	804.300	451.326	340.308	669.409	527.848	1005.375	806.629			
	2.500	2.500	0.000	2.500	375.245	534.420	512.149	804.300	451.326	340.308	669.409	527.848	1005.375	806.629			スパン1の右端
L2	2.500	3.000	0.500	3.000	466.211	585.254	512.149	804.300	411.194	550.418	949.333	783.923	1407.525	1022.518			スパン2の左端
	3.000	3.500	0.500	3.500	563.270	635.961	512.149	804.300	364.842	807.534	1254.642	1039.997	1809.675	1216.786			
	3.500	4.000	0.500	4.000	666.421	686.540	512.149	804.300	312.270	1114.703	1585.273	1296.072	2211.825	1386.323			
	4.000	4.500	0.500	4.500	775.665	736.992	512.149	804.300	253.478	1474.971	1941.161	1552.146	2613.975	1528.019			
	4.500	5.000	0.500	5.000	891.001	787.317	512.149	804.300	188.467	1891.383	2322.244	1808.221	3016.125	1638.765			
	5.000	5.500	0.500	5.500	1012.430	837.514	512.149	804.300	117.235	2366.988	2728.457	2064.295	3418.275	1715.449			
	5.500	6.000	0.500	6.000	1139.951	887.584	512.149	804.300	39.784	2904.829	3159.738	2320.370	3820.425	1754.964		Mmax	
	6.000	6.500	0.500	6.500	1273.565	937.526	512.149	804.300	−43.888	3507.954	3616.020	2576.444	4222.575	1754.197			
	6.500	7.000	0.500	7.000	1417.695	987.341	512.149	804.300	−138.203	4180.769	4097.241	2832.519	4624.725	1708.678			
	7.000	7.500	0.500	7.500	1561.825	1037.029	512.149	804.300	−232.645	4925.649	4603.340	3088.593	5026.875	1615.973			
	7.500	7.750	0.250	7.750	1633.890	1061.825	512.149	804.300	−279.914	5325.114	4865.699	3216.630	5227.950	1551.905			スパン中央(L/2)
	7.750	8.000	0.250	8.000	1705.955	1086.589	512.149	804.300	−327.215	5742.594	5134.250	3344.668	5429.025	1476.013			
	8.000	8.500	0.500	8.500	1850.085	1136.022	512.149	804.300	−421.912	6631.604	5689.909	3600.742	5831.175	1288.738			
	8.500	8.500	0.000	8.500	1850.085	1136.022	512.149	1579.592	353.380	6631.604	5689.909	3600.742	5831.175	1288.738			矢板Y2
	8.500	9.000	0.500	9.000	1994.215	1185.327	512.149	1579.592	258.555	7592.679	6270.252	3856.817	6620.971	1441.727			
	9.000	9.500	0.500	9.500	2138.345	1234.505	512.149	1579.592	163.603	8625.819	6875.212	4112.891	7410.767	1547.269			
	9.500	10.000	0.500	10.000	2282.475	1283.556	512.149	1579.592	68.524	9731.024	7504.735	4368.966	8200.563	1605.308			
	10.000	10.500	0.500	10.500	2426.605	1332.479	512.149	1579.592	−26.683	10908.294	8158.749	4625.040	8990.359	1615.774			
	10.500	11.000	0.500	11.000	2560.384	1381.275	512.149	1579.592	−111.666	12155.281	8837.195	4881.115	9780.155	1580.955			
	11.000	11.500	0.500	11.500	2688.410	1429.943	512.149	1579.592	−191.024	13467.719	9540.005	5137.189	10569.951	1505.048			
	11.500	12.000	0.500	12.000	2810.684	1478.484	512.149	1579.592	−264.757	14842.733	10267.112	5393.264	11359.747	1390.862			
	12.000	12.500	0.500	12.500	2927.205	1526.898	512.149	1579.592	−332.864	16277.445	11018.466	5649.338	12149.543	1241.226			
	12.500	13.000	0.500	13.000	3037.973	1575.184	512.149	1579.592	−395.346	17768.978	11793.993	5905.413	12939.339	1058.941			
	13.000	13.400	0.400	13.400	3122.446	1613.721	512.149	1579.592	−441.282	19001.185	12431.777	6110.272	13571.176	891.496			
	13.400	13.400	0.000	13.400	3122.446	1613.721	512.149	1579.592	−441.282	19001.185	12431.777	6110.272	13571.176	891.496			スパン2の右端
L3	13.400	13.500	0.100	13.500	3145.819	1632.546	512.149	1579.592	−445.830	19314.600	12594.090	6161.487	13729.135	847.138			スパン3の左端
	13.500	14.000	0.500	14.000	3258.964	1726.647	512.149	1579.592	−464.874	20916.054	13433.890	6417.562	14518.931	619.205			
	14.000	14.500	0.500	14.500	3365.909	1820.623	512.149	1579.592	−477.843	22572.531	14320.727	6673.636	15308.727	383.287			
	14.500	14.600	0.100	14.600	3386.554	1839.368	512.149	1579.592	−479.743	22910.156	14503.762	6724.851	15466.686	335.441			
	14.600	14.750	0.150	14.750	3418.423	1867.441	512.149	1579.592	−483.539	23420.529	14781.743	6801.673	15703.625	263.166			
	14.750	14.850	0.100	14.850	3439.669	1886.144	512.149	1579.592	−486.082	23763.434	14969.415	6852.888	15861.584	214.677	Smax		
	14.850	14.850	0.000	14.850	3439.669	1886.144	828.554	2329.477	−52.602	23763.434	14969.415	7119.934	15861.584	−52.369			荷重P3、矢板Y3
	14.850	15.100	0.250	15.100	3492.784	1932.839	828.554	2329.477	−59.022	24629.990	15446.762	7327.073	16443.953	−66.348			
	15.100	15.300	0.200	15.300	3500.330	1970.140	828.554	2329.477	−29.267	25329.302	15837.016	7492.784	16909.849	−75.221			
	15.300	15.500	0.200	15.500	3507.876	2007.401	828.554	2329.477	0.000	26030.122	16234.725	7658.494	17375.744	0.000			境界条件より、Sw＝0、Mw＝0
	15.500	15.500	0.000	15.500	3507.876	2007.401	828.554	2329.477	0.000	26030.122	16234.725	7658.494	17375.744	0.000			

※　合計の計算

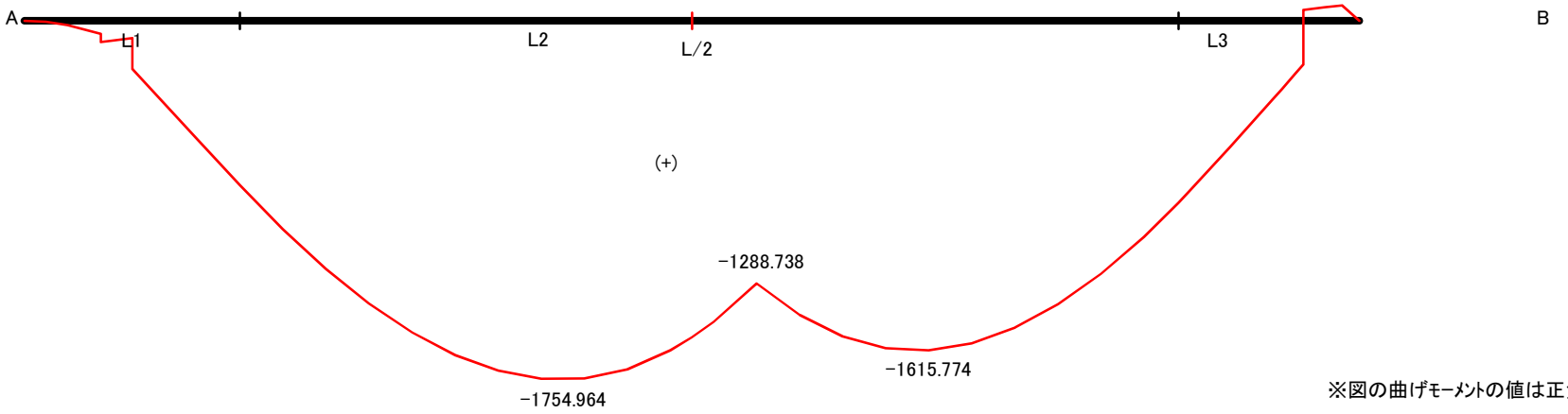
合計Sw＝(分布荷重V＋集中荷重P)－(地盤反力q＋矢板反力Y)

合計Mw＝(分布荷重Mv＋集中荷重Mp)－(地盤反力Mq＋矢板反力My)

せん断力図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)



曲げﾓｰﾒﾝﾄ図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)



※図の曲げﾓｰﾒﾝﾄの値は正負が逆になる。

図12.4.27　　函体ｽﾊﾟﾝの断面力図(常時:全体荷重:矢板反力あり)

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　常時　：　全体荷重　：　軸力の計算

12-4-6.　軸力の計算

1)　しゃ水鋼矢板の影響による水平力の計算

函体ｽﾊﾟﾝに作用する軸方向力(軸力)は、剛体梁の考え方より側方変位は考慮しないので、集中荷重の軸方向荷重(水平力)としゃ水鋼矢板の軸方向荷重の和である。

ここに、集中荷重の軸方向荷重は次のとおりである。

表12.4.15　集中荷重の軸方向力

荷重項目		左端からの作用位置x(m)	荷重H(KN)		備考
荷重	軸方向		常時	地震時	
P1	H1	0.887	-15.056	-40.481	川裏胸壁
P2	H2	1.250	-381.966	-543.632	川表胸壁
P3	H3	14.850	461.929	615.819	門柱
合計			64.907	31.706	

※　函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

ここで、水平力を矢板に作用させたときの、矢板頭部の水平変位δyoは次の式で求める。

$$\delta yo = \frac{\Sigma H}{Kh + Kv \cdot B \cdot L} = \frac{64.907}{13,322 + 235820} = \frac{64.907}{249,142} = 0.000261 \quad m$$

ここに、

Kh	：	矢板の水平方向バネ値			Kh＝	13322	KN/m
ｽﾊﾟﾝ1	：	Ks・B・L1＝	24,330	× 2.500	＝	60825	KN/m
ｽﾊﾟﾝ2	：	Ks・B・L2＝	11,660	× 10.900	＝	127094	KN/m
ｽﾊﾟﾝ3	：	Ks・B・L3＝	22,810	× 2.100	＝	47901	KN/m
合計				15.500 m		235820	KN/m

この水平変位δyoをスパン両端に配分すると次のようになる。

「δ1＋δ2＝2・δo」より、

(ｽﾊﾟﾝ左端の変位量δy1)

$$\delta 1 = 2 \cdot \delta o \cdot \left(1 - \frac{x1}{L}\right) = 2 \times 0.000261 \times \left(1 - \frac{7.542}{15.500}\right) = 0.000268 \quad m$$

(ｽﾊﾟﾝ右端の変位量δy2)

$$\delta 2 = 2 \cdot \delta o \cdot \left(1 - \frac{x2}{L}\right) = 2 \times 0.000261 \times \left(1 - \frac{7.958}{15.500}\right) = 0.000254 \quad m$$

以上から、しゃ水鋼矢板の水平変位は次のようになる。

・矢板Y1の水平変位量

$$\delta y1 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000268 + \frac{(0.000254 - 0.000268) \times 0.887}{15.500} = 0.000267 \quad m$$

・矢板Y2の水平変位量

$$\delta y2 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000268 + \frac{(0.000254 - 0.000268) \times 1.250}{15.500} = 0.000266 \quad m$$

・矢板Y3の水平変位量

$$\delta y3 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000268 + \frac{(0.000254 - 0.000268) \times 14.850}{15.500} = 0.000254 \quad m$$

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算　　常時　：　全体荷重　：　　軸力の計算

しゃ水鋼矢板の水平力Ysはこの変位量δyと比例する考えから、次により水平力を求める。

Yv＝Kv・wy

								A点から		B点から	
Y1鋼矢板	：Ys1＝Ks・δx＝	24,330	×	0.000267	＝	6.489	KN	（x＝	1.250	m、	14.250	m）
Y2鋼矢板	：Ys2＝Ks・δx＝	11,660	×	0.000266	＝	3.106	KN	（x＝	8.500	m、	7.000	m）
Y3鋼矢板	：Ys3＝Ks・δx＝	22,810	×	0.000254	＝	5.797	KN	（x＝	14.850	m、	0.650	m）
合計						15.392	KN					

2)　軸力の計算

表12.4.16　　軸力の計算

左端からの距離x（m）	軸方向力H（KN）	軸力N（KN）			備考
		集中荷重	矢板変位	合計	
0	0	0	0	0	境界条件より、N＝0
0.887		0.000	0	0	
0.887	−15.056	15.056	0	15.056	
1.250		15.056	6.489	21.545	
1.250	−381.966	397.022	6.489	403.511	
8.500		432.389	9.595	441.984	Y1+Y2
14.850	461.929	461.929	15.392	477.321	Y1++Y2+Y3
14.850		0	15.392	15.392	
15.500	0	0	0	0	境界条件より、N＝0

ここで、函体両端に作用する集中荷重間の軸力は直線で分布するものとし、任意点xの軸力は次式で求める。

・　0.887　＜　x　≦　14.850　間の任意点xの軸力

$$N = 477.321 - \frac{(477.321 - 403.511) \cdot x}{14.850 - 0.887} = 477.321 - 5.2861 \cdot x$$

これより、集中荷重間の軸力は次のようになる。

・x＝　8.500　m

N＝　477.321　－　5.2861　×　8.500　＝　432.389　KN

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　常時　:　全体荷重　:　軸力図

軸力図(ｽﾊﾟﾝ全体荷重:常時:矢板あり)

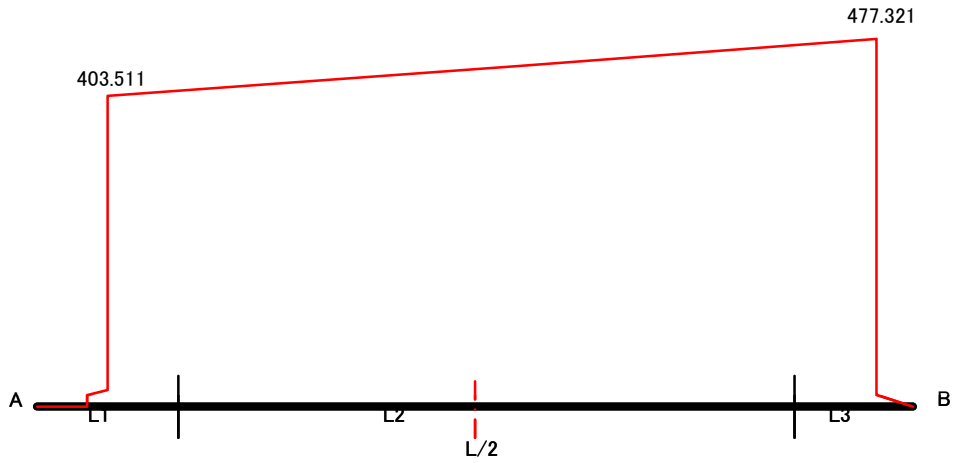
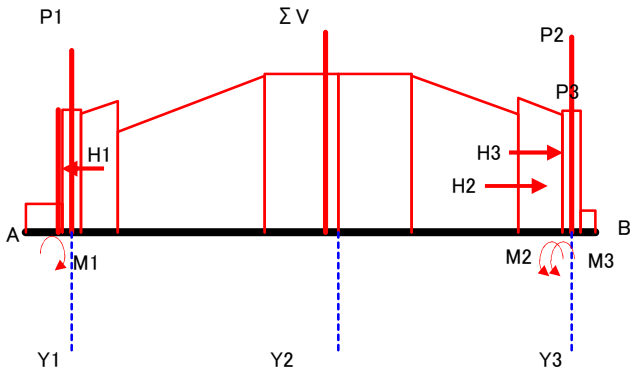


図11.4.28　　常時の軸力図(全体荷重:矢板有り)

設計基準・使用文献および資料・略図

荷重図(地震時)



ここに、

L1＝	2.500	m	x1＝	8.153	m
L2＝	10.900	m	x2＝	7.347	m
L3＝	2.100	m	e＝	0.403	m
L＝	15.500	m			
L/2＝	7.750	m			

図12.5.1　　分布荷重の合力と偏心

設　　計　　計　　算　　地震時　：　分布荷重　：　　荷重の計算

12－5.　地震時の計算

12-5-1.　分布荷重の計算

(1)　荷重合力と偏心量の計算

分布荷重がｽﾊﾟﾝ中央から左右で荷重が異なる場合、荷重合力位置はｽﾊﾟﾝ中央より偏心することからこの偏心量を求める。

表12.5.1　　鉛直荷重の計算(地震時:分布荷重)

ｽﾊﾟﾝ						鉛直荷重V(KN)			
区分	番号	区間			ｽﾊﾟﾝ長L(m)	左側d1	右側d2	荷重V	荷重累計
1	1	0	～	1.000	1.000	49.400	49.400	49.400	49.400
	2	1.000	～	1.500	0.500	214.420	214.420	107.210	156.610
	3	1.500	～	2.500	1.000	207.700	229.570	218.635	375.245
	計	0	～	2.500	2.500			375.245	
2	4	2.500	～	6.500	4.000	175.840	273.320	898.320	1273.565
	5	6.500	～	8.500	2.000	276.760	276.760	553.520	1827.085
	6	8.500	～	10.500	2.000	276.760	276.760	553.520	2380.605
	7	10.500	～	13.400	2.900	273.310	206.580	695.841	3076.446
	計	2.500	～	13.400	10.900			2701.201	
3	8	13.400	～	14.600	1.200	234.970	205.210	264.108	3340.554
	9	14.600	～	15.100	0.500	212.460	212.460	106.230	3446.784
	10	15.100	～	15.500	0.400	37.730	37.730	15.092	3461.876
	計	13.400	～	15.500	2.100			385.430	
	合計	0	～	15.500	15.500			3461.876	3461.876

ここで、荷重の重心位置を求める。

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3461.876}{2} = 1730.938 \quad \text{KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「　6.500　m ～　8.500　m 」にある。

・ｽﾊﾟﾝ左端(A点)から、

$$x1 = 6.500 + \frac{1730.938 - 1273.565}{276.760} = 8.153 \quad \text{m}$$

・ｽﾊﾟﾝ右端(B点)から、

x2=L−x1=　15.500　−　8.153　=　7.347　m

ｽﾊﾟﾝ中央からの荷重の偏心量evは、

ev=x1−L/2=　8.153　−　15.500　/　2　=　0.403　m　(ｽﾊﾟﾝ中央より　右側　に偏心)

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算（矢板なし）

（2）　分布荷重による沈下量と地盤反力の計算

1）　矢板反力なし

・ ｽﾊﾟﾝ重心位置の沈下量（ただし、地盤反力係数の重心）

wo'＝w＋wu＝　0.0024465　＋　0　＝　0.002446　m

ここに、

$$w=\frac{V}{Kv\cdot A}=\frac{\Sigma V}{Kv'\cdot B\cdot L}=\frac{3461.876}{1415058}=0.002446\ \mathrm{m}$$

ここに、

V　：分布荷重の合計　　ΣV＝　3461.876　KN

ΣKv　：函体ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数の合計　　ΣKv＝　1415058　KN/m^2

ｽﾊﾟﾝ1　：Kv1・B・L1＝　146,010　×　2.500　＝　365025　KN/m

ｽﾊﾟﾝ2　：Kv2・B・L2＝　69,960　×　10.900　＝　762564　KN/m

ｽﾊﾟﾝ3　：Kv3・B・L3＝　136,890　×　2.100　＝　287469　KN/m

合計　L＝　15.500　m　1415058　KN/m　＝　ΣKv

L　：函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

wu　：函体の変位量（m）　　wu＝　0.000　m　・・・剛体梁の評価から考慮しない。

・ 地盤反力の偏心による沈下量の分布（分布荷重）

沈下量wo'はｽﾊﾟﾝに分布する地盤反力係数の重心位置の沈下量である。地盤反力係数の重心位置は次により求めることとする。

地盤反力係数の重心位置d1（ｽﾊﾟﾝ左端より）は、

$$d1=L-\frac{\Sigma M_L}{\Sigma Kv}=15.500-\frac{11260807}{1415058}=7.542\ \mathrm{m}$$

（ｽﾊﾟﾝ右端から　d2＝　7.958　m　）

ここに、各地盤反力係数のｽﾊﾟﾝ右端におけるﾓｰﾒﾝﾄは、

M1＝　365025　×　14.250　＝　5201606　KN・m

M2＝　762564　×　7.550　＝　5757358　KN・m

M3＝　287469　×　1.050　＝　301842　KN・m

合計　1415058　KN/m　ΣM_L＝　11260807　KN・m

この偏心量e'は、

ed＝d1−L/2＝　7.542　−　15.500　/　2　＝　−0.208　m　（ｽﾊﾟﾝ中央より　**左側**　に偏心）

また、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数Kvoは次のようになる。

$$K_{vA}=\frac{\Sigma Kv}{L}=\frac{1415058}{15.500}=91294\ \mathrm{KN/m}$$

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算（矢板なし）

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

ｽﾊﾟﾝ中央での沈下量をwoとしたとき、wo'はｽﾊﾟﾝ中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量がである。沈下量の計算は荷重および地盤反力係数の偏心を考慮した計算をおこなうこととする。

（荷重の偏心による沈下量の計算）

ｽﾊﾟﾝ左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3461.876}{15.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.403}{15.500}\right) = 188.539 \quad \text{KN}$$

ここに、

ΣV	：荷重の合計	ΣV＝	3461.876	KN
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心量	ev＝	0.403	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心量	em＝	0.000	m
e＝ev−em＝	0.403 − 0.0000 ＝	0.403	m	
ed	：地盤反力係数の偏心量	ed＝	−0.208	m

ｽﾊﾟﾝ右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3461.876}{15.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.403}{15.500}\right) = 258.154 \quad \text{KN}$$

（ｽﾊﾟﾝ両端の地盤反力係数の補正）

地盤反力係数の偏心量より地盤反力係数を補正する。

ｽﾊﾟﾝ左端の地盤反力係数

$$Kv1' = \Sigma Kv \cdot \left(1 + \frac{ed}{L}\right) = 91294 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.5000}\right) = 92518 \quad \text{KN/m}$$

ここに、

Kvo＝　91294　KN/m

ｽﾊﾟﾝ右端の地盤反力係数

$$Kv2' = \Sigma Kv \cdot \left(1 - \frac{ed}{L}\right) = 91294 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.5000}\right) = 90070 \quad \text{KN/m}$$

（ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量と分布勾配の計算）

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1'

$$w1' = \frac{V1'}{\Sigma Kv1'} = \frac{188.539}{92518} = 0.002038 \quad \text{m}$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2'

$$w2' = \frac{V2'}{\Sigma Kv2'} = \frac{258.154}{90070} = 0.002866 \quad \text{m}$$

この分布勾配Bは、

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.002866 - 0.002038}{15.500} = 0.000053$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

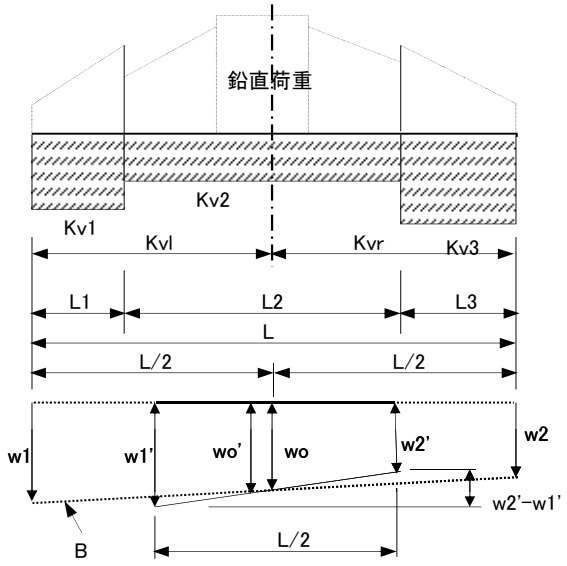


図12.5.2　　地盤反力係数と沈下量の分布

設　計　計　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

(ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量)

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wo'－B･d1＝　0.002446　－　0.000053　×　7.542　＝　0.002043　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wo'＋B･d2＝　0.002446　＋　0.000053　×　7.958　＝　0.002872　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wo'－B･ed＝　0.002446　－　0.000053　×　−0.208　＝　0.002458　m

ここに、

wo'＝　0.002446　m
d1＝　7.542　m
d2＝　7.958　m
ed＝　−0.208　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「wx＝A＋B･x」より、定数A、Bを決定する。

A＝w1＝　0.002043　m
B＝　0.000053

・ 照査

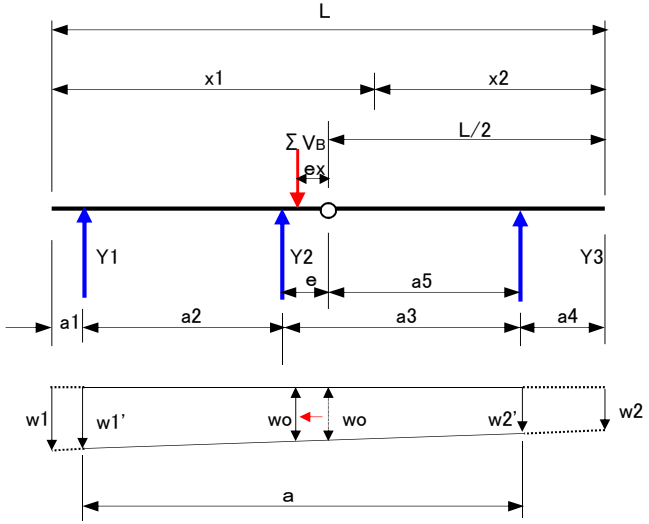
x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.002043	＋	0.000053	×	0	＝	0.002043	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.002043	＋	0.000053	×	7.750	＝	0.002458	m	・・・	OK
x＝d1＝	7.542	m	：	wx＝wo'＝	0.002043	＋	0.000053	×	7.542	＝	0.002446	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.002043	＋	0.000053	×	15.500	＝	0.002872	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.002043　＋　0.002872　＝　0.004915　m

2･wo＝　2　×　0.002458　＝　0.004915　m　・・・　OK

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
x1＝	0.000	m	a5＝	7.100	m
x2＝	0.000	m	a＝	13.600	m

図12.5.3　　分布荷重の偏心

設　　計　　計　　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

2)　矢板反力あり

ｽﾊﾟﾝ全体が負担する荷重は、函軸上に作用する鉛直荷重の合計とし、沈下量は次により求める。なお、函体の変位量wuは無視する。

wyo'＝w＋wu＝　0.001546　＋　0　＝ 0.001546　m

ここに、

$$w=\frac{\Sigma V}{Kvy\cdot n+Kv\cdot B\cdot L}=\frac{3461.876}{3\times 274,663+1415058}=\frac{3461.876}{2,239,047}=0.001546\ \text{m}$$

ΣV	：分布荷重の合計	V＝	3461.876	KN
Kvy	：鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数	Kvy＝	274,663	KN/m
ΣKv	：ｽﾊﾟﾝ全体の鉛直方向地盤反力係数	ΣKv＝	1415058	KN/m

ここに、

ｽﾊﾟﾝ1	：Kv1・B・L1＝	146,010	×	2.500	＝	365025	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ2	：Kv2・B・L2＝	69,960	×	10.900	＝	762564	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ3	：Kv3・B・L3＝	136,890	×	2.100	＝	287469	KN/m	
合計		L＝	15.500	m		1415058	KN/m	＝ ΣKv

n	：しゃ水矢板の箇所数	n＝	3	
wu	：函体の変位量	wu＝	0.000	m
L	：函体ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m

ただし、wo'は地盤反力係数の重心位置での沈下量である。この重心位置は次により求める。

・支持地盤の重心位置

ｽﾊﾟﾝ左端からの距離　df1＝　7.542　m

ｽﾊﾟﾝ右端からの距離　df2＝　7.958　m　　偏心量ed＝　−0.208　m

・矢板の重心位置

$$dy1=L-\frac{\Sigma myL}{\Sigma kvy}=15.500-\frac{6015120}{823989}=8.200\ \text{m}$$　（ｽﾊﾟﾝ右端から　d2＝　7.300　m　）

ここに、鋼矢板のﾊﾞﾈ定数のｽﾊﾟﾝ右端におけるﾓｰﾒﾝﾄは、

My1＝Kvy・(L−a1)＝	274,663	×	14.250	＝	3913948	KN・m	
My2＝Kvy・(a3+a4)＝	274663	×	7.000	＝	1922641	KN・m	
My3＝Kvy・a4＝	274663	×	0.650	＝	178531	KN・m	
合計	823989	KN/m	ΣML＝		6015120	KN・m	

この偏心量eyは、

ey＝y1−L/2＝　8.200　−　15.500　/　2　＝　0.450　m

以上から、支持地盤と矢板のﾊﾞﾈ定数の重心位置は次のようになる。

ｽﾊﾟﾝ左端から、

$$dy1=L-\frac{\Sigma Kv\cdot df2-\Sigma kvy\cdot dy2}{\Sigma Kv-\Sigma kvy}=15.500-\frac{1415058\times 7.958+823989\times 7.300}{1415058+823989}=7.784\ \text{m}$$

ここに、

ΣKv＝　1415058　KN/m

ｽﾊﾟﾝ右端から、

dy2＝L−dy1＝　15.500　−　7.784　＝　7.716　m

この偏心量edyは、

edy＝dy1−L/2＝　7.784　−　15.500　/　2　＝　0.034　m　（ｽﾊﾟﾝ中央より　右側　に偏心）

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算（矢板あり）

・重心位置の偏心による沈下量の計算

矢板の影響による沈下量の計算は、地盤反力係数と矢板ﾊﾞﾈの比較により次の条件で判定する。

地盤反力係数ΣKv　＞　矢板ﾊﾞﾈ＝Kvy・n　・・・　矢板の影響を考慮しない

地盤反力係数ΣKv　＜　矢板ﾊﾞﾈ＝Kvy・n　・・・　矢板の影響を考慮する

ここで、

ΣKv＝　1415058　KN/m　＞　Σkvy＝Kvy・n＝　274,663　×　3　＝　823989　KN/m

したがって、矢板の影響は「　考慮する　」計算をおこなう。

・ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算

矢板の影響を考慮しない場合の沈下量の計算は、荷重の重心位置での地盤反力係数を求め、この値で荷重の1/2を除した計算をおこなう。

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1'

$$wy1' = \frac{\Sigma V/2}{Kvy2'} = \frac{3461.876 \ / \ 2}{1203903} = 0.001438 \ \text{m}$$

ここに、

Kvy1'＝Kvl1＋Kv2・(x1－L1)＋Kvy・n'

＝　365025　＋　69,960　×（　8.153　－　2.500　）＋　274,663　×　1　＝　1035144　KN/m

ここで、

n'　：x1区間にある矢板の箇所数　　n'＝　1

x1　：ｽﾊﾟﾝ左端から荷重重心位置までの距離

kvy2'＝Σkvy－Kv1'＝　2,239,047　－　1035144　＝　1203903　KN/m

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2'

$$wy2' = \frac{\Sigma V/2}{Kvy1'} = \frac{3461.876 \ / \ 2}{1035144} = 0.001672 \ \text{m}$$

この沈下量の分布勾配Bは、

$$B = \frac{wy2' - wy1'}{L} = \frac{0.001672 - 0.001438}{15.500} = 0.000015$$

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　分布荷重　：　沈下量の計算（矢板あり）

（ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量）

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wyo'－B・dy1＝　0.001546　－　0.000015　×　7.784　＝　0.001428　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wyo'＋B・dy2＝　0.001546　＋　0.000015　×　7.716　＝　0.001663　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wyo'－B・ed＝　0.001546　－　0.000015　×　0.034　＝　0.001546　m

ここに、

wyo'＝　0.001546　m

dy1＝　7.784　m

dy2＝　7.716　m

edy＝　0.034　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを決定する。

A＝w1＝　0.001428　m

B＝　0.000015

・ 照査

x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.001428	＋	0.000015	×	0	＝	0.001428	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.001428	＋	0.000015	×	7.750	＝	0.001546	m	・・・	OK
x＝dy1＝	7.784	m	：	wx＝wyo'＝	0.001428	＋	0.000015	×	7.784	＝	0.001546	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.001428	＋	0.000015	×	15.500	＝	0.001663	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.001428　＋　0.001663　＝　0.003091　m

2・wo＝　2　×　0.001546　＝　0.003091　m　・・・　OK

・ 矢板位置の沈下量（分布荷重）

矢板反力qyは沈下量wxに比例するものとし、wxは次式で求める。

qy＝Kv・wX

ここに、

Kv　：　鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数（KN/m）

・ Y1矢板反力　　x＝a1＝　1.250　m　（矢板Y1位置）

wy1＝　0.001428　＋　0.000015　×　1.250　＝　0.001447　m

・ Y2矢板反力　　x＝a1＋a2＝　8.500　m　（矢板Y2位置）

wy2＝　0.001428　＋　0.000015　×　8.500　＝　0.001557　m

・ Y3矢板反力　　x＝a1＋a2＋a3＝　14.850　m　（矢板Y3位置）

wy3＝　0.001428　＋　0.000015　×　14.850　＝　0.001653　m

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　集中荷重　：　荷重の計算

12-5-2.　集中荷重の計算

（1）　荷重合力と偏心量の計算

集中荷重がｽﾊﾟﾝ中央から左右で荷重が異なる場合、荷重合力位置は偏心することからこの偏心量を求める。

表12.5.2　鉛直荷重の計算（集中荷重：地震時）

ｽﾊﾟﾝ区分	荷重項目		集中荷重			荷重位置		ﾓｰﾒﾝﾄM（KN・m）
	項目	符号	P（KN）	H（KN）	M（KN・m）	x	x'	
1	川裏胸壁	P1	214.201	−40.481	−164.087	0.887	14.613	3130.119
2	川表胸壁	P2	317.730	−543.632	−207.478	1.250	14.250	4527.653
3	門柱	P3	341.565	615.819	285.890	14.850	0.650	222.017
合計			873.496	31.706	−85.675	15.500		7879.789

※　1.　ｽﾊﾟﾝ長L＝　15.500　m

・ｽﾊﾟﾝ中央より左側の荷重P_L

$P_L = P1 =$　214.201　KN

・ｽﾊﾟﾝ中央より右側の荷重P_R

$P_R = P2 + P3 =$　317.730　＋　341.565　＝　659.295　KN

・荷重の偏心

ｽﾊﾟﾝ左端からの距離x1

$$x1 = L - \frac{\Sigma P}{\Sigma Mp} = 15.500 - \frac{7879.789}{873.496} = 6.479 \quad m$$

ここに、

ｽﾊﾟﾝ長　L＝　15.500　m

ｽﾊﾟﾝ右端からの距離x2

$x2 = L - x1 =$　15.500　－　6.479　＝　9.021　m

荷重の偏心量ev

$ev = x1 - L/2 =$　6.479　－　15.500　/　2　＝　−1.271　m

・ﾓｰﾒﾝﾄの偏心em

$$em = \frac{-85.675}{873.496} = -0.098 \quad m$$

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

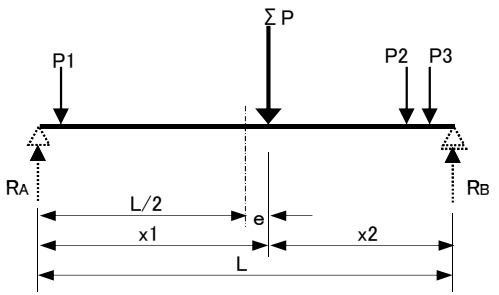


図12.5.4　　沈下量の分布(集中荷重)

設　　計　　計　　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板なし)

(2)　集中荷重による沈下量と地盤反力の計算

1)　矢板反力なし

・ｽﾊﾟﾝ重心位置の沈下量

wo'＝w＋wu＝　0.000617　＋　0　＝ 0.000617　m

ここに、

$$w=\frac{\Sigma P}{Kv\cdot A}=\frac{\Sigma P}{Kv'\cdot B\cdot L}=\frac{873.496}{1415058}=0.000617\ \text{m}$$

ここで、

∑P　：集中荷重の合計　　∑P＝　873.496　KN

地盤反力係数

ｽﾊﾟﾝ1	：Kv1・B・L1＝	146,010	×	2.500	＝	365025	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ2	：Kv2・B・L2＝	69,960	×	10.900	＝	762564	KN/m	
ｽﾊﾟﾝ3	：Kv3・B・L3＝	136,890	×	2.100	＝	287469	KN/m	
合計			L＝	15.500	m	1415058	KN/m	＝　∑Kv

L　：函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

wu　：函体の変位量(m)　　wu＝　0.000　m

また、地盤反力係数の重心位置は次のとおりである(分布荷重の計算より)。

d1　：地盤反力係数の重心距離(ｽﾊﾟﾝ左端から)　　d1＝　7.542　m

d2　：地盤反力係数の重心距離(ｽﾊﾟﾝ右端から)　　d2＝　7.958　m

e'　：d1のｽﾊﾟﾝ中央からの偏心量　　ed＝　−0.208　m

ここで、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数Kvoは、

$$Kvo=\frac{\Sigma Kv}{L}=\frac{1415058}{15.500}=91294\ \text{KN/m}$$

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算（矢板なし）

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

ｽﾊﾟﾝ中央での沈下量をwoとしたとき、wo'はｽﾊﾟﾝ中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量がである。沈下量の計算は荷重および地盤反力係数の偏心を考慮した計算をおこなうこととする。

（荷重の偏心による荷重強度の計算）

ｽﾊﾟﾝ左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\Sigma P}{L} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L}\right) = \frac{873.496}{15.500} \times \left(1 + \frac{2 \times 2.248}{15.500}\right) = 72.699 \quad \text{KN}$$

ここに、

ΣP	：荷重の合計	ΣP＝	873.496	KN
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心距離	ev＝	−1.271	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心距離	em＝	−0.098	m

$e = 2 \cdot ev - 3 \cdot em = 2 \times -1.271 - 3 \times -0.098 = -2.248$ m

ｽﾊﾟﾝ右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\Sigma P}{L} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{L}\right) = \frac{873.496}{15.500} \times \left(1 - \frac{2 \times 2.248}{15.500}\right) = 40.010 \quad \text{KN}$$

（地盤反力係数の偏心による補正）

ｽﾊﾟﾝ左端の地盤反力係数

$$kv1' = Kvo \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot ed}{L}\right) = 91294 \times \left(1 + \frac{2 \times 0.208}{15.500}\right) = 93742 \quad \text{KN/m}$$

ここに、

Kvo＝　91294　KN/m

ed＝　−0.208　m

ｽﾊﾟﾝ右端の地盤反力係数

$$kv2' = Kvo \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot ed}{L}\right) = 91294 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.208}{15.500}\right) = 88846 \quad \text{KN/m}$$

（ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算）

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量

$$w1' = \frac{V1'}{kv1'} = \frac{72.699}{93742} = 0.000776 \quad \text{m}$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量

$$w2' = \frac{V2'}{kv2'} = \frac{40.010}{88846} = 0.000450 \quad \text{m}$$

この沈下量の勾配は次のようになる。

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.000450 - 0.000776}{15.500} = -0.000021$$

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算（矢板なし）

（ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量）

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wo'+B・d1＝　0.000617　－　−0.000021　×　7.542　＝　0.000776　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wo'−B・d2＝　0.000617　＋　−0.000021　×　7.958　＝　0.000450　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wo'+B・ed＝　0.000617　－　−0.000021　×　−0.208　＝　0.000613　m

ここに、

wo'＝　0.000617　m
d1＝　7.542　m
d2＝　7.958　m
ed＝　−0.208　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁（剛体梁）の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを求める。

A＝w1＝　0.000776　m
B＝　−0.000021

・ 照査

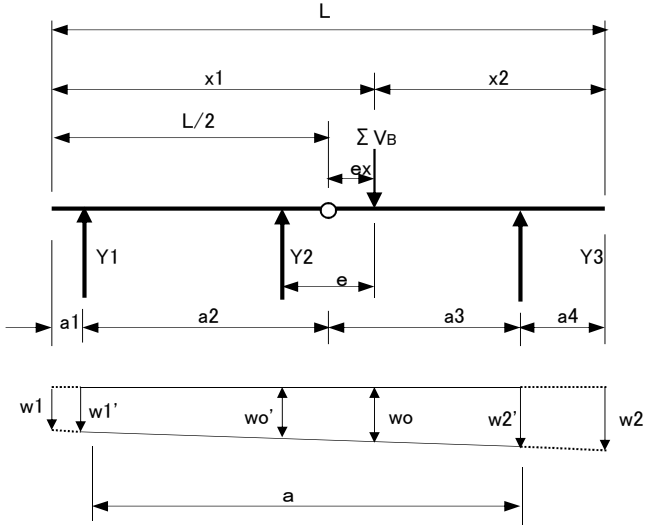
x＝	0	m	：	wx＝w1＝	0.000776	＋	−0.000021	×	0	＝	0.000776	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：	wx＝wo＝	0.000776	＋	−0.000021	×	7.750	＝	0.000613	m	・・・	OK
x＝d1＝	7.542	m	：	wx＝wo'＝	0.000776	＋	−0.000021	×	7.542	＝	0.000617	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：	wx＝w2＝	0.000776	＋	−0.000021	×	15.500	＝	0.000450	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.000776　＋　0.000450　＝　0.001226　m

2・wo＝　2　×　0.000613　＝　0.001226　m　・・・　OK

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
x1＝	6.479	m	a＝	13.600	m
x2＝	9.021	m			
d1＝	7.542	m			
d2＝	7.958	m			
dy1＝	7.784	m			
dy2＝	7.716	m			

図12.5.5　　集中荷重の偏心

設　　計　　計　　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

2)　矢板反力あり

・地盤反力係数の重心位置の沈下量

wyo'＝w＋wu＝　0.000390　＋　0　＝ 0.000390　m

ここに、

$$w = \frac{\Sigma P}{Kv \cdot n + Kv \cdot B \cdot L} = \frac{873.496}{3 \times 274,663 + 1415058} = \frac{873.496}{2,239,047} = 0.000390 \quad m$$

ΣP	：集中荷重の合計	ΣP＝	873.496	KN
Kvy	：鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数	Kvy＝	274,663	KN/m
Kv・B・L	：ｽﾊﾟﾝ全体の鉛直方向地盤反力係数	Kv・B・L＝	1415058	KN/m
n	：しゃ水矢板の箇所数	n＝	3	
L	：函体ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
wu	：函体の変位量(m)	wu＝	0.000	m

・沈下量の分布勾配Bとｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算

矢板反力がある場合の荷重の重心は、矢板の影響を考慮した重心位置とする。ここに、荷重の重心と矢板ﾊﾞﾈの重心は次のとおりである。

(荷重の重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　x1＝　6.479　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　x2＝　9.021　m

偏心量ev＝x1－L/2＝　6.479　－　7.750　＝　-1.271　m

(地盤反力係数の重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　d1＝　7.542　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　d2＝　7.958　m

偏心量ed＝x1－L/2＝　7.542　－　7.750　＝　-0.208　m

(矢板ﾊﾞﾈの重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　y1＝　8.200　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　y2＝　7.300　m

偏心量ey＝x1－L/2＝　8.200　－　7.750　＝　0.450　m

(支持地盤の地盤反力係数と矢板ﾊﾞﾈを合わせた重心)

ｽﾊﾟﾝ左端から　dy1＝　7.784　m

ｽﾊﾟﾝ右端から　dy2＝　7.716　m

偏心量edy＝x1－L/2＝　7.784　－　7.750　＝　0.034　m

(曲げﾓｰﾒﾝﾄによる偏心)

em＝　-0.098　m

ここで、ｽﾊﾟﾝ全体の平均地盤反力係数Kvoは、

$$Kvo = \frac{\Sigma Kv}{L} = \frac{2,239,047}{15.500} = 144455 \quad KN/m$$

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算（矢板あり）

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

集中荷重の矢板の影響による沈下量は、ｽﾊﾟﾝ両端の荷重強度を地盤反力係数の偏心量で補正した値で除して求める。

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量

$$wy1' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 - e)} = \frac{72.699}{144455 \times (1 - 0.01326)} = \frac{72.699}{142539} = 0.000510 \quad m$$

ここに、

$$e = \frac{6 \cdot edy}{L} = \frac{6 \times 0.034}{15.500} = 0.01326$$

V1'＝　72.699　KN

V2'＝　40.010　KN

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量

$$wy2' = \frac{V2'}{Kvo \cdot (1 + e)} = \frac{40.010}{144455 \times (1 + 0.01326)} = \frac{40.010}{146370} = 0.000273 \quad m$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

$$B = \frac{wy2' - wy1'}{L} = \frac{0.000273 - 0.000510}{15.500} = -0.000015$$

（ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量）

勾配Bと地盤反力係数の重心位置の沈下量wo'を用いて、ｽﾊﾟﾝ両端および中央の沈下量を求める。

・ ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1

w1＝wo'+B・d1＝　0.000390　－　−0.000015　×　7.784　＝　0.000509　m

・ ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2

w2＝wo'−B・d2＝　0.000390　＋　−0.000015　×　7.716　＝　0.000272　m

・ ｽﾊﾟﾝ中央の沈下量wo

wo＝wo'−B・ed＝　0.000390　－　−0.000015　×　0.034　＝　0.000391　m

ここに、

wyo'＝　0.000390　m

dy1＝　7.784　m

dy2＝　7.716　m

edy＝　0.034　m

・ 定数の決定

弾性床上の梁（剛体梁）の基本式「wx＝A＋B・x」より、定数A、Bを求める。

A＝w1＝　0.000509　m

B＝　−0.000015

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)

・照査

x＝	0	m	：wx＝w1＝	0.000509	＋	−0.000015	×	0	＝	0.000509	m	・・・	OK
x＝L/2＝	7.750	m	：wx＝wo＝	0.000509	＋	−0.000015	×	7.750	＝	0.000391	m	・・・	OK
x＝dy1＝	7.784	m	：wx＝wo'＝	0.000509	＋	−0.000015	×	7.784	＝	0.000390	m	・・・	OK
x＝L＝	15.500	m	：wx＝w2＝	0.000509	＋	−0.000015	×	15.500	＝	0.000272	m	・・・	OK

w1＋w2＝　0.000509　＋　0.000272　＝　0.000781　m

2・wo＝　2　×　0.000391　＝　0.000781　m　・・・　OK

・矢板位置の沈下量(集中荷重)

矢板反力qyは沈下量wxに比例するものとし、wxは次式で求める。

qy＝Kv・Wx

ここに、

Kv　：綱矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数(KN/m)

(Y1矢板反力)　x＝a1＝　1.250　m　(矢板Y1位置)

wx＝　0.000509　＋　−0.000015　×　1.250　＝　0.000490　m

(Y2矢板反力)　x＝a1＋a2＝　8.500　m　(矢板Y2位置)

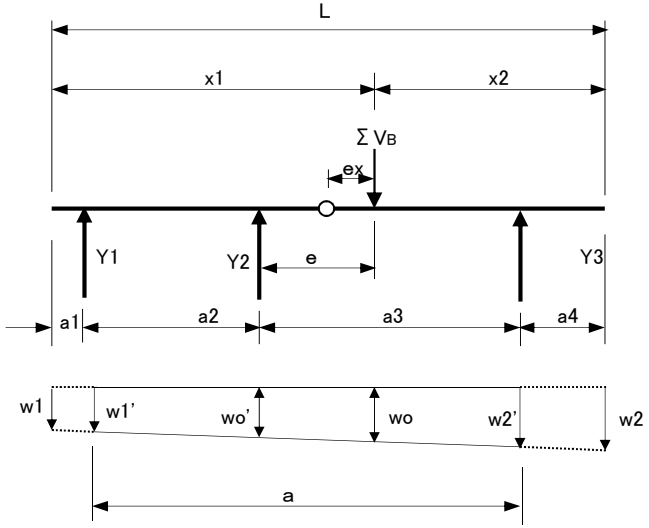
wx＝　0.000509　＋　−0.000015　×　8.500　＝　0.000379　m

(Y3矢板反力)　x＝a1＋a2＋a3＝　14.850　m　(矢板Y3位置)

wx＝　0.000509　＋　−0.000015　×　14.850　＝　0.000282　m

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

L1＝	2.500	m	a1＝	1.250	m
L2＝	10.900	m	a2＝	7.250	m
L3＝	2.100	m	a3＝	6.350	m
L＝	15.500	m	a4＝	0.650	m
x1＝	6.479	m	a＝	13.600	m
x2＝	9.021	m			
d1＝	7.542	m			
d2＝	7.958	m			
dy1＝	7.784	m			
dy2＝	7.716	m			

図12.5.6　　荷重の偏心

設　　計　　計　　算　　地震時　：　全体荷重　：　　沈下量の計算

(3)　ｽﾊﾟﾝ全体荷重

1)　計算の考え方

ｽﾊﾟﾝ全体の沈下量の分布は、しゃ水鋼矢板の反力が外力として作用する場合の影響を考慮した沈下量を計算する。

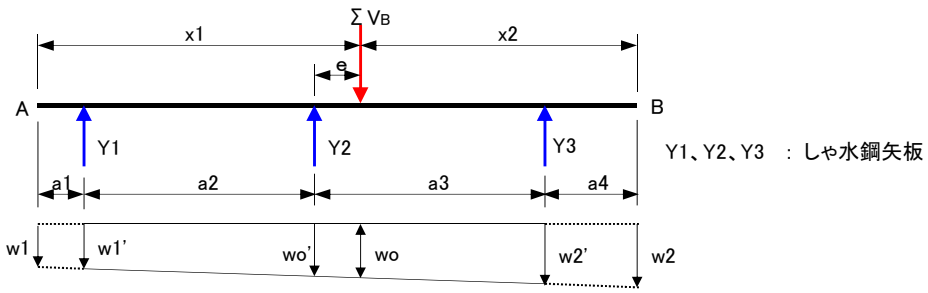


図12.5.7　　しゃ水鋼矢板の影響を考慮した沈下量の分布

ｽﾊﾟﾝ全体の荷重の重心位置は次のようになる。

$$x1 = L - \frac{\Sigma V \cdot xv2 + \Sigma P \cdot xp2}{\Sigma V + \Sigma P} = 15.500 - \frac{3461.876 \times 7.347 + 873.496 \times 9.021}{3461.876 + 873.496} = 7.815 \quad m$$

ここに、

L	：ｽﾊﾟﾝ距離	L＝	15.500	m
ΣV	：分布荷重の合計	ΣV＝	3461.876	m
ΣP	：集中荷重の合計	ΣP＝	873.496	m
xv2	：分布荷重のx2	xv2＝x2＝	7.347	m
xp2	：集中荷重のx2	xp2＝x2＝	9.021	m

x2＝L−x1＝　15.500　−　7.815　＝　7.685　m

この偏心量evは、

ev＝x1−L/2＝　7.815　−　15.500　/　2　＝　0.065　m　（ｽﾊﾟﾝ中央より　**右側**　に偏心）

ｽﾊﾟﾝ全体の地盤反力係数の重心位置は分布荷重で求めた値とする。

・ 矢板なし

d1＝	7.542	m
d2＝	7.958	m
ed＝	−0.208	m

・ 矢板あり

dy1＝	7.784	m
dy2＝	7.716	m
edy＝	0.034	m

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　全体荷重　：　沈下量の計算

2)　地盤反力係数の重心位置での沈下量の計算

・ 矢板なし

wo'＝w＋wu＝　0.003064　＋　0　＝ 0.003064　m

ここに、

$$w = \frac{\Sigma V}{Kv \cdot B \cdot L} = \frac{4335.372}{1415058} = 0.003064 \quad m$$

ここに、

$\Sigma V_B = \Sigma V + \Sigma P =$　3461.876　＋　873.496　＝　4335.372　KN

ΣKv　：函体ｽﾊﾟﾝの地盤反力係数の合計　　$\Sigma Kv =$　1415058　KN/m

wu　：函体の変位量　　wu＝　0.000　m

・ 矢板あり

wyo'＝w＋wu＝　0.001936　＋　0　＝ 0.001936　m

ここに、

$$w = \frac{\Sigma V_B}{Kv \cdot B \cdot L + kvy \cdot n} = \frac{4335.372}{1415058 + 274,663 \times 3} = \frac{4335.372}{2239047} = 0.001936 \quad m$$

ここに、

Kvy　：矢板のﾊﾞﾈ定数　　Kvy＝　274,663　KN/m

wu　：函体の変位量　　wu＝　0.000　m

n　：しゃ水矢板の箇所数　　n＝　3

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　全体荷重　：　沈下量の計算

3)　ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算

ｽﾊﾟﾝ両端の沈下量の計算は分布荷重と同様の計算で求める。

・矢板反力なし

ｽﾊﾟﾝ左端の荷重強度

$$V1' = \Sigma V \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 4335.372 \times \left(1 - \frac{6 \times 0.065}{15.500}\right) = 4225.611 \quad KN$$

ここに、

ΣV	：荷重の合計	ΣV＝	4335.372	KN
L	：ｽﾊﾟﾝ長	L＝	15.500	m
ev	：荷重合力の偏心量	ev＝	0.065	m
em	：ﾓｰﾒﾝﾄによる偏心量	em＝	0.000	m
e＝ev＋em＝	0.065 ＋ 0.0000 ＝		0.065	m
ed	：地盤反力係数の偏心量	ed＝	−0.208	m

ｽﾊﾟﾝ右端の荷重強度

$$V2' = \Sigma V \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 4335.372 \times \left(1 + \frac{6 \times 0.065}{15.500}\right) = 4445.133 \quad KN$$

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量w1'

$$w1' = \frac{V1'}{\Sigma Kv1'} = \frac{4225.611}{92518} = 0.045673 \quad m$$

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量w2'

$$w2' = \frac{V2'}{\Sigma Kv2'} = \frac{4445.133}{90070} = 0.049352 \quad m$$

ここに、

kv1'	：偏心量で補正されたｽﾊﾟﾝ左端の地盤反力係数	kv1'＝	92518	KN/m
kv2'	：偏心量で補正されたｽﾊﾟﾝ右端の地盤反力係数	kv2'＝	90070	KN/m

この分布勾配Bは、

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.049352 - 0.045673}{15.500} = 0.000237$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　沈下量の計算

・ 矢板反力あり

wy＝wo'－wyo'＝ 0.003064 － 0.001936 ＝ 0.001127 m

矢板の影響による沈下量は、矢板なしの沈下量と矢板ありの沈下量の比でｽﾊﾟﾝ両端の沈下量を算出し、これを地盤反力係数の差で補正して求める。

$$e = \frac{wyo'}{wo'} = \frac{0.001936}{0.003064} = 0.6320$$

この比で矢板なしのｽﾊﾟﾝ両端の沈下量を補正する。

w1'＝w1・e＝ 0.045673 × 0.6320 ＝ 0.028865 m

w2'＝w2・e＝ 0.049352 × 0.6320 ＝ 0.031190 m

ここに、

w1 ： 矢板なしのｽﾊﾟﾝ左端の沈下量　　w1＝ 0.045673 m

w2 ： 矢板なしのｽﾊﾟﾝ右端の沈下量　　w2＝ 0.049352 m

さらに、この沈下量を矢板なしと矢板ありの地盤反力係数の偏心量で補正する。

$$ed' = \frac{edy-ed}{L} = \frac{0.034 - -0.208}{15.500} = 0.0156$$

ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量

wy1'＝w1'・(1 － 6・ed')＝ 0.028865 ×(1 － 6 × 0.0156)＝ 0.026160 m

ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量

wy2'＝w2'・(1 － 6・ed')＝ 0.031190 ×(1 － 6 × 0.0156)＝ 0.028267 m

この分布勾配Bは次のようになる。

$$B = \frac{wy2'-wy1'}{L} = \frac{0.028267 - 0.026160}{15.500} = 0.000136$$

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　沈下量の計算

4)　沈下量の集計

前述で求めた分布荷重と集中荷重の沈下量を集計してｽﾊﾟﾝ全体の沈下量を求める。

表12.5.3　地震時の沈下量の集計

荷重区分	沈下量w(m)									
	矢板なし					矢板あり				
	ｽﾊﾟﾝ左端w1	ｽﾊﾟﾝ右端w2	ｽﾊﾟﾝ中央wo	重心位置wo'	分布勾配B	ｽﾊﾟﾝ左端w1	ｽﾊﾟﾝ右端w2	ｽﾊﾟﾝ中央wo	重心位置wo'	分布勾配B
分布荷重	0.002043	0.002872	0.002458	0.002446	0.000053	0.001428	0.001663	0.001546	0.001546	0.000015
集中荷重	0.000776	0.000450	0.000613	0.000617	−0.000021	0.000509	0.000272	0.000391	0.000390	−0.000015
合計	0.002819	0.003322	0.003070	0.003064	0.000032	0.001937	0.001935	0.001936	0.001936	0.000000

・定数の決定

沈下量の集計値より、定数A、Bを求める。

矢板なし

A＝w1＝　0.002819　m

$$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.003322-0.002819}{15.500}=0.000032$$

矢板あり

A＝w1＝　0.001937　m

$$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.001935-0.001937}{15.500}=0.000000$$

・照査

矢板なし

x＝	0	m	: wx＝w1＝	0.002819	＋	0.000032	×	0	＝	0.002819	m	･･･	OK
x＝L/2＝	7.750	m	: wx＝wo＝	0.002819	＋	0.000032	×	7.750	＝	0.003070	m	･･･	OK
x＝d1＝	7.542	m	: wx＝wo'＝	0.002819	＋	0.000032	×	7.542	＝	0.003064	m	･･･	OK
x＝＝L＝	15.500	m	: wx＝w2＝	0.002819	＋	0.000032	×	15.500	＝	0.003322	m	･･･	OK

矢板あり

x＝	0	m	: wx＝wy1＝	0.001937	＋	0.000000	×	0	＝	0.001937	m	･･･	OK
x＝L/2＝	7.750	m	: wx＝wyo＝	0.001937	＋	0.000000	×	7.750	＝	0.001936	m	･･･	OK
x＝dy1＝	7.784	m	: wx＝wyo'＝	0.001937	＋	0.000000	×	7.784	＝	0.001936	m	･･･	OK
x＝＝L＝	15.500	m	: wx＝wy2＝	0.001937	＋	0.000000	×	15.500	＝	0.001935	m	･･･	OK

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　矢板反力の計算

4)　しゃ水鋼矢板の反力

しゃ水鋼矢板の影響による反力は、両端の変位w1とw2が直線で分布する考えから次により求める。

・ 矢板Y1の水平変位量

wy1＝A＋B・x＝　0.001937　＋　0.000000　×　1.250　＝　0.001937　m

ここに、

A＝　0.001937　m

B＝　0.000000

x＝　1.250　m

・ 矢板Y2の変位量

wy2＝A＋B・x＝　0.001937　＋　0.000000　×　8.500　＝　0.001936　m

ここに、

x＝　8.500　m

・ 矢板Y3の変位量

wy2＝A＋B・x＝　0.001937　＋　0.000000　×　14.850　＝　0.001935　m

ここに、

x＝　14.850　m

しゃ水鋼矢板の反力Yvはこの変位量wyと比例する考えから、次により反力を求める。

Yv＝Kv・wy

									A点から		B点から	
Y1鋼矢板	: Yv1＝Kv・wx＝	274,663	×	0.001937	＝	532.082	KN	(x＝	1.250	m、	14.250	m)
Y2鋼矢板	: Yv2＝Kv・wx＝	274,663	×	0.001936	＝	531.789	KN	(x＝	8.500	m、	7.000	m)
Y3鋼矢板	: Yv3＝Kv・wx＝	274,663	×	0.001935	＝	531.533	KN	(x＝	14.850	m、	0.650	m)
合計						1595.404	KN					

ここに、

Kv　: しゃ水鋼矢板の鉛直方向ﾊﾞﾈ定数　　Kv＝　274,663　KN/m

・ 矢板反力の重心位置

表12.5.4　　矢板反力の重心位置

矢板種別	反力Y(KN)	重心位置(m)		モーメント(KN・m)
		A点から	B点から	
Y1	532.082	1.250	14.250	7582.169
Y2	531.789	8.500	7.000	3722.523
Y3	531.533	14.850	0.650	345.496
計	1595.404			11650.188

重心位置のA点からの距離は、

$$x1 = L - \frac{\Sigma my}{V_B} = 15.500 - \frac{11650.188}{1595.404} = 8.198 \ m$$

(　B点から、　x2＝L－x1＝　7.302　m　)

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　地盤反力の計算

表12.5.5　地震時の函体ｽﾊﾟﾝの沈下量と地盤反力分布

A点からの距離x(m)	沈下量w(m) 矢板なし 分布荷重	矢板なし 集中荷重	矢板なし 合計	矢板なし 定数計算	矢板あり 分布荷重	矢板あり 集中荷重	矢板あり 合計	矢板あり 定数計算	地盤反力q(KN/m) Kv・B(KN/m)	地盤反力 矢板なし	地盤反力 矢板あり	位置	ｽﾊﾟﾝ区分
0.000				0.002819				0.001937	146,010	411.593	282.880	ｽﾊﾟﾝ左端A点	L1
0.250				0.002827				0.001937	146,010	412.777	282.875	任意点	
0.500				0.002835				0.001937	146,010	413.962	282.869	〃	
0.887				0.002848				0.001937	146,010	415.796	282.861	P1	
1.000				0.002851				0.001937	146,010	416.332	282.859	川裏胸壁前面	
1.250				0.002860				0.001937	146,010	417.517	282.853	P1、Y1	
1.500				0.002868				0.001937	146,010	418.702	282.848	川裏胸壁背面	
2.000				0.002884				0.001937	146,010	421.071	282.837	任意点	
2.500				0.002900				0.001937	146,010	423.441	282.826	ｽﾊﾟﾝ1の右端	
2.500				0.002900				0.001937	69,960	202.890	135.515	ｽﾊﾟﾝ2の左端	L2
3.000				0.002916				0.001937	69,960	204.025	135.510	任意点	
3.500				0.002933				0.001937	69,960	205.160	135.505	〃	
4.000				0.002949				0.001937	69,960	206.296	135.500	〃	
4.500				0.002965				0.001937	69,960	207.431	135.494	〃	
5.000				0.002981				0.001937	69,960	208.567	135.489	〃	
5.500				0.002997				0.001937	69,960	209.702	135.484	〃	
6.000				0.003014				0.001937	69,960	210.837	135.479	〃	
6.500				0.003030				0.001936	69,960	211.973	135.474	川表側築堤法肩	
7.000				0.003046				0.001936	69,960	213.108	135.469	任意点	
7.500				0.003062				0.001936	69,960	214.244	135.464	〃	
7.750				0.003070				0.001936	69,960	214.811	135.461	ｽﾊﾟﾝ中央	
8.000				0.003079				0.001936	69,960	215.379	135.458	任意点	
8.500				0.003095				0.001936	69,960	216.514	135.453	築堤中央部、矢板Y2	
9.000				0.003111				0.001936	69,960	217.650	135.448	任意点	
9.500				0.003127				0.001936	69,960	218.785	135.443	〃	
10.000				0.003144				0.001936	69,960	219.921	135.438	〃	
10.500				0.003160				0.001936	69,960	221.056	135.433	川裏側築堤法肩	
11.000				0.003176				0.001936	69,960	222.191	135.428	任意点	
11.500				0.003192				0.001936	69,960	223.327	135.422	〃	
12.000				0.003208				0.001936	69,960	224.462	135.417	〃	
12.500				0.003225				0.001936	69,960	225.598	135.412	〃	
13.000				0.003241				0.001935	69,960	226.733	135.407	〃	
13.400				0.003254				0.001935	69,960	227.641	135.403	ｽﾊﾟﾝ2の右端	
13.400				0.003254				0.001935	136,890	445.423	264.941	ｽﾊﾟﾝ3の左端	L3
13.500				0.003257				0.001935	136,890	445.868	264.939	任意点	
14.000				0.003273				0.001935	136,890	448.089	264.929	〃	
14.500				0.003290				0.001935	136,890	450.311	264.919	〃	
14.600				0.003293				0.001935	136,890	450.755	264.917	川裏胸壁背面	
14.750				0.003298				0.001935	136,890	451.422	264.914	任意点	
14.850				0.003301				0.001935	136,890	451.866	264.912	P3、Y3	
15.100				0.003309				0.001935	136,890	452.977	264.907	川裏胸壁前面	
15.300				0.003316				0.001935	136,890	453.866	264.903	任意点	
15.500				0.003322				0.001935	136,890	454.754	264.899	ｽﾊﾟﾝ右端B点	

備　考

・沈下量

wx＝A＋B・x

ここに、

矢板なし

A＝　0.002819　m

B＝　0.000032

矢板あり

A＝　0.001937　m

B＝　0.000000

・地盤反力係数

q＝Kv・B・wx

ここに、

ｽﾊﾟﾝ区分1　:　146,010　KN/m^2

ｽﾊﾟﾝ区分2　:　69,960　KN/m^2

ｽﾊﾟﾝ区分3　:　136,890　KN/m^2

・ｽﾊﾟﾝ距離

ｽﾊﾟﾝ区分1　: L1＝　2.500　m

ｽﾊﾟﾝ区分2　: L2＝　10.900　m

ｽﾊﾟﾝ区分3　: L3＝　2.100　m

L＝　15.500　m

第12章　　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算　　地震時　：　全体荷重　：　地盤反力の計算

地盤反力図(地震時:全体荷重)

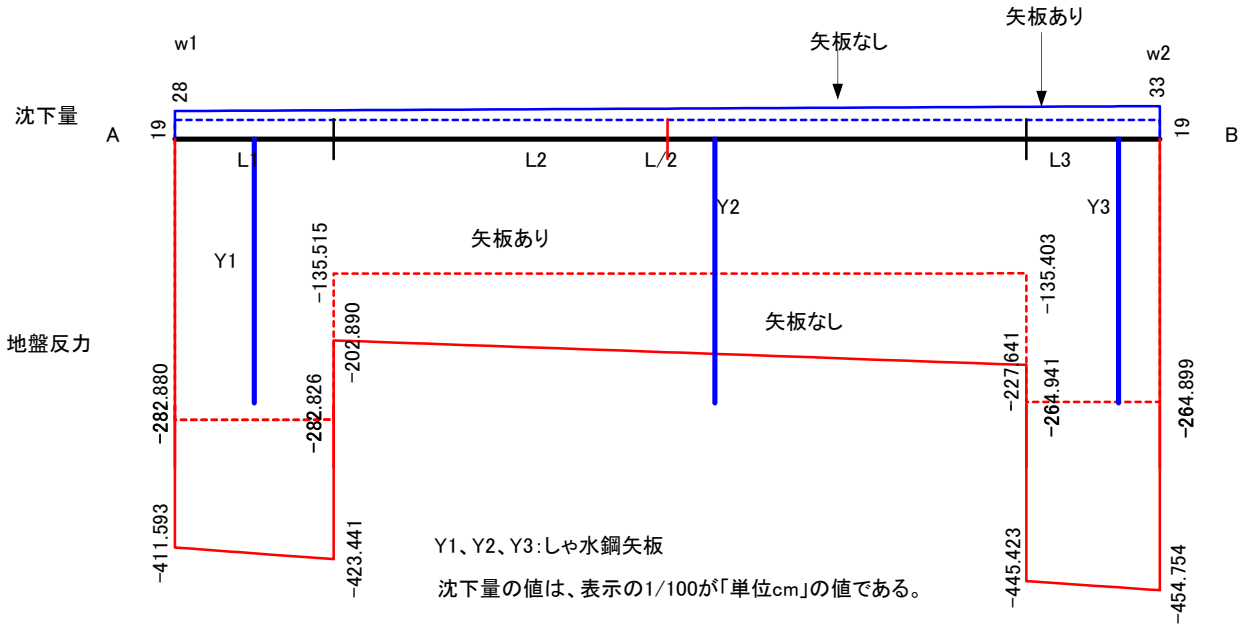


図12.5.8　　全体荷重の沈下量と地盤反力(地震時)

第12章　　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

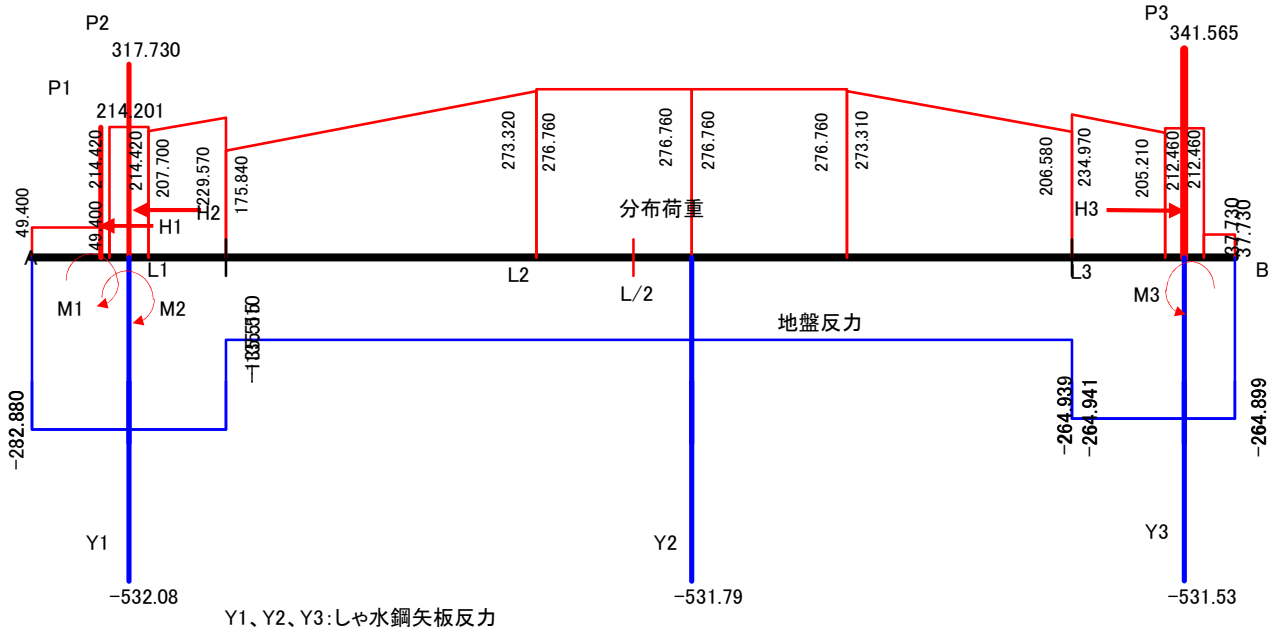
設計基準・使用文献および資料・略図	設　　計　　計　　算　　地震時　：　全体荷重　：　　断面力の計算

12-5-3.　断面力の計算（地震時）

（1）　せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄの計算

前述までの計算で、荷重および沈下量が求められたことから、これより函体ｽﾊﾟﾝ全体の地盤反力を計算し断面力を求めることとする。

荷重図（地震時）



※ﾓｰﾒﾝﾄは反時計回りを「正（＋）」

図12.5.9　　荷重図（地震時）

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　地震時　：　全体荷重　：　断面力の計算

表12.5.6　ｽﾊﾟﾝ全体の荷重の集計(地震時)

距離x(m)				分布荷重(KN/m)													集中荷重			
				鉛直荷重d							地盤反力q						鉛直荷重			矢板反力
左端	右端	ｽﾊﾟﾝ長	A点から	区分	左側po	右側p1	荷重 ｽﾊﾟﾝ	荷重 区間累計	荷重 ｽﾊﾟﾝ累計	区間内重心	区分	左側po	右側p1	荷重 ｽﾊﾟﾝ	荷重 累計	区分内重心	鉛直荷重P (KN)	水平荷重H (KN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mc(KN・m)	鉛直荷重Py (KN)
0.000	0.000	0.000	0.000	①	49.400	49.400	0.000	0.000	0.000	0.000	L1	282.880	282.880	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.250	0.250	0.250		49.400	49.400	12.350	12.350	12.350	0.125		282.880	282.875	70.719	70.719	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	0.500	0.250	0.500		49.400	49.400	12.350	24.700	24.700	0.250		282.875	282.869	70.718	141.437	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	0.887	0.387	0.887		49.400	49.400	19.118	43.818	43.818	0.194		282.869	282.861	109.469	250.906	0.444	0.000	0.000	0.000	0.000
0.887	0.887	0.000	0.887		49.400	49.400	0.000	43.818	43.818	0.194		282.861	282.861	0.000	250.906	0.444	214.201	−40.481	−164.087	0.000
0.887	1.000	0.113	1.000		49.400	49.400	5.582	49.400	49.400	0.250		282.861	282.859	31.963	282.869	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	1.250	0.250	1.250	②	214.420	214.420	53.605	53.605	103.005	0.125		282.859	282.853	70.714	353.583	0.625	0.000	0.000	0.000	0.000
1.250	1.250	0.000	1.250		214.420	214.420	0.000	53.605	103.005	0.125		282.853	282.853	0.000	353.583	0.625	317.730	−543.632	−207.478	532.082
1.250	1.500	0.250	1.500		214.420	214.420	53.605	107.210	156.610	0.250		282.853	282.848	70.713	424.296	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	2.000	0.500	2.000	③	207.700	218.635	106.584	106.584	263.194	0.248		282.848	282.848	141.424	565.720	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.000	2.500	0.500	2.500		218.635	229.570	112.051	218.635	375.245	0.492		282.848	282.837	141.421	707.141	1.250	0.000	0.000	0.000	0.000
2.500	2.500	0.000	2.500		229.570	229.570	0.000	218.635	375.245	0.492		282.837	282.826	0.000	707.141	1.250	0.000	0.000	0.000	0.000
2.500	3.000	0.500	3.000	④	175.840	188.025	90.966	90.966	466.211	0.247	L2	135.515	135.510	67.756	67.756	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
3.000	3.500	0.500	3.500		188.025	200.210	97.059	188.025	563.270	0.489		135.510	135.505	67.754	135.510	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
3.500	4.000	0.500	4.000		200.210	212.395	103.151	291.176	666.421	0.726		135.505	135.500	67.751	203.261	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
4.000	4.500	0.500	4.500		212.395	224.580	109.244	400.420	775.665	0.959		135.500	135.494	67.749	271.010	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.500	5.000	0.500	5.000		224.580	236.765	115.336	515.756	891.001	1.188		135.494	135.489	67.746	338.756	1.250	0.000	0.000	0.000	0.000
5.000	5.500	0.500	5.500		236.765	248.950	121.429	637.185	1012.430	1.414		135.489	135.484	67.743	406.499	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
5.500	6.000	0.500	6.000		248.950	261.135	127.521	764.706	1139.951	1.636		135.484	135.479	67.741	474.240	1.750	0.000	0.000	0.000	0.000
6.000	6.500	0.500	6.500		261.135	273.320	133.614	898.320	1273.565	1.855		135.479	135.474	67.738	541.978	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.500	7.000	0.500	7.000	⑤	276.760	276.760	138.380	138.380	1411.945	0.250		135.474	135.469	67.736	609.714	2.250	0.000	0.000	0.000	0.000
7.000	7.500	0.500	7.500		276.760	276.760	138.380	276.760	1550.325	0.500		135.469	135.464	67.733	677.447	2.500	0.000	0.000	0.000	0.000
7.500	7.750	0.250	7.750		276.760	276.760	69.190	345.950	1619.515	0.625		135.464	135.464	33.866	711.313	2.625	0.000	0.000	0.000	0.000
7.750	8.000	0.250	8.000		276.760	276.760	69.190	415.140	1688.705	0.750		135.464	135.461	33.866	745.179	2.750	0.000	0.000	0.000	0.000
8.000	8.500	0.500	8.500		276.760	276.760	138.380	553.520	1827.085	1.000		135.461	135.458	67.730	812.909	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.500	8.500	0.000	8.500		276.760	276.760	0.000	553.520	1827.085	1.000		135.458	135.458	0.000	812.909	3.000	0.000	0.000	0.000	531.789
8.500	9.000	0.500	9.000	⑥	276.760	276.760	138.380	138.380	1965.465	0.250		135.458	135.453	67.728	880.637	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000
9.000	9.500	0.500	9.500		276.760	276.760	138.380	276.760	2103.845	0.500		135.453	135.448	67.725	948.362	3.500	0.000	0.000	0.000	0.000
9.500	10.000	0.500	10.000		276.760	276.760	138.380	415.140	2242.225	0.750		135.448	135.443	67.723	1016.085	3.750	0.000	0.000	0.000	0.000
10.000	10.500	0.500	10.500		276.760	276.760	138.380	553.520	2380.605	1.000		135.443	135.438	67.720	1083.805	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10.500	11.000	0.500	11.000	⑦	273.310	261.805	133.779	133.779	2514.384	0.252		135.438	135.433	67.718	1151.523	4.250	0.000	0.000	0.000	0.000
11.000	11.500	0.500	11.500		261.805	250.300	128.026	261.805	2642.410	0.507		135.433	135.428	67.715	1219.238	4.500	0.000	0.000	0.000	0.000
11.500	12.000	0.500	12.000		250.300	238.794	122.274	384.079	2764.684	0.767		135.428	135.422	67.713	1286.951	4.751	0.000	0.000	0.000	0.000
12.000	12.500	0.500	12.500		238.794	227.289	116.521	500.600	2881.205	1.031		135.422	135.417	67.710	1354.661	5.001	0.000	0.000	0.000	0.000
12.500	13.000	0.500	13.000		227.289	215.784	110.768	611.368	2991.973	1.299		135.417	135.412	67.707	1422.368	5.251	0.000	0.000	0.000	0.000
13.000	13.400	0.400	13.400		215.784	206.580	84.473	695.841	3076.446	1.517		135.412	135.407	54.164	1476.532	5.451	0.000	0.000	0.000	0.000
13.400	13.400	0.000	13.400		206.580	206.580	0.000	695.841	3076.446	1.517		135.407	135.403	0.000	1476.532	5.451	0.000	0.000	0.000	0.000
13.400	13.500	0.100	13.500	⑧	234.970	232.265	23.362	23.362	3099.808	0.050	L3	264.941	264.939	26.494	26.494	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
13.500	14.000	0.500	14.000		232.265	218.737	112.751	136.113	3212.559	0.304		264.939	264.929	132.467	158.961	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000
14.000	14.500	0.500	14.500		218.737	205.210	105.987	242.100	3318.546	0.562		264.929	264.919	132.462	291.423	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000
14.500	14.600	0.100	14.600		205.210	205.210	20.521	262.621	3339.067	0.614		264.919	264.917	26.492	317.915	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000
14.600	14.750	0.150	14.750	⑨	212.460	212.460	31.869	31.869	3370.936	0.075		264.917	264.914	39.737	357.652	0.675	0.000	0.000	0.000	0.000
14.750	14.850	0.100	14.850		212.460	212.460	21.246	53.115	3392.182	0.125		264.914	264.912	26.491	384.143	0.725	0.000	0.000	0.000	0.000
14.850	14.850	0.000	14.850		212.460	212.460	0.000	53.115	3392.182	0.125		264.912	264.912	0.000	384.143	0.725	341.565	615.819	285.890	531.533
14.850	15.100	0.250	15.100		212.460	212.460	53.115	106.230	3445.297	0.250		264.912	264.907	66.227	450.370	0.850	0.000	0.000	0.000	0.000
15.100	15.300	0.200	15.300	⑩	37.730	37.730	7.546	7.546	3452.843	0.100		264.907	264.903	52.981	503.351	0.950	0.000	0.000	0.000	0.000
15.300	15.500	0.200	15.500		37.730	37.730	7.546	15.092	3460.389	0.200		264.903	264.899	52.980	556.331	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
15.500	15.500	0.000	15.500		37.730	37.730	0.000	15.092	3460.389	0.200		264.899	264.899	0.000	556.331	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000

※　1.　ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

2.　表中の赤書きは、荷重区分の左側と右側を表示。

3.　境界条件から、ｽﾊﾟﾝ両端の断面力(せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ)は「0」とした。

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　断面力の計算

表12.5.7　断面力の集計(地震時)

スパン	距離x(m) 左端	右端	スパン長	A点から	断面力 せん断力Sw(KN) 鉛直荷重	地盤反力	集中荷重P	矢板反力Y	合計Sw	曲げモーメントMw(KN・m) 鉛直荷重Md	地盤反力Mq	集中荷重Mp	矢板反力My	合計	備考		
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			境界条件より、Sw=0、Mw=0
	0.000	0.250	0.250	0.250	12.350	70.719	0.000	0.000	58.369	1.544	8.840	0.000	0.000	7.296			
	0.250	0.500	0.250	0.500	24.700	141.437	0.000	0.000	116.737	6.175	35.359	0.000	0.000	29.184			
	0.500	0.887	0.387	0.887	43.818	250.906	0.000	0.000	207.088	8.479	111.278	0.000	0.000	102.799			
	0.887	0.887	0.000	0.887	43.818	250.906	214.201	0.000	−7.113	8.479	111.278	−164.087	0.000	266.886			荷重P1
	0.887	1.000	0.113	1.000	49.400	282.869	214.201	0.000	19.268	12.350	141.436	−139.882	0.000	268.969			
	1.000	1.250	0.250	1.250	103.005	353.583	214.201	0.000	36.377	31.401	220.993	−86.332	0.000	275.924			
	1.250	1.250	0.000	1.250	103.005	353.583	531.931	532.082	250.729	31.401	220.993	−293.810	0.000	483.402			荷重P2、矢板Y1
	1.250	1.500	0.250	1.500	156.610	424.296	531.931	532.082	267.837	63.853	318.228	−160.827	133.021	548.223			
	1.500	2.000	0.500	2.000	263.194	565.720	531.931	532.082	302.677	168.576	565.731	105.138	399.062	691.078			
	2.000	2.500	0.500	2.500	375.245	707.141	531.931	532.082	332.047	327.958	883.949	371.104	665.103	849.990			
	2.500	2.500	0.000	2.500	375.245	707.141	531.931	532.082	332.047	327.958	883.954	371.104	665.103	849.996			スパン1の右端
L2	2.500	3.000	0.500	3.000	466.211	774.897	531.931	532.082	308.837	538.068	1254.464	637.069	931.144	1010.471			スパン2の左端
	3.000	3.500	0.500	3.500	563.270	842.651	531.931	532.082	279.532	795.184	1658.851	903.035	1197.185	1157.817			
	3.500	4.000	0.500	4.000	666.421	910.402	531.931	532.082	244.132	1102.353	2097.114	1169.000	1463.226	1288.987			
	4.000	4.500	0.500	4.500	775.665	978.151	531.931	532.082	202.637	1462.621	2569.253	1434.966	1729.267	1400.933			
	4.500	5.000	0.500	5.000	891.001	1045.897	531.931	532.082	155.047	1879.033	3075.265	1700.931	1995.308	1490.608			
	5.000	5.500	0.500	5.500	1012.430	1113.640	531.931	532.082	101.361	2354.638	3615.149	1966.897	2261.349	1554.963			
	5.500	6.000	0.500	6.000	1139.951	1181.381	531.931	532.082	41.581	2892.479	4188.905	2232.862	2527.390	1590.953			
	6.000	6.500	0.500	6.500	1273.565	1249.119	531.931	532.082	−24.295	3495.604	4796.529	2498.828	2793.431	1595.528		Mmax	
	6.500	7.000	0.500	7.000	1411.945	1316.855	531.931	532.082	−94.939	4166.982	5438.023	2764.793	3059.472	1565.720			
	7.000	7.500	0.500	7.500	1550.325	1384.588	531.931	532.082	−165.586	4907.549	6113.383	3030.759	3325.513	1500.588			
	7.500	7.750	0.250	7.750	1619.515	1418.454	531.931	532.082	−200.910	5303.779	6463.758	3163.741	3458.533	1454.771			スパン中央(L/2)
	7.750	8.000	0.250	8.000	1688.705	1452.320	531.931	532.082	−236.234	5717.307	6822.608	3296.724	3591.554	1400.131			
	8.000	8.500	0.500	8.500	1827.085	1520.050	531.931	532.082	−306.884	6596.254	7565.698	3562.690	3857.595	1264.349			
	8.500	8.500	0.000	8.500	1827.085	1520.050	531.931	1063.871	224.905	6596.254	7565.698	3562.690	3857.595	1264.349			矢板Y2
	8.500	9.000	0.500	9.000	1965.465	1587.778	531.931	1063.871	154.253	7544.392	8342.659	3828.655	4389.530	1359.143			
	9.000	9.500	0.500	9.500	2103.845	1655.503	531.931	1063.871	83.598	8561.719	9153.482	4094.621	4921.466	1418.608			
	9.500	10.000	0.500	10.000	2242.225	1723.226	531.931	1063.871	12.941	9648.237	9998.168	4360.586	5453.401	1442.746			
	10.000	10.500	0.500	10.500	2380.605	1790.946	531.931	1063.871	−57.719	10803.944	10876.713	4626.552	5985.337	1431.554			
	10.500	11.000	0.500	11.000	2514.384	1858.664	531.931	1063.871	−123.780	12027.931	11789.119	4892.517	6517.272	1385.943			
	11.000	11.500	0.500	11.500	2642.410	1926.379	531.931	1063.871	−184.091	13317.369	12735.382	5158.483	7049.208	1308.737			
	11.500	12.000	0.500	12.000	2764.684	1994.092	531.931	1063.871	−238.652	14669.383	13715.511	5424.448	7581.143	1202.823			
	12.000	12.500	0.500	12.500	2881.205	2061.802	531.931	1063.871	−287.463	16081.095	14729.486	5690.414	8113.079	1071.056			
	12.500	13.000	0.500	13.000	2991.973	2129.509	531.931	1063.871	−330.524	17549.628	15777.313	5956.379	8645.014	916.320			
	13.000	13.400	0.400	13.400	3076.446	2183.673	531.931	1063.871	−360.833	18763.435	16639.960	6169.152	9070.562	777.936	Smax		
	13.400	13.400	0.000	13.400	3076.446	2183.673	531.931	1063.871	−360.833	18763.435	16640.000	6169.152	9070.562	777.976	Smax		スパン2の右端
L3	13.400	13.500	0.100	13.500	3099.808	2210.167	531.931	1063.871	−357.701	19072.250	16859.692	6222.345	9176.950	742.047			スパン3の左端
	13.500	14.000	0.500	14.000	3212.559	2342.634	531.931	1063.871	−337.985	20650.623	17997.892	6488.310	9708.885	567.844			
	14.000	14.500	0.500	14.500	3318.546	2475.096	531.931	1063.871	−311.510	22283.681	19202.325	6754.276	10240.821	405.188			
	14.500	14.600	0.100	14.600	3339.067	2501.588	531.931	1063.871	−305.539	22616.294	19451.159	6807.469	10347.208	374.604			
	14.600	14.750	0.150	14.750	3370.936	2541.325	531.931	1063.871	−297.671	23119.544	19829.377	6887.258	10506.788	329.363			
	14.750	14.850	0.100	14.850	3392.182	2567.816	531.931	1063.871	−292.426	23457.700	20084.834	6940.452	10613.175	299.858			
	14.850	14.850	0.000	14.850	3392.182	2567.816	873.496	1595.404	−102.458	23457.700	20084.834	7226.342	10613.175	13.968			荷重P3、矢板Y3
	14.850	15.100	0.250	15.100	3445.297	2634.043	873.496	1595.404	−89.346	24312.385	20735.066	7444.716	11012.026	−10.007			
	15.100	15.300	0.200	15.300	3452.843	2687.024	873.496	1595.404	−43.911	25002.199	21267.173	7619.415	11331.107	−23.333			
	15.300	15.500	0.200	15.500	3460.389	2740.004	873.496	1595.404	0.000	25693.522	21809.876	7794.114	11650.188	0.000			境界条件より、Sw=0、Mw=0
	15.500	15.500	0.000	15.500	3460.389	2740.004	873.496	1595.404	0.000	25693.522	21809.876	7794.114	11650.188	0.000			

※　合計の計算

合計Sw=(分布荷重V+集中荷重P)−(地盤反力q+矢板反力Y)

合計Mw=(分布荷重Mv+集中荷重Mp)−(地盤反力Mq+矢板反力My)

設計基準・使用文献および資料・略図　　設　計　計　算　　地震時　：　全体荷重　：　断面力図

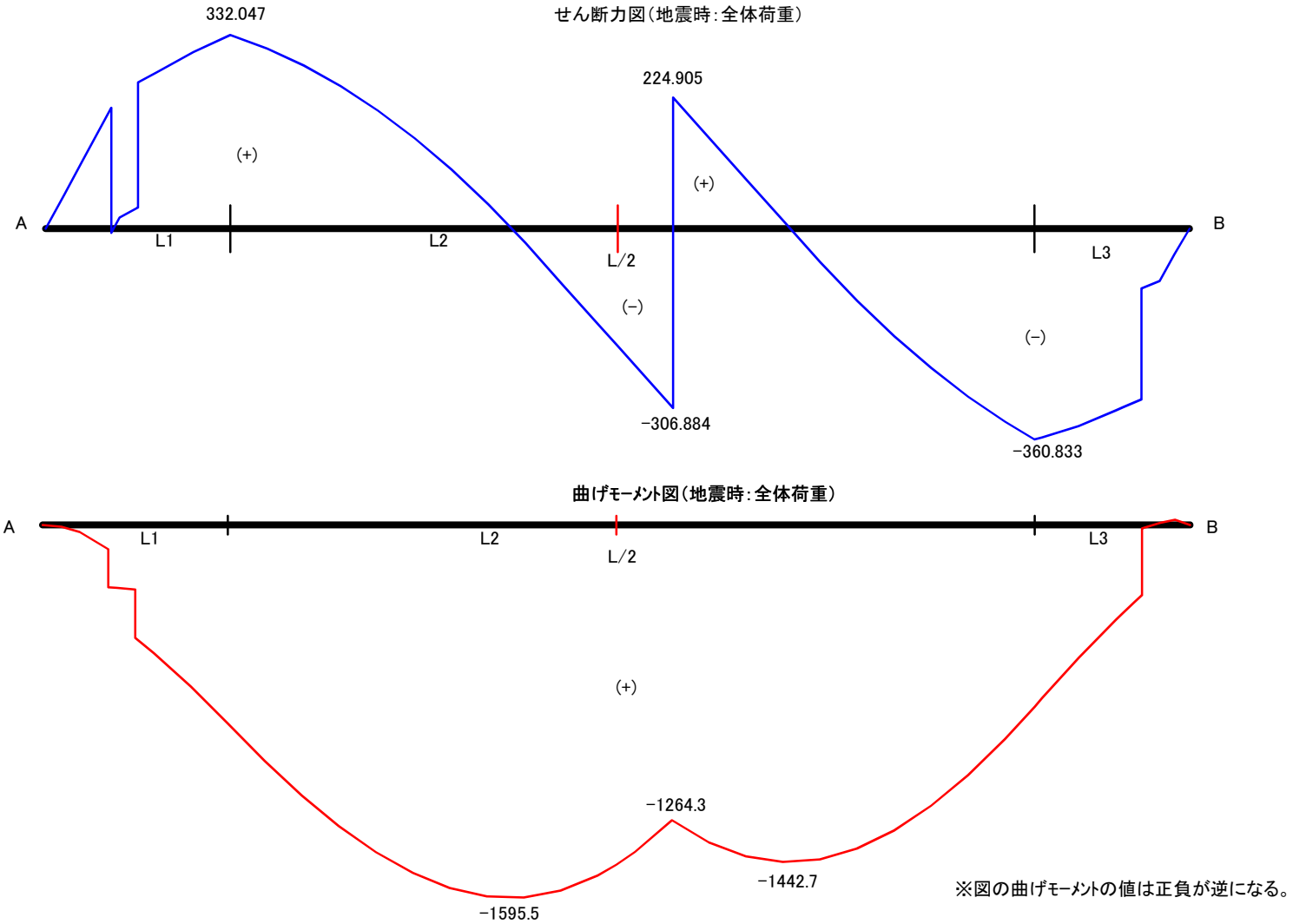


図12.5.10　　函体ｽﾊﾟﾝの断面力図（地震時、矢板反力あり）

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　：　全体荷重　：　軸力の計算

12-5-4.　軸力の計算

1)　しゃ水鋼矢板の影響による水平力の計算

函体ｽﾊﾟﾝに作用する軸方向力(軸力)は、剛体梁の考え方より側方変位は考慮しないので、集中荷重の軸方向荷重(水平力)としゃ水鋼矢板の軸方向荷重の和である。

ここに、集中荷重の軸方向荷重は次のとおりである。

表12.5.8　集中荷重の軸方向力

荷重項目		左端からの作用位置x(m)	荷重H(KN)		備考
荷重	軸方向			地震時	
P1	H1	0.887		−40.481	川裏胸壁
P2	H2	1.250		−543.632	川表胸壁
P3	H3	14.850		615.819	門柱
合計				31.706	

※　函体ｽﾊﾟﾝ長　　L＝　15.500　m

ここで、水平力を矢板に作用させたときの、矢板頭部の水平変位δyoは次の式で求める。

$$\delta yo = \frac{\Sigma H}{Kh + Kv \cdot B \cdot L} = \frac{31.706}{28{,}624 + 1415058} = \frac{31.706}{1{,}443{,}682} = 0.000022 \quad m$$

ここに、

Kh	： 矢板の水平方向バネ値				Kh＝	28,624	KN/m
ｽﾊﾟﾝ1	： Ks・B・L1＝	146,010	×	2.500	＝	365025	KN/m
ｽﾊﾟﾝ2	： Ks・B・L2＝	69,960	×	10.900	＝	762564	KN/m
ｽﾊﾟﾝ3	： Ks・B・L3＝	136,890	×	2.100	＝	287469	KN/m
合計				15.500 m		1415058	KN/m

この水平変位δyoをスパン両端に配分すると次のようになる。

「δ1＋δ2＝2・δo」より、

(ｽﾊﾟﾝ左端の沈下量δy1)

$$\delta 1 = 2 \cdot \delta o \cdot \left(1 - \frac{xg}{L}\right) = 2 \times 0.000022 \times \left(1 - \frac{6.479}{15.500}\right) = 0.000026 \quad m$$

(ｽﾊﾟﾝ右端の沈下量δy2)

$$\delta 2 = 2 \cdot \delta o \cdot \left(1 - \frac{xg'}{L}\right) = 2 \times 0.000022 \times \left(1 - \frac{9.021}{15.500}\right) = 0.000018 \quad m$$

以上から、しゃ水鋼矢板の水平変位は次のようになる。

・ 矢板Y1の変位量

$$\delta y1 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000026 + \frac{(0.000018 - 0.000026) \times 0.887}{15.500} = 0.000025 \quad m$$

・ 矢板Y2の変位量

$$\delta y2 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000026 + \frac{(0.000018 - 0.000026) \times 1.250}{15.500} = 0.000025 \quad m$$

・ 矢板Y3の変位量

$$\delta y3 = \delta 1 + \frac{(\delta 2 - \delta 1) \cdot x}{L} = 0.000026 + \frac{(0.000018 - 0.000026) \times 14.850}{15.500} = 0.000019 \quad m$$

設計基準・使用文献および資料・略図

設　　計　　計　　算　　地震時　：　全体荷重　：　　軸力の計算

しゃ水鋼矢板の水平力Ysはこの変位量δyと比例する考えから、次により水平力を求める。

Yv＝Kv・wy

									A点から		B点から	
Y1鋼矢板	：Ys1＝Ks・δx＝	146,010	×	0.000025	＝	3.672	KN	（x＝	1.250	m、	14.250	m）
Y2鋼矢板	：Ys2＝Ks・δx＝	69,960	×	0.000025	＝	1.748	KN	（x＝	8.500	m、	7.000	m）
Y3鋼矢板	：Ys3＝Ks・δx＝	136,890	×	0.000019	＝	2.555	KN	（x＝	14.850	m、	0.650	m）
合計						7.975	KN					

2)　軸力の計算

表12.5.9　　軸力の計算

左端からの距離x（m）	軸方向力H（KN）	軸力N（KN）			備考
		集中荷重	矢板変位	合計	
0	0	0	0	0	境界条件より、N＝0
0.887		0.000	0	0	
0.887	−40.481	40.481	0	40.481	
1.250		40.481	3.672	44.153	
1.250	−543.632	584.113	3.672	587.785	
8.500		601.873	5.420	607.293	Y1+Y2
14.850	615.819	615.819	7.975	623.794	Y1++Y2+Y3
14.850		0	7.975	7.975	
15.500	0	0	0	0	境界条件より、N＝0

ここで、函体両端に作用する集中荷重間の軸力は直線で分布するものとし、任意点xの軸力は次式で求める。

・　0.887　＜　x　≦　14.850　間の任意点xの軸力

$$N = 623.794 - \frac{(623.794 - 587.785) \cdot x}{14.850 - 0.887} = 623.794 - 2.5789 \cdot x$$

これより、集中荷重間の軸力は次のようになる。

・x＝　8.500　m

N＝　623.794　－　2.5789　×　8.500　＝　601.873　KN

第12章　弾性床上の梁の設計(右岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設　計　計　算　　地震時　:　全体荷重　:　軸力図

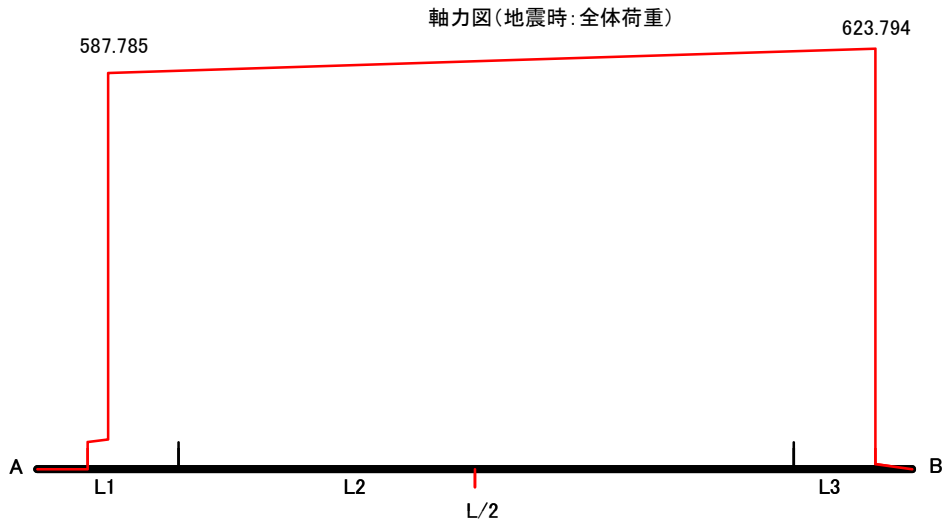


図11.5.11　　地震時の軸力図(全体荷重:矢板有り)

第12章　弾性床上の梁の設計（右岸築堤）

設計基準・使用文献および資料・略図	設　計　計　算