

Excelで解く樋門設計

第11章 弾性床上の梁の設計 (左岸築堤)

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

[「スタートメニュー」に戻る](#)

入力および計算結果

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

入カデータ

【荷重の入力】

(スパン数)
函体スパン数= 1

(分布荷重:土重あり)

スパン	番号	スパン左端からの距離(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	0.40	15.68	15.68	22.05	22.05									37.73	37.73	37.73	37.73
	2	0.40	0.90	190.41	190.41	22.05	22.05									212.46	212.46	212.46	212.46
	3	0.90	2.10	104.66	104.66	22.05	22.05	69.75	99.51	8.75	8.75					205.21	234.97	205.21	234.97
	4	2.10	5.00	80.65	80.65	22.05	22.05	95.83	162.56	8.05	8.05					206.58	273.31	206.58	273.31
	5	5.00	7.00	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	7.00	9.00	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	9.00	13.00	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	65.08	8.05	8.05					273.31	175.83	273.31	175.83
	8	13.00	14.00	123.77	123.77	22.05	22.05	73.95	52.08	9.80	9.80					229.57	207.70	229.57	207.70
	9	14.00	14.50	192.37	192.37	22.05	22.05									214.42	214.42	214.42	214.42
	10	14.50	15.50	27.35	27.35	22.05	22.05									49.40	49.40	49.40	49.40

※ 1. 盛土の法肩部(スパン左端から、 x= 5.000 m)
(集中荷重)

常時								地震時							
項目		川裏胸壁		川表胸壁		門柱		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)			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	316.405	0.650	297.948	14.250	214.201	14.613	鉛直荷重P	KN	341.565	0.650	317.730	14.250	214.201	14.613
水平荷重H	KN	-461.929	0.650	381.966	14.250	15.056	14.613	水平荷重H	KN	-615.819	0.650	543.632	14.250	40.481	14.613
曲げモーメントMc	KN・m	-267.046	0.650	150.762	14.250	39.331	14.613	曲げモーメントMc	KN・m	-285.890	0.650	207.478	14.250	164.087	14.613

【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)	$\beta \cdot l$	$\beta \cdot l$ 判定 値	函体剛性の 評価	Bv(m)	k _v (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			計 算 結 果	・ 常時の地盤反力係数kv			
	・ スパン長l=		15.50	m				K _v =		15,210	KN/m³
	・ 曲げ剛性E=		2.45	× 10 ⁷ KN/m ²				・ 地震時の地盤反力係数kev			
	・ 断面二次モーメントI=		2.2306	m ⁴				k _{ve} =2・kv=		30,420	KN/m³
	・ 変形係数 α Eom=		1	× 43020				= 43,020 KN/m ²			

【函体スパンの幅Bの入力】

スパン	番号	函体幅B (m)
函体	1	4.50
	2	2.30
	3	4.80

【函体スパ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	K _v ・B1	0.00	2.10	2.10
2	K _v ・B2	2.10	13.00	10.90
3	K _v ・B3	13.00	15.50	2.50

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

入 力 デ ータ

【しゃ水矢板の位置入力】

スパン	番号	検討位置	スパン左側端部からの距離 x(m)
函体	1	川裏胸壁部	0.650
	2	中央しゃ水壁	7.000
	3	川表胸壁	14.250

- ・ スパン左端から重心位置までの距離x1(分布荷重)
常時 x1= 7.333 m (設計計算より)
地震時 x1= 7.347 m (設計計算より)
- ・ x1区間にある矢板の数
常時 n'= 2
地震時 n'= 2

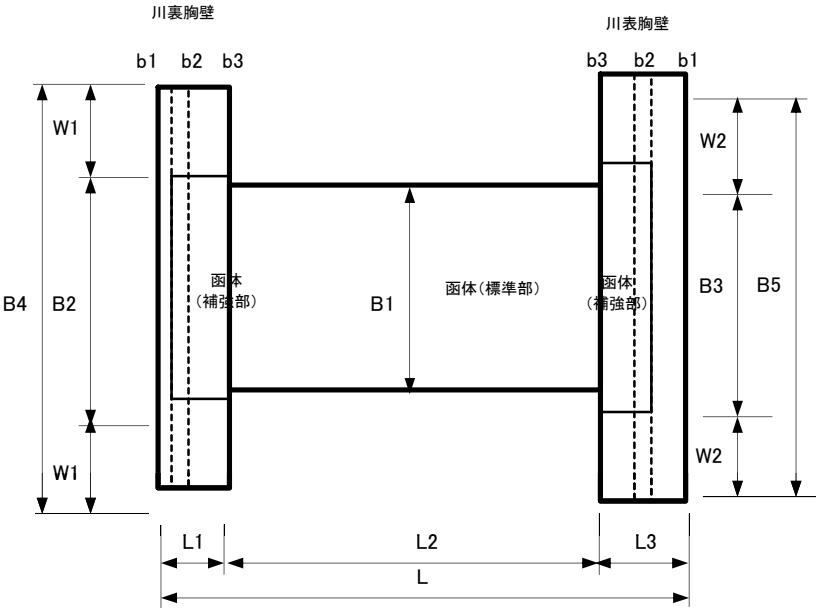
【鋼矢板の諸元入力】

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	4.50	4.30	4.80		
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	9.0	8.6	9.6		
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/m²
E : 杭の弾性係数(Ⅱw型) E=Ep= 2.00 × 10⁸ KN/m²
l : 杭の断面二次モーメント(Ⅱw型) l= 1.3 × 10⁻⁴ m⁴/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(川裏補強部) | B2= 2.50 m | |
| B3 : 函体の幅(川表補強部) | B3= 2.80 m | |
| B4 : 川裏側端部の底面幅 | B4= 4.50 m | |
| B5 : 川表側端部の底面幅 | B5= 4.80 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(スパン1) | L1= 2.10 m | |
| L2 : 函体標準部の長さ(スパン2) | L2= 10.90 m | |
| L3 : 川表胸壁の底面幅(スパン3) | L3= 2.50 m | |
| L : スパン長 | L= 15.50 m | |
| b1 : 胸壁つま先版の長さ | b1= 0.40 m | 川裏 |
| b2 : 胸壁たて壁の厚さ | b2= 0.50 m | 川裏 |
| b3 : 胸壁かかと版の長さ | b3= 1.20 m | 川裏 |
| | | 川表 |
| | | b1= 1.00 m |
| | | b2= 0.50 m |
| | | b3= 1.00 m |

入カデータ

【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 ~ 0.400	0.400	37.730	37.730	15.092	15.092
	2	0.400 ~ 0.900	0.500	212.460	212.460	106.230	121.322
	3	0.900 ~ 2.100	1.200	205.210	234.970	264.108	385.430
	計	0 ~ 2.100	2.100			385.430	
2	4	2.100 ~ 5.000	2.900	206.580	273.310	695.841	1081.271
	5	5.000 ~ 7.000	2.000	288.260	288.260	576.520	1657.791
	6	7.000 ~ 9.000	2.000	288.260	288.260	576.520	2234.311
	7	9.000 ~ 13.000	4.000	273.310	175.830	898.280	3132.591
	計	2.100 ~ 13.000	10.900			2747.161	
3	8	13.000 ~ 14.000	1.000	229.570	207.700	218.635	3351.226
	9	14.000 ~ 14.500	0.500	214.420	214.420	107.210	3458.436
	10	14.500 ~ 15.500	1.000	49.400	49.400	49.400	3507.836
	計	13.000 ~ 15.500	2.500			375.245	
	合計	0 ~ 15.500	15.500		Σ V =	3507.836	3507.836

(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 ~ 0.400	0.400	37.730	37.730	15.092	15.092
	2	0.400 ~ 0.900	0.500	212.460	212.460	106.230	121.322
	3	0.900 ~ 2.100	1.200	205.210	234.970	264.108	385.430
	計	0 ~ 2.100	2.100			385.430	
2	4	2.100 ~ 5.000	2.900	206.580	273.310	695.841	1081.271
	5	5.000 ~ 7.000	2.000	276.760	276.760	553.520	1634.791
	6	7.000 ~ 9.000	2.000	276.760	276.760	553.520	2188.311
	7	9.000 ~ 13.000	4.000	273.310	175.830	898.280	3086.591
	計	2.100 ~ 13.000	10.900			2701.161	
3	8	13.000 ~ 14.000	1.000	229.570	207.700	218.635	3305.226
	9	14.000 ~ 14.500	0.500	214.420	214.420	107.210	3412.436
	10	14.500 ~ 15.500	1.000	49.400	49.400	49.400	3461.836
	計	13.000 ~ 15.500	2.500			375.245	
	合計	0 ~ 15.500	15.500			3461.836	3461.836

(1/2荷重)

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3507.836}{2} = 1753.918 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 7.000 m ~ 9.000 m 」にある。

(スパン左端からの1/2荷重の位置→重心位置x1)

$$x1 = 7.000 + \frac{1753.918 - 1657.791}{288.260} = 7.333 \text{ m}$$

(1/2荷重)

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3461.836}{2} = 1730.918 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 7.000 m ~ 9.000 m 」にある。

(スパン左端からの1/2荷重の位置→重心位置x1)

$$x1 = 7.000 + \frac{1730.918 - 1634.791}{276.760} = 7.347 \text{ m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

入 力 デ ータ

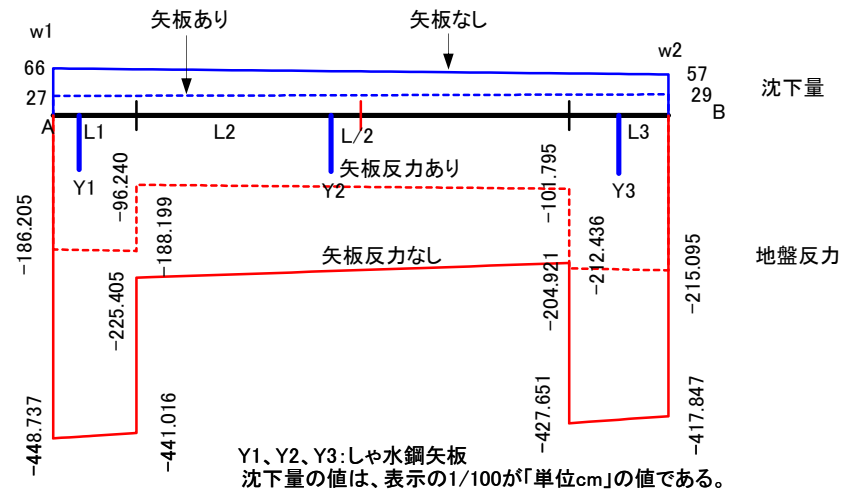
【計算点の入力・・・スパン左端A点からの距離】

A点からの距離x(m)	備考	スパン区分					常時の荷重				常時の沈下量、地盤反力と断面力				備考	
			左端	右端	スパン長	A点から	分布荷重(KN/m)		スパン内容		沈下量、地盤反力		断面力(常時)			
							左側	右側	分布荷重	スパン区分	沈下量w(cm)	地盤反力q(KN/m)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)		
0.000	スパン左端	L1	0.000	0.000	0.000	0.000	37.730	37.730	①	L1	0.3	186.205	0.000	0.000	Smax	
0.200	任意点		0.000	0.200	0.200	0.200	37.730	37.730			0.3	186.404	29.715	2.971		
0.400	川裏胸壁前面		0.200	0.400	0.200	0.400	37.730	37.730			0.3	186.604	59.470	11.889		
0.650	P1、Y1		0.400	0.650	0.250	0.650	212.460	212.460			0.3	186.853	53.037	25.951		
0.650	任意点		0.650	0.650	0.000	0.650	212.460	212.460			0.3	186.853	486.510	292.997		
0.750	任意点		0.650	0.750	0.100	0.750	212.460	212.460	0.3		186.953	483.954	341.520			
0.900	川裏胸壁背面		0.750	0.900	0.150	0.900	212.460	212.460	0.3		187.102	480.139	413.826			
1.000	任意点		0.900	1.000	0.100	1.000	205.210	207.690	0.3		187.202	478.209	461.746			
1.500	〃		1.000	1.500	0.500	1.500	207.690	220.090	0.3		187.701	464.990	697.794			
2.000	〃		1.500	2.000	0.500	2.000	220.090	232.490	0.3		188.199	445.820	925.744			
2.100	スパン1の右端	2.000	2.100	0.100	2.100	232.490	234.970	0.3	188.299	441.272	970.101					
2.100	スパン2の左端	L2	2.100	2.500	0.400	2.500	206.580	215.784	④	L2	0.3	96.240	395.336	1137.542	Mmax	
2.500	任意点		2.500	3.000	0.500	3.000	215.784	227.289			0.3	96.444	332.854	1319.824		
3.000	〃		3.000	3.500	0.500	3.500	227.289	238.794			0.3	96.699	264.746	1469.458		
3.500	〃		3.500	4.000	0.500	4.000	238.794	250.300			0.3	96.954	191.013	1583.633		
4.000	〃		4.000	4.500	0.500	4.500	250.300	261.805			0.3	97.209	111.655	1659.534		
4.500	〃		4.500	5.000	0.500	5.000	250.300	273.310	0.3		97.463	26.671	1694.349			
5.000	川裏側築堤法肩		5.000	5.500	0.500	5.500	288.260	288.260	0.3		97.718	-68.536	1683.877			
5.500	任意点		5.500	6.000	0.500	6.000	273.310	288.260	0.3		97.973	-163.616	1625.833			
6.000	〃		6.000	6.500	0.500	6.500	288.260	288.260	0.3		98.228	-258.568	1520.284			
6.500	〃		6.500	7.000	0.500	7.000	288.260	288.260	0.3		98.482	-353.393	1367.288			
7.000	築堤中央部、矢板Y2		7.000	7.000	0.000	7.000	288.260	288.260	0.3		98.737	421.892	1367.288			
7.500	任意点		7.000	7.500	0.500	7.500	288.260	288.260	0.3		98.992	327.194	1554.553			
7.750	スパン中央		7.500	7.750	0.250	7.750	288.260	288.260	0.3		99.119	279.893	1630.439			
8.000	任意点		7.750	8.000	0.250	8.000	288.260	288.260	0.3		99.247	232.624	1694.502			
8.500	〃		8.000	8.500	0.500	8.500	288.260	288.260	0.3		99.502	138.181	1787.196			
9.000	川表側築堤法肩		8.500	9.000	0.500	9.000	288.260	288.260	0.3		99.756	43.866	1832.707			
9.283	Mmax		9.000	9.283	0.283	9.283	273.310	266.413	0.3		99.901	-4.254	1838.260			
10.000	任意点		9.283	10.000	0.717	10.000	266.413	248.940	0.3		100.266	-117.248	1793.939			
10.500	〃		10.000	10.500	0.500	10.500	248.940	236.755	0.3		100.521	-188.475	1717.248			
11.000	〃		10.500	11.000	0.500	11.000	236.755	224.570	0.3		100.776	-253.482	1606.498			
11.500	〃		11.000	11.500	0.500	11.500	224.570	212.385	0.3		101.030	-312.269	1464.808			
12.000	〃		11.500	12.000	0.500	12.000	212.385	200.200	0.3		101.285	-364.836	1295.271			
12.500	〃		12.000	12.500	0.500	12.500	200.200	188.015	0.3		101.540	-411.184	1101.003			
13.000	スパン2の右端	12.500	13.000	0.500	13.000	188.015	175.830	0.3	101.795	-451.311	885.119					
13.000	スパン3の左端	L3	13.000	13.500	0.500	13.500	229.570	218.635	⑧	L3	0.3	212.436	-457.011	657.800		
13.500	任意点		13.500	14.000	0.500	14.000	218.635	207.700	0.3		212.968	-456.978	429.064			
14.000	川表胸壁背面		14.000	14.250	0.250	14.250	214.420	214.420	0.3		213.499	-457.175	314.793			
14.250	P2、Y2		14.250	14.250	0.000	14.250	214.420	214.420	0.3		213.765	49.170	164.031			
14.250	任意点		14.250	14.500	0.250	14.500	214.420	214.420	0.3		214.031	49.040	176.306			
14.500	川表胸壁前面		14.500	14.613	0.113	14.613	49.400	49.400	0.3		214.151	67.650	182.899			
14.613	P3		14.613	14.613	0.000	14.613	49.400	49.400	0.3		214.563	-146.551	143.568			
14.613	〃		14.613	15.000	0.387	15.000	49.400	49.400	0.3		214.829	-82.713	99.200			
15.000	任意点		15.000	15.250	0.250	15.250	49.400	49.400	0.3		215.095	-41.389	83.685			
15.250	〃		15.250	15.500	0.250	15.500	49.400	49.400	0.3		215.095	0.000	0.000			
15.500	スパン右端B点	15.500	15.500	0.000	15.500	49.400	49.400	0.3	215.095	0.000	0.000					

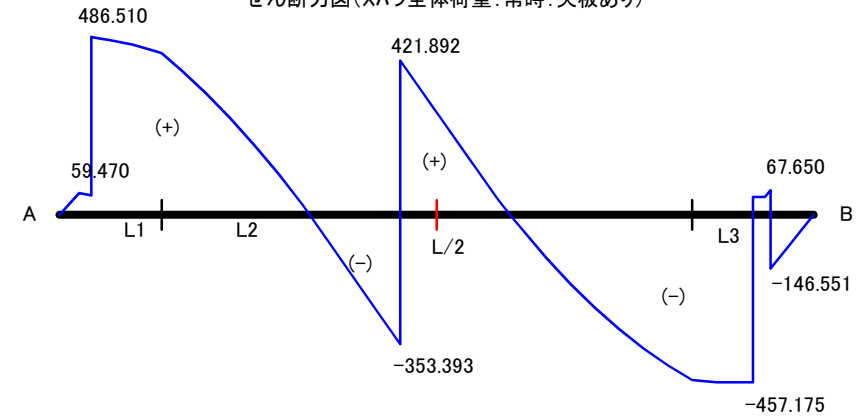
- ※ 1. 赤書きの数字はリンクさせた数値で、この数値でスパン内の値を比例配分して求めている。
2. 青書きは、集中荷重の作用位置およびスパン区分の端部を示している(右欄外の注意事項を参照)。
3. 荷重は「常時」の値を入力している。
4. Mmaxの点は「S=0」となる位置を試行計算して入力している。
5. 沈下量および地盤反力は「矢板あり」の値である。

【計算結果・・・常時】

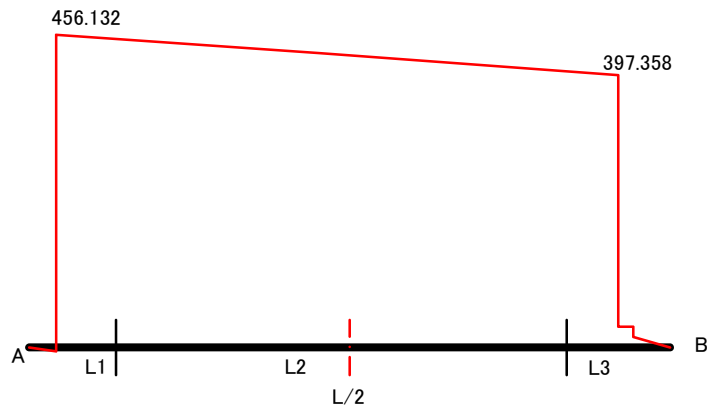
地盤反力図(常時:全体荷重)



せん断力図(スパン全体荷重:常時:矢板あり)

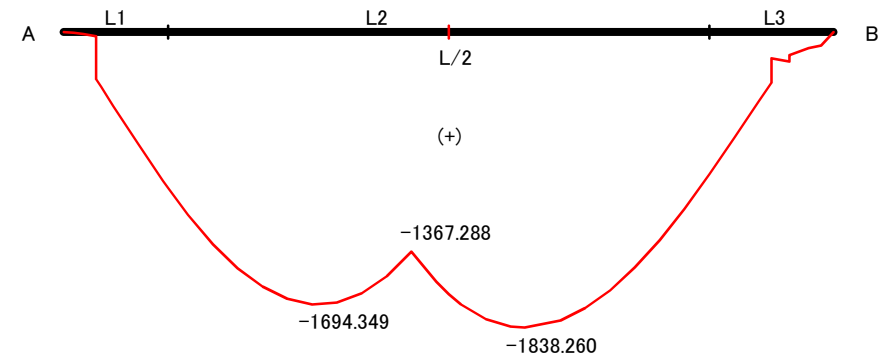


軸力図(スパン全体荷重:常時:矢板あり)



曲げモーメント図(スパン全体荷重: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11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

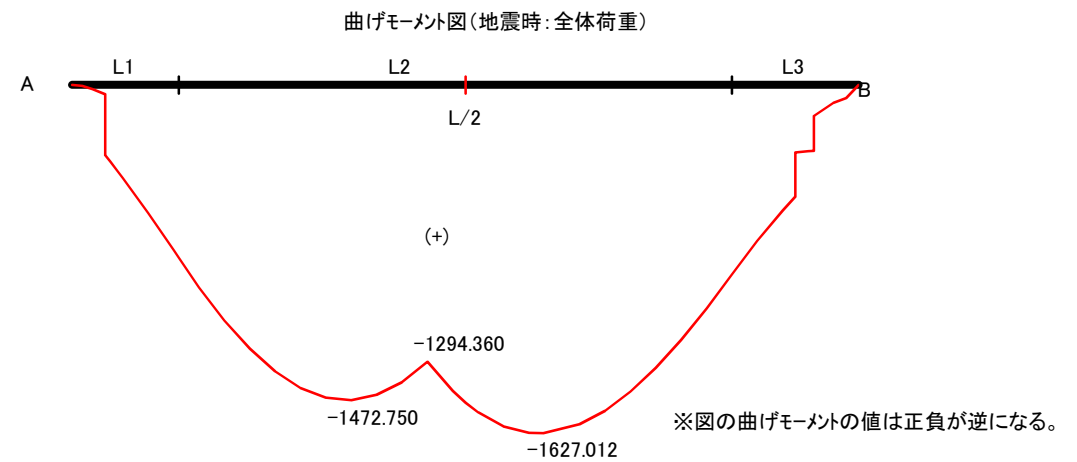
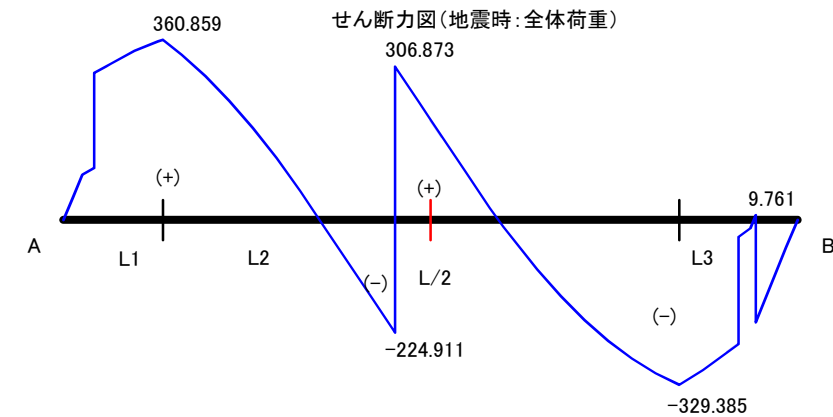
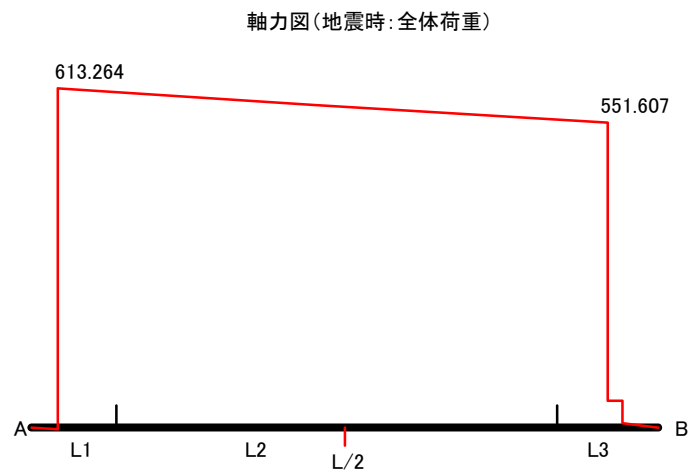
入 力 デ ータ

【計算点の入力・・・スパン左端A点からの距離】

A点からの距離x(m)	備考	スパン区分	地震時の荷重						スパン内容		地震時の沈下量、地盤反力と断面力				備考	
			左端	右端	スパン長	A点から	分布荷重(KN/m)				沈下量、地盤反力		断面力(地震時)			
							左側	右側	沈下量w(cm)	地盤反力q(KN/m ²)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)				
0.000	スパン左端	L1	0.000	0.000	0.000	0.000	37.730	37.730	①	L1	0.2	264.895	0.000	0.000	Smax	
0.200	任意点		0.000	0.200	0.200	0.200	37.730	37.730			0.2	264.900	45.434	4.543		
0.400	川裏胸壁前面		0.200	0.400	0.200	0.400	37.730	37.730			0.2	264.904	90.868	18.173		
0.650	P1、Y1		0.400	0.650	0.250	0.650	212.460	212.460			0.2	264.909	103.980	42.530		
0.650	任意点		0.650	0.650	0.000	0.650	212.460	212.460			0.2	264.909	293.941	328.420		
0.750	任意点		0.650	0.750	0.100	0.750	212.460	212.460			0.2	264.911	299.186	358.076		
0.900	川裏胸壁背面		0.750	0.900	0.150	0.900	212.460	212.460			0.2	264.914	307.054	403.544		
1.000	任意点		0.900	1.000	0.100	1.000	205.210	207.690			0.2	264.916	312.901	434.544		
1.500	"		1.000	1.500	0.500	1.500	207.690	220.090			0.2	264.926	338.417	597.631		
2.000	"		1.500	2.000	0.500	2.000	220.090	232.490			0.2	264.936	357.738	771.928		
2.100	スパン1の右端		2.000	2.100	0.100	2.100	232.490	234.970			0.2	264.938	360.859	807.860		
2.100	スパン2の左端	L2	2.100	2.500	0.400	2.500	206.580	215.784	④	L2	0.2	135.401	330.547	946.264	Mmax	
2.500	任意点		2.500	3.000	0.500	3.000	232.490	227.289			0.2	135.405	287.483	1101.011		
3.000	"		3.000	3.500	0.500	3.500	234.970	238.794			0.2	135.410	238.669	1232.789		
3.500	"		3.500	4.000	0.500	4.000	215.784	250.300			0.2	135.416	184.104	1338.721		
4.000	"		4.000	4.500	0.500	4.500	227.289	261.805			0.2	135.421	123.790	1415.935		
4.500	"		4.500	5.000	0.500	5.000	250.300	273.310			0.2	135.426	57.725	1461.553		
5.000	川裏側築堤法肩		5.000	5.500	0.500	5.500	276.760	276.760			0.2	135.431	-12.938	1472.750		
5.500	任意点		5.500	6.000	0.500	6.000	276.760	276.760			0.2	135.436	-83.598	1448.615		
6.000	"		6.000	6.500	0.500	6.500	276.760	276.760			0.2	135.442	-154.256	1389.151		
6.500	"		6.500	7.000	0.500	7.000	276.760	276.760			0.2	135.447	-224.911	1294.360		
7.000	築堤中央部、矢板Y2		7.000	7.000	0.000	7.000	276.760	276.760			0.2	135.452	306.873	1294.360		
7.500	任意点		7.000	7.500	0.500	7.500	276.760	276.760			0.2	135.457	236.220	1430.133		
7.750	スパン中央		7.500	7.750	0.250	7.750	276.760	276.760			0.2	135.460	200.895	1484.772		
8.000	任意点		7.750	8.000	0.250	8.000	276.760	276.760			0.2	135.462	165.570	1530.581		
8.500	"		8.000	8.500	0.500	8.500	276.760	276.760			0.2	135.467	94.922	1595.703		
9.000	川表側築堤法肩		8.500	9.000	0.500	9.000	276.760	276.760			0.2	135.473	24.277	1625.500		
9.500	任意点		9.000	9.500	0.500	9.500	273.310	261.125			0.2	135.476	-13.007	1627.012		
10.000	"		9.500	10.000	0.500	10.000	261.125	248.940			0.2	135.483	-98.726	1586.266		
10.500	"		10.000	10.500	0.500	10.500	248.940	236.755			0.2	135.488	-152.407	1522.596		
11.000	"		10.500	11.000	0.500	11.000	236.755	224.570			0.2	135.493	-199.993	1433.619		
11.500	"		11.000	11.500	0.500	11.500	224.570	212.385			0.2	135.499	-241.484	1322.381		
12.000	"		11.500	12.000	0.500	12.000	212.385	200.200			0.2	135.504	-276.879	1191.944		
12.500	"		12.000	12.500	0.500	12.500	200.200	188.015			0.2	135.509	-306.180	1045.346		
13.000	スパン2の右端		12.500	13.000	0.500	13.000	224.570	175.830			0.2	135.514	-329.385	885.640		
13.000	スパン3の左端	L3	13.000	13.500	0.500	13.500	229.570	218.635	⑧	L3	0.2	282.825	-300.021	728.060		
13.500	任意点		13.500	14.000	0.500	14.000	218.635	207.700			0.2	282.835	-265.185	586.531		
14.000	川表胸壁背面		14.000	14.250	0.250	14.250	214.420	214.420			0.2	282.846	-248.078	522.373		
14.250	P2、Y2		14.250	14.250	0.000	14.250	214.420	214.420			0.2	282.852	-33.729	314.895		
14.250	任意点		14.250	14.500	0.250	14.500	214.420	214.420			0.2	282.857	-16.620	308.601		
14.500	川表胸壁前面		14.500	14.613	0.113	14.613	49.400	49.400			0.2	282.859	9.761	308.214		
14.613	P3		14.613	14.613	0.000	14.613	49.400	49.400			0.2	282.868	-204.440	144.127		
14.613	任意点		14.613	15.000	0.387	15.000	49.400	49.400			0.2	282.873	-114.090	82.491		
15.000	任意点		15.000	15.250	0.250	15.250	49.400	49.400			0.2	282.879	-55.722	61.265		
15.250	"		15.250	15.500	0.250	15.500	49.400	49.400			0.2	282.879	0.000	0.000		
15.500	スパン右端B点		15.500	15.500	0.000	15.500	49.400	49.400			0.2	282.879	0.000	0.000		

※ 1. 赤書きの数字はリンクさせた数値で、この数値でスパ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パ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。

【計算結果・・・地震時】



設 計 計 算

11-1. 本体縦方向の設計

11-1-1. 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11.1.1 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デル		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		△	△	しゃ水鋼矢板等
プレストレス力	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。

11-1-2. 「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

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + K_v \cdot w = q \dots\dots\dots (1)式$$

・ 函軸の変位

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + K_s \cdot u = p \dots\dots\dots (2)式$$

ここに、

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

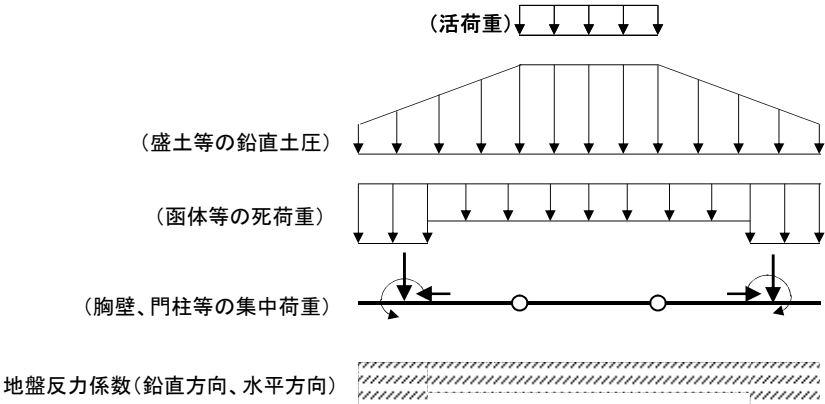


図11.1.1 弾性床上の梁の設計モデル

- 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(スパン割、断面諸元)

② スパンの結合条件(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、各種ひ等)
- この諸条件の適用は次のとおりである。

表11.1.2 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)

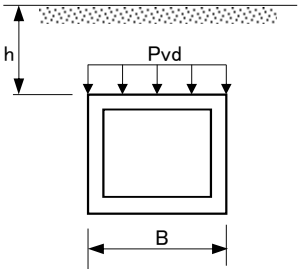
鉛直土圧としては「函体直上」の土重を考慮する。「弾性床上の梁」では原則として鉛直土圧には「鉛直土圧係数」を考慮する。鉛直土圧係数は、樋門本体の函軸方向の土被り厚さに応じて変化させるのがよい。

表11.1.3 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
	$1 \leq h/B < 2$	1.20
	$2 \leq h/B < 3$	1.35
	$3 \leq h/B < 4$	1.50
	$4 \leq h/B$	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/m²)

α : 鉛直土圧係数

γ : 土被り土の単位体積重量 (KN/m³)

h : 函体上の土被り厚さ (m)

【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）のバネは、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。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l}$$

ここに、

K_v : 鉛直方向の矢板バネ値(KN/m)

A_p : 鋼矢板の純断面積(m²)

E_p : 鋼矢板の弾性係数 $E_p = 2.0 \times 10^8$ KN/m²

l : 鋼矢板長(m)

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

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}}$$

ここに、

U : 鋼矢板の周長(m)

C_s : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数(KN/m³)

(C_s の関係式)

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

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。

・ スパンの結合条件

スパンの結合条件は、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 : 結合条件をヒンジとする。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バネ、せん断バネ、曲げバネを考慮する。

・ 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。

(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土上の梁」の基本式

地盤変位(沈下・側方変位)を考慮した弾性床土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

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + K_v \cdot (w - w_g) = q \dots\dots\dots (4) \text{式}$$

・ 函軸の変位

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + K_s \cdot (u - u_g) = p \dots\dots\dots (5) \text{式}$$

ここに、

- | | | | |
|----------------|----------------------------------|----------------|-------------------------------------|
| w | : 函体の変位(たわみ)(m) | K _s | : 水平方向せん断地盤反力係数(KN/m ³) |
| w _g | : 地盤変位(沈下)(m) | U | : 函体の周長(m) |
| K _v | : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m ³) | EA | : 函体の函軸方向剛性(KN) |
| B | : 函体の幅(m) | p | : 函軸方向荷重(KN/m ²) |
| 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) | | |
| u _g | : 地盤変位(函軸方向の側方変位)(m) | | |

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)。

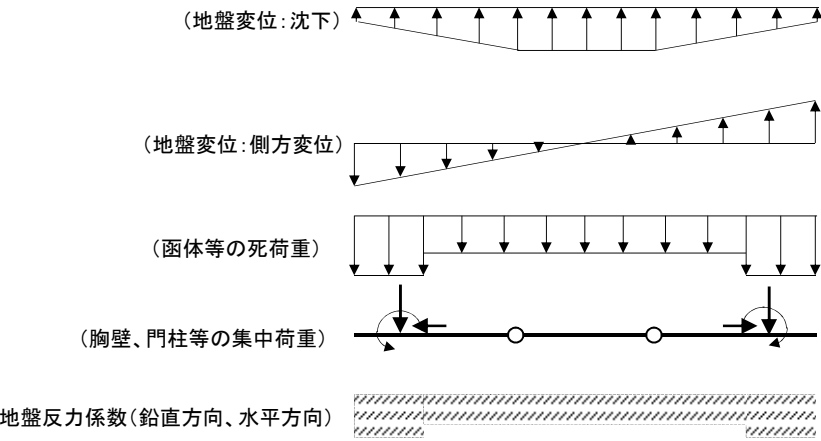


図11.1.2 地盤変位の影響を考慮した弾性床土上の梁の設計モデル(柔構造樋門)

【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、
 $e^{\beta x} \cdot \cos \beta x = m1$
 $e^{\beta x} \cdot \sin \beta x = m2$
 $e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x = m3$
 $e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x = m4$
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。
 $w1 = C1 \cdot m1$
 $w2 = C2 \cdot m2$
 $w3 = C3 \cdot m3$
 $w4 = C4 \cdot m4$
「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。

「 $0 \leq z \leq 2\pi$ 」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。

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

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。

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。

Ⅰ. 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)
 $w = C1 \cdot e^{\beta x} \cdot \cos \beta x + C2 \cdot e^{\beta x} \cdot \sin \beta x + C3 \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x + C4 \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x$ (6)式
ここに、
w : 函体の変位(m)
 β : 函体の特性値(m^{-1})
$$\beta = \sqrt{\frac{kv \cdot D}{4EI}}$$

C1、C2、C3、C4 : 積分定数

Ⅱ. 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)
 $w = C1 + C2 \cdot x$ (7)式

函体と基礎地盤の相対剛性 βl (l: 函体のスパン長)は次により評価できる。
「 $\beta l \leq 1.5$ 」の場合 : 解析する函体モデルは「剛体」
「 $\beta l > 1.5$ 」の場合 : 解析する函体モデルは「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。

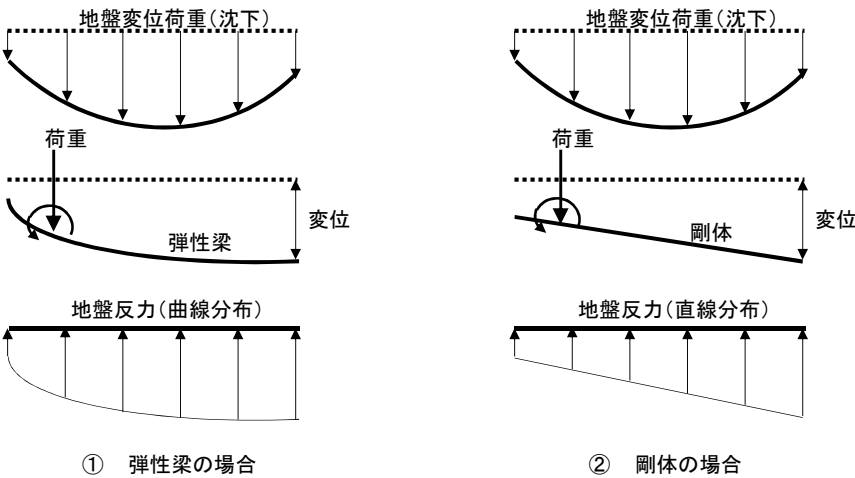


図11.1.3 弾性梁の場合と剛体の場合のモデル図(1スパン)

- 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(スパン割、断面諸元)
 - ② スパンの結合条件(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 キャンバ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(キャンバ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、各種ひき等)
- この諸条件の適用は次のとおりである。

表11.1.4 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(K_v、K_s)

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パ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デ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、直接それを解析モデ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K_v、w_g、K_s、u_g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

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + K_v \cdot (w - w_g) = q \rightarrow \frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} = q - K_v \cdot (w - w_g) \dots\dots\dots (8) \text{式}$$

- ・ 函軸の変位

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + K_s \cdot (u - u_g) = p \rightarrow \frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} = p - K_s \cdot (u - u_g) \dots\dots\dots (9) \text{式}$$

イ. 地盤変位(沈下)等価荷重 q_g
地盤変位(沈下)に等価な荷重強度 q_g は、地盤変位 w_g に鉛直方向地盤反力係数 K_v を乗じた次式で算定できる。
 $q_g = K_v \cdot w_g$ (10)式

ロ. 地盤変位(側方変位)等価荷重 p_g
地盤変位(側方変位)に等価な荷重強度 p_g は、地盤変位 u_g に水平方向せん断地盤反力係数 K_s を乗じた次式で算定できる。
 $p_g = K_s \cdot u_g$ (11)式

この地盤変位等価荷重 p_g は、函体と地盤の相対変位が小さい場合に有効である。函体と地盤変位との相対変位が大きいと、函体と地盤との間ですべりが生じ、 p_g が一定値に近くなると想定されるので、適用にあたってはこのことに対する配慮を必要とする。

・ スパンの結合条件
スパンの結合条件は、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 : 結合条件をヒンジとする。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バネ、せん断バネ、曲げバネを考慮する。

弾性継手は、隣接するスパン間の断面力の伝達が継手部に発生する両者の変位差に比例すると仮定する。すなわち、「 $n-1$ 」スパンと「 n 」スパンの継手において、以下の関係式を(1)式～(4)式の微分方程式の中に組み込むことによって解が得られる。

$F_n = F_{n-1} + K_F \cdot \Delta u$ (12)式

$S_n = S_{n-1} + K_S \cdot \Delta u$ (13)式

$M_n = M_{n-1} + K_M \cdot \theta$ (14)式

- ここに、
- F_n, F_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端の軸力(KN)
 - S_n, S_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端のせん断力(KN)
 - M_n, M_{n-1} : スパン n の左端・スパン $n-1$ の右端の曲げモーメント(KN)
 - K_F : 継手の函軸方向バネ定数(KN/m)
 - K_S : 継手のせん断バネ定数(KN/m)
 - K_M : 継手の曲げバネ定数(KN・m/rad)
 - $\Delta u, \Delta w, \theta$: 継手の開口(m)、目違い(m)、折れ角(rad)

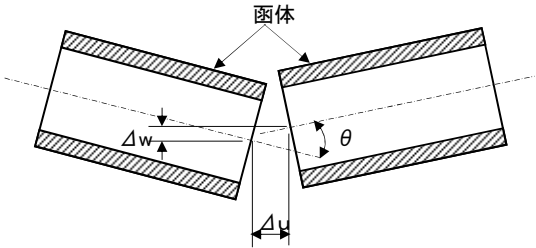
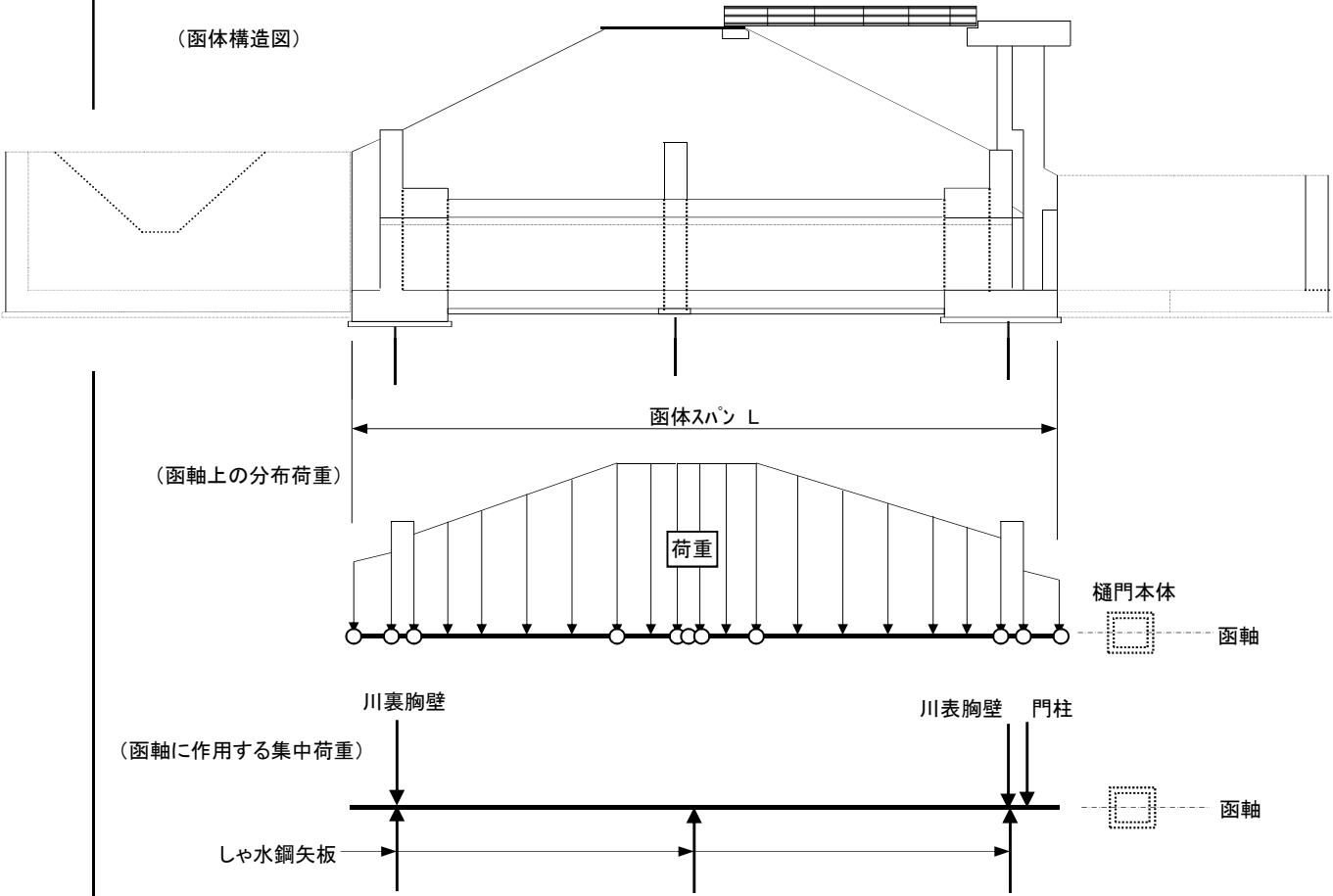


図11.1.4 継手の変位

- ・ キャンバー盛土の考慮
キャンバー盛土を考慮する場合は、単純にキャンバ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、キャンバ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 w_g を次の値に置き換えることよい。ただし、継手の構造によってはキャンバ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。
$$w_g = w_{go} - w_c \quad \dots\dots\dots (15) \text{式}$$

ここに、
 w_g : 地盤変位(沈下)(m)
 w_{go} : 地盤変位(残留沈下量分布)(m)
 w_c : キャンバー量(m)
- ・ しゃ水鋼矢板の影響
しゃ水鋼矢板の影響は前述のとおりであるが、とくに、鋼矢板の先端が比較的良好な砂層等に到着する場合は配慮が必要である。
- ・ 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、その接続条件を単純支持とする等、その接続条件に応じた境界条件を設定する必要がある。

11-2. 弾性床上の梁の計算
11-2-1. 設計条件
(1) 設計モデル
設計するモデ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。



第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.2.1 荷重の集計

スパン	番号	スパン左端からの距離(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)			
		自	至	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	常時		地震時		常時		地震時	
												左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
函体	1	0	0.40	15.68	15.68	22.05	22.05									37.73	37.73	37.73	37.73
	2	0.40	0.90	190.41	190.41	22.05	22.05									212.46	212.46	212.46	212.46
	3	0.90	2.10	104.66	104.66	22.05	22.05	69.75	99.51	8.75	8.75					205.21	234.97	205.21	234.97
	4	2.10	5.00	80.65	80.65	22.05	22.05	95.83	162.56	8.05	8.05					206.58	273.31	206.58	273.31
	5	5.00	7.00	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	7.00	9.00	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	9.00	13.00	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	65.08	8.05	8.05					273.31	175.83	273.31	175.83
	8	13.00	14.00	123.77	123.77	22.05	22.05	73.95	52.08	9.80	9.80					229.57	207.70	229.57	207.70
	9	14.00	14.50	192.37	192.37	22.05	22.05									214.42	214.42	214.42	214.42
	10	14.50	15.50	27.35	27.35	22.05	22.05									49.40	49.40	49.40	49.40

※ 1. 盛土の中央部(スパン左端から、 x1＝ 5.000 m)

2) 集中荷重の集計

表11.2.2 常時の集中荷重

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	316.405	0.650	297.948	14.250	214.201	14.613
水平荷重H	KN	-461.929	0.650	381.966	14.250	15.056	14.613
曲げモーメントMc	KN・m	-267.046	0.650	150.762	14.250	39.331	14.613

表11.2.3 地震時の集中荷重

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	341.565	0.650	317.730	14.250	214.201	14.613
水平荷重H	KN	-615.819	0.650	543.632	14.250	40.481	14.613
曲げモーメントMc	KN・m	-285.890	0.650	207.478	14.250	164.087	14.613

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
100.55	130.31	100.55	130.31
125.93	192.66	125.93	192.66
207.61	207.61	196.11	196.11
207.61	207.61	196.11	196.11
192.66	95.18	192.66	95.18
105.80	83.93	105.80	83.93
22.05	22.05	22.05	22.05
22.05	22.05	22.05	22.05

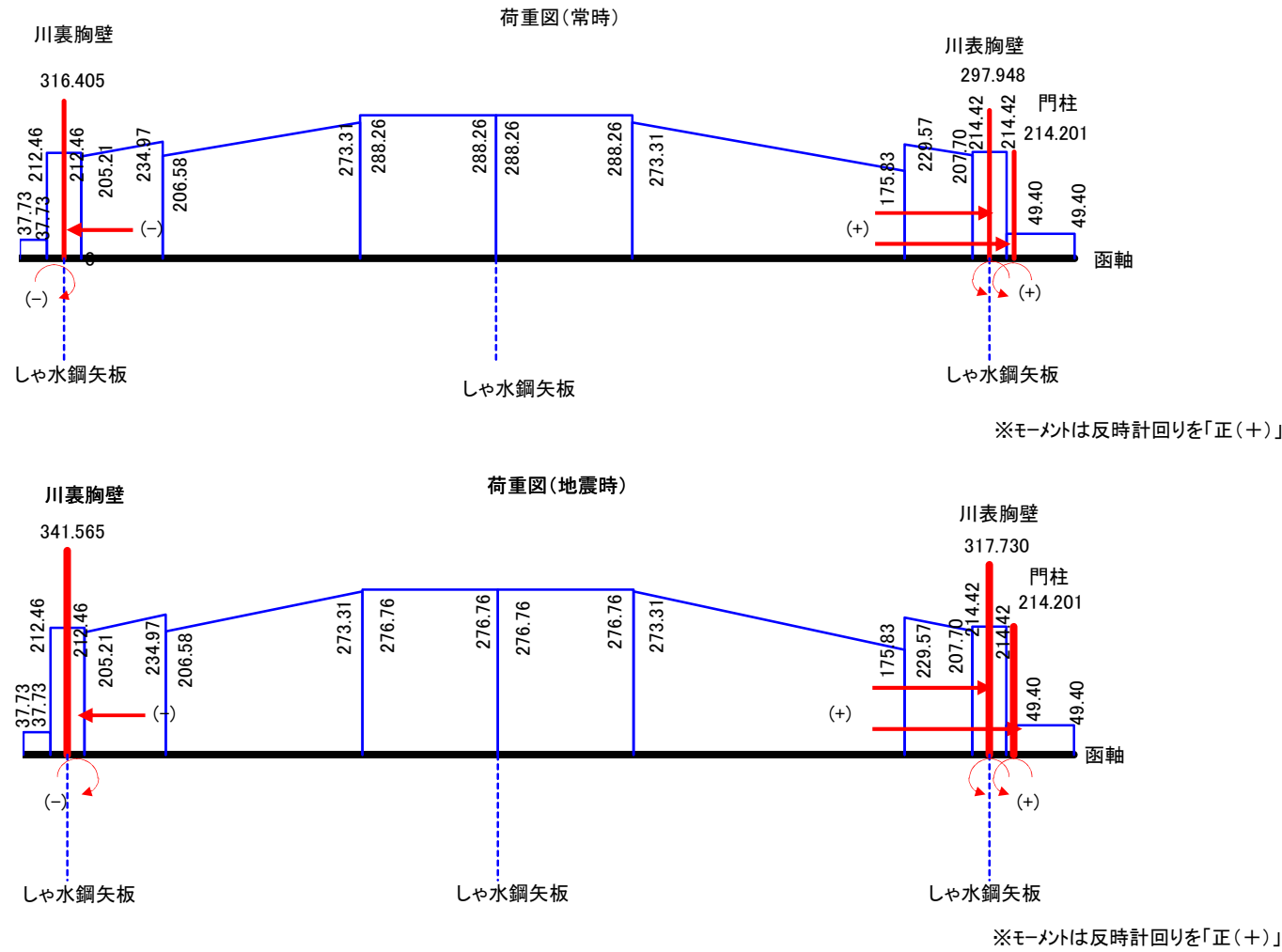


図11.2.2 荷重図

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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 K_v は次の式により求める。

$$K_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m^3)

k_{vo} : 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。

$$k_{vo} = (1/0.3) \alpha \cdot E_o$$

B_v : 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11.2.4 基礎の換算載荷幅 B_v

函体剛性の評価	$B_v(\text{cm})$	摘要
剛体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot l \leq 1.5$ の場合
弾性体	$\sqrt{D/\beta}$	$\beta \cdot l > 1.5$ の場合

※ 函体の B_v を算定する際の k_{vl} は、常時の値で代表させる。

E_o : 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

A_v : 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})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 E I}}$$

E : 函体の曲げ剛性(KN/m^2)

$$E = 2.45 \times 10^7 \text{ KN}/\text{m}^2$$

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 K_s (KN/m^3)は、次式により推定して求める。

$$K_s = \lambda \cdot K_v$$

ここに、

K_s : 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、 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする

K_v : 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 k_v (KN/m^3)の仮定値を与え試行計算により求める。

表11.2.5 函体スパンの鉛直方向地盤反力係数 K_v の計算

K_v の仮定値 (KN/m^3)	k_{vo} (KN/m^3)	幅 D (m)	スパン長 l (m)	特性値 β (m^{-1})	$\beta \cdot l$	$\beta \cdot l$ 判定 値	函体剛性の 評価	B_v (m)	k_v (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 $E=2.45 \times 10^7 \text{ KN}/\text{m}^2$ ・断面二次モーメント $I=2.2306 \text{ m}^4$ ・変形係数 $\alpha E_{om}=1 \times 43020=43,020 \text{ KN}/\text{m}^2$							計算結果 ・常時の地盤反力係数 k_v $K_v=15,210 \text{ KN}/\text{m}^3$ ・地震時の地盤反力係数 k_{ev} $k_{ve}=2 \cdot k_v=30,420 \text{ KN}/\text{m}^3$			

以上から「 $\beta \cdot l < 1.5$ 」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 K_s (KN/m^3)は、次式により推定して求める。

$$K_s = \lambda \cdot K_v$$

ここに、

K_s : 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
 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする

K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m^3)

表11.2.6 水平方向せん断地盤反力係数 k_s の計算

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

3) 縦方向の計算に用いる函体スパンの地盤反力係数
函体スパ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11.2.7 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	4.50	5,070	15,210	22,810	68,440	10,140	30,420	45,630	136,890
	2	2.30	5,070	15,210	11,660	34,980	10,140	30,420	23,320	69,960
	3	4.80	5,070	15,210	24,330	73,000	10,140	30,420	48,670	146,010

以上から、函体スパン内の地盤反力係数の分布は次のようになる。

表11.2.8 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	2.10	2.10	22,810	68,440	45,630	136,890
2	2.10	13.00	10.90	11,660	34,980	23,320	69,960
3	13.00	15.50	2.50	24,330	73,000	48,670	146,010

※ 1. ここに、
スパン数N＝ 1
スパン長L＝ 15.50 m

【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。このうち軸方向のバネは、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。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l}$$

ここに、

K_v : 鉛直方向の矢板バネ値 (KN/m)

A_p : 鋼矢板の純断面積 (㎡)

E_p : 鋼矢板の弾性係数 $E_p = 2.0 \times 10^8$ KN/㎡

l : 鋼矢板長 (m)

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

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}}$$

ここに、

U : 鋼矢板の周長 (m)

C_s : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数 (KN/㎡³)

(C_s の関係式)

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

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。

4) 矢板バネ定数の計算

設計箇所地盤は、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11.2.9 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	4.50	4.30	4.80		
矢板幅	W	m	0.60	0.60	0.60		
純断面積	A_p	㎡	0.00787	0.00787	0.00787		
弾性係数	E_p	KN/㎡	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	9.0	8.6	9.6		
N値			13.5	13.5	13.5		
C_s		KN/㎡ ³	9000	9000	9000		$C_s = N/0.0015$

ロ. 鉛直方向の矢板バネ値の計算

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l} = 0.349 \times \frac{0.00787 \times 2 \times 10^8}{2.0} = 274.663 \text{ KN/m}$$

ここに、

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

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{9000 \times 8.6}{0.00787 \times 2 \times 10^8}} = 0.627 \text{ KN/㎡}^2$$

ハ. 水平方向の矢板バネ値の計算(常時)

・ 常時

$$K_h = 0.33904 \cdot (\alpha E_o)^{1.10345} \times D^{-0.310345} \times (E I)^{-0.10345} = 38131.5 \times 1.000 \times 0.34936 = 13322 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$\alpha \cdot E_o = 1 \times 2800 \times 13.5 = 37800 \text{ KN/㎡}^2$$

α : 地盤の変形係数 E_o の求め方に応じた補正係数

N値より推定 $\alpha = 1$ (地震時 $\alpha = 2$)

N値 = 13.5

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

$$E I = 2.00 \times 10^8 \times 1.3 \times 10^{-4} = 26000 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4 \cdot E I}} = \sqrt[4]{\frac{13322 \times 1.00}{4 \times 26000}} = 0.5983 \text{ m}^{-1}$$

ここで、

E : 杭の弾性係数 (Ⅱw型) $E=E_p=2.00 \times 10^8$ KN/㎡²

I : 杭の断面二次モーメント (Ⅱw型) $I=1.3 \times 10^{-4}$ ㎡⁴/m

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

・ 地震時

$$K_h = 0.33904 \cdot (\alpha E_o)^{1.10345} \times D^{-0.310345} \times (E I)^{-0.10345} = 81932.4 \times 1.000 \times 0.34936 = 28624 \text{ KN/m}$$
ここに、

$$\alpha \cdot E_o = 2 \times 2800 \times 13.5 = 75600 \text{ KN/m}^2$$

二. 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 11.2.10 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	スパ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	川裏胸壁部	0.650	274,663	13,322	0
	2	中央しゃ水壁	7.000	274,663	13,322	0
	3	川表胸壁	14.250	274,663	13,322	0
地震時	1	川裏胸壁部	0.650	274,663	28,624	0
	2	中央しゃ水壁	7.000	274,663	28,624	0
	3	川表胸壁	14.250	274,663	28,624	0

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

11-2-2. 計算条件のまとめ

1) 樋門の概要

スパン数	1
地盤側方変位の推定点数	0
地盤沈下の推定点数	0
キャンパー盛土のデータ数	0

2) スパン毎の特性の数

スパンNo	部材長(m)	計算点の数	K値の数	矢板ハネの数	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) スパン内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 K _s ・B	軸直角方向 K _v ・B	軸方向 K _s ・B	軸直角方向 K _v ・B
2 — 1	0.00	2.10	22,810	68,440	45,630	136,890
2 — 2	2.10	13.00	11,660	34,980	23,320	69,960
2 — 3	13.00	15.50	24,330	73,000	48,670	146,010

4) 矢板ハネ定数

位置No	スパン左端からの矢板位置(m)	常時の矢板ハネ値			地震時の矢板ハネ値		
		鉛直ハネ定数 K _v (KN/m)	水平ハネ定数 K _h (KN/m)	曲げハネ定数 K _m (KN・m/rad)	鉛直ハネ定数 K _v (KN/m)	水平ハネ定数 K _h (KN/m)	曲げハネ定数 K _m (KN・m/rad)
1	0.65	274,663	13,322	0	274,663	28,624	0
2	7.00	274,663	13,322	0	274,663	28,624	0
3	14.25	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					
		川裏胸壁		川表胸壁		門柱		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	316.405	0.650	297.948	14.250	214.201	14.613	341.565	0.650	317.730	14.250	214.201	14.613
水平荷重	KN	-461.929	0.650	381.966	14.250	15.056	14.613	-615.819	0.650	543.632	14.250	40.481	14.613
曲げモーメント	KN・m	-267.046	0.650	150.762	14.250	39.331	14.613	-285.890	0.650	207.478	14.250	164.087	14.613

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11.2.11 分布荷重(鉛直荷重)

スパン	番号	スパン左端からの距離(m)		スパン長	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	0.40	0.40	37.73	37.73	37.73	37.73	22.05	22.05	22.05	22.05
	2	0.40	0.90	0.50	212.46	212.46	212.46	212.46	22.05	22.05	22.05	22.05
	3	0.90	2.10	1.20	205.21	234.97	205.21	234.97	100.55	130.31	100.55	130.31
	4	2.10	5.00	2.90	206.58	273.31	206.58	273.31	125.93	192.66	125.93	192.66
	5	5.00	7.00	2.00	288.26	288.26	276.76	276.76	207.61	207.61	196.11	196.11
	6	7.00	9.00	2.00	288.26	288.26	276.76	276.76	207.61	207.61	196.11	196.11
	7	9.00	13.00	4.00	273.31	175.83	273.31	175.83	192.66	95.18	192.66	95.18
	8	13.00	14.00	1.00	229.57	207.70	229.57	207.70	105.80	83.93	105.80	83.93
	9	14.00	14.50	0.50	214.42	214.42	214.42	214.42	22.05	22.05	22.05	22.05
	10	14.50	15.50	1.00	49.40	49.40	49.40	49.40	22.05	22.05	22.05	22.05

※ 1. 盛土の中央部(スパン左端から、 $x_1 = 5.000$ m)

表11.2.12 函体自重の分布

スパン			スパン左端からの距離(m)		スパン長	荷重合計(KN/m)				荷重(KN)	
構造	区分	番号				常時		地震時		常時	地震時
			自	至		左側	右側	左側	右側		
函体	1	1	0.00	0.40	0.40	15.68	15.68	15.68	15.68	6.272	6.272
		2	0.40	0.90	0.50	190.41	190.41	190.41	190.41	95.205	95.205
		3	0.90	2.10	1.20	104.66	104.66	104.66	104.66	125.592	125.592
	2	4	2.10	5.00	2.90	80.65	80.65	80.65	80.65	233.885	233.885
		5	5.00	7.00	2.00	80.65	80.65	80.65	80.65	161.300	161.300
		6	7.00	9.00	2.00	80.65	80.65	80.65	80.65	161.300	161.300
		7	9.00	13.00	4.00	80.65	80.65	80.65	80.65	322.600	322.600
	3	8	13.00	14.00	1.00	123.77	123.77	123.77	123.77	123.770	123.770
		9	14.00	14.50	0.50	192.37	192.37	192.37	192.37	96.185	96.185
		10	14.50	15.50	1.00	27.35	27.35	27.35	27.35	27.350	27.350
合計					15.50					1353.459	1353.459

11-3. 函体縦方向の計算

11-3-1. 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

$$\frac{EI}{B} \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + K_v \cdot w = q \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

・ 函軸の変位

$$\frac{EA}{U} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} + K_s \cdot u = p \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、

- w : 函体の変位(たわみ)(m)
- K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m³)
- B : 函体の幅(m)
- EI : 函体の剛性(KN・m²)
- q : 函軸鉛直方向荷重(KN/m²)
- u : 函軸方向の変位(m)
- K_s : 水平方向せん断地盤反力係数(KN/m³)
- 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/m²)

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 スパ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。

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。

常時の荷重図

(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)はスパ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はスパ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/m²) $E = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

A_o : 函体の上面面積(m²)

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(m²)

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/m³)

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、

$K_v \cdot B$: 対象スパンの鉛直方向地盤反力係数(KN/m²)

設計基準・使用文献および資料・略図

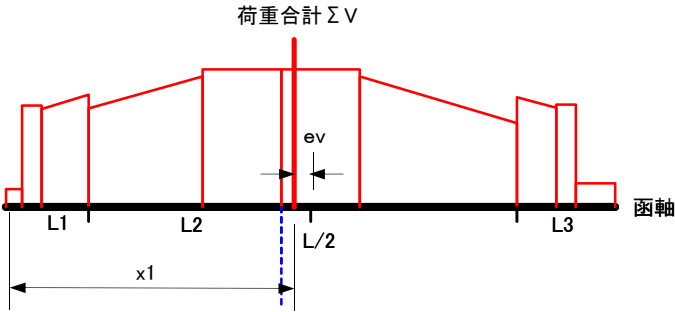
設 計 計 算

常時 : 分布荷重 : 荷重の計算

- 11-4. 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。
- 11-4-1. 分布荷重の計算
- (1) 荷重合力と偏心量の計算
- 分布荷重がスパ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11.4.1 鉛直荷重の計算(常時: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 ~ 0.400	0.400	37.730	37.730	15.092	15.092
	2	0.400 ~ 0.900	0.500	212.460	212.460	106.230	121.322
	3	0.900 ~ 2.100	1.200	205.210	234.970	264.108	385.430
	計	0 ~ 2.100	2.100			385.430	
2	4	2.100 ~ 5.000	2.900	206.580	273.310	695.841	1081.271
	5	5.000 ~ 7.000	2.000	288.260	288.260	576.520	1657.791
	6	7.000 ~ 9.000	2.000	288.260	288.260	576.520	2234.311
	7	9.000 ~ 13.000	4.000	273.310	175.830	898.280	3132.591
	計	2.100 ~ 13.000	10.900			2747.161	
3	8	13.000 ~ 14.000	1.000	229.570	207.700	218.635	3351.226
	9	14.000 ~ 14.500	0.500	214.420	214.420	107.210	3458.436
	10	14.500 ~ 15.500	1.000	49.400	49.400	49.400	3507.836
	計	13.000 ~ 15.500	2.500			375.245	
合計		0 ~ 15.500	15.500		Σ V =	3507.836	3507.836



ここに、

L1 =	2.100	m	x1 =	7.333	m
L2 =	10.900	m	x2 =	8.167	m
L3 =	2.500	m	ev =	-0.417	m
L =	15.500	m			
L/2 =	7.750	m			

図11.4.1 分布荷重の合力と偏心

ここで、荷重の重心位置を求める。

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3507.836}{2} = 1753.918 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 7.000 m ~ 9.000 m 」にある。

・スパン左端(A点)から、

$$x1 = 7.000 + \frac{1753.918 - 1657.791}{288.260} = 7.333 \text{ m}$$

・スパン右端(B点)から、

$$x2 = L - x1 = 15.500 - 7.333 = 8.167 \text{ m}$$

スパン中央からの荷重の偏心量evは、

$$ev = x1 - L/2 = 7.333 - 15.500 / 2 = -0.417 \text{ m} \text{ (スパン中央より 左側 に偏心)}$$

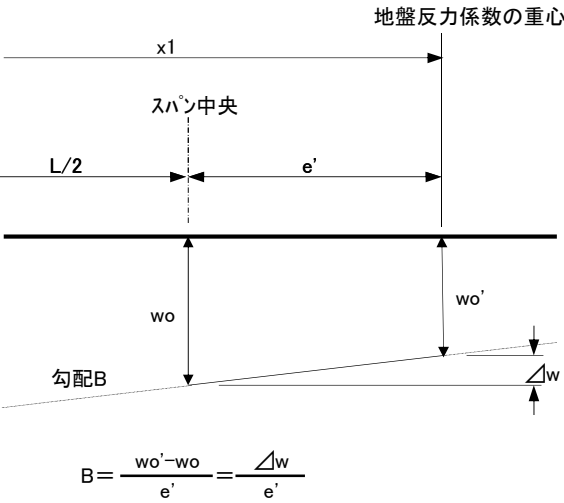


図11.4.2 地盤反力係数の偏心

(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

・スパン重心位置の沈下量(ただし、地盤反力係数の重心)

$$w_o' = w + w_u = 0.004958 + 0 = 0.004958 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{V}{K_v \cdot A} = \frac{\Sigma V}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{3507.836}{707506} = 0.004958 \text{ m}$$

ここに、

V : 分布荷重の合計

$$\Sigma V = 3507.836 \text{ KN}$$

ΣK_v : 函体スパンの地盤反力係数の合計

$$\Sigma K_v = 707506 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン1} : K_{v1} \cdot B \cdot L_1 = 68,440 \times 2.100 = 143724 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン2} : K_{v2} \cdot B \cdot L_2 = 34,980 \times 10.900 = 381282 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン3} : K_{v3} \cdot B \cdot L_3 = 73,000 \times 2.500 = 182500 \text{ KN/m}$$

$$\text{合計} \quad L = 15.500 \text{ m} \quad 707506 \text{ KN/m} = \Sigma K_v$$

L : 函体スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

w_u : 函体の変位量(m)

$$w_u = 0.000 \text{ m} \quad \cdots \text{剛体梁の評価から考慮しない。}$$

・地盤反力の偏心

ここで、沈下量 w_o' はスパ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 d_1 (スパン左端より)は、

$$d_1 = L - \frac{\Sigma M_L}{\Sigma K_v} = 15.500 - \frac{5336129}{707506} = 7.958 \text{ m} \quad (\text{スパン右端から } d_2 = 7.542 \text{ m})$$

ここに、各地盤反力係数のスパン右端におけるモーメントは、

$$M_1 = 143724 \times 14.450 = 2076812 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 381282 \times 7.950 = 3031192 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 182500 \times 1.250 = 228125 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{合計} \quad 707506 \text{ KN/m} \quad \Sigma M_L = 5336129 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

この偏心量 ed は、

$$ed = d_1 - L/2 = 7.958 - 15.500 / 2 = 0.208 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 右側 に偏心})$$

また、スパン全体の平均地盤反力係数 K_{vA} は次のようになる。

$$K_{vA} = \frac{\Sigma K_v}{L} = \frac{707506}{15.500} = 45646 \text{ KN/m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

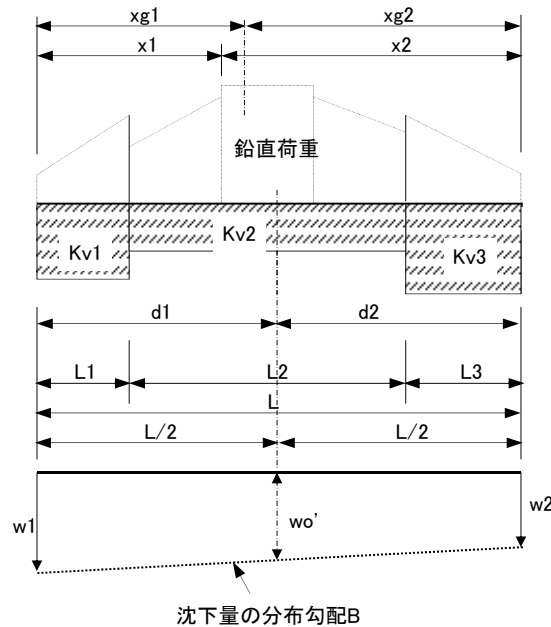


図11.4.3 沈下量の分布

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

スパン中央での沈下量を w_0 としたとき、 w_0' はスパン中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量である。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)

スパン左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\sum V}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3507.836}{15.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.417}{15.500} \right) = 262.801 \text{ KN}$$

ここに、

 $\sum V$: 荷重の合計

$$\sum V = 3507.836 \text{ KN}$$

L : スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

ev : 荷重合力の偏心量

$$ev = -0.417 \text{ m}$$

em : モーメントによる偏心量

$$em = 0.000 \text{ m}$$

$$e = ev + em = -0.417 + 0.0000 = -0.417 \text{ m}$$

$$ed : \text{地盤反力係数の偏心量} \quad ed = 0.208 \text{ m}$$

スパン右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\sum V}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3507.836}{15.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.417}{15.500} \right) = 189.822 \text{ KN}$$

(スパ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。

スパン左端の地盤反力係数

$$\sum Kv1' = \sum Kv \cdot \left(1 - \frac{ed}{L} \right) = 45646 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.5000} \right) = 45034 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$Kv_0 = 45646 \text{ KN/m}$$

スパン右端の地盤反力係数

$$\sum Kv2' = \sum Kv \cdot \left(1 + \frac{ed}{L} \right) = 45646 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.5000} \right) = 46258 \text{ KN/m}$$

(スパン両端の沈下量と分布勾配の計算)

スパン左端の沈下量 $w1'$

$$w1' = \frac{V1'}{\sum Kv1'} = \frac{262.801}{45034} = 0.005836 \text{ m}$$

スパン右端の沈下量 $w2'$

$$w2' = \frac{V2'}{\sum Kv2'} = \frac{189.822}{46258} = 0.004104 \text{ m}$$

この分布勾配Bは、

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)
	(スパ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、スパン両端および中央の沈下量を求める。 ・ スパン左端の沈下量w1 $w1 = wo' - B \cdot d1 = 0.004958 - 0.000112 \times 7.958 = 0.005847 \text{ m}$ ・ スパン右端の沈下量w2 $w2 = wo' + B \cdot d2 = 0.004958 + 0.000112 \times 7.542 = 0.004115 \text{ m}$ ・ スパン中央の沈下量wo $wo = wo' - B \cdot ed = 0.004958 - 0.000112 \times 0.208 = 0.004981 \text{ m}$ ここに、 $wo' = 0.004958 \text{ m}$ $d1 = 7.958 \text{ m}$ $d2 = 7.542 \text{ m}$ $ed = 0.208 \text{ m}$ ・ 定数の決定 弾性床上の梁の基本式「$w_x = A + B \cdot x$」より、定数A、Bを決定する。 $A = w1 = 0.005847 \text{ m}$ $B = -0.000112$ ・ 照査 $x = 0 \text{ m} : wx = w1 = 0.005847 + (-0.000112) \times 0 = 0.005847 \text{ m} \dots \text{OK}$ $x = L/2 = 7.750 \text{ m} : wx = wo = 0.005847 + (-0.000112) \times 7.750 = 0.004981 \text{ m} \dots \text{OK}$ $x = d1 = 7.958 \text{ m} : wx = wo' = 0.005847 + (-0.000112) \times 7.958 = 0.004958 \text{ m} \dots \text{OK}$ $x = L = 15.500 \text{ m} : wx = w2 = 0.005847 + (-0.000112) \times 15.500 = 0.004115 \text{ m} \dots \text{OK}$ $w1 + w2 = 0.005847 + 0.004115 = 0.009963 \text{ m}$ $2 \cdot wo = 2 \times 0.004981 = 0.009963 \text{ m} \dots \text{OK}$			

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

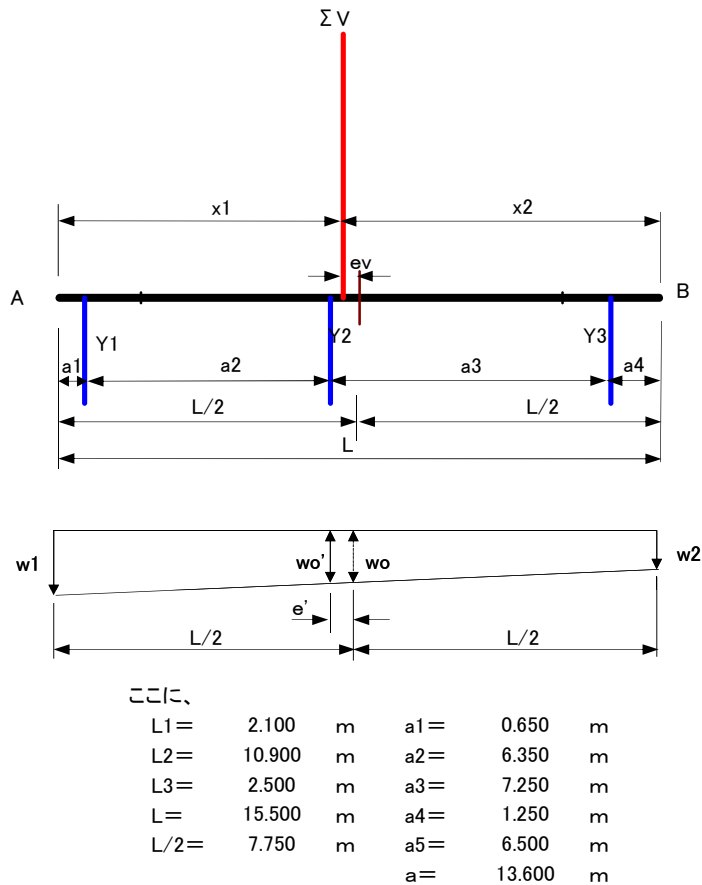


図11.4.4 分布荷重の偏心(矢板あり)

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「 $\Sigma K_v < \Sigma k_{vy}$ 」である。この条件で地盤反力係数の重心位置での沈下量 $w_{yo'}$ を求める。

$$w_{yo'} = w + w_u = 0.002290 + 0 = 0.002290 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{\Sigma V}{K_{vy} \cdot n + K_v \cdot B \cdot L} = \frac{3507.836}{3 \times 274663 + 707506} = \frac{3507.836}{1531495} = 0.002290 \text{ m}$$

ΣV :	分布荷重の合計	$\Sigma V =$	3507.836	KN
K_{vy} :	鋼矢板の鉛直方向のバネ定数	$K_{vy} =$	274663	KN/m
$K_v \cdot B$:	函体スパンの平均地盤反力係数	$K_v \cdot B =$	707506	KN/m
n :	しゃ水矢板の箇所数	$n =$	3	
w_u :	函体の変位量	$w_u =$	0.000	m
L :	函体スパン長	$L =$	15.500	m

ここで、 ΣK_v と Σk_{vy} を評価すると。

$$\Sigma K_v \cdot B = 707506 \text{ KN/m} < \Sigma k_{vy} = n \cdot K_{vy} = 3 \times 274663 = 823989 \text{ KN/m}$$

この結果、本設計では矢板の影響を「考慮する」。

ただし、 $w_{o'}$ 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

$$\text{スパン左端からの距離} \quad d1 = 7.958 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端からの距離} \quad d2 = 7.542 \text{ m} \quad \text{偏心量} \quad ed = 0.208 \text{ m}$$

・矢板の重心位置

$$y1 = L - \frac{\Sigma myL}{\Sigma k_{vy}} = 15.500 - \frac{6756710}{823989} = 7.300 \text{ m} \quad (\text{スパン右端から} \quad y2 = 8.200 \text{ m})$$

ここに、鋼矢板のバネ定数のスパン右端におけるモーメントは、

$$My1 = K_{vy} \cdot (L - a1) = 274663 \times 14.850 = 4078746 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$My2 = K_{vy} \cdot (a3 + a4) = 274663 \times 8.500 = 2334636 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$My3 = K_{vy} \cdot a4 = 274663 \times 1.250 = 343329 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{合計} \quad 823989 \text{ KN/m} \quad \Sigma ML = 6756710 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

この偏心量 ey は、

$$ey = y1 - L/2 = 7.300 - 15.500 / 2 = -0.450 \text{ m}$$

以上から、支持地盤と矢板のバネ定数の重心位置は次のようになる。

スパン左端から、

$$dy1 = L - \frac{\Sigma K_v \cdot df2 - \Sigma k_{vy} \cdot dy2}{\Sigma K_v - \Sigma k_{vy}} = 15.500 - \frac{707506 \times 7.542 + 823989 \times 8.200}{707506 + 823989} = 7.604 \text{ m}$$

ここに、

$$\Sigma K_v = 707506 \text{ KN/m}$$

スパン右端から、

$$dy2 = L - dy1 = 15.500 - 7.604 = 7.896 \text{ m}$$

この偏心量 edy は、

$$edy = dy1 - L/2 = 7.604 - 15.500 / 2 = -0.146 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 左側に偏心})$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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スパンの地盤反力係数

$$K_v1' = \sum K_v \cdot K1 = 1531495 \times 0.52903 = 810210 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$K1 = \frac{x1 - e_v - e_m - e_y}{L} = \frac{7.333 - (-0.417) - 0.000 - (-0.450)}{15.500} = 0.52903$$

$\sum K_v$	: 地盤反力係数の合計	$\sum K_v =$	1531495	KN/m
L	: スパン長	L =	15.500	m
e_v	: 荷重合力の偏心量	$e_v =$	-0.417	m
e_m	: モーメントによる偏心量	$e_m =$	0.000	m
	$e = e_v + e_m =$	-0.417 + 0.000 =	-0.417	m
e_{dy}	: 地盤と矢板ハネの地盤反力係数の偏心量	$e_{dy} =$	-0.146	m
e_d	: 地盤のみの地盤反力係数の偏心量	$e_d =$	0.208	m
e_y	: 矢板の偏心量	$e_y =$	-0.450	m
x1	: 荷重重心のスパン左端(A点)からの距離	x1 =	7.333	m
x2	: 荷重重心のスパン右端(B点)からの距離	x2 =	8.167	m

x2スパンの地盤反力係数

$$K_v2' = \sum K_v \cdot K2 = 1531495 \times 0.47097 = 721285 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$K2 = 1 - K1 = 1 - 0.52903 = 0.47097$$

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。

スパン左端の沈下量wy1'

$$wy1' = \frac{\sum V / 2}{K_v2'} = \frac{3507.836 / 2}{721285} = 0.002432 \text{ m}$$

ここに、

$$\sum V : \text{荷重の合計} \quad \sum V = 3507.836 \text{ KN}$$

スパン右端の沈下量wy2'

$$wy2' = \frac{\sum V / 2}{K_v1'} = \frac{3507.836 / 2}{810210} = 0.002165 \text{ m}$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

(スパ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 w_o' を用いて、スパン両端および中央の沈下量を求める。・ スパン左端の沈下量 w_1

$$w_1 = w_{yo}' - B \cdot dy_1 = 0.002290 - 0.000017 \times 7.604 = 0.002421 \text{ m}$$

・ スパン右端の沈下量 w_2

$$w_2 = w_{yo}' + B \cdot dy_2 = 0.002290 + 0.000017 \times 7.896 = 0.002155 \text{ m}$$

・ スパン中央の沈下量 w_o

$$w_o = w_{yo}' - B \cdot ed = 0.002290 - 0.000017 \times -0.146 = 0.002288 \text{ m}$$

ここに、

$$w_{yo}' = 0.002290 \text{ m}$$

$$dy_1 = 7.604 \text{ m}$$

$$dy_2 = 7.896 \text{ m}$$

$$edy = -0.146 \text{ m}$$

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「 $w_x = A + B \cdot x$ 」より、定数A、Bを決定する。

$$A = w_1 = 0.002421 \text{ m}$$

$$B = -0.000017$$

・ 照査

$$x = 0 \text{ m} : w_x = w_1 = 0.002421 + 0.000017 \times 0 = 0.002421 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = L/2 = 7.750 \text{ m} : w_x = w_o = 0.002421 + 0.000017 \times 7.750 = 0.002288 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = dy_1 = 7.604 \text{ m} : w_x = w_o' = 0.002421 + 0.000017 \times 7.604 = 0.002290 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = L = 15.500 \text{ m} : w_x = w_2 = 0.002421 + 0.000017 \times 15.500 = 0.002155 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$w_1 + w_2 = 0.002421 + 0.002155 = 0.004576 \text{ m}$$

$$2 \cdot w_o = 2 \times 0.002288 = 0.004576 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 矢板位置の沈下量(分布荷重)

矢板反力 q_y は沈下量 w_x に比例するものとし、 w_x は次式で求める。

$$q_y = K_v \cdot w_x$$

ここに、

 K_v : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数(KN/m)・ Y1矢板反力 $x = a_1 = 0.650 \text{ m}$ (矢板Y1位置)

$$w_{y1} = 0.002421 + 0.000017 \times 0.650 = 0.002410 \text{ m}$$

・ Y2矢板反力 $x = a_1 + a_2 = 7.000 \text{ m}$ (矢板Y2位置)

$$w_{y2} = 0.002421 + 0.000017 \times 7.000 = 0.002301 \text{ m}$$

・ Y3矢板反力 $x = a_1 + a_2 + a_3 = 14.250 \text{ m}$ (矢板Y3位置)

$$w_{y3} = 0.002421 + 0.000017 \times 14.250 = 0.002176 \text{ m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

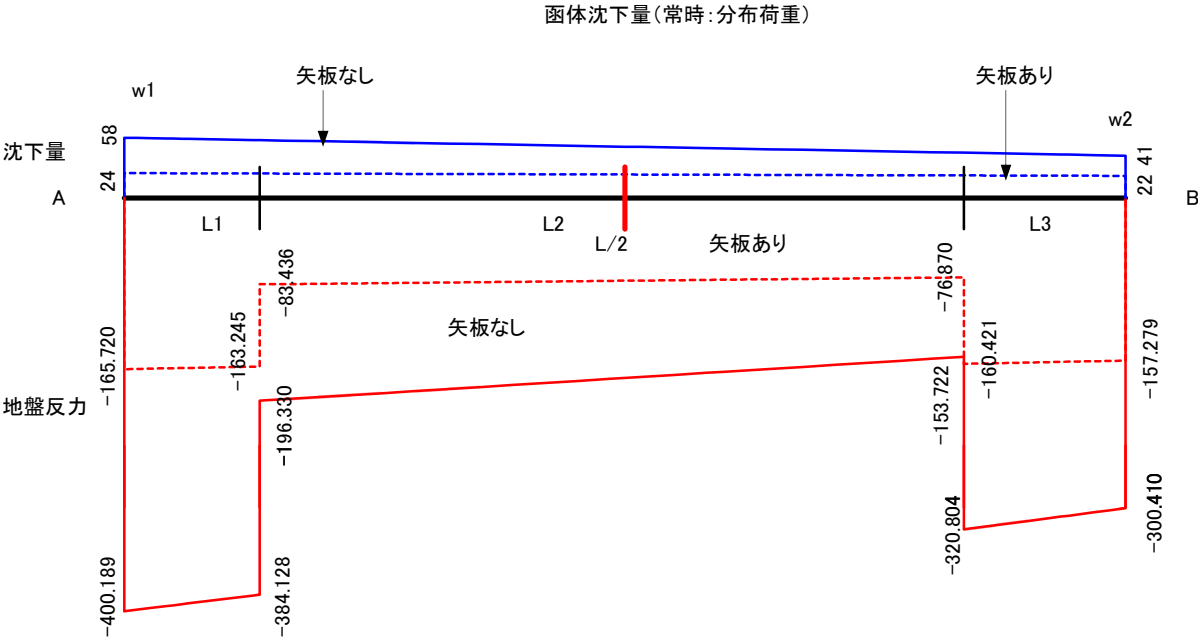
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

常時 : 分布荷重 : 沈下量の計算(まとめ)

表11.4.2 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				地盤反力q=Kv・B・w		地盤反力q=Kv・B・w		位置	スパン区分	備 考
	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	0.005847	0.6	0.002421	0.2	68,440	400.189	68,440	165.720	スパン左端	L1	・ 沈下量 wx=A+B・x ここに、 矢板なし A= 0.005847 m B= -0.000112 矢板あり A= 0.002421 m B= -0.000017
0.200	0.005825	0.6	0.002418	0.2	68,440	398.660	68,440	165.485	任意点		
0.400	0.005803	0.6	0.002415	0.2	68,440	397.130	68,440	165.249	川裏胸壁前面		
0.650	0.005775	0.6	0.002410	0.2	68,440	395.218	68,440	164.954	P1、Y1		
0.750	0.005763	0.6	0.002408	0.2	68,440	394.453	68,440	164.836	任意点		
0.900	0.005747	0.6	0.002406	0.2	68,440	393.306	68,440	164.660	川裏胸壁背面		
1.000	0.005736	0.6	0.002404	0.2	68,440	392.541	68,440	164.542	任意点		
1.500	0.005680	0.6	0.002396	0.2	68,440	388.717	68,440	163.953	〃		
2.000	0.005624	0.6	0.002387	0.2	68,440	384.893	68,440	163.363	〃		
2.100	0.005613	0.6	0.002385	0.2	68,440	384.128	68,440	163.245	スパン1の右端		
2.100	0.005613	0.6	0.002385	0.2	34,980	196.330	34,980	83.436	スパン2の左端	L2	・ 地盤反力 q=Kv・B・w ここに、 Kv・B スパン区分1 : 68,440 KN/m ² スパン区分2 : 34,980 KN/m ² スパン区分3 : 73,000 KN/m ² ・ スパン距離 L1= 2.100 m L2= 10.900 m L3= 2.500 m L= 15.500 m
2.500	0.005568	0.6	0.002378	0.2	34,980	194.766	34,980	83.195	任意点		
3.000	0.005512	0.6	0.002370	0.2	34,980	192.812	34,980	82.893	〃		
3.500	0.005456	0.5	0.002361	0.2	34,980	190.857	34,980	82.592	〃		
4.000	0.005400	0.5	0.002353	0.2	34,980	188.903	34,980	82.291	〃		
4.500	0.005344	0.5	0.002344	0.2	34,980	186.948	34,980	81.990	〃		
5.000	0.005289	0.5	0.002335	0.2	34,980	184.994	34,980	81.689	川裏側築堤法肩		
5.500	0.005233	0.5	0.002327	0.2	34,980	183.039	34,980	81.388	任意点		
6.000	0.005177	0.5	0.002318	0.2	34,980	181.085	34,980	81.087	〃		
6.500	0.005121	0.5	0.002309	0.2	34,980	179.130	34,980	80.785	〃		
7.000	0.005065	0.5	0.002301	0.2	34,980	177.176	34,980	80.484	築堤中央部、矢板Y2		
7.500	0.005009	0.5	0.002292	0.2	34,980	175.222	34,980	80.183	任意点		
7.750	0.004981	0.5	0.002288	0.2	34,980	174.244	34,980	80.032	スパン中央		
8.000	0.004953	0.5	0.002284	0.2	34,980	173.267	34,980	79.882	任意点		
8.500	0.004897	0.5	0.002275	0.2	34,980	171.313	34,980	79.581	〃		
9.000	0.004842	0.5	0.002266	0.2	34,980	169.358	34,980	79.280	川表側築堤法肩		
9.283	0.004810	0.5	0.002262	0.2	34,980	168.252	34,980	79.109	Mmax		
10.000	0.004730	0.5	0.002249	0.2	34,980	165.449	34,980	78.677	任意点		
10.500	0.004674	0.5	0.002241	0.2	34,980	163.495	34,980	78.376	〃		
11.000	0.004618	0.5	0.002232	0.2	34,980	161.540	34,980	78.075	〃		
11.500	0.004562	0.5	0.002223	0.2	34,980	159.586	34,980	77.774	〃		
12.000	0.004506	0.5	0.002215	0.2	34,980	157.631	34,980	77.473	〃		
12.500	0.004450	0.4	0.002206	0.2	34,980	155.677	34,980	77.171	〃		
13.000	0.004395	0.4	0.002198	0.2	34,980	153.722	34,980	76.870	スパン2の右端		
13.000	0.004395	0.4	0.002198	0.2	73,000	320.804	73,000	160.421	スパン3の左端	L3	
13.500	0.004339	0.4	0.002189	0.2	73,000	316.725	73,000	159.793	任意点		
14.000	0.004283	0.4	0.002180	0.2	73,000	312.647	73,000	159.164	川表胸壁背面		
14.250	0.004255	0.4	0.002176	0.2	73,000	310.607	73,000	158.850	P2、Y2		
14.500	0.004227	0.4	0.002172	0.2	73,000	308.568	73,000	158.536	川表胸壁前面		
14.613	0.004214	0.4	0.002170	0.2	73,000	307.646	73,000	158.394	P3		
15.000	0.004171	0.4	0.002163	0.2	73,000	304.489	73,000	157.907	任意点		
15.250	0.004143	0.4	0.002159	0.2	73,000	302.450	73,000	157.593	〃		
15.500	0.004115	0.4	0.002155	0.2	73,000	300.410	73,000	157.279	スパン右端B点		



沈下量の値は、表示の1/100が「単位cm」の値である。

図11.4.5 分布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 : 集中荷重 : 荷重の計算

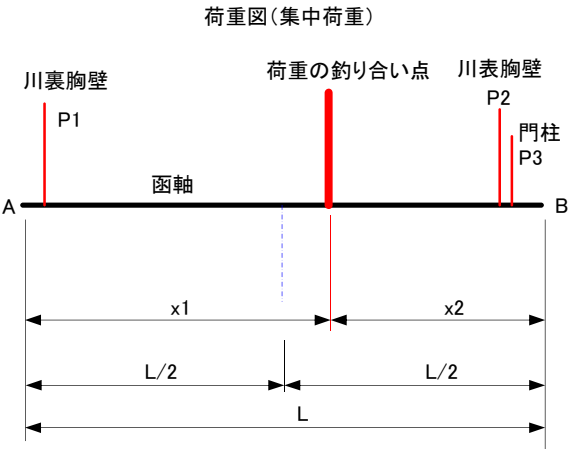


図11.4.6 集中荷重の偏心

11-4-2. 集中荷重の計算
(1) 荷重合力と偏心量の計算
集中荷重がスパ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11.4.3 鉛直荷重の計算(集中荷重:常時)

スパン区分	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	川裏胸壁	P1	316.405	-461.929	-267.046	0.650	14.850	4698.614
2	川表胸壁	P2	297.948	381.966	150.762	14.250	1.250	372.435
3	門柱	P3	214.201	15.056	39.331	14.613	0.887	189.996
合計			828.554	-64.907	-76.953	15.500		5261.045

※ 1. スパン長L= 15.500 m

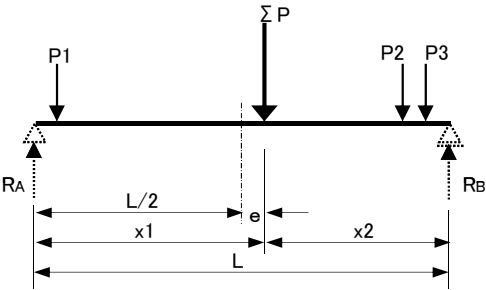
・ スパン中央より左側の荷重PL
 $P_L = P_1 = 316.405 \text{ KN}$

・ スパン中央より右側の荷重PR
 $P_R = P_2 + P_3 = 297.948 + 214.201 = 512.149 \text{ KN}$

・ 荷重の偏心
スパン左端からの距離x1
$$x_1 = L - \frac{\sum P}{\sum M_p} = 15.500 - \frac{5261.045}{828.554} = 9.150 \text{ m}$$

ここに、
スパン長 L= 15.500 m
スパン右端からの距離x2
 $x_2 = L - x_1 = 15.500 - 9.150 = 6.350 \text{ m}$
荷重の偏心量ev
$$e_v = x_1 - L/2 = 9.150 - 15.500 / 2 = 1.400 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 右側 に偏心})$$

モーメントの偏心em
$$e_m = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{-76.953}{828.554} = -0.093 \text{ m}$$



ここに、
L1 = 2.100 m Kv1 = 68,440 KN/m²
L2 = 10.900 m Kv2 = 34,980 KN/m²
L3 = 2.500 m Kv3 = 73,000 KN/m²
L = 15.500 m
L/2 = 7.750 m

図11.4.7 沈下量の分布(集中荷重)

(2) 沈下量と地盤反力の計算

1) 矢板反力なし

・ スパン重心位置の沈下量(ただし、地盤反力係数の重心)

$$w_o' = w + w_u = 0.001171 + 0 = 0.001171 \text{ m}$$

ここに、

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

ここで、

ΣP : 集中荷重の合計

$$\Sigma P = 828.554 \text{ KN}$$

地盤反力係数

$$\text{スパン1} : K_{v1} \cdot B \cdot L1 = 68,440 \times 2.100 = 143724 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン2} : K_{v2} \cdot B \cdot L2 = 34,980 \times 10.900 = 381282 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン3} : K_{v3} \cdot B \cdot L3 = 73,000 \times 2.500 = 182500 \text{ KN/m}$$

$$\text{合計} \quad L = 15.500 \quad 707506 \text{ KN/m} = \Sigma K_v$$

L : 函体スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

wu : 函体の変位量(m)

$$w_u = 0.000 \text{ m}$$

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)。

$$d1 : \text{地盤反力係数の重心距離(スパン左端から)} \quad d1 = 7.958 \text{ m}$$

$$d2 : \text{地盤反力係数の重心距離(スパン右端から)} \quad d2 = 7.542 \text{ m}$$

$$ed : d1 \text{ のスパン中央からの偏心量} \quad ed = 0.208 \text{ m}$$

ここで、スパン全体の平均地盤反力係数Kvoは、

$$K_{vo} = \frac{\Sigma K_v}{L} = \frac{707506}{15.500} = 45646 \text{ KN/m}$$

・ 重心位置の偏心による沈下量の計算

スパン中央での沈下量を w_0 としたとき、 w_0' はスパン中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量である。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)

スパン左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\sum P}{L} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{L} \right) = \frac{828.554}{15.500} \times \left(1 - \frac{2 \times 3.079}{15.500} \right) = 32.216 \text{ KN}$$

ここに、

$\sum P$	: 荷重の合計	$\sum P =$	828.554	KN
L	: スパン長	$L =$	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

スパン右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\sum P}{L} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L} \right) = \frac{828.554}{15.500} \times \left(1 + \frac{2 \times 3.079}{15.500} \right) = 74.694 \text{ KN}$$

(地盤反力係数の偏心による補正)

スパン左端の地盤反力係数

$$kv1' = Kvo \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot ed}{L} \right) = 45646 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.500} \right) = 45034 \text{ KN/m}$$

ここに、

$Kvo =$	45646	KN/m
$ed =$	0.208	m

スパン右端の地盤反力係数

$$kv2' = Kvo \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot ed}{L} \right) = 45646 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.500} \right) = 46258 \text{ KN/m}$$

(スパン両端の沈下量の計算)

スパン左端の沈下量

$$w1' = \frac{V1'}{kv1'} = \frac{32.216}{45034} = 0.000715 \text{ m}$$

スパン右端の沈下量

$$w2' = \frac{V2'}{kv2'} = \frac{74.694}{46258} = 0.001615 \text{ m}$$

この沈下量の分布勾配Bは、

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)																																																																													
	(スパ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w_o'を用いて、スパン両端および中央の沈下量を求める。 - スパン左端の沈下量w_1 $w_1 = w_o' - B \cdot d_1 = 0.001171 - 0.000058 \times 7.958 = 0.000709 \text{ m}$ - スパン右端の沈下量w_2 $w_2 = w_o' + B \cdot d_2 = 0.001171 + 0.000058 \times 7.542 = 0.001609 \text{ m}$ - スパン中央の沈下量w_o $w_o = w_o' - B \cdot e_d = 0.001171 - 0.000058 \times 0.208 = 0.001159 \text{ m}$ ここに、 $w_o' = 0.001171 \text{ m}$ $d_1 = 7.958 \text{ m}$ $d_2 = 7.542 \text{ m}$ $e_d = 0.208 \text{ m}$ - 定数の決定 弾性床上の梁(剛体梁)の基本式「$w_x = A + B \cdot x$」より、定数A、Bを求める。 $A = w_1 = 0.000709 \text{ m}$ $B = 0.000058$ - 照査 <table><tr><td>$x =$</td><td>0</td><td>m</td><td>:</td><td>$w_x = w_1 =$</td><td>0.000709</td><td>+</td><td>0.000058</td><td>$\times$</td><td>0</td><td>$= 0.000709 \text{ m}$</td><td>...</td><td>OK</td></tr><tr><td>$x = L/2 =$</td><td>7.750</td><td>m</td><td>:</td><td>$w_x = w_o =$</td><td>0.000709</td><td>+</td><td>0.000058</td><td>$\times$</td><td>7.750</td><td>$= 0.001159 \text{ m}$</td><td>...</td><td>OK</td></tr><tr><td>$x = d_1 =$</td><td>7.958</td><td>m</td><td>:</td><td>$w_x = w_o' =$</td><td>0.000709</td><td>+</td><td>0.000058</td><td>$\times$</td><td>7.958</td><td>$= 0.001171 \text{ m}$</td><td>...</td><td>OK</td></tr><tr><td>$x = L =$</td><td>15.500</td><td>m</td><td>:</td><td>$w_x = w_2 =$</td><td>0.000709</td><td>+</td><td>0.000058</td><td>$\times$</td><td>15.500</td><td>$= 0.001609 \text{ m}$</td><td>...</td><td>OK</td></tr><tr><td>$w_1 + w_2 =$</td><td colspan="3">0.000709 + 0.001609</td><td>$=$</td><td colspan="3">0.002318</td><td colspan="2">m</td><td colspan="3"></td></tr><tr><td>$2 \cdot w_o =$</td><td>2</td><td>$\times$</td><td>0.001159</td><td>$=$</td><td colspan="3">0.002318</td><td colspan="2">m</td><td>...</td><td>OK</td></tr></table>									$x =$	0	m	:	$w_x = w_1 =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	0	$= 0.000709 \text{ m}$	...	OK	$x = L/2 =$	7.750	m	:	$w_x = w_o =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	7.750	$= 0.001159 \text{ m}$	...	OK	$x = d_1 =$	7.958	m	:	$w_x = w_o' =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	7.958	$= 0.001171 \text{ m}$	...	OK	$x = L =$	15.500	m	:	$w_x = w_2 =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	15.500	$= 0.001609 \text{ m}$	...	OK	$w_1 + w_2 =$	0.000709 + 0.001609			$=$	0.002318			m					$2 \cdot w_o =$	2	$\times$	0.001159	$=$	0.002318			m		...	OK
$x =$	0	m	:	$w_x = w_1 =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	0	$= 0.000709 \text{ m}$	...	OK																																																																										
$x = L/2 =$	7.750	m	:	$w_x = w_o =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	7.750	$= 0.001159 \text{ m}$	...	OK																																																																										
$x = d_1 =$	7.958	m	:	$w_x = w_o' =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	7.958	$= 0.001171 \text{ m}$	...	OK																																																																										
$x = L =$	15.500	m	:	$w_x = w_2 =$	0.000709	+	0.000058	$\times$	15.500	$= 0.001609 \text{ m}$	...	OK																																																																										
$w_1 + w_2 =$	0.000709 + 0.001609			$=$	0.002318			m																																																																														
$2 \cdot w_o =$	2	$\times$	0.001159	$=$	0.002318			m		...	OK																																																																											

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

2) 矢板反力あり

・ 地盤反力係数の重心位置の沈下量

$w_{yo}' = w + w_u = 0.000541 + 0 = 0.000541 \text{ m}$

ここに、

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

ΣP : 集中荷重の合計

$\Sigma P = 828.554 \text{ KN}$

K_{vy} : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数

$K_{vy} = 274,663 \text{ KN/m}$

ΣK_v : 地盤反力係数の合計

$K_v \cdot B = 707506 \text{ KN/m}$

n : しゃ水矢板の箇所数

$n = 3$

L : スパン長

$L = 15.500 \text{ m}$

w_u : 函体の変位量(m)

$w_u = 0.000 \text{ m}$

・ 沈下量の分布勾配Bとスパ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、荷重の重心と矢板バネの重心は次のとおりである。

(荷重の重心)

スパン左端から $x1 = 9.150 \text{ m}$

スパン右端から $x2 = 6.350 \text{ m}$

偏心量 $ev = x1 - L/2 = 9.150 - 7.75 = 1.400 \text{ m}$

(地盤反力係数の重心)

スパン左端から $d1 = 7.958 \text{ m}$

スパン右端から $d2 = 7.542 \text{ m}$

偏心量 $ed = x1 - L/2 = 7.958 - 7.75 = 0.208 \text{ m}$

(矢板バネの重心)

スパン左端から $y1 = 7.300 \text{ m}$

スパン右端から $y2 = 8.200 \text{ m}$

偏心量 $ey = x1 - L/2 = 7.300 - 7.75 = -0.450 \text{ m}$

(支持地盤の地盤反力係数と矢板バネを合わせた重心)

スパン左端から $dy1 = 7.604 \text{ m}$

スパン右端から $dy2 = 7.896 \text{ m}$

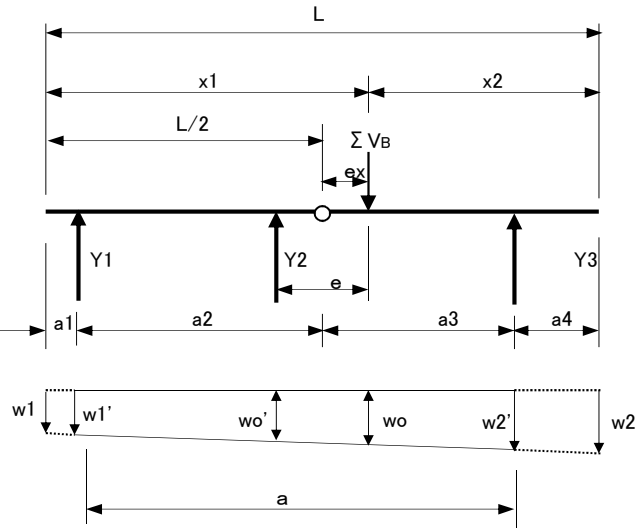
偏心量 $edy = x1 - L/2 = 7.604 - 7.75 = -0.146 \text{ m}$

(曲げモーメントによる偏心)

$em = -0.093 \text{ m}$

ここで、スパン全体の平均地盤反力係数 K_{vo} は、

$$K_{vo} = \frac{\Sigma K_v}{L} = \frac{1,531,495}{15.500} = 98806 \text{ KN/m}$$



ここに、

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

図11.4.8 集中荷重の偏心(矢板反力あり)

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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、スパ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。

スパン左端の沈下量

$$wy1' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 - e)} = \frac{32.216}{98806 \times (1 - -0.05656)} = \frac{32.216}{104394} = 0.000309 \text{ m}$$

ここに、

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

スパン右端の沈下量

$$wy2' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 + e)} = \frac{74.694}{98806 \times (1 + -0.05656)} = \frac{74.694}{93218} = 0.000801 \text{ m}$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

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

(スパ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、スパン両端および中央の沈下量を求める。

・ スパン左端の沈下量w1

$$w1 = wo' - B \cdot d1 = 0.000541 - 0.000032 \times 7.604 = 0.000299 \text{ m}$$

・ スパン右端の沈下量w2

$$w2 = wo' + B \cdot d2 = 0.000541 + 0.000032 \times 7.896 = 0.000792 \text{ m}$$

・ スパン中央の沈下量wo

$$wo = wo' - B \cdot ed = 0.000541 - 0.000032 \times -0.146 = 0.000546 \text{ m}$$

ここに、

$$wo' = 0.000541 \text{ m}$$

$$d1 = 7.604 \text{ m}$$

$$d2 = 7.896 \text{ m}$$

$$ed = -0.146 \text{ m}$$

・ 定数の決定

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

$$A = w1 = 0.000299 \text{ m}$$

$$B = 0.000032$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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 $x = 0 \text{ m} : wx = wy1 = 0.000299 + 0.000032 \times 0 = 0.000299 \text{ m} \cdots \text{OK}$ $x = L/2 = 7.750 \text{ m} : wx = wyo = 0.000299 + 0.000032 \times 7.750 = 0.000546 \text{ m} \cdots \text{OK}$ $x = dy1 = 7.604 \text{ m} : wx = wyo' = 0.000299 + 0.000032 \times 7.604 = 0.000541 \text{ m} \cdots \text{OK}$ $x = L = 15.500 \text{ m} : wx = wy2 = 0.000299 + 0.000032 \times 15.500 = 0.000792 \text{ m} \cdots \text{OK}$ $w1 + w2 = 0.000299 + 0.000792 = 0.001091 \text{ m}$ $2 \cdot wo = 2 \times 0.000546 = 0.001091 \text{ m} \cdots \text{OK}$ ・ 矢板位置の沈下量(集中荷重) 矢板反力q_yは沈下量w_xに比例するものとし、w_xは次式で求める。 $q_y = K_v \cdot W_x$ ここに、 K_v : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数(KN/m) (Y1矢板反力) $x = a1 = 0.650 \text{ m}$ (矢板Y1位置) $w_x = 0.000299 + 0.000032 \times 0.650 = 0.000320 \text{ m}$ (Y2矢板反力) $x = a1 + a2 = 7.000 \text{ m}$ (矢板Y2位置) $w_x = 0.000299 + 0.000032 \times 7.000 = 0.000522 \text{ m}$ (Y3矢板反力) $x = a1 + a2 + a3 = 14.250 \text{ m}$ (矢板Y3位置) $w_x = 0.000299 + 0.000032 \times 14.250 = 0.000752 \text{ m}$			

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.4.4 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	スパン区分	備考
	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	0.000709	0.1	0.000299	0.0	68,440	48.548	68,440	20.485	スパン左端	L1	・ 沈下量 wx=A+B・x ここに、 矢板なし A= 0.000709 m B= 0.000058 m 矢板あり A= 0.000299 m B= 0.000032 m ・ 地盤反力 q=Kv・B・wx ここに、 Kv・B スパン区分1 : 68,440 KN/m ² スパン区分2 : 34,980 KN/m ² スパン区分3 : 73,000 KN/m ² ・ スパン距離 スパン区分1 L1= 2.100 m スパン区分2 L2= 10.900 m スパン区分3 L3= 2.500 m L= 15.500 m
0.200	0.000721	0.1	0.000306	0.0	68,440	49.342	68,440	20.920	任意点		
0.400	0.000733	0.1	0.000312	0.0	68,440	50.136	68,440	21.355	川裏胸壁前面		
0.650	0.000747	0.1	0.000320	0.0	68,440	51.129	68,440	21.899	P1、Y1		
0.750	0.000753	0.1	0.000323	0.0	68,440	51.526	68,440	22.116	任意点		
0.900	0.000762	0.1	0.000328	0.0	68,440	52.122	68,440	22.443	川裏胸壁背面		
1.000	0.000767	0.1	0.000331	0.0	68,440	52.519	68,440	22.660	任意点		
1.500	0.000796	0.1	0.000347	0.0	68,440	54.504	68,440	23.748	〃		
2.000	0.000825	0.1	0.000363	0.0	68,440	56.490	68,440	24.836	〃		
2.100	0.000831	0.1	0.000366	0.0	68,440	56.887	68,440	25.053	スパン1の右端		
2.100	0.000831	0.1	0.000366	0.0	34,980	29.075	34,980	12.805	スパン2の左端	L2	
2.500	0.000854	0.1	0.000379	0.0	34,980	29.887	34,980	13.250	任意点		
3.000	0.000883	0.1	0.000395	0.0	34,980	30.902	34,980	13.806	〃		
3.500	0.000912	0.1	0.000411	0.0	34,980	31.917	34,980	14.361	〃		
4.000	0.000941	0.1	0.000426	0.0	34,980	32.932	34,980	14.917	〃		
4.500	0.000970	0.1	0.000442	0.0	34,980	33.946	34,980	15.473	〃		
5.000	0.000999	0.1	0.000458	0.0	34,980	34.961	34,980	16.029	川裏側築堤法肩		
5.500	0.001028	0.1	0.000474	0.0	34,980	35.976	34,980	16.585	任意点		
6.000	0.001057	0.1	0.000490	0.0	34,980	36.991	34,980	17.141	〃		
6.500	0.001087	0.1	0.000506	0.1	34,980	38.006	34,980	17.697	〃		
7.000	0.001116	0.1	0.000522	0.1	34,980	39.021	34,980	18.253	築堤中央部、矢板Y2		
7.500	0.001145	0.1	0.000538	0.1	34,980	40.036	34,980	18.809	任意点		
7.750	0.001159	0.1	0.000546	0.1	34,980	40.543	34,980	19.087	スパン中央		
8.000	0.001174	0.1	0.000554	0.1	34,980	41.050	34,980	19.365	任意点		
8.500	0.001203	0.1	0.000569	0.1	34,980	42.065	34,980	19.921	〃		
9.000	0.001232	0.1	0.000585	0.1	34,980	43.080	34,980	20.477	川表側築堤法肩		
9.283	0.001248	0.1	0.000594	0.1	34,980	43.654	34,980	20.791	Mmax		
10.000	0.001290	0.1	0.000617	0.1	34,980	45.110	34,980	21.589	任意点		
10.500	0.001319	0.1	0.000633	0.1	34,980	46.125	34,980	22.145	〃		
11.000	0.001348	0.1	0.000649	0.1	34,980	47.139	34,980	22.701	〃		
11.500	0.001377	0.1	0.000665	0.1	34,980	48.154	34,980	23.257	〃		
12.000	0.001406	0.1	0.000681	0.1	34,980	49.169	34,980	23.812	〃		
12.500	0.001435	0.1	0.000697	0.1	34,980	50.184	34,980	24.368	〃		
13.000	0.001464	0.1	0.000713	0.1	34,980	51.199	34,980	24.924	スパン2の右端	L3	
13.000	0.001464	0.1	0.000713	0.1	73,000	106.847	73,000	52.015	スパン3の左端		
13.500	0.001493	0.1	0.000728	0.1	73,000	108.965	73,000	53.175	任意点		
14.000	0.001522	0.2	0.000744	0.1	73,000	111.083	73,000	54.335	川表胸壁背面		
14.250	0.001536	0.2	0.000752	0.1	73,000	112.142	73,000	54.915	P2、Y2		
14.500	0.001551	0.2	0.000760	0.1	73,000	113.201	73,000	55.495	川表胸壁前面		
14.613	0.001557	0.2	0.000764	0.1	73,000	113.679	73,000	55.758	P3		
15.000	0.001580	0.2	0.000776	0.1	73,000	115.318	73,000	56.656	任意点		
15.250	0.001594	0.2	0.000784	0.1	73,000	116.377	73,000	57.236	〃		
15.500	0.001609	0.2	0.000792	0.1	73,000	117.436	73,000	57.816	スパン右端B点		

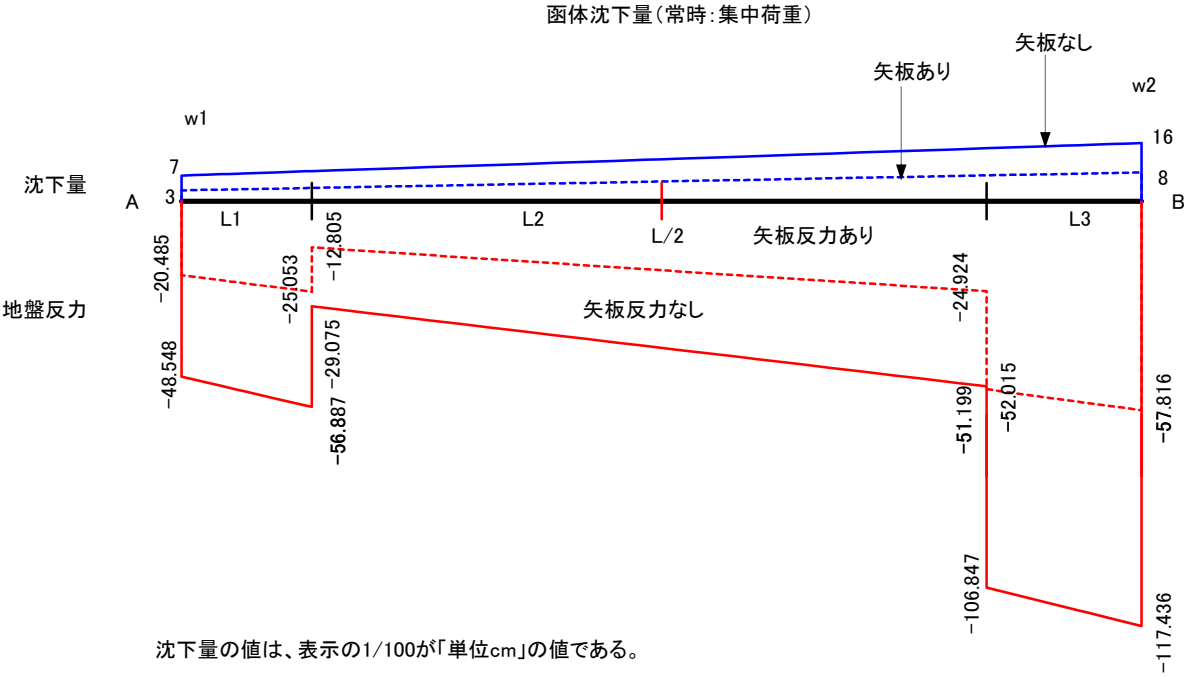


図11.4.9 集中荷重の沈下量と地盤反力(常時)

- (4) スパン全体荷重
1) 計算の考え方
スパ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。

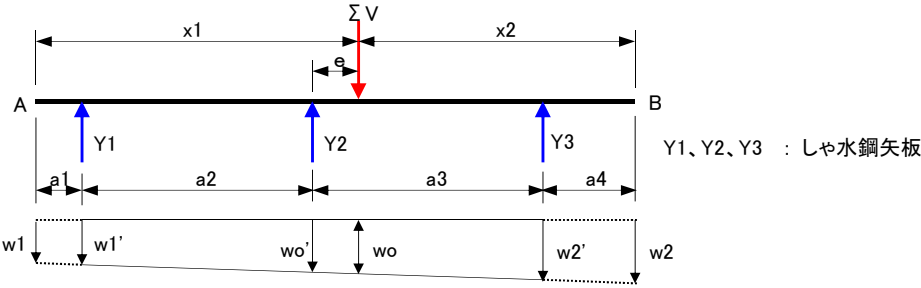


図11.4.10　しゃ水鋼矢板の影響を考慮した沈下量の分布

スパン全体の荷重の重心位置は次のようになる。

$$x1 = L - \frac{\sum V \cdot xv2 + \sum P \cdot xp2}{\sum V + \sum P} = 15.500 - \frac{3507.836 \times 8.167 + 828.554 \times 6.350}{3507.836 + 828.554} = 7.681 \text{ m}$$

ここに、

L	: スパン距離	L =	15.500	m
Σ V	: 分布荷重の合計	Σ V =	3507.836	m
Σ P	: 集中荷重の合計	Σ P =	828.554	m
xv2	: 分布荷重のx2	xv2 = x2 =	8.167	m
xp2	: 集中荷重のx2	xp2 = x2 =	6.350	m

$$x2 = L - x1 = 15.500 - 7.681 = 7.819 \text{ m}$$

この偏心量evは、

$$ev = x1 - L/2 = 7.681 - 15.500 / 2 = -0.069 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 左側 に偏心})$$

スパ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 =	7.958	m
d2 =	7.542	m
ed =	0.208	m

・ 矢板あり

dy1 =	7.604	m
dy2 =	7.896	m
edy =	-0.146	m

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

2) 地盤反力係数の重心位置での沈下量の計算

・ 矢板なし

$w_o' = w + w_u = 0.006129 + 0 = 0.006129 \text{ m}$

ここに、

$w = \frac{\sum V_B}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{4336.390}{707506} = 0.006129 \text{ m}$

ここに、

$\sum V_B = \sum V + \sum P = 3507.836 + 828.554 = 4336.390 \text{ KN}$

$\sum K_v$: 函体スパンの地盤反力係数の合計

$\sum K_v = 707506 \text{ KN/m}$

w_u : 函体の変位量

$w_u = 0.000 \text{ m}$

・ 矢板あり

$w_{yo'} = w + w_u = 0.002831 + 0 = 0.002831 \text{ m}$

ここに、

$w = \frac{\sum V_B}{K_v \cdot B \cdot L + k_{vy} \cdot n} = \frac{4336.390}{707506 + 274,663 \times 3} = \frac{4336.390}{1531495} = 0.002831 \text{ m}$

ここに、

K_{vy} : 矢板のバネ定数

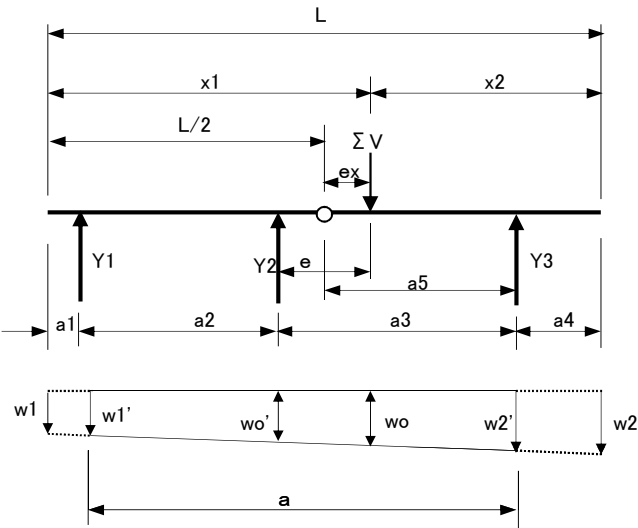
$K_{vy} = 274,663 \text{ KN/m}$

w_u : 函体の変位量

$w_u = 0.000 \text{ m}$

n : しゅ水矢板の箇所数

$n = 3$



ここに、

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

図11.4.11 しゅ水鋼矢板の影響による荷重の偏心(スパン全荷重)

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パン全体の沈下量を求める。

表11.4.5 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				
	スパン左端w1	スパン右端w2	スパン中央wo	重心位置wo'	分布勾配B	スパン左端w1	スパン右端w2	スパン中央wo	重心位置wo'	分布勾配B
分布荷重	0.005847	0.004115	0.004981	0.004958	-0.000112	0.002421	0.002155	0.002288	0.002290	-0.000017
集中荷重	0.000709	0.001609	0.001159	0.001171	0.000058	0.000299	0.000792	0.000546	0.000541	0.000032
合計	0.006557	0.005724	0.006140	0.006129	-0.000054	0.002721	0.002947	0.002834	0.002831	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

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

矢板あり

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

・ 照査

矢板なし

x= 0 m : wx=w1= 0.006557 + -0.000054 × 0 = 0.006557 m ... OK

x=L/2= 7.750 m : wx=wo= 0.006557 + -0.000054 × 7.750 = 0.006140 m ... OK

x=d1= 7.958 m : wx=wo'= 0.006557 + -0.000054 × 7.958 = 0.006129 m ... OK

x=L= 15.500 m : wx=w2= 0.006557 + -0.000054 × 15.500 = 0.005724 m ... OK

矢板あり

x= 0 m : wx=w1= 0.002721 + 0.000015 × 0 = 0.002721 m ... OK

x=L/2= 7.750 m : wx=wo= 0.002721 + 0.000015 × 7.750 = 0.002834 m ... OK

x=dy1= 7.604 m : wx=wo'= 0.002721 + 0.000015 × 7.604 = 0.002831 m ... OK

x=L= 15.500 m : wx=w2= 0.002721 + 0.000015 × 15.500 = 0.002947 m ... OK

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.4.6 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	スパン区分	備 考
	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	0.005847	0.000709	0.006557	0.006557	0.002421	0.000299	0.002721	0.002721	68,440	448.737	186.205	スパン左端	L1	・ 沈下量 wx=A+B・x ここに、 矢板なし A= 0.006557 m B= -0.000054 m 矢板あり A= 0.002721 m B= 0.000015 m
0.200	0.005825	0.000721	0.006546	0.006546	0.002418	0.000306	0.002724	0.002724	68,440	448.002	186.404	任意点		
0.400	0.005803	0.000733	0.006535	0.006535	0.002415	0.000312	0.002727	0.002727	68,440	447.266	186.604	川裏胸壁前面		
0.650	0.005775	0.000747	0.006522	0.006522	0.002410	0.000320	0.002730	0.002730	68,440	446.347	186.853	P1、Y1		
0.750	0.005763	0.000753	0.006516	0.006516	0.002408	0.000323	0.002732	0.002732	68,440	445.979	186.953	任意点		
0.900	0.005747	0.000762	0.006508	0.006508	0.002406	0.000328	0.002734	0.002734	68,440	445.428	187.102	川裏胸壁背面		
1.000	0.005736	0.000767	0.006503	0.006503	0.002404	0.000331	0.002735	0.002735	68,440	445.060	187.202	任意点		
1.500	0.005680	0.000796	0.006476	0.006476	0.002396	0.000347	0.002743	0.002743	68,440	443.222	187.701	〃		
2.000	0.005624	0.000825	0.006449	0.006449	0.002387	0.000363	0.002750	0.002750	68,440	441.383	188.199	〃		
2.100	0.005613	0.000831	0.006444	0.006444	0.002385	0.000366	0.002751	0.002751	68,440	441.016	188.299	スパン1の右端		
2.100	0.005613	0.000831	0.006444	0.006444	0.002385	0.000366	0.002751	0.002751	34,980	225.405	96.240	スパン2の左端	L2	・ 地盤反力 q=Kv・B・wx ここに、 スパン区分1 : 68,440 KN/m ² スパン区分2 : 34,980 KN/m ² スパン区分3 : 73,000 KN/m ² ・ スパン距離 スパン区分1 : L1= 2.100 m スパン区分2 : L2= 10.900 m スパン区分3 : L3= 2.500 m L= 15.500 m
2.500	0.005568	0.000854	0.006422	0.006422	0.002378	0.000379	0.002757	0.002757	34,980	224.653	96.444	任意点		
3.000	0.005512	0.000883	0.006395	0.006395	0.002370	0.000395	0.002764	0.002764	34,980	223.714	96.699	〃		
3.500	0.005456	0.000912	0.006369	0.006369	0.002361	0.000411	0.002772	0.002772	34,980	222.774	96.954	〃		
4.000	0.005400	0.000941	0.006342	0.006342	0.002353	0.000426	0.002779	0.002779	34,980	221.834	97.209	〃		
4.500	0.005344	0.000970	0.006315	0.006315	0.002344	0.000442	0.002786	0.002786	34,980	220.895	97.463	〃		
5.000	0.005289	0.000999	0.006288	0.006288	0.002335	0.000458	0.002794	0.002794	34,980	219.955	97.718	川裏側築堤法肩		
5.500	0.005233	0.001028	0.006261	0.006261	0.002327	0.000474	0.002801	0.002801	34,980	219.016	97.973	任意点		
6.000	0.005177	0.001057	0.006234	0.006234	0.002318	0.000490	0.002808	0.002808	34,980	218.076	98.228	〃		
6.500	0.005121	0.001087	0.006207	0.006207	0.002309	0.000506	0.002815	0.002815	34,980	217.136	98.482	〃		
7.000	0.005065	0.001116	0.006181	0.006181	0.002301	0.000522	0.002823	0.002823	34,980	216.197	98.737	築堤中央部、矢板Y2		
7.500	0.005009	0.001145	0.006154	0.006154	0.002292	0.000538	0.002830	0.002830	34,980	215.257	98.992	任意点		
7.750	0.004981	0.001159	0.006140	0.006140	0.002288	0.000546	0.002834	0.002834	34,980	214.787	99.119	スパン中央		
8.000	0.004953	0.001174	0.006127	0.006127	0.002284	0.000554	0.002837	0.002837	34,980	214.317	99.247	任意点		
8.500	0.004897	0.001203	0.006100	0.006100	0.002275	0.000569	0.002845	0.002845	34,980	213.378	99.502	〃		
9.000	0.004842	0.001232	0.006073	0.006073	0.002266	0.000585	0.002852	0.002852	34,980	212.438	99.756	川表側築堤法肩		
9.283	0.004810	0.001248	0.006058	0.006058	0.002262	0.000594	0.002856	0.002856	34,980	211.906	99.901	Mmax		
10.000	0.004730	0.001290	0.006019	0.006019	0.002249	0.000617	0.002866	0.002866	34,980	210.559	100.266	任意点		
10.500	0.004674	0.001319	0.005993	0.005993	0.002241	0.000633	0.002874	0.002874	34,980	209.619	100.521	〃		
11.000	0.004618	0.001348	0.005966	0.005966	0.002232	0.000649	0.002881	0.002881	34,980	208.680	100.776	〃		
11.500	0.004562	0.001377	0.005939	0.005939	0.002223	0.000665	0.002888	0.002888	34,980	207.740	101.030	〃		
12.000	0.004506	0.001406	0.005912	0.005912	0.002215	0.000681	0.002896	0.002896	34,980	206.800	101.285	〃		
12.500	0.004450	0.001435	0.005885	0.005885	0.002206	0.000697	0.002903	0.002903	34,980	205.861	101.540	〃		
13.000	0.004395	0.001464	0.005858	0.005858	0.002198	0.000713	0.002910	0.002910	34,980	204.921	101.795	スパン2の右端		
13.000	0.004395	0.001464	0.005858	0.005858	0.002198	0.000713	0.002910	0.002910	73,000	427.651	212.436	スパン3の左端	L3	
13.500	0.004339	0.001493	0.005831	0.005831	0.002189	0.000728	0.002917	0.002917	73,000	425.690	212.968	任意点		
14.000	0.004283	0.001522	0.005805	0.005805	0.002180	0.000744	0.002925	0.002925	73,000	423.729	213.499	川表胸壁背面		
14.250	0.004255	0.001536	0.005791	0.005791	0.002176	0.000752	0.002928	0.002928	73,000	422.749	213.765	P2、Y2		
14.500	0.004227	0.001551	0.005778	0.005778	0.002172	0.000760	0.002932	0.002932	73,000	421.768	214.031	川表胸壁前面		
14.613	0.004214	0.001557	0.005772	0.005772	0.002170	0.000764	0.002934	0.002934	73,000	421.325	214.151	P3		
15.000	0.004171	0.001580	0.005751	0.005751	0.002163	0.000776	0.002939	0.002939	73,000	419.807	214.563	任意点		
15.250	0.004143	0.001594	0.005737	0.005737	0.002159	0.000784	0.002943	0.002943	73,000	418.827	214.829	〃		
15.500	0.004115	0.001609	0.005724	0.005724	0.002155	0.000792	0.002947	0.002947	73,000	417.847	215.095	スパン右端B点		

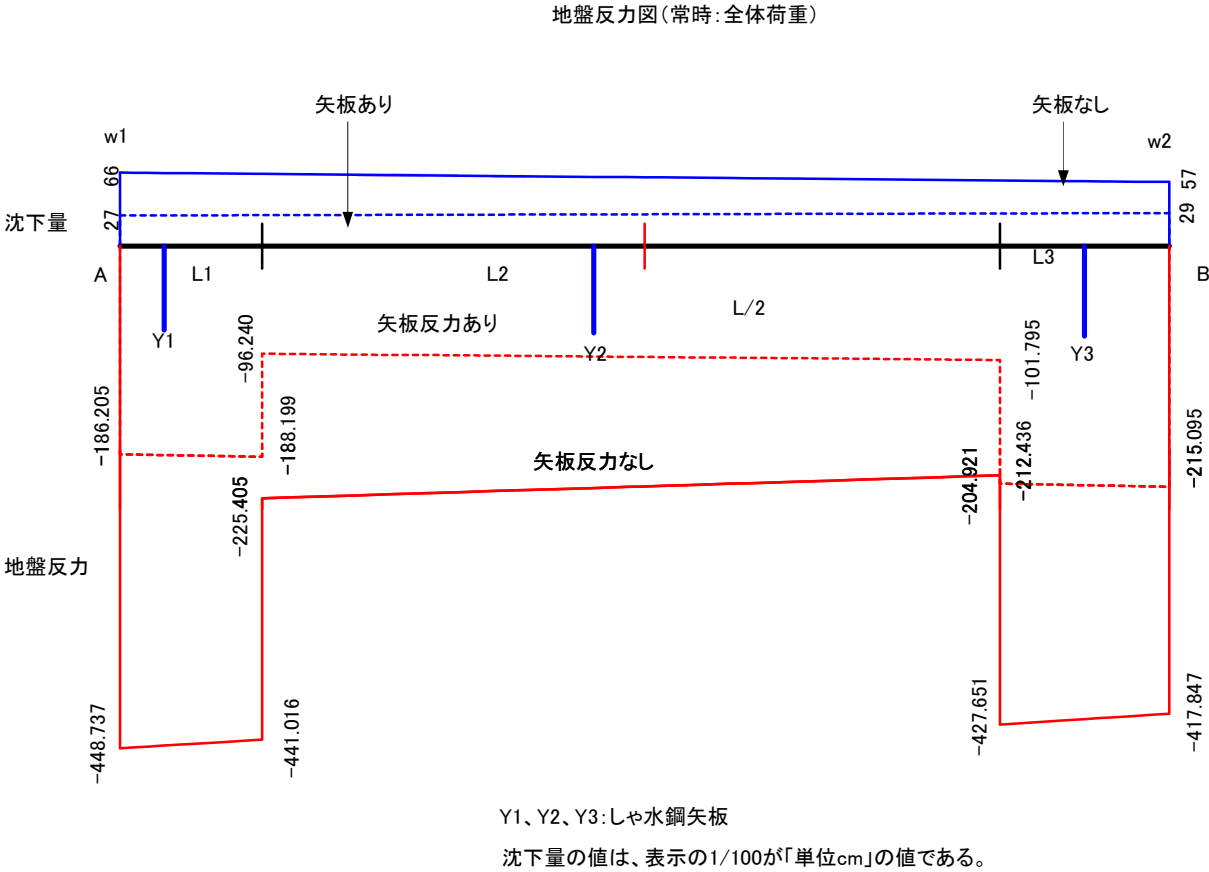
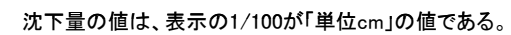
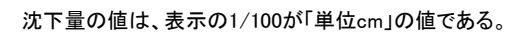


図11.4.12 全体荷重の沈下量と地盤反力(常時)



11-55

11-4-3. 断面力の計算(常時)
(1) 荷重図

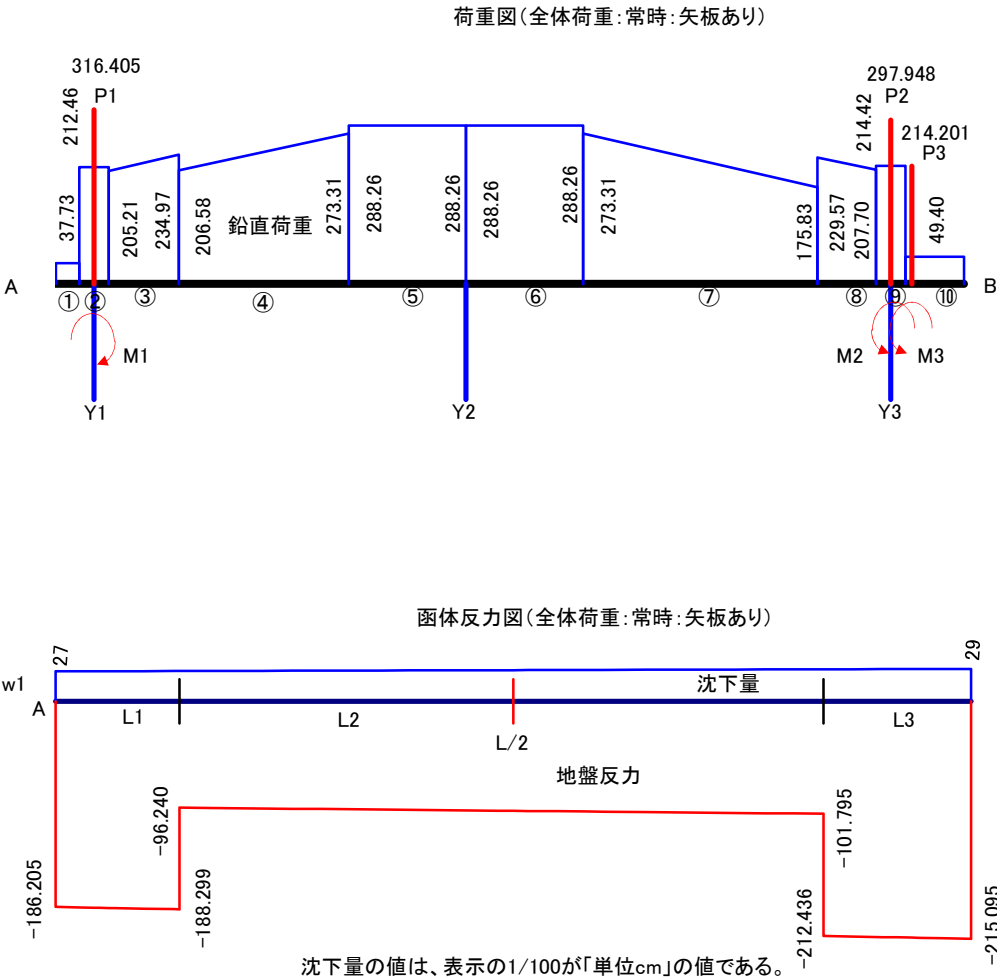


図11.4.14 荷重および地盤反力図(常時)

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

(分布荷重)

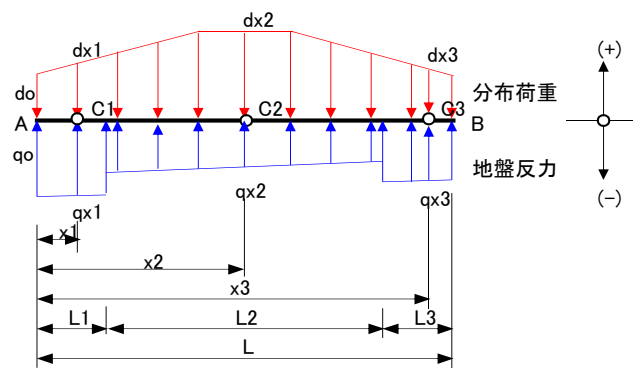


図11.4.15 荷重図(分布荷重)

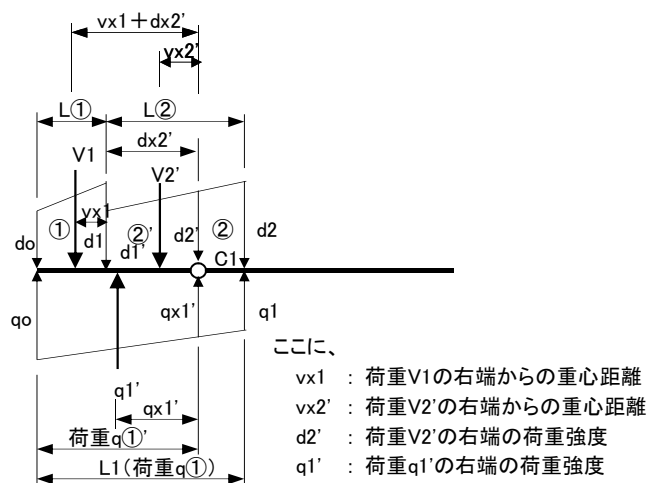


図11.4.16 荷重拡大図(分布荷重)

(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)

$$S_x = \sum V - \sum q$$

ここに、

 $\sum V$: 任意点xの左側の鉛直荷重の合計 $\sum q$: 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)

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

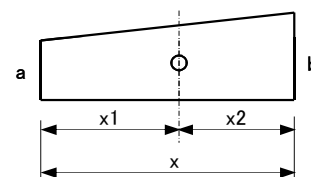
ここに、 $vx1$ 、 $vx2'$ は荷重の右端からの重心距離で、形状を「台形断面」とし次の計算で求める。ただし、「 $a \leq b$ 」の場合とする。

図11.4.17 分割荷重の重心位置(台形荷重)

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

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

(任意点xの曲げモーメント)

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

したがって、スパン右端での曲げモーメントの計算は次のようになる。

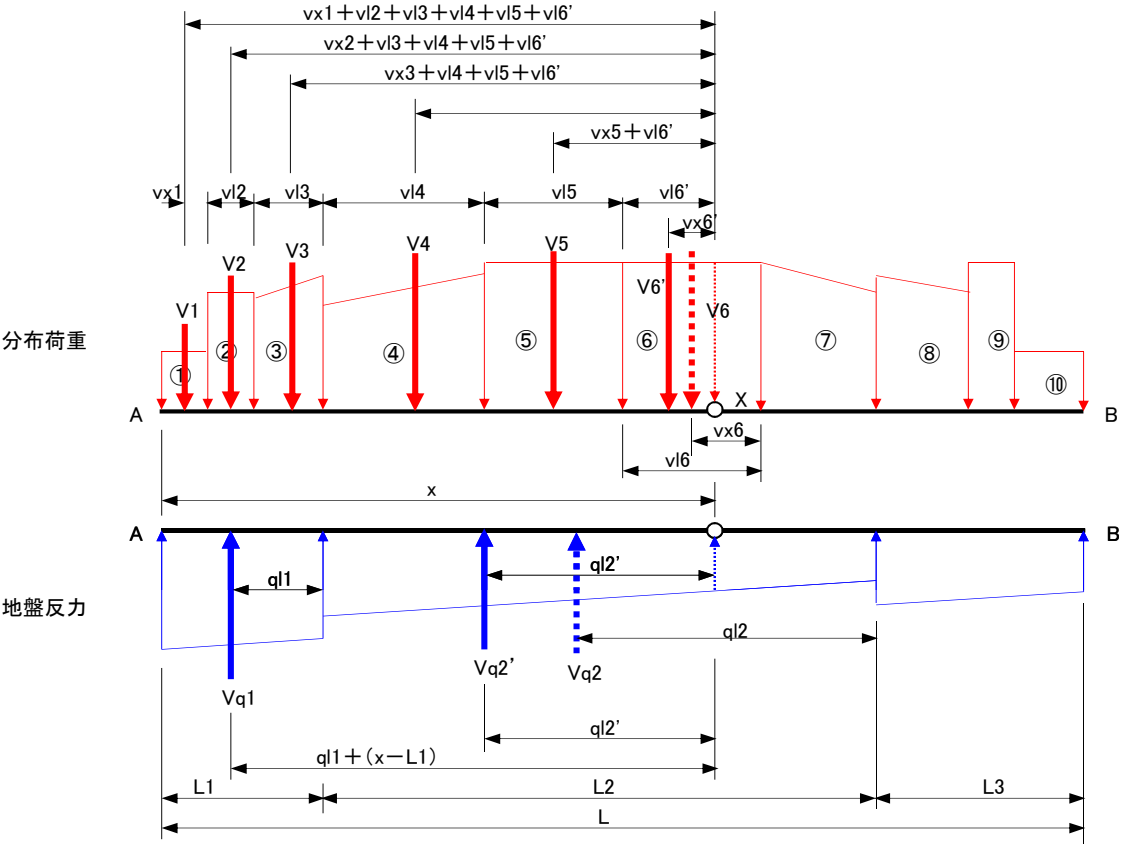
$$M_x = V1 \cdot \{vx1 + (x - L①)\} + V2 \cdot \{vx2 + (x - L① - L②)\} + \dots + V⑩ \cdot vx⑩$$

※ 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パ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)。

(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 : $Mv1 = V1 \cdot (vx1 + vl2 + vl3 + vl4 + vl5 + vl6')$
- ② : $Mv2 = V2 \cdot (vx2 + vl3 + vl4 + vl5 + vl6')$
- ③ : $Mv3 = V3 \cdot (vx3 + vl4 + vl5 + vl6')$
- ④ : $Mv4 = V4 \cdot (vx4 + vl5 + vl6')$
- ⑤ : $Mv5 = V5 \cdot (vx5 + vl6')$
- ⑥ : $Mv6' = V6' \cdot vl6'$

$Mvx = Mv1 + Mv2 + Mv3 + Mv4 + Mv5 + Mv6'$

・ $Mx = Mqx - Mvx$

・地盤反力の曲げモーメントMd

- L1 : $Mq1 = Vq1 \cdot \{ql1 + (x - L1)\}$
- L2' : $Mq2' = Vq2' \cdot ql2'$
- $Mqx = Mq1 + Mq2'$

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

図11.4.18 断面力の計算図

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

表11.4.7 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	スパン長	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)		
							スパン	区間累計	スパン累計					スパン	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	37.730	37.730	0.000	0.000	0.000	L1	400.189	400.189	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.200	0.200	0.200		37.730	37.730	7.546	7.546	7.546		0.100	400.189	398.660	79.885	79.885	0.100	72.339	0.755	7.994	7.239
0.200	0.400	0.200	0.400		37.730	37.730	7.546	15.092	15.092		0.200	398.660	397.130	79.579	159.464	0.200	144.372	3.018	31.934	28.915
0.400	0.650	0.250	0.650	②	212.460	212.460	53.115	53.115	68.207		0.125	397.130	395.218	99.044	258.508	0.326	190.301	13.431	84.190	70.759
0.650	0.650	0.000	0.650		212.460	212.460	0.000	53.115	68.207		0.125	395.218	394.453	0.000	258.508	0.326	190.301	13.431	84.217	70.786
0.650	0.750	0.100	0.750		212.460	212.460	21.246	74.361	89.453		0.175	397.130	394.453	39.579	298.087	0.376	208.634	21.314	112.052	90.738
0.750	0.900	0.150	0.900		212.460	212.460	31.869	106.230	121.322		0.250	394.453	393.306	59.082	357.169	0.451	235.847	37.122	161.191	124.069
0.900	1.000	0.100	1.000	③	205.210	207.690	20.645	20.645	141.967		0.050	393.306	392.541	39.292	396.461	0.502	254.494	50.284	198.868	148.584
1.000	1.500	0.500	1.500		207.690	220.090	106.945	127.590	248.912		0.297	392.541	388.717	195.315	591.776	0.754	342.864	147.746	445.983	298.238
1.500	2.000	0.500	2.000		220.090	232.490	113.145	240.735	362.057		0.539	388.717	384.893	193.403	785.179	1.006	423.122	300.230	790.278	490.049
2.000	2.100	0.100	2.100		232.490	234.970	23.373	264.108	385.430		0.586	384.893	384.128	38.451	823.630	1.057	438.200	337.602	870.715	533.113
2.100	2.100	0.000	2.100		234.970	234.970	0.000	264.108	385.430		0.586	384.128	384.128	0.000	823.630	1.057	438.200	337.602	870.715	533.113
2.100	2.500	0.400	2.500	④	206.580	215.784	84.473	84.473	469.903	0.199	196.330	194.766	78.219	78.219	0.200	431.946	508.546	1215.831	707.285	
2.500	3.000	0.500	3.000		215.784	227.289	110.768	195.241	580.671	0.443	194.766	192.812	96.895	175.114	0.451	418.073	770.949	1691.020	920.071	
3.000	3.500	0.500	3.500		227.289	238.794	116.521	311.762	697.192	0.683	192.812	190.857	95.917	271.031	0.703	397.469	1090.176	2214.412	1124.237	
3.500	4.000	0.500	4.000		238.794	250.300	122.274	434.036	819.466	0.920	190.857	188.903	94.940	365.971	0.956	370.135	1469.101	2785.518	1316.418	
4.000	4.500	0.500	4.500		250.300	261.805	128.026	562.062	947.492	1.153	188.903	186.948	93.963	459.934	1.210	336.072	1910.600	3403.851	1493.250	
4.500	5.000	0.500	5.000	⑤	261.805	273.310	133.779	695.841	1081.271	1.383	186.948	184.994	92.986	552.920	1.464	295.279	2417.552	4068.920	1651.369	
5.000	5.500	0.500	5.500		288.260	288.260	144.130	144.130	1225.401	0.250	184.994	183.039	92.008	644.928	1.720	243.157	2994.220	4780.238	1786.018	
5.500	6.000	0.500	6.000		288.260	288.260	144.130	288.260	1369.531	0.500	183.039	181.085	91.031	735.959	1.976	190.058	3642.953	5537.315	1894.362	
6.000	6.500	0.500	6.500		288.260	288.260	144.130	432.390	1513.661	0.750	181.085	179.130	90.054	826.013	2.234	135.982	4363.751	6339.665	1975.914	
6.500	7.000	0.500	7.000		288.260	288.260	144.130	576.520	1657.791	1.000	179.130	177.176	89.077	915.090	2.492	80.929	5156.614	7186.796	2030.182	
7.000	7.000	0.000	7.000	⑥	288.260	288.260	0.000	576.520	1657.791	1.000	177.176	177.176	0.000	915.090	2.492	80.929	5156.614	7186.796	2030.182	
7.000	7.500	0.500	7.500		288.260	288.260	144.130	144.130	1801.921	0.250	177.176	175.222	88.100	1003.190	2.751	24.899	6021.542	8078.222	2056.680	
7.500	7.750	0.250	7.750		288.260	288.260	72.065	216.195	1873.986	0.375	175.222	174.244	43.683	1046.873	2.881	-3.483	6481.030	8540.394	2059.364	
7.750	8.000	0.250	8.000		288.260	288.260	72.065	288.260	1946.051	0.500	174.244	173.267	43.439	1090.312	3.011	-32.109	6958.535	9013.454	2054.919	
8.000	8.500	0.500	8.500		288.260	288.260	144.130	432.390	2090.181	0.750	173.267	171.313	86.145	1176.457	3.273	-90.094	7967.593	9992.000	2024.408	
8.500	9.000	0.500	9.000		288.260	288.260	144.130	576.520	2234.311	1.000	171.313	169.358	85.168	1261.625	3.535	-149.056	9048.716	11013.379	1964.664	
9.000	9.283	0.283	9.283	⑦	273.310	266.413	76.371	76.371	2310.682	0.142	169.358	168.252	47.772	1309.397	3.684	-177.655	9691.878	11610.273	1918.395	
9.283	10.000	0.717	10.000		266.413	248.940	184.754	261.125	2495.436	0.508	168.252	165.449	119.632	1429.029	4.062	-242.777	11415.620	13182.663	1767.043	
10.000	10.500	0.500	10.500		248.940	236.755	121.424	382.549	2616.860	0.768	165.449	163.495	82.236	1511.265	4.328	-281.965	12693.948	14329.589	1635.641	
10.500	11.000	0.500	11.000		236.755	224.570	115.331	497.880	2732.191	1.033	163.495	161.540	81.259	1592.524	4.594	-316.037	14031.464	15517.397	1485.932	
11.000	11.500	0.500	11.500		224.570	212.385	109.239	607.119	2841.430	1.302	161.540	159.586	80.282	1672.806	4.862	-344.994	15425.124	16745.583	1320.460	
11.500	12.000	0.500	12.000	⑧	212.385	200.200	103.146	710.265	2944.576	1.577	159.586	157.631	79.304	1752.110	5.130	-368.836	16871.879	18013.671	1141.792	
12.000	12.500	0.500	12.500		200.200	188.015	97.054	807.319	3041.630	1.858	157.631	155.677	78.327	1830.437	5.400	-387.563	18368.684	19321.158	952.474	
12.500	13.000	0.500	13.000		188.015	175.830	90.961	898.280	3132.591	2.145	155.677	153.722	77.350	1907.787	5.671	-401.174	19912.493	20667.576	755.083	
13.000	13.000	0.000	13.000		175.830	175.830	0.000	898.280	3132.591	2.145	153.722	153.722	0.000	1907.787	5.671	-401.174	19912.493	20667.576	755.083	
13.000	13.500	0.500	13.500		229.570	218.635	112.051	112.051	3244.642	0.252	320.804	316.725	159.382	159.382	0.251	-353.843	21507.029	22073.215	566.186	
13.500	14.000	0.500	14.000		218.635	207.700	106.584	218.635	3351.226	0.508	316.725	312.647	157.343	316.725	0.502	-303.084	23156.224	23558.036	401.811	
14.000	14.250	0.250	14.250	⑨	214.420	214.420	53.605	53.605	3404.831	0.125	312.647	310.607	77.907	394.632	0.628	-278.782	24000.731	24329.820	329.089	
14.250	14.250	0.000	14.250		214.420	214.420	0.000	53.605	3404.831	0.125	310.607	310.607	0.000	394.632	0.628	-278.782	24000.731	24329.820	329.089	
14.250	14.500	0.250	14.500		214.420	214.420	53.605	107.210	3458.436	0.250	310.607	308.568	77.397	472.029	0.755	-254.990	24858.640	25121.018	262.378	
14.500	14.613	0.113	14.613		49.400	49.400	5.582	5.582	3464.018	0.056	308.568	307.646	34.816	506.845	0.812	-225.756	25249.758	25484.975	235.217	
14.613	14.613	0.000	14.613	⑩	49.400	49.400	0.000	5.582	3464.018	0.056	307.646	307.646	0.000	506.845	0.812	-225.756	25249.758	25484.975	235.217	
14.613	15.000	0.387	15.000		49.400	49.400	19.118	24.700	3483.136	0.250	307.646	304.489	118.448	625.293	1.009	-126.426	26594.033	26761.142	167.109	
15.000	15.250	0.250	15.250		49.400	49.400	12.350	37.050	3495.486	0.375	304.489	302.450	75.867	701.160	1.136	-62.909	27466.360	27609.813	143.452	
15.250	15.500	0.250	15.500		49.400	49.400	12.350	49.400	3507.836	0.500	302.450	300.410	75.358	776.518	1.264	0.000	28341.776	28477.388	0.000	
15.500	15.500	0.000	15.500		49.400	49.400	0.000	49.400	3507.836	0.500	300.410	300.410	0.000	776.518	1.264	0.000	28341.776	28477.388	0.000	

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

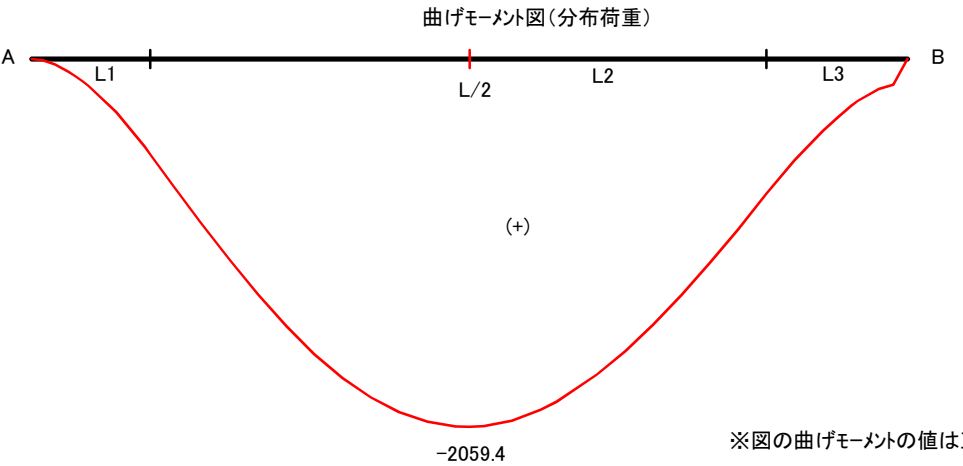
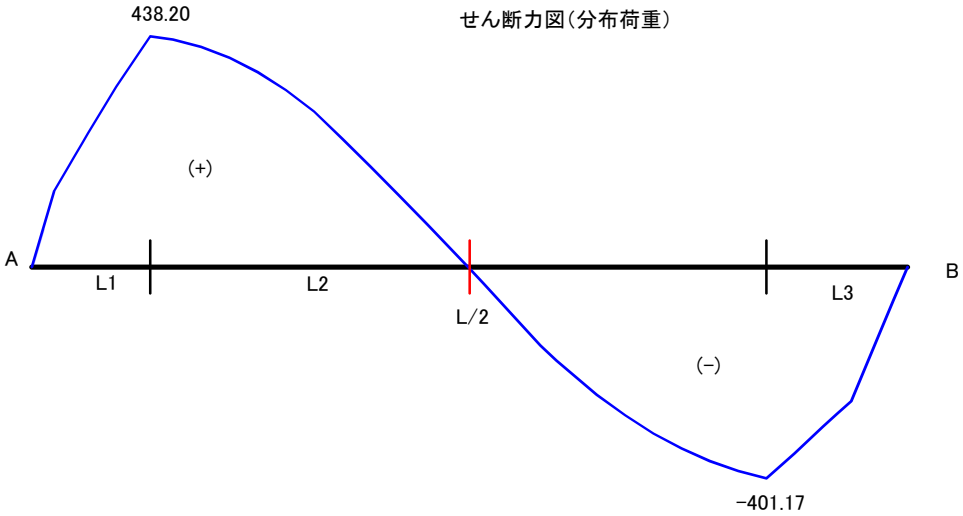
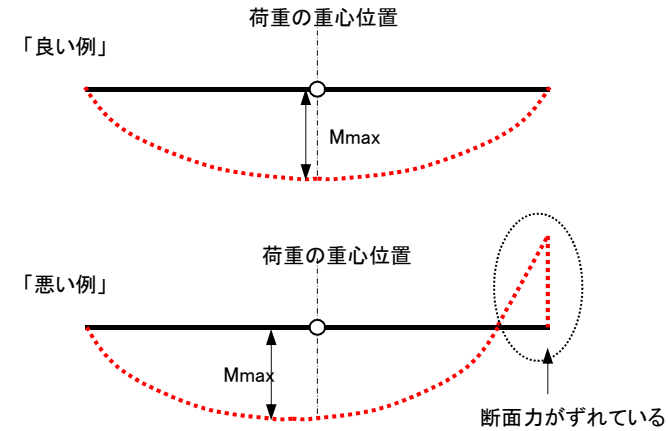
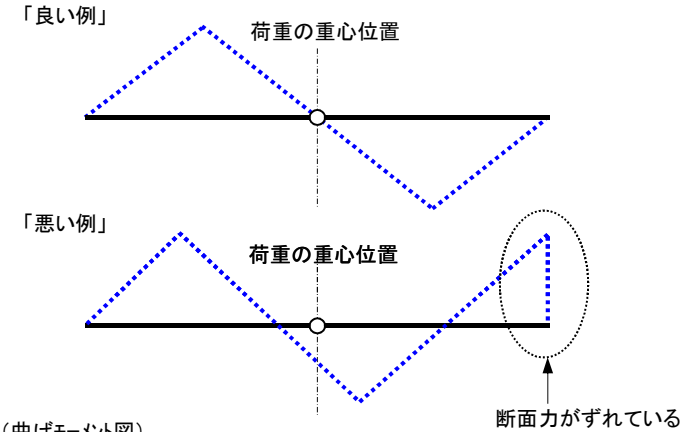
【メモ】

・ 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、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「 $w=A+B\cdot x$ 」、「 $q=kv\cdot w$ 」とすれば、定数Aは計算の開始点の沈下量で、一般的にはスパン左端の沈下量 $w1$ 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 が大きいので、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)。

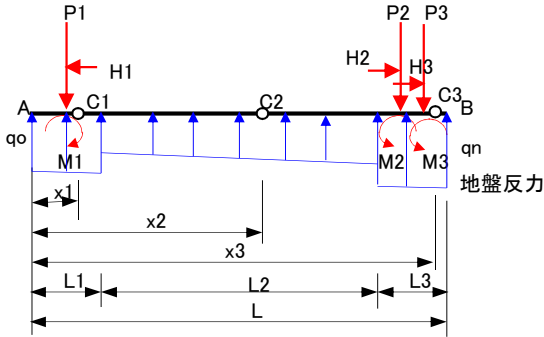
(せん断力図)



※図の曲げモーメントの値は正負が逆になる。

図11.4.19 分布荷重の断面力図(常時:矢板反力なし)

(集中荷重)



ここに、
L1= 2.100 m
L2= 10.900 m
L3= 2.500 m
L= 15.500 m

図11.4.20 荷重図(集中荷重)

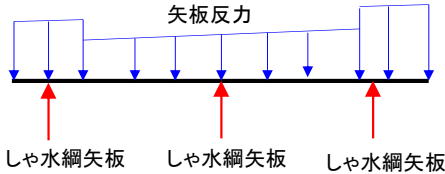


図11.4.21 しや水鋼矢板の影響による反力

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)

$$S_{c1}=W1$$

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)

$$W1 = \frac{q_0 + q_x}{2} \cdot x_1$$

(C1点の右側)

$$S_{c1'} = S_{c1} - P1$$

(C2点)

$$S_{c2} = S_{c1'} + W2$$

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)

$$S_{c3} = S_{c2} - (P2 + P3) + W3$$

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「 $x_1 < L1$ 」)

$$M_x = M_{q1} - P1 \cdot (x_1 - p \cdot x_1) - M1$$

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)

$$M1 = -267.046 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

なお、しや水鋼矢板の反力は集中荷重と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。

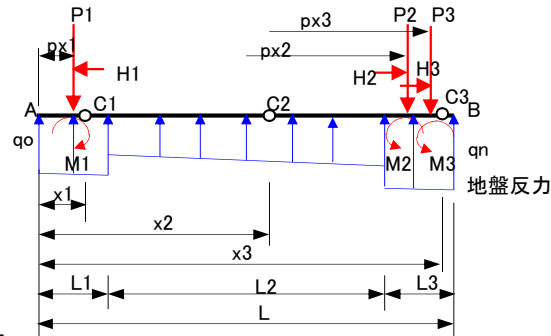
第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

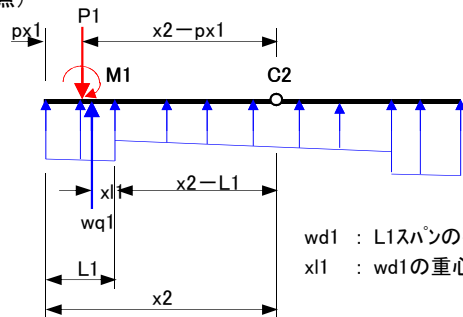
(集中荷重)



ここに、

$$\begin{aligned} L1 &= 2.100 \text{ m} & L3 &= 2.500 \text{ m} \\ L2 &= 10.900 \text{ m} & L &= 15.500 \text{ m} \end{aligned}$$

(C2点)



wd1 : L1スパンの荷重(地盤反力)の総和
x11 : wd1の重心位置(右端から)

(C3点)

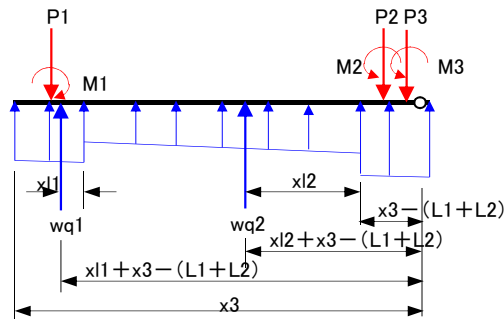


図11.4.22 荷重作用図(集中荷重)

(C2点、ただし「 $L1 < x2 \leq L2$ 」)

$$Mx = Mq2 + P1 \cdot (x2 - px1) - M1$$

ここに、

$Mq2$: C2点より左側のスパン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パン1(L1)とスパン2(L2)で異なることから、次の計算で $Mq2$ を求める。

$$Mq2 = Mq11 + Mq12$$

$$Mq11 = wq11 \cdot (x11 + x2 - L1)$$

wq11 : スパン1(L1)の地盤反力の荷重総和(KN)

x11 : スパン1(L1)の荷重総和の重心位置(m)

$Mq12$: スパン2(L2)区間で、C2点よりスパン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のスパン左端からの距離) $< x3$ 」)

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

ここに、

$Mq3$: C3点より左側のスパン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パン1(L1)とスパン2(L2)およびスパン3(L3)で異なることから、次の計算で $Mq3$ を求める。

$$Mq3 = Mq11 + Mq12 + Mq13$$

$$Mq11 = wq11 \cdot \{x11 + x3 - (L1 + L2)\}$$

$$Mq12 = wq12 \cdot \{x12 + x3 - (L1 + L2)\}$$

ここに、

wq12 : スパン2(L2)の地盤反力の荷重総和(KN)

x12 : スパン2(L2)の荷重総和の重心位置(m)

$Mq13$: スパン3(L3)区間で、C2点よりスパン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

$$px1 = 0.650 \text{ m}$$

$px2$: 荷重P2の左端(A点)からの距離

$$px2 = 14.250 \text{ m}$$

$px3$: 荷重P3の左端(A点)からの距離

$$px3 = 14.613 \text{ m}$$

$M2$: 荷重P2の曲げモーメント(KN・m)

$$M2 = 150.762 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M3$: 荷重P3の曲げモーメント(KN・m)

$$M3 = 39.331 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.4.8 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q ₀	右側q ₁	区分荷重		区間内 重心	区間右端から			地盤反力M _q			集中荷重M _p 、M _c				合計M
										区間	区間累計		L1荷重	L2荷重		L1荷重	L2荷重	L3荷重	Mp1	Mp2	Mp3	Mc	
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	0		0	48.548	48.548	0.000	0.000	0.000			0.000	0.000							0.000
	0.000	0.200	0.200	0.200	0		0	48.548	49.342	9.789	9.789	0.100			9.789	0.976							0.976
	0.200	0.400	0.200	0.400	0		0	49.342	50.136	9.948	19.737	0.199			19.737	3.926							3.926
	0.400	0.650	0.250	0.650	0		0	50.136	51.129	12.658	32.395	0.322			32.395	10.438							10.438
	0.650	0.650	0.000	0.650	316.405	-461.929	-267.046	51.129	51.129	0.000	32.395	0.322			-284.010	10.438			0.000			267.046	277.484
	0.650	0.750	0.100	0.750	0		0	51.129	51.526	5.133	37.528	0.371			-278.877	13.933			-31.641			267.046	249.338
	0.750	0.900	0.150	0.900	0		0	51.526	52.122	7.774	45.302	0.445			-271.103	20.145			-79.101			267.046	208.090
	0.900	1.000	0.100	1.000	0		0	52.122	52.519	5.232	50.534	0.493			-265.871	24.936			-110.742			267.046	181.240
	1.000	1.500	0.500	1.500	0		0	52.519	54.504	26.756	77.290	0.736			-239.115	56.851			-268.944			267.046	54.953
	1.500	2.000	0.500	2.000	0		0	54.504	56.490	27.749	105.039	0.975			-211.366	102.392			-427.147			267.046	-57.709
	2.000	2.100	0.100	2.100	0		0	56.490	56.887	5.669	110.708	1.022			-205.697	113.179			-458.787			267.046	-78.562
2.100	2.100	0.000	2.100	0		0	56.887	56.887	0.000	110.708	1.022			-205.697	113.179			-458.787			267.046	-78.562	
L2	2.100	2.500	0.400	2.500	0		0	29.075	29.887	11.792	11.792	0.199	1.422		-193.905	157.462	2.348		-585.349			267.046	-158.493
	2.500	3.000	0.500	3.000	0		0	29.887	30.902	15.197	26.989	0.445	1.922		-178.708	212.816	12.022		-743.552			267.046	-251.668
	3.000	3.500	0.500	3.500	0		0	30.902	31.917	15.705	42.694	0.689	2.422		-163.003	268.170	29.422		-901.754			267.046	-337.116
	3.500	4.000	0.500	4.000	0		0	31.917	32.932	16.212	58.906	0.930	2.922		-146.791	323.524	54.800		-1059.957			267.046	-414.587
	4.000	4.500	0.500	4.500	0		0	32.932	33.946	16.720	75.626	1.169	3.422		-130.071	378.878	88.413		-1218.159			267.046	-483.822
	4.500	5.000	0.500	5.000	0		0	33.946	34.961	17.227	92.853	1.406	3.922		-112.844	434.232	130.512		-1376.362			267.046	-544.572
	5.000	5.500	0.500	5.500	0		0	34.961	35.976	17.734	110.587	1.640	4.422		-95.110	489.586	181.350		-1534.564			267.046	-596.582
	5.500	6.000	0.500	6.000	0		0	35.976	36.991	18.242	128.829	1.872	4.922		-76.868	544.940	241.183		-1692.767			267.046	-639.598
	6.000	6.500	0.500	6.500	0		0	36.991	38.006	18.749	147.578	2.102	5.422		-58.119	600.294	310.263		-1850.969			267.046	-673.366
	6.500	7.000	0.500	7.000	0		0	38.006	39.021	19.257	166.835	2.331	5.922		-38.862	655.648	388.845		-2009.172			267.046	-697.633
	7.000	7.000	0.000	7.000	0		0	39.021	39.021	0.000	166.835	2.331	5.922		-38.862	655.648	388.845		-2009.172			267.046	-697.633
L3	7.000	7.500	0.500	7.500	0		0	39.021	40.036	19.764	186.599	2.557	6.422		-19.098	711.002	477.182		-2167.374			267.046	-712.144
	7.500	7.750	0.250	7.750	0		0	40.036	40.543	10.072	196.671	2.670	6.672		-9.026	738.679	525.088		-2246.476			267.046	-715.663
	7.750	8.000	0.250	8.000	0		0	40.543	41.050	10.199	206.870	2.782	6.922		1.173	766.356	575.529		-2325.577			267.046	-716.646
	8.000	8.500	0.500	8.500	0		0	41.050	42.065	20.779	227.649	3.005	7.422		21.952	821.710	684.137		-2483.779			267.046	-710.886
	8.500	9.000	0.500	9.000	0		0	42.065	43.080	21.286	248.935	3.227	7.922		43.238	877.064	803.261		-2641.982			267.046	-694.611
	9.000	9.283	0.283	9.283	0		0	43.080	43.654	12.273	261.208	3.352	8.205		55.511	908.394	875.444		-2731.524			267.046	-680.640
	9.283	10.000	0.717	10.000	0		0	43.654	45.110	31.822	293.030	3.665	8.922		87.333	987.772	1074.073		-2958.387			267.046	-629.496
	10.000	10.500	0.500	10.500	0		0	45.110	46.125	22.809	315.839	3.883	9.422		110.142	1043.126	1226.270		-3116.589			267.046	-580.147
	10.500	11.000	0.500	11.000	0		0	46.125	47.139	23.316	339.155	4.098	9.922		133.458	1098.480	1390.001		-3274.792			267.046	-519.265
	11.000	11.500	0.500	11.500	0		0	47.139	48.154	23.823	362.978	4.313	10.422		157.281	1153.834	1565.511		-3432.994			267.046	-446.603
	11.500	12.000	0.500	12.000	0		0	48.154	49.169	24.331	387.309	4.526	10.922		181.612	1209.188	1753.061		-3591.197			267.046	-361.902
12.000	12.500	0.500	12.500	0		0	49.169	50.184	24.838	412.147	4.738	11.422		206.450	1264.542	1952.902		-3749.399			267.046	-264.909	
12.500	13.000	0.500	13.000	0		0	50.184	51.199	25.346	437.493	4.949	11.922		231.796	1319.896	2165.291		-3907.602			267.046	-155.369	
13.000	13.000	0.000	13.000	0		0	51.199	51.199	0.000	437.493	4.949	11.922		231.796	1319.896	2165.291		-3907.602			267.046	-155.369	
L3	13.000	13.500	0.500	13.500	0		0	106.847	108.965	53.953	53.953	0.249	12.422	5.449	285.749	1375.250	2384.037	13.444	-4065.804			267.046	-26.026
	13.500	14.000	0.500	14.000	0		0	108.965	111.083	55.012	108.965	0.497	12.922	5.949	340.761	1430.604	2602.784	54.130	-4224.007			267.046	130.556
	14.000	14.250	0.250	14.250	0		0	111.083	112.142	27.903	136.868	0.620	13.172	6.199	368.664	1458.281	2712.157	84.853	-4303.108			267.046	219.229
	14.250	14.250	0.000	14.250	297.948	381.966	150.762	112.142	112.142	0.000	136.868	0.620	13.172	6.199	70.716	1458.281	2712.157	84.853	-4303.108	0.000		116.284	68.467
	14.250	14.500	0.250	14.500	0		0	112.142	113.201	28.168	165.036	0.743	13.422	6.449	98.884	1485.958	2821.530	122.586	-4382.209	-74.487		116.284	89.662
	14.500	14.613	0.113	14.613	0		0	113.201	113.679	12.819	177.855	0.798	13.535	6.562	111.703	1498.468	2870.967	141.959	-4417.963	-108.155		116.284	101.560
	14.613	14.613	0.000	14.613	214.201	15.056	39.331	113.679	113.679	0.000	177.855	0.798	13.535	6.562	-102.498	1498.468	2870.967	141.959	-4417.963	-108.155	0.000	76.953	62.229
	14.613	15.000	0.387	15.000	0		0	113.679	115.318	44.311	222.166	0.987	13.922	6.949	-58.187	1541.312	3040.277	219.342	-4540.412	-223.461	-82.896	76.953	31.115
	15.000	15.250	0.250	15.250	0		0	115.318	116.377	28.962	251.128	1.109	14.172	7.199	-29.225	1568.989	3149.650	278.499	-4619.513	-297.948	-136.446	76.953	20.184
	15.250	15.500	0.250	15.500	0		0	116.377	117.436	29.227	280.355	1.230	14.422	7.449	0.000	1596.666	3259.023	344.929	-4698.614	-372.435	-189.996	76.953	0.000
	15.500	15.500	0.000	15.500	0		0	117.436	117.436	0.000	280.355	1.230	14.422	7.449	0.000	1596.666	3259.023	344.929	-4698.614	-372.435	-189.996	76.953	0.000

※ 1. スパン長 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

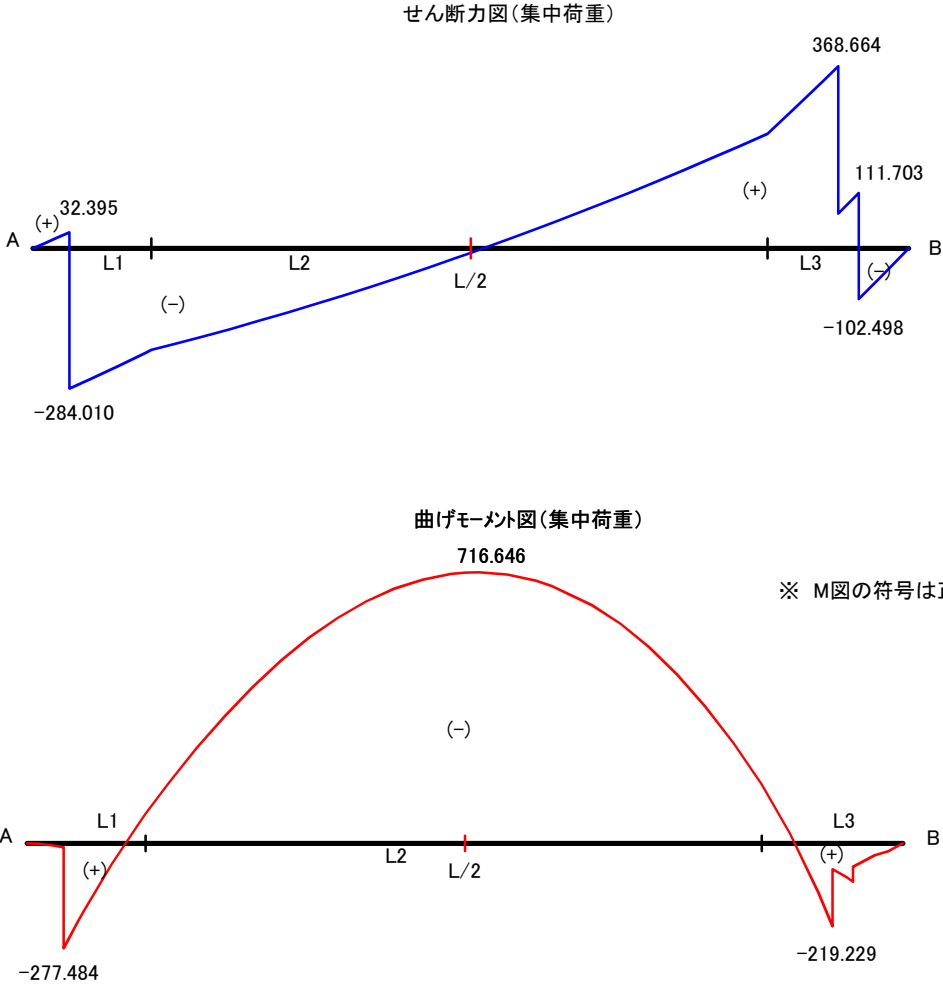


図11.4.23 集中荷重の断面力図(常時:矢板反力なし)

- 11-4-4. 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11.4.9 鉛直荷重の計算(分布荷重:常時)

スパン				鉛直荷重V(KN)			荷重位置(m)			モーメントM (KN・m)
区分	番号	スパン長L(m)	A点から	左側d1	右側d2	荷重V	スパン内	A点から	B点から	
1	1	0.400	0.400	37.730	37.730	15.092	0.200	0.200	15.300	230.908
	2	0.500	0.900	212.460	212.460	106.230	0.250	0.650	14.850	1577.516
	3	1.200	2.100	205.210	234.970	264.108	0.614	1.514	13.986	3693.814
	計	2.100				385.430				5502.238
2	4	2.900	5.000	206.580	273.310	695.841	1.517	3.617	11.883	8268.679
	5	2.000	7.000	288.260	288.260	576.520	1.000	6.000	9.500	5476.940
	6	2.000	9.000	288.260	288.260	576.520	1.000	8.000	7.500	4323.900
	7	4.000	13.000	273.310	175.830	898.280	1.855	10.855	4.645	4172.511
	計	10.900				2747.161				22242.030
3	8	1.000	14.000	229.570	207.700	218.635	0.492	13.492	2.008	439.019
	9	0.500	14.500	214.420	214.420	107.210	0.250	14.250	1.250	134.013
	10	1.000	15.500	49.400	49.400	49.400	0.500	15.000	0.500	24.700
	計	2.500				375.245				597.732
合計		15.500				3507.836				28342.000

- ※ 1. 荷重位置
x : スパン右端部からの距離(m)
x' : 函体スパン右端部B点からの距離(m)
2. 函体スパン長 L= 15.500 m

表11.4.10 鉛直荷重の計算(集中荷重:常時)

スパン区分	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	川裏胸壁	316.405	-461.929	-267.046	0.650	14.850	4698.614
2	川表胸壁	297.948	381.966	150.762	14.250	1.250	372.435
3	門柱	214.201	15.056	39.331	14.613	0.887	189.996
合計		828.554	-64.907	-76.953	15.500		5261.045

- 2) 矢板が負担する荷重の合計
- $\Sigma V_B = \Sigma V + \Sigma P = 3507.836 + 828.554 = 4336.390 \text{ KN}$
- $\Sigma M_V = \Sigma M_v + \Sigma M_p = 28342.000 + 5261.045 = 33603.045 \text{ KN}$

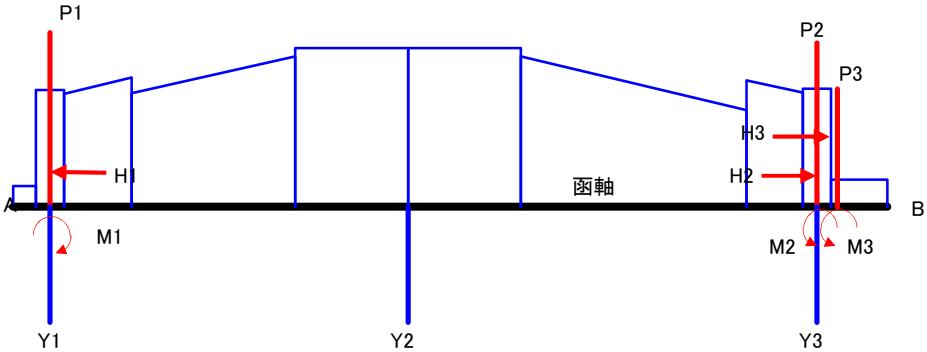
設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

常時：全体荷重：矢板反力の計算

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

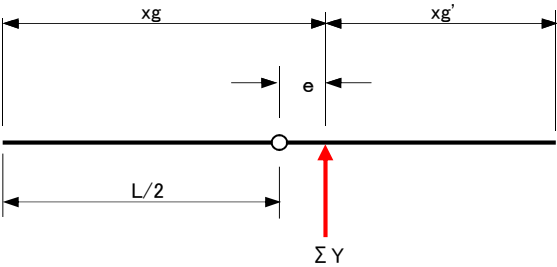


図11.4.24 荷重の偏心(しゃ水鋼矢板)

表11.4.11 しゃ水鋼矢板の位置とバネ定数

位置No	スパン左端からの矢板位置x(m)	常時の矢板バネ値			地震時の矢板バネ値		
		鉛直バネ定数 Kv(KN/m)	水平バネ定数 Kh(KN/m)	曲げバネ定数 Km(KN・m/rad)	鉛直バネ定数 Kv(KN/m)	水平バネ定数 Kh(KN/m)	曲げバネ定数 Km(KN・m/rad)
1	Y1	0.650	274,663	13,322	0	274,663	13,322
2	Y2	7.000	274,663	13,322	0	274,663	13,322
3	Y3	14.250	274,663	13,322	0	274,663	13,322

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
 $wy1 = A + B \cdot x = 0.002721 + 0.000015 \times 0.650 = 0.002730 \text{ m}$
ここに、
 $x = 0.650 \text{ m}$
 $A = 0.002721 \text{ m}$
 $B = 0.000015$

・ 矢板Y2の変位量
 $wy2 = A + B \cdot x = 0.002721 + 0.000015 \times 7.000 = 0.002823 \text{ m}$
ここに、
 $x = 7.000 \text{ m}$

・ 矢板Y3の変位量
 $wy3 = A + B \cdot x = 0.002721 + 0.000015 \times 14.250 = 0.002928 \text{ m}$
ここに、
 $x = 14.250 \text{ m}$

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。
 $Yv = Kv \cdot wy$

					A点から	B点から
Y1鋼矢板	: Yv1 = Kv · wx =	274,663	× 0.002730 =	749.878 KN	(x = 0.650 m、	14.850 m)
Y2鋼矢板	: Yv2 = Kv · wx =	274,663	× 0.002823 =	775.285 KN	(x = 7.000 m、	8.500 m)
Y3鋼矢板	: Yv3 = Kv · wx =	274,663	× 0.002928 =	804.293 KN	(x = 14.250 m、	1.250 m)
合計				2329.456 KN		

ここに、
 Kv : しゃ水鋼矢板の鉛直方向バネ定数 $Kv = 274,663 \text{ KN/m}$

・ 矢板反力の重心位置

表11.4.12 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	749.878	0.650	14.850	11135.688
Y2	775.285	7.000	8.500	6589.923
Y3	804.293	14.250	1.250	1005.366
計	2329.456			18730.977

矢板反力の重心位置x1のA点からの距離は、
 $x1 = L - \frac{\sum my}{V_B} = 15.500 - \frac{18730.977}{2329.456} = 7.459 \text{ m}$ (B点から、 $x2 = L - x1 = 8.041 \text{ m}$)

この偏心量は、
 $ey = x1 - L/2 = 7.459 - 15.500 / 2 = -0.291 \text{ m}$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

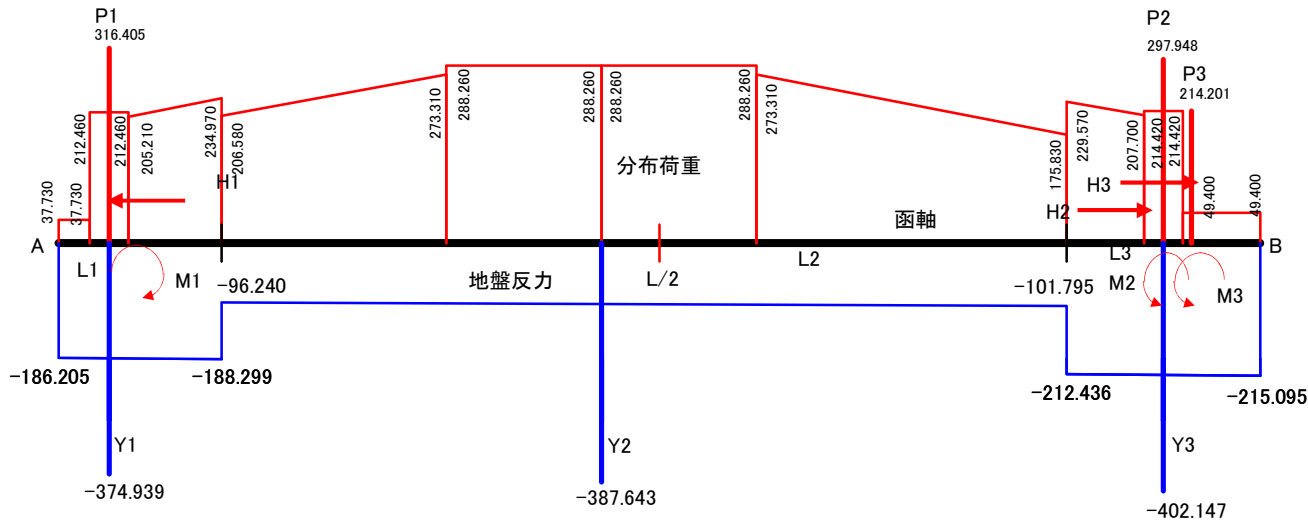
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

常時 : 全体荷重 : 断面力の計算(まとめ)

11-4-5. 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、これより函体スパ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:しゃ水綱矢板反力

図11.4.26 荷重図(常時:全体荷重)

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.4.13 スパ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			
				区間	左側po	右側pl	区間荷重			区間内 重心	区分	左側po	右側pl	区分荷重		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)
スパン	区間累計	スパン累計	スパン				区分累計													
0.000	0.000	0.000	0.000	①	37.730	37.730	0.000	0.000	0.000	0.000	L1	186.205	186.205	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.200	0.200	0.200		37.730	37.730	7.546	7.546	7.546	0.100		186.205	186.404	37.261	37.261	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000
0.200	0.400	0.200	0.400		37.730	37.730	7.546	15.092	15.092	0.200		186.404	186.604	37.301	74.562	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000
0.400	0.650	0.250	0.650	②	212.460	212.460	53.115	53.115	68.207	0.125		186.604	186.853	46.682	121.244	0.325	0.000	0.000	0.000	0.000
0.650	0.650	0.000	0.650		212.460	212.460	0.000	53.115	68.207	0.125		186.853	186.853	0.000	121.244	0.325	316.405	-461.929	-267.046	749.878
0.650	0.750	0.100	0.750		212.460	212.460	21.246	74.361	89.453	0.175		186.853	186.953	18.690	139.934	0.375	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	0.900	0.150	0.900	③	212.460	212.460	31.869	106.230	121.322	0.250		186.953	187.102	28.054	167.988	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000
0.900	1.000	0.100	1.000		205.210	207.690	20.645	20.645	141.967	0.050		187.102	187.202	18.715	186.703	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	1.500	0.500	1.500		207.690	220.090	106.945	127.590	248.912	0.297		187.202	187.701	93.726	280.429	0.749	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	2.000	0.500	2.000	④	220.090	232.490	113.145	240.735	362.057	0.539	187.701	188.199	93.975	374.404	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.000	2.100	0.100	2.100		232.490	234.970	23.373	264.108	385.430	0.586	188.199	188.299	18.825	393.229	1.048	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.100	2.100	0.000	2.100		234.970	234.970	0.000	264.108	385.430	0.586	188.299	188.299	0.000	393.229	1.048	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.100	2.500	0.400	2.500	⑤	206.580	215.784	84.473	84.473	469.903	0.199	96.240	96.444	38.537	38.537	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.500	3.000	0.500	3.000		215.784	227.289	110.768	195.241	580.671	0.443	96.444	96.699	48.286	86.823	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.000	3.500	0.500	3.500		227.289	238.794	116.521	311.762	697.192	0.683	96.699	96.954	48.413	135.236	0.699	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.500	4.000	0.500	4.000	⑥	238.794	250.300	122.274	434.036	819.466	0.920	96.954	97.209	48.541	183.777	0.948	0.000	0.000	0.000	0.000	
4.000	4.500	0.500	4.500		250.300	261.805	128.026	562.062	947.492	1.153	97.209	97.463	48.668	232.445	1.197	0.000	0.000	0.000	0.000	
4.500	5.000	0.500	5.000		261.805	273.310	133.779	695.841	1081.271	1.383	97.463	97.718	48.795	281.240	1.446	0.000	0.000	0.000	0.000	
5.000	5.500	0.500	5.500	⑦	288.260	288.260	144.130	144.130	1225.401	0.250	97.718	97.973	48.923	330.163	1.695	0.000	0.000	0.000	0.000	
5.500	6.000	0.500	6.000		288.260	288.260	144.130	288.260	1369.531	0.500	97.973	98.228	49.050	379.213	1.943	0.000	0.000	0.000	0.000	
6.000	6.500	0.500	6.500		288.260	288.260	144.130	432.390	1513.661	0.750	98.228	98.482	49.178	428.391	2.192	0.000	0.000	0.000	0.000	
6.500	7.000	0.500	7.000	⑧	288.260	288.260	144.130	576.520	1657.791	1.000	98.482	98.737	49.305	477.696	2.440	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.000	7.000	0.000	7.000		288.260	288.260	0.000	576.520	1657.791	1.000	98.737	98.737	0.000	477.696	2.440	0.000	0.000	0.000	775.285	
7.000	7.500	0.500	7.500		288.260	288.260	144.130	144.130	1801.921	0.250	98.737	98.992	49.432	527.128	2.687	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.500	7.750	0.250	7.750	⑨	288.260	288.260	72.065	216.195	1873.986	0.375	98.992	99.119	24.764	551.892	2.811	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.750	8.000	0.250	8.000		288.260	288.260	72.065	288.260	1946.051	0.500	99.119	99.247	24.796	576.688	2.935	0.000	0.000	0.000	0.000	
8.000	8.500	0.500	8.500		288.260	288.260	144.130	432.390	2090.181	0.750	99.247	99.502	49.687	626.375	3.182	0.000	0.000	0.000	0.000	
8.500	9.000	0.500	9.000	⑩	288.260	288.260	144.130	576.520	2234.311	1.000	99.502	99.756	49.815	676.190	3.429	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.000	9.283	0.283	9.283		273.310	266.413	76.371	76.371	2310.682	0.142	99.756	99.901	28.251	704.441	3.569	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.283	10.000	0.717	10.000		266.413	248.940	184.754	261.125	2495.436	0.508	99.901	100.266	71.760	776.201	3.923	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.000	10.500	0.500	10.500	⑪	248.940	236.755	121.424	382.549	2616.860	0.768	100.266	100.521	50.197	826.398	4.170	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.500	11.000	0.500	11.000		236.755	224.570	115.331	497.880	2732.191	1.033	100.521	100.776	50.324	876.722	4.416	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.000	11.500	0.500	11.500		224.570	212.385	109.239	607.119	2841.430	1.302	100.776	101.030	50.452	927.174	4.662	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.500	12.000	0.500	12.000	⑫	212.385	200.200	103.146	710.265	2944.576	1.577	101.030	101.285	50.579	977.753	4.908	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.000	12.500	0.500	12.500		200.200	188.015	97.054	807.319	3041.630	1.858	101.285	101.540	50.706	1028.459	5.154	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.500	13.000	0.500	13.000		188.015	175.830	90.961	898.280	3132.591	2.145	101.540	101.795	50.834	1079.293	5.399	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	13.000	0.000	13.000	⑬	175.830	175.830	0.000	898.280	3132.591	2.145	101.795	101.795	0.000	1079.293	5.399	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	13.500	0.500	13.500		229.570	218.635	112.051	112.051	3244.642	0.252	212.436	212.968	106.351	106.351	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.500	14.000	0.500	14.000		218.635	207.700	106.584	218.635	3351.226	0.508	212.968	213.499	106.617	212.968	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.000	14.250	0.250	14.250	⑭	214.420	214.420	53.605	53.605	3404.831	0.125	213.499	213.765	53.408	266.376	0.624	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.250	14.250	0.000	14.250		214.420	214.420	0.000	53.605	3404.831	0.125	213.765	213.765	0.000	266.376	0.624	297.948	381.966	150.762	804.293	
14.250	14.500	0.250	14.500		214.420	214.420	53.605	107.210	3458.436	0.250	213.765	214.031	53.475	319.851	0.749	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.500	14.613	0.113	14.613	⑮	49.400	49.400	5.582	5.582	3464.018	0.056	214.031	214.151	24.192	344.043	0.805	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.613	14.613	0.000	14.613		49.400	49.400	0.000	5.582	3464.018	0.056	214.151	214.151	0.000	344.043	0.805	214.201	15.056	39.331	0.000	
14.613	15.000	0.387	15.000		49.400	49.400	19.118	24.700	3483.136	0.250	214.151	214.563	82.956	426.999	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.000	15.250	0.250	15.250		49.400	49.400	12.350	37.050	3495.486	0.375	214.563	214.829	53.674	480.673	1.123	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.250	15.500	0.250	15.500		49.400	49.400	12.350	49.400	3507.836	0.500	214.829	215.095	53.741	534.414	1.247	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.500	15.500	0.000	15.500		49.400	49.400	0.000	49.400	3507.836	0.500	215.095	215.095	0.000	534.414	1.247	0.000	0.000	0.000	0.000	

- ※ 1. スパン長 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、スパン両端の断面力(せん断力、曲げモーメント)は「0」とした。

スパン	距離x(m)				断面力										備考
	左端	右端	スパン長	A点から	せん断力Sw(KN)					曲げモーメントMw(KN・m)					
					分布荷重V	地盤反力q	集中荷重P	矢板反力Y	合計Sw	分布荷重Mv	地盤反力Mq	集中荷重Mp	矢板反力My	合計Mw	
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	0.200	0.200	0.200	7.546	37.261	0.000	0.000	29.715	0.755	3.725	0.000	0.000	2.971	
	0.200	0.400	0.200	0.400	15.092	74.562	0.000	0.000	59.470	3.018	14.907	0.000	0.000	11.889	
	0.400	0.650	0.250	0.650	68.207	121.244	0.000	0.000	53.037	13.431	39.381	0.000	0.000	25.951	
	0.650	0.650	0.000	0.650	68.207	121.244	316.405	749.878	486.510	13.431	39.381	-267.046	0.000	292.997	
	0.650	0.750	0.100	0.750	89.453	139.934	316.405	749.878	483.954	21.314	52.440	-235.406	74.988	341.520	
	0.750	0.900	0.150	0.900	121.322	167.988	316.405	749.878	480.139	37.122	75.534	-187.945	187.470	413.826	
	0.900	1.000	0.100	1.000	141.967	186.703	316.405	749.878	478.209	50.284	93.268	-156.304	262.457	461.746	
	1.000	1.500	0.500	1.500	248.912	280.429	316.405	749.878	464.990	147.746	210.041	1.898	637.396	697.794	
	1.500	2.000	0.500	2.000	362.057	374.404	316.405	749.878	445.820	300.230	373.739	160.101	1012.335	925.744	
	2.000	2.100	0.100	2.100	385.430	393.229	316.405	749.878	441.272	337.602	412.121	191.741	1087.323	970.101	
2.100	2.100	0.000	2.100	385.430	393.229	316.405	749.878	441.272	337.602	412.121	191.741	1087.323	970.101		
L2	2.100	2.500	0.400	2.500	469.903	431.766	316.405	749.878	395.336	508.546	577.117	318.303	1387.274	1137.542	スパン1の右端 スパン2の左端
	2.500	3.000	0.500	3.000	580.671	480.052	316.405	749.878	332.854	770.949	805.066	476.506	1762.213	1319.824	
	3.000	3.500	0.500	3.500	697.192	528.465	316.405	749.878	264.746	1090.176	1057.190	634.708	2137.152	1469.458	
	3.500	4.000	0.500	4.000	819.466	577.006	316.405	749.878	191.013	1469.101	1333.553	792.911	2512.091	1583.633	
	4.000	4.500	0.500	4.500	947.492	625.674	316.405	749.878	111.655	1910.600	1634.217	951.113	2887.030	1659.534	
	4.500	5.000	0.500	5.000	1081.271	674.469	316.405	749.878	26.671	2417.552	1959.247	1109.316	3261.969	1694.349	
	5.000	5.500	0.500	5.500	1225.401	723.392	316.405	749.878	-68.536	2994.220	2308.707	1267.518	3636.908	1683.877	
	5.500	6.000	0.500	6.000	1369.531	772.442	316.405	749.878	-163.616	3642.953	2682.660	1425.721	4011.847	1625.833	
	6.000	6.500	0.500	6.500	1513.661	821.620	316.405	749.878	-258.568	4363.751	3081.172	1583.923	4386.786	1520.284	
	6.500	7.000	0.500	7.000	1657.791	870.925	316.405	749.878	-353.393	5156.614	3504.302	1742.126	4761.725	1367.288	
	7.000	7.000	0.000	7.000	1657.791	870.925	316.405	1525.163	421.892	5156.614	3504.302	1742.126	4761.725	1367.288	
	7.000	7.500	0.500	7.500	1801.921	920.3									

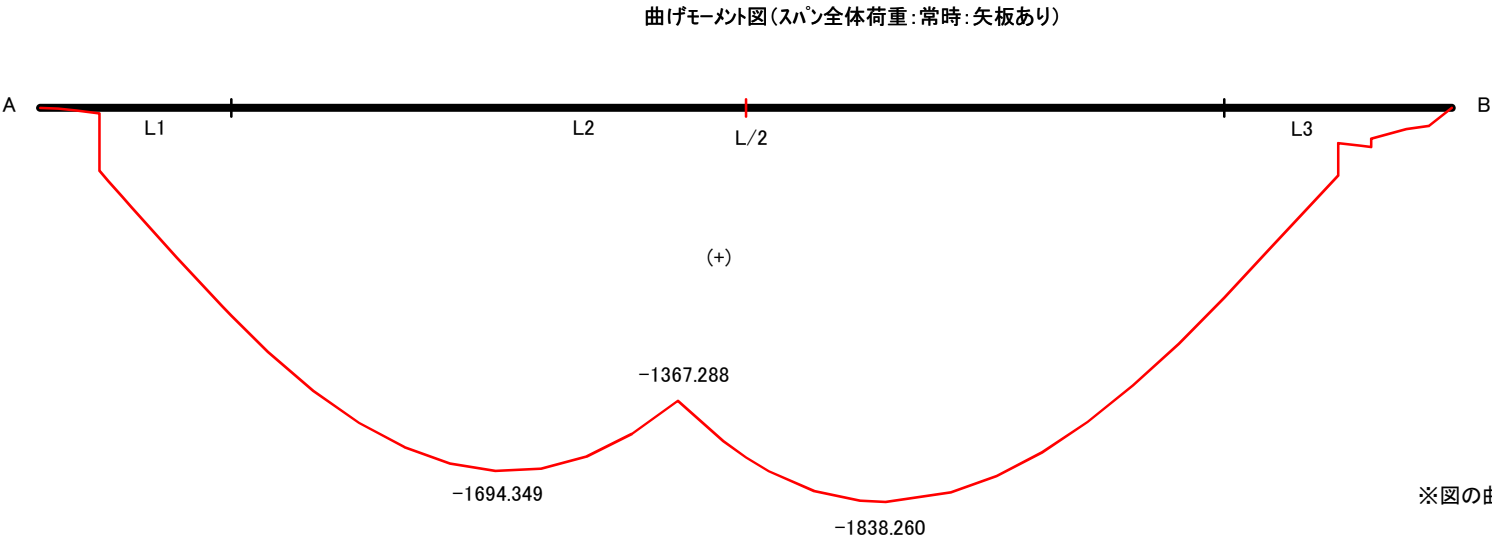
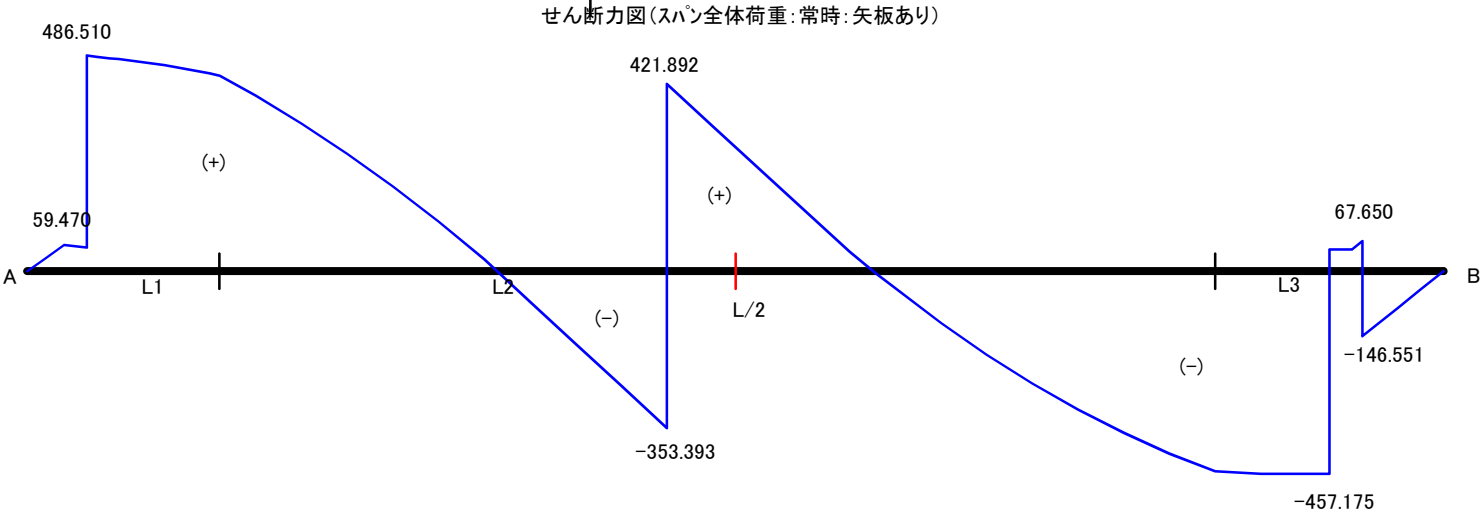
$$\text{合計}M_w = (\text{分布荷重}M_v + \text{集中荷重}M_p) - (\text{地盤反力}M_q + \text{矢板反力}M_y)$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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 : 断面力図



※図の曲げモーメントの値は正負が逆になる。

図11.4.27 函体スパンの断面力図(常時:全体荷重:矢板反力あり)

11-4-6. 軸力の計算

1) しゃ水鋼矢板の影響による水平力の計算

函体スパ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11.4.15 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	0.650	-461.929	-615.819	川裏胸壁
P2	H2	14.250	381.966	543.632	川表胸壁
P3	H3	14.613	15.056	40.481	門柱
合計			-64.907	-31.706	

※ 函体スパン長 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 δ_{yo} は次の式で求める。

$$\delta_{yo} = \frac{\sum H}{K_h + K_v \cdot B \cdot L} = \frac{-64.907}{13,322 + 235820} = \frac{-64.907}{249,142} = -0.000261 \text{ m}$$

ここに、

K_h	: 矢板の水平方向バネ値	$K_h =$	13322	KN/m
スパン1	: $K_s \cdot B \cdot L_1 =$	$22,810 \times 2.100 =$	47901	KN/m
スパン2	: $K_s \cdot B \cdot L_2 =$	$11,660 \times 10.900 =$	127094	KN/m
スパン3	: $K_s \cdot B \cdot L_3 =$	$24,330 \times 2.500 =$	60825	KN/m
合計		15.500 m	235820	KN/m

この水平変位 δ_{yo} をスパン両端に配分すると次のようになる。

「 $\delta_1 + \delta_2 = 2 \cdot \delta_o$ 」より、

(スパン左端の変位置 δ_{y1})

$$\delta_1 = 2 \cdot \delta_o \cdot \left(1 - \frac{x_1}{L}\right) = 2 \times -0.000261 \times \left(1 - \frac{7.958}{15.500}\right) = -0.000254 \text{ m}$$

(スパン右端の変位置 δ_{y2})

$$\delta_2 = 2 \cdot \delta_o \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L}\right) = 2 \times -0.000261 \times \left(1 - \frac{7.542}{15.500}\right) = -0.000268 \text{ m}$$

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の水平変位置

$$\delta_{y1} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000254 + \frac{(-0.000268 - -0.000254) \times 0.650}{15.500} = -0.000254 \text{ m}$$

・ 矢板Y2の水平変位置

$$\delta_{y2} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000254 + \frac{(-0.000268 - -0.000254) \times 14.250}{15.500} = -0.000266 \text{ m}$$

・ 矢板Y3の水平変位置

$$\delta_{y3} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000254 + \frac{(-0.000268 - -0.000254) \times 14.613}{15.500} = -0.000267 \text{ m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

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

$Y_v = K_v \cdot w_y$

						A点から	B点から
Y1鋼矢板	: $Y_{s1} = K_s \cdot \delta_x =$	22,810	$\times -0.000254 =$	-5.797	KN	($x = 0.650$ m、	14.850 m)
Y2鋼矢板	: $Y_{s2} = K_s \cdot \delta_x =$	11,660	$\times -0.000266 =$	-3.106	KN	($x = 7.000$ m、	8.500 m)
Y3鋼矢板	: $Y_{s3} = K_s \cdot \delta_x =$	24,330	$\times -0.000267 =$	-6.489	KN	($x = 14.250$ m、	1.250 m)
合計				-15.392	KN		

2) 軸力の計算

表11.4.16 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	境界条件より、N=0
0.650	0		-5.797	-5.797	
0.650	-461.929	461.929	-5.797	456.132	
7.000		420.772	-8.903	429.675	Y1+Y2
14.250	381.966	381.966	-15.392	397.358	Y1++Y2+Y3
14.250			-15.392	30.448	
14.613	15.056	15.056	-15.392	30.448	
14.613			-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。

・ $0.650 < x \leq 14.250$ 間の任意点xの軸力

$$N = 461.929 - \frac{(461.929 - 381.966) \cdot x}{14.250 - 0.650} = 461.929 - 5.8796 \cdot x$$

これより、集中荷重間の軸力は次のようになる。

・ $x = 7.000$ m

$$N = 461.929 - 5.8796 \times 7.000 = 420.772 \text{ KN}$$

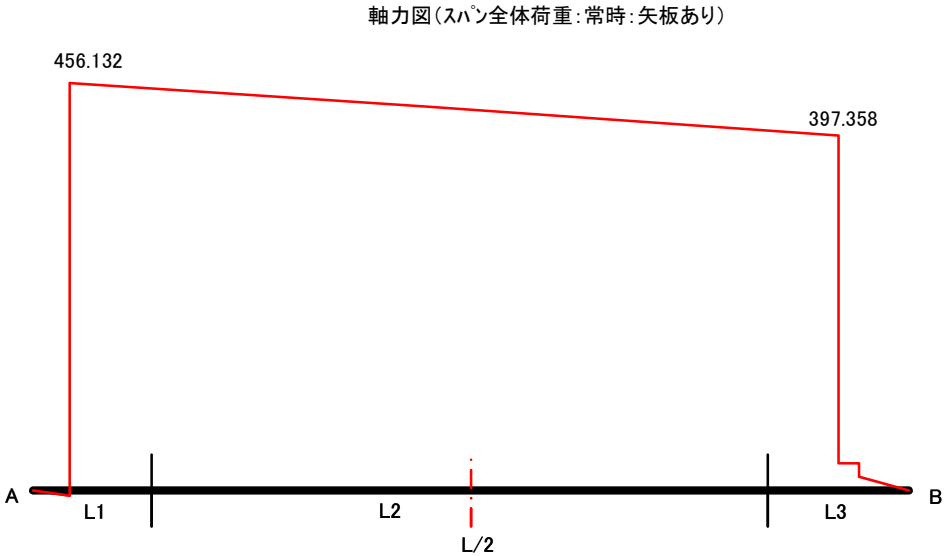


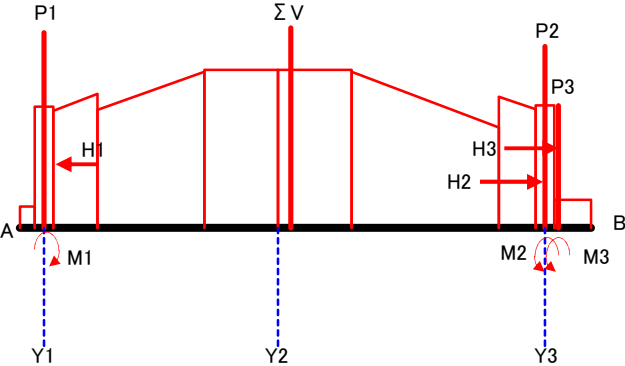
図11.4.28 常時の軸力図(全体荷重:矢板有り)

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

地震時 : 分布荷重 : 荷重の計算

荷重図(地震時)



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

図11.5.1 分布荷重の合力と偏心

11-5. 地震時の計算

11-5-1. 分布荷重の計算

(1) 荷重合力と偏心量の計算

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

表11.5.1 鉛直荷重の計算(地震時: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 ~ 0.400	0.400	37.730	37.730	15.092	15.092
	2	0.400 ~ 0.900	0.500	212.460	212.460	106.230	121.322
	3	0.900 ~ 2.100	1.200	205.210	234.970	264.108	385.430
	計	0 ~ 2.100	2.100			385.430	
2	4	2.100 ~ 5.000	2.900	206.580	273.310	695.841	1081.271
	5	5.000 ~ 7.000	2.000	276.760	276.760	553.520	1634.791
	6	7.000 ~ 9.000	2.000	276.760	276.760	553.520	2188.311
	7	9.000 ~ 13.000	4.000	273.310	175.830	898.280	3086.591
	計	2.100 ~ 13.000	10.900			2701.161	
3	8	13.000 ~ 14.000	1.000	229.570	207.700	218.635	3305.226
	9	14.000 ~ 14.500	0.500	214.420	214.420	107.210	3412.436
	10	14.500 ~ 15.500	1.000	49.400	49.400	49.400	3461.836
	計	13.000 ~ 15.500	2.500			375.245	
合計		0 ~ 15.500	15.500			3461.836	3461.836

ここで、荷重の重心位置を求める。

$$\frac{\Sigma V}{2} = \frac{3461.836}{2} = 1730.918 \text{ KN}$$

したがって、荷重の重心位置は区間「 7.000 m ~ 9.000 m 」にある。

・スパン左端(A点)から、

$$x1 = 7.000 + \frac{1730.918 - 1634.791}{276.760} = 7.347 \text{ m}$$

・スパン右端(B点)から、

$$x2 = L - x1 = 15.500 - 7.347 = 8.153 \text{ m}$$

スパン中央からの荷重の偏心量evは、

$$ev = x1 - L/2 = 7.347 - 15.500 / 2 = -0.403 \text{ m} \text{ (スパン中央より 左側 に偏心)}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

・ スパン重心位置の沈下量(ただし、地盤反力係数の重心)

$$w_o' = w + w_u = 0.002446 + 0 = 0.002446 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{V}{K_v \cdot A} = \frac{\Sigma V}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{3461.836}{1415058} = 0.002446 \text{ m}$$

ここに、

V : 分布荷重の合計

$$\Sigma V = 3461.836 \text{ KN}$$

ΣK_v : 函体スパンの地盤反力係数の合計

$$\Sigma K_v = 1415058 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{スパン1} : K_v1 \cdot B \cdot L1 = 136,890 \times 2.100 = 287469 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン2} : K_v2 \cdot B \cdot L2 = 69,960 \times 10.900 = 762564 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン3} : K_v3 \cdot B \cdot L3 = 146,010 \times 2.500 = 365025 \text{ KN/m}$$

$$\text{合計} \quad L = 15.500 \text{ m} \quad 1415058 \text{ KN/m} = \Sigma K_v$$

L : 函体スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

wu : 函体の変位量(m)

$$w_u = 0.000 \text{ m} \quad \cdots \text{剛体梁の評価から考慮しない。}$$

・ 地盤反力の偏心による沈下量の分布(分布荷重)

沈下量wo'はスパ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(スパン左端より)は、

$$d1 = L - \frac{\Sigma M_L}{\Sigma K_v} = 15.500 - \frac{10672592}{1415058} = 7.958 \text{ m} \quad (\text{スパン右端から } d2 = 7.542 \text{ m})$$

ここに、各地盤反力係数のスパン右端におけるモーメントは、

$$M1 = 287469 \times 14.450 = 4153927 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M2 = 762564 \times 7.950 = 6062384 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M3 = 365025 \times 1.250 = 456281 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{合計} \quad 1415058 \text{ KN/m} \quad \Sigma M_L = 10672592 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

この偏心量e'は、

$$e_d = d1 - L/2 = 7.958 - 15.500 / 2 = 0.208 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 右側 に偏心})$$

また、スパン全体の平均地盤反力係数Kv0は次のようになる。

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

スパン中央での沈下量を w_0 としたとき、 w_0' はスパン中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量である。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)

スパン左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\sum V}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3461.836}{15.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.403}{15.500} \right) = 258.157 \text{ KN}$$

ここに、

$\sum V$	: 荷重の合計	$\sum V =$	3461.836	KN
L	: スパン長	$L =$	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

スパン右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\sum V}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3461.836}{15.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.403}{15.500} \right) = 188.531 \text{ KN}$$

(スパ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。

スパン左端の地盤反力係数

$$Kv1' = \sum Kv \cdot \left(1 - \frac{ed}{L} \right) = 91294 \times \left(1 - \frac{0.208}{15.5000} \right) = 90070 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$Kv0 = 91294 \text{ KN/m}$$

スパン右端の地盤反力係数

$$Kv2' = \sum Kv \cdot \left(1 + \frac{ed}{L} \right) = 91294 \times \left(1 + \frac{0.208}{15.5000} \right) = 92518 \text{ KN/m}$$

(スパン両端の沈下量と分布勾配の計算)

スパン左端の沈下量 $w1'$

$$w1' = \frac{V1'}{\sum Kv1'} = \frac{258.157}{90070} = 0.002866 \text{ m}$$

スパン右端の沈下量 $w2'$

$$w2' = \frac{V2'}{\sum Kv2'} = \frac{188.531}{92518} = 0.002038 \text{ m}$$

この分布勾配 B は、

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

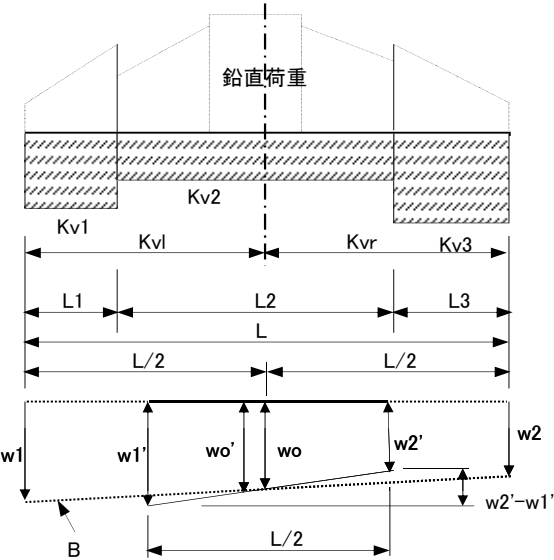


図11.5.2 地盤反力係数と沈下量の分布

(スパ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 w_o' を用いて、スパン両端および中央の沈下量を求める。

・ スパン左端の沈下量 w_1

$$w_1 = w_o' - B \cdot d_1 = 0.002446 - 0.000053 \times 7.958 = 0.002872 \text{ m}$$

・ スパン右端の沈下量 w_2

$$w_2 = w_o' + B \cdot d_2 = 0.002446 + 0.000053 \times 7.542 = 0.002043 \text{ m}$$

・ スパン中央の沈下量 w_o

$$w_o = w_o' - B \cdot e_d = 0.002446 - 0.000053 \times 0.208 = 0.002458 \text{ m}$$

ここに、

$$w_o' = 0.002446 \text{ m}$$

$$d_1 = 7.958 \text{ m}$$

$$d_2 = 7.542 \text{ m}$$

$$e_d = 0.208 \text{ m}$$

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「 $w_x = A + B \cdot x$ 」より、定数A、Bを決定する。

$$A = w_1 = 0.002872 \text{ m}$$

$$B = -0.000053$$

・ 照査

$$x = 0 \text{ m} : w_x = w_1 = 0.002872 + (-0.000053) \times 0 = 0.002872 \text{ m} \dots \text{OK}$$

$$x = L/2 = 7.750 \text{ m} : w_x = w_o = 0.002872 + (-0.000053) \times 7.750 = 0.002458 \text{ m} \dots \text{OK}$$

$$x = d_1 = 7.958 \text{ m} : w_x = w_o' = 0.002872 + (-0.000053) \times 7.958 = 0.002446 \text{ m} \dots \text{OK}$$

$$x = L = 15.500 \text{ m} : w_x = w_2 = 0.002872 + (-0.000053) \times 15.500 = 0.002043 \text{ m} \dots \text{OK}$$

$$w_1 + w_2 = 0.002872 + 0.002043 = 0.004915 \text{ m}$$

$$2 \cdot w_o = 2 \times 0.002458 = 0.004915 \text{ m} \dots \text{OK}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

2) 矢板反力あり

スパ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 w_u は無視する。

$$w_{yo}' = w + w_u = 0.001546 + 0 = 0.001546 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{\sum V}{K_{vy} \cdot n + K_v \cdot B \cdot L} = \frac{3461.836}{3 \times 274,663 + 1415058} = \frac{3461.836}{2,239,047} = 0.001546 \text{ m}$$

 $\sum V$: 分布荷重の合計

$$V = 3461.836 \text{ KN}$$

 K_{vy} : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数

$$K_{vy} = 274,663 \text{ KN/m}$$

 $\sum K_v$: スパン全体の鉛直方向地盤反力係数

$$\sum K_v = 1415058 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$\text{スパン1} : K_{v1} \cdot B \cdot L_1 = 136,890 \times 2.100 = 287469 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン2} : K_{v2} \cdot B \cdot L_2 = 69,960 \times 10.900 = 762564 \text{ KN/m}$$

$$\text{スパン3} : K_{v3} \cdot B \cdot L_3 = 146,010 \times 2.500 = 365025 \text{ KN/m}$$

$$\text{合計} \quad L = 15.500 \text{ m} \quad 1415058 \text{ KN/m} = \sum K_v$$

 n : しゃ水矢板の箇所数

$$n = 3$$

 w_u : 函体の変位量

$$w_u = 0.000 \text{ m}$$

 L : 函体スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

ただし、 w_o' 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

$$\text{スパン左端からの距離} \quad df1 = 7.958 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端からの距離} \quad df2 = 7.542 \text{ m} \quad \text{偏心量} ed = 0.208 \text{ m}$$

・ 矢板の重心位置

$$dy1 = L - \frac{\sum myL}{\sum kvy} = 15.500 - \frac{6756710}{823989} = 7.300 \text{ m} \quad (\text{スパン右端から} \quad d2 = 8.200 \text{ m})$$

ここに、鋼矢板のバネ定数のスパン右端におけるモーメントは、

$$My1 = K_{vy} \cdot (L - a1) = 274,663 \times 14.850 = 4078746 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$My2 = K_{vy} \cdot (a3 + a4) = 274663 \times 8.500 = 2334636 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$My3 = K_{vy} \cdot a4 = 274663 \times 1.250 = 343329 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{合計} \quad 823989 \text{ KN/m} \quad \sum ML = 6756710 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

この偏心量 ey は、

$$ey = y1 - L/2 = 7.300 - 15.500 / 2 = -0.450 \text{ m}$$

以上から、支持地盤と矢板のバネ定数の重心位置は次のようになる。

スパン左端から、

$$dy1 = L - \frac{\sum K_v \cdot df2 - \sum kvy \cdot dy2}{\sum K_v - \sum kvy} = 15.500 - \frac{1415058 \times 7.542 + 823989 \times 8.200}{1415058 + 823989} = 7.716 \text{ m}$$

ここに、

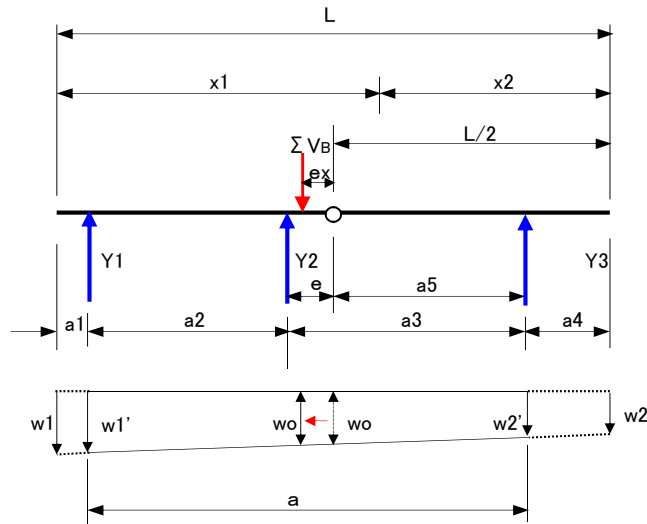
$$\sum K_v = 1415058 \text{ KN/m}$$

スパン右端から、

$$dy2 = L - dy1 = 15.500 - 7.716 = 7.784 \text{ m}$$

この偏心量 edy は、

$$edy = dy1 - L/2 = 7.716 - 15.500 / 2 = -0.034 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 左側 に偏心})$$



ここに、

$$L1 = 2.100 \text{ m} \quad a1 = 0.650 \text{ m}$$

$$L2 = 10.900 \text{ m} \quad a2 = 6.350 \text{ m}$$

$$L3 = 2.500 \text{ m} \quad a3 = 7.250 \text{ m}$$

$$L = 15.500 \text{ m} \quad a4 = 1.250 \text{ m}$$

$$x1 = 0.000 \text{ m} \quad a5 = 6.500 \text{ m}$$

$$x2 = 0.000 \text{ m} \quad a = 13.600 \text{ m}$$

図11.5.3 分布荷重の偏心

・ 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パネの比較により次の条件で判定する。
地盤反力係数 ΣK_v $>$ 矢板パネ $= K_{vy} \cdot n$... 矢板の影響を考慮しない
地盤反力係数 ΣK_v $<$ 矢板パネ $= K_{vy} \cdot n$... 矢板の影響を考慮する
ここで、
 $\Sigma K_v = 1415058 \text{ KN/m}$ $>$ $\Sigma k_{vy} = K_{vy} \cdot n = 274,663 \times 3 = 823989 \text{ KN/m}$
したがって、矢板の影響は「 **考慮する** 」計算をおこなう。

・ スパ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。
スパン左端の沈下量 $w1'$
 $wy1' = \frac{\Sigma V/2}{K_{vy2'}} = \frac{3461.836}{1035149} = 0.001672 \text{ m}$
ここに、
 $K_{vy1'} = K_v/1 + K_v/2 \cdot (x1 - L1) + K_{vy} \cdot n'$
 $= 287469 + 69,960 \times (7.347 - 2.100) + 274,663 \times 2 = 1203898 \text{ KN/m}$
ここで、
 n' : $x1$ 区間にある矢板の箇所数 $n' = 2$
 $x1$: スパン左端から荷重重心位置までの距離
 $k_{vy2'} = \Sigma k_{vy} - K_{v1'} = 2,239,047 - 1203898 = 1035149 \text{ KN/m}$
スパン右端の沈下量 $w2'$
 $wy2' = \frac{\Sigma V/2}{K_{vy1'}} = \frac{3461.836}{1203898} = 0.001438 \text{ m}$
この沈下量の分布勾配 B は、
 $B = \frac{wy2' - wy1'}{L} = \frac{0.001438 - 0.001672}{15.500} = -0.000015$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

(スパ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 w_o' を用いて、スパン両端および中央の沈下量を求める。・ スパン左端の沈下量 w_1

$$w_1 = w_{yo}' - B \cdot dy_1 = 0.001546 - 0.000015 \times 7.716 = 0.001663 \text{ m}$$

・ スパン右端の沈下量 w_2

$$w_2 = w_{yo}' + B \cdot dy_2 = 0.001546 + 0.000015 \times 7.784 = 0.001428 \text{ m}$$

・ スパン中央の沈下量 w_o

$$w_o = w_{yo}' - B \cdot ed = 0.001546 - 0.000015 \times -0.034 = 0.001546 \text{ m}$$

ここに、

$$w_{yo}' = 0.001546 \text{ m}$$

$$dy_1 = 7.716 \text{ m}$$

$$dy_2 = 7.784 \text{ m}$$

$$edy = -0.034 \text{ m}$$

・ 定数の決定

弾性床上の梁の基本式「 $w_x = A + B \cdot x$ 」より、定数A、Bを決定する。

$$A = w_1 = 0.001663 \text{ m}$$

$$B = -0.000015$$

・ 照査

$$x = 0 \text{ m} : w_x = w_1 = 0.001663 + (-0.000015) \times 0 = 0.001663 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = L/2 = 7.750 \text{ m} : w_x = w_o = 0.001663 + (-0.000015) \times 7.750 = 0.001546 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = dy_1 = 7.716 \text{ m} : w_x = w_{yo}' = 0.001663 + (-0.000015) \times 7.716 = 0.001546 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$x = L = 15.500 \text{ m} : w_x = w_2 = 0.001663 + (-0.000015) \times 15.500 = 0.001428 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

$$w_1 + w_2 = 0.001663 + 0.001428 = 0.003091 \text{ m}$$

$$2 \cdot w_o = 2 \times 0.001546 = 0.003091 \text{ m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 矢板位置の沈下量(分布荷重)

矢板反力 q_y は沈下量 w_x に比例するものとし、 w_x は次式で求める。

$$q_y = K_v \cdot w_x$$

ここに、

 K_v : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数(KN/m)・ Y1矢板反力 $x = a_1 = 0.650 \text{ m}$ (矢板Y1位置)

$$w_{y1} = 0.001663 + (-0.000015) \times 0.650 = 0.001653 \text{ m}$$

・ Y2矢板反力 $x = a_1 + a_2 = 7.000 \text{ m}$ (矢板Y2位置)

$$w_{y2} = 0.001663 + (-0.000015) \times 7.000 = 0.001557 \text{ m}$$

・ Y3矢板反力 $x = a_1 + a_2 + a_3 = 14.250 \text{ m}$ (矢板Y3位置)

$$w_{y3} = 0.001663 + (-0.000015) \times 14.250 = 0.001447 \text{ m}$$

11-5-2. 集中荷重の計算
(1) 荷重合力と偏心量の計算
集中荷重がスパ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11.5.2 鉛直荷重の計算(集中荷重:地震時)

スパン区分	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	341.565	-615.819	-285.890	0.650	14.850	5072.240
2	川表胸壁	P2	317.730	543.632	207.478	14.250	1.250	397.163
3	門柱	P3	214.201	40.481	164.087	14.613	0.887	189.996
合計			873.496	-31.706	85.675	15.500		5659.399

※ 1. スパン長L= 15.500 m

- ・ スパン中央より左側の荷重PL
 $P_L = P_1 = 341.565 \text{ KN}$
- ・ スパン中央より右側の荷重PR
 $P_R = P_2 + P_3 = 317.730 + 214.201 = 531.931 \text{ KN}$
- ・ 荷重の偏心
スパン左端からの距離x1
$$x_1 = L - \frac{\sum P}{\sum M_p} = 15.500 - \frac{5659.399}{873.496} = 9.021 \text{ m}$$

ここに、
スパン長 L= 15.500 m

スパン右端からの距離x2
$$x_2 = L - x_1 = 15.500 - 9.021 = 6.479 \text{ m}$$
荷重の偏心量ev
$$e_v = x_1 - L/2 = 9.021 - 15.500 / 2 = 1.271 \text{ m}$$
- ・ モーメントの偏心em
$$e_m = \frac{85.675}{873.496} = 0.098 \text{ m}$$

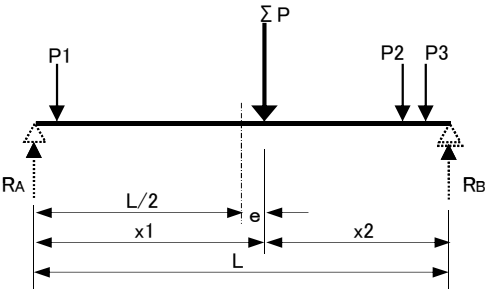


図11.5.4 沈下量の分布(集中荷重)

(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

・ スパン重心位置の沈下量

$$w_o' = w + w_u = 0.000617 + 0 = 0.000617 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{\sum P}{K_v \cdot A} = \frac{\sum P}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{873.496}{1415058} = 0.000617 \text{ m}$$

ここで、

$\sum P$: 集中荷重の合計

$$\sum P = 873.496 \text{ KN}$$

地盤反力係数

スパン1 : $K_v1 \cdot B \cdot L1 = 136,890 \times 2.100 = 287469 \text{ KN/m}$

スパン2 : $K_v2 \cdot B \cdot L2 = 69,960 \times 10.900 = 762564 \text{ KN/m}$

スパン3 : $K_v3 \cdot B \cdot L3 = 146,010 \times 2.500 = 365025 \text{ KN/m}$

合計 $L = 15.500 \text{ m}$ $1415058 \text{ KN/m} = \sum K_v$

L : 函体スパン長

$L = 15.500 \text{ m}$

w_u : 函体の変位量(m)

$w_u = 0.000 \text{ m}$

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(スパン左端から) $d1 = 7.958 \text{ m}$

$d2$: 地盤反力係数の重心距離(スパン右端から) $d2 = 7.542 \text{ m}$

e' : $d1$ のスパン中央からの偏心量 $ed = 0.208 \text{ m}$

ここで、スパン全体の平均地盤反力係数 K_{vo} は、

$$K_{vo} = \frac{\sum K_v}{L} = \frac{1415058}{15.500} = 91294 \text{ KN/m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

スパン中央での沈下量を w_0 としたとき、 w_0' はスパン中央より地盤反力係数の重心位置の沈下量である。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)

スパン左端の荷重強度

$$V1' = \frac{\sum P}{L} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{L} \right) = \frac{873.496}{15.500} \times \left(1 - \frac{2 \times 2.248}{15.500} \right) = 40.010 \quad \text{KN}$$

ここに、

 $\sum P$: 荷重の合計

$$\sum P = 873.496 \quad \text{KN}$$

L : スパン長

$$L = 15.500 \quad \text{m}$$

ev : 荷重合力の偏心距離

$$ev = 1.271 \quad \text{m}$$

em : モーメントによる偏心距離

$$em = 0.098 \quad \text{m}$$

$$e = 2 \cdot ev - 3 \cdot em = 2 \times 1.271 - 3 \times 0.098 = 2.248 \quad \text{m}$$

スパン右端の荷重強度

$$V2' = \frac{\sum P}{L} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L} \right) = \frac{873.496}{15.500} \times \left(1 + \frac{2 \times 2.248}{15.500} \right) = 72.699 \quad \text{KN}$$

(地盤反力係数の偏心による補正)

スパン左端の地盤反力係数

$$kv1' = Kvo \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot ed}{L} \right) = 91294 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.208}{15.500} \right) = 88846 \quad \text{KN/m}$$

ここに、

$$Kvo = 91294 \quad \text{KN/m}$$

$$ed = 0.208 \quad \text{m}$$

スパン右端の地盤反力係数

$$kv2' = Kvo \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot ed}{L} \right) = 91294 \times \left(1 + \frac{2 \times 0.208}{15.500} \right) = 93742 \quad \text{KN/m}$$

(スパン両端の沈下量の計算)

スパン左端の沈下量

$$w1' = \frac{V1'}{kv1'} = \frac{40.010}{88846} = 0.000450 \quad \text{m}$$

スパン右端の沈下量

$$w2' = \frac{V2'}{kv2'} = \frac{72.699}{93742} = 0.000776 \quad \text{m}$$

この沈下量の勾配は次のようになる。

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

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)
	(スパ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、スパン両端および中央の沈下量を求める。 ・ スパン左端の沈下量w1 w1=wo'-B・d1= 0.000617 - 0.000021 × 7.958 = 0.000450 m ・ スパン右端の沈下量w2 w2=wo'+B・d2= 0.000617 + 0.000021 × 7.542 = 0.000776 m ・ スパン中央の沈下量wo wo=wo'-B・ed= 0.000617 - 0.000021 × 0.208 = 0.000613 m ここに、 wo'= 0.000617 m d1= 7.958 m d2= 7.542 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= 0.000450 m B= 0.000021 ・ 照査 x= 0 m　： wx=w1= 0.000450 + 0.000021 × 0 = 0.000450 m　… OK x=L/2= 7.750 m　： wx=wo= 0.000450 + 0.000021 × 7.750 = 0.000613 m　… OK x=d1= 7.958 m　： wx=wo'= 0.000450 + 0.000021 × 7.958 = 0.000617 m　… OK x=L= 15.500 m　： wx=w2= 0.000450 + 0.000021 × 15.500 = 0.000776 m　… OK w1+w2= 0.000450 + 0.000776 = 0.001226 m 2・wo= 2 × 0.000613 = 0.001226 m　… OK	

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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)

2) 矢板反力あり

・ 地盤反力係数の重心位置の沈下量

$$w_{yo'} = w + w_u = 0.000390 + 0 = 0.000390 \text{ m}$$

ここに、

$$w = \frac{\Sigma P}{K_v \cdot n + K_v \cdot B \cdot L} = \frac{873.496}{3 \times 274.663 + 1415058} = \frac{873.496}{2,239,047} = 0.000390 \text{ m}$$

 ΣP : 集中荷重の合計

$$\Sigma P = 873.496 \text{ KN}$$

 K_{vy} : 鋼矢板の鉛直方向バネ定数

$$K_{vy} = 274.663 \text{ KN/m}$$

 $K_v \cdot B \cdot L$: スパン全体の鉛直方向地盤反力係数

$$K_v \cdot B \cdot L = 1415058 \text{ KN/m}$$

 n : しゅ水矢板の箇所数

$$n = 3$$

 L : 函体スパン長

$$L = 15.500 \text{ m}$$

 w_u : 函体の変位量(m)

$$w_u = 0.000 \text{ m}$$

・ 沈下量の分布勾配Bとスパ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、荷重の重心と矢板バネの重心は次のとおりである。

(荷重の重心)

$$\text{スパン左端から} \quad x_1 = 9.021 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端から} \quad x_2 = 6.479 \text{ m}$$

$$\text{偏心量 } e_v = x_1 - L/2 = 9.021 - 7.750 = 1.271 \text{ m}$$

(地盤反力係数の重心)

$$\text{スパン左端から} \quad d_1 = 7.958 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端から} \quad d_2 = 7.542 \text{ m}$$

$$\text{偏心量 } e_d = x_1 - L/2 = 7.958 - 7.750 = 0.208 \text{ m}$$

(矢板バネの重心)

$$\text{スパン左端から} \quad y_1 = 7.300 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端から} \quad y_2 = 8.200 \text{ m}$$

$$\text{偏心量 } e_y = x_1 - L/2 = 7.300 - 7.750 = -0.450 \text{ m}$$

(支持地盤の地盤反力係数と矢板バネを合わせた重心)

$$\text{スパン左端から} \quad dy_1 = 7.716 \text{ m}$$

$$\text{スパン右端から} \quad dy_2 = 7.784 \text{ m}$$

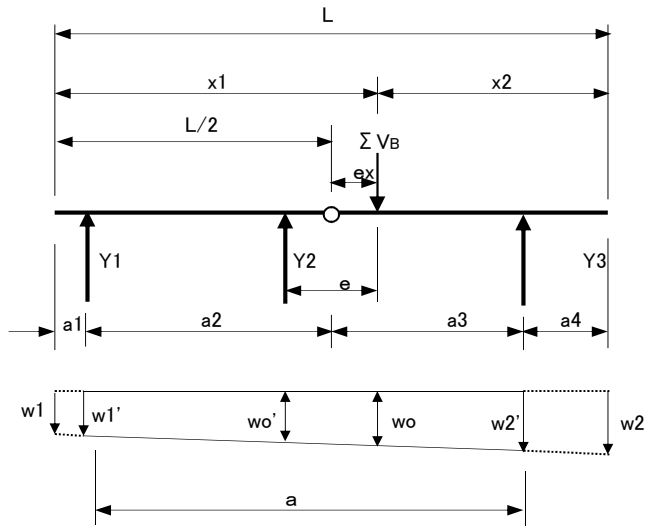
$$\text{偏心量 } e_{dy} = x_1 - L/2 = 7.716 - 7.750 = -0.034 \text{ m}$$

(曲げモーメントによる偏心)

$$e_m = 0.098 \text{ m}$$

ここで、スパン全体の平均地盤反力係数 K_{vo} は、

$$K_{vo} = \frac{\Sigma K_v}{L} = \frac{2,239,047}{15.500} = 144455 \text{ KN/m}$$



ここに、

$$L_1 = 2.100 \text{ m} \quad a_1 = 0.650 \text{ m}$$

$$L_2 = 10.900 \text{ m} \quad a_2 = 6.350 \text{ m}$$

$$L_3 = 2.500 \text{ m} \quad a_3 = 7.250 \text{ m}$$

$$L = 15.500 \text{ m} \quad a_4 = 1.250 \text{ m}$$

$$x_1 = 9.021 \text{ m} \quad a = 13.600 \text{ m}$$

$$x_2 = 6.479 \text{ m}$$

$$d_1 = 7.958 \text{ m}$$

$$d_2 = 7.542 \text{ m}$$

$$dy_1 = 7.716 \text{ m}$$

$$dy_2 = 7.784 \text{ m}$$

図11.5.5 集中荷重の偏心

・ 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、スパ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。

スパン左端の沈下量

$$wy1' = \frac{V1'}{Kvo \cdot (1 - e)} = \frac{40.010}{144455 \times (1 - -0.01326)} = \frac{40.010}{146370} = 0.000273 \text{ m}$$

ここに、

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

$$V1' = 40.010 \text{ KN}$$

$$V2' = 72.699 \text{ KN}$$

スパン右端の沈下量

$$wy2' = \frac{V2'}{Kvo \cdot (1 + e)} = \frac{72.699}{144455 \times (1 + -0.01326)} = \frac{72.699}{142539} = 0.000510 \text{ m}$$

この沈下量の分布勾配Bは次のようになる。

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

(スパ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、スパン両端および中央の沈下量を求める。

・ スパン左端の沈下量w1

$$w1 = wo' - B \cdot d1 = 0.000390 - 0.000015 \times 7.716 = 0.000272 \text{ m}$$

・ スパン右端の沈下量w2

$$w2 = wo' + B \cdot d2 = 0.000390 + 0.000015 \times 7.784 = 0.000509 \text{ m}$$

・ スパン中央の沈下量wo

$$wo = wo' - B \cdot ed = 0.000390 - 0.000015 \times -0.034 = 0.000391 \text{ m}$$

ここに、

$$wyo' = 0.000390 \text{ m}$$

$$dy1 = 7.716 \text{ m}$$

$$dy2 = 7.784 \text{ m}$$

$$edy = -0.034 \text{ m}$$

・ 定数の決定

弾性床土上の梁(剛体梁)の基本式「 $w_x = A + B \cdot x$ 」より、定数A、Bを求める。

$$A = w1 = 0.000272 \text{ m}$$

$$B = 0.000015$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

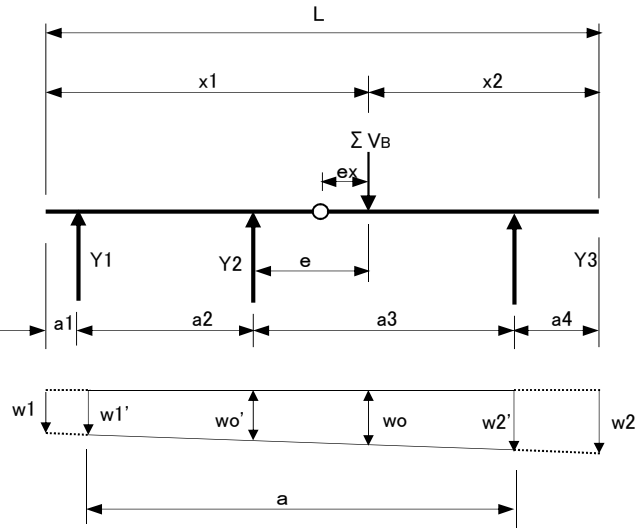
設計基準・使用文献および資料・略図	設 計 計 算	地震時　：　集中荷重　：　沈下量の計算(矢板あり)
	・ 照査 x= 0 m : wx=w1= 0.000272 + 0.000015 × 0 = 0.000272 m ... OK x=L/2= 7.750 m : wx=wo= 0.000272 + 0.000015 × 7.750 = 0.000391 m ... OK x=dy1= 7.716 m : wx=wo'= 0.000272 + 0.000015 × 7.716 = 0.000390 m ... OK x=L= 15.500 m : wx=w2= 0.000272 + 0.000015 × 15.500 = 0.000509 m ... OK w1+w2= 0.000272 + 0.000509 = 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　：　鋼矢板の鉛直方向バネ定数(KN/m) (Y1矢板反力) x=a1= 0.650 m (矢板Y1位置) wx= 0.000272 + 0.000015 × 0.650 = 0.000282 m (Y2矢板反力) x=a1+a2= 7.000 m (矢板Y2位置) wx= 0.000272 + 0.000015 × 7.000 = 0.000379 m (Y3矢板反力) x=a1+a2+a3= 14.250 m (矢板Y3位置) wx= 0.000272 + 0.000015 × 14.250 = 0.000490 m	

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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



ここに、

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

図11.5.6 荷重の偏心

(3) スパン全体荷重

1) 計算の考え方

スパ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。

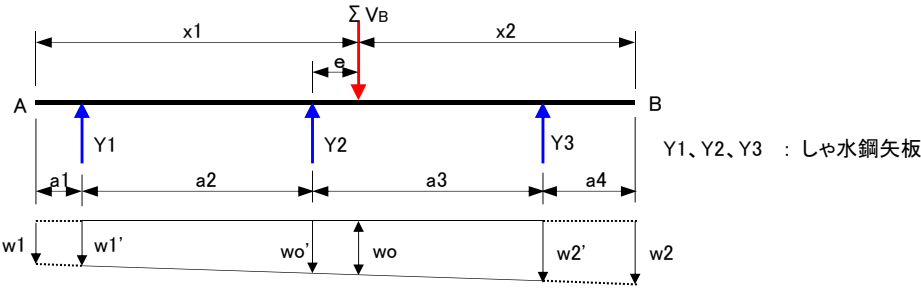


図11.5.7 しゃ水鋼矢板の影響を考慮した沈下量の分布

スパン全体の荷重の重心位置は次のようになる。

$$x1 = L - \frac{\sum V \cdot xv2 + \sum P \cdot xp2}{\sum V + \sum P} = 15.500 - \frac{3461.836 \times 8.153 + 873.496 \times 6.479}{3461.836 + 873.496} = 7.685 \text{ m}$$

ここに、

L	: スパン距離	L=	15.500	m
Σ V	: 分布荷重の合計	Σ V=	3461.836	m
Σ P	: 集中荷重の合計	Σ P=	873.496	m
xv2	: 分布荷重のx2	xv2=x2=	8.153	m
xp2	: 集中荷重のx2	xp2=x2=	6.479	m
x2=L-x1			15.500 - 7.685 = 7.815	m

この偏心量evは、

$$ev = x1 - L/2 = 7.685 - 15.500 / 2 = -0.065 \text{ m} \quad (\text{スパン中央より 左側 に偏心})$$

スパ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=	7.958	m
d2=	7.542	m
ed=	0.208	m

・ 矢板あり

dy1=	7.716	m
dy2=	7.784	m
edy=	-0.034	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	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 $w_o' = w + w_u = 0.003064 + 0 = 0.003064 \text{ m}$ ここに、 $w = \frac{\sum V}{K_v \cdot B \cdot L} = \frac{4335.332}{1415058} = 0.003064 \text{ m}$ ここに、 $\sum V_B = \sum V + \sum P = 3461.836 + 873.496 = 4335.332 \text{ KN}$ $\sum K_v$: 函体スパンの地盤反力係数の合計 $\sum K_v = 1415058 \text{ KN/m}$ w_u : 函体の変位量 $w_u = 0.000 \text{ m}$ ・ 矢板あり $w_{yo}' = w + w_u = 0.001936 + 0 = 0.001936 \text{ m}$ ここに、 $w = \frac{\sum V_B}{K_v \cdot B \cdot L + k_{vy} \cdot n} = \frac{4335.332}{1415058 + 274,663 \times 3} = \frac{4335.332}{2239047} = 0.001936 \text{ m}$ ここに、 K_{vy} : 矢板のバネ定数 $K_{vy} = 274,663 \text{ KN/m}$ w_u : 函体の変位量 $w_u = 0.000 \text{ m}$ n : しゃ水矢板の箇所数 $n = 3$			

- 3) スパン両端の沈下量の計算
スパ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
スパン左端の荷重強度

$$V1' = \sum V \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 4335.332 \times \left(1 - \frac{6 \times -0.065}{15.500} \right) = 4445.184 \text{ KN}$$

ここに、

$\sum V$	: 荷重の合計	$\sum V =$	4335.332	KN
L	: スパン長	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

スパン右端の荷重強度

$$V2' = \sum V \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 4335.332 \times \left(1 + \frac{6 \times -0.065}{15.500} \right) = 4225.480 \text{ KN}$$

スパン左端の沈下量w1'

$$w1' = \frac{V1'}{\sum Kv1'} = \frac{4445.184}{90070} = 0.049353 \text{ m}$$

スパン右端の沈下量w2'

$$w2' = \frac{V2'}{\sum Kv2'} = \frac{4225.480}{92518} = 0.045672 \text{ m}$$

ここに、

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

この分布勾配Bは、

$$B = \frac{w2' - w1'}{L} = \frac{0.045672 - 0.049353}{15.500} = -0.000237$$

・ 矢板反力あり

$$w_y = w_o' - w_{yo}' = 0.003064 - 0.001936 = 0.001127 \text{ m}$$

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パ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。

$$e = \frac{w_{yo}'}{w_o'} = \frac{0.001936}{0.003064} = 0.6320$$

この比で矢板なしのスパン両端の沈下量を補正する。

$$w1' = w1 \cdot e = 0.049353 \times 0.6320 = 0.031190 \text{ m}$$

$$w2' = w2 \cdot e = 0.045672 \times 0.6320 = 0.028864 \text{ m}$$

ここに、

$$w1 : \text{矢板なしのスパン左端の沈下量} \quad w1 = 0.049353 \text{ m}$$

$$w2 : \text{矢板なしのスパン右端の沈下量} \quad w2 = 0.045672 \text{ m}$$

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。

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

スパン左端の沈下量

$$w_{y1}' = w1' \cdot (1 + 6 \cdot ed') = 0.031190 \times (1 + 6 \times -0.0156) = 0.028267 \text{ m}$$

スパン右端の沈下量

$$w_{y2}' = w2' \cdot (1 - 6 \cdot ed') = 0.028864 \times (1 - 6 \times -0.0156) = 0.031569 \text{ m}$$

この分布勾配Bは次のようになる。

$$B = \frac{w_{y2}' - w_{y1}'}{L} = \frac{0.031569 - 0.028267}{15.500} = 0.000213$$

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パン全体の沈下量を求める。

表11.5.3 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				
	スパン左端w1	スパン右端w2	スパン中央wo	重心位置wo'	分布勾配B	スパン左端w1	スパン右端w2	スパン中央wo	重心位置wo'	分布勾配B
分布荷重	0.002872	0.002043	0.002458	0.002446	-0.000053	0.001663	0.001428	0.001546	0.001546	-0.000015
集中荷重	0.000450	0.000776	0.000613	0.000617	0.000021	0.000272	0.000509	0.000391	0.000390	0.000015
合計	0.003322	0.002819	0.003070	0.003064	-0.000032	0.001935	0.001937	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
- $$A=w1= 0.003322 \text{ m}$$
- $$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.002819-0.003322}{15.500}=-0.000032$$
- 矢板あり
- $$A=w1= 0.001935 \text{ m}$$
- $$B=\frac{w2-w1}{L}=\frac{0.001937-0.001935}{15.500}=0.000000$$

- ・ 照査
- 矢板なし
- x= 0 m : wx=w1= 0.003322 + -0.000032 × 0 = 0.003322 m ... OK
- x=L/2= 7.750 m : wx=wo= 0.003322 + -0.000032 × 7.750 = 0.003070 m ... OK
- x=d1= 7.958 m : wx=wo'= 0.003322 + -0.000032 × 7.958 = 0.003064 m ... OK
- x=L= 15.500 m : wx=w2= 0.003322 + -0.000032 × 15.500 = 0.002819 m ... OK
- 矢板あり
- x= 0 m : wx=wy1= 0.001935 + 0.000000 × 0 = 0.001935 m ... OK
- x=L/2= 7.750 m : wx=wo= 0.001935 + 0.000000 × 7.750 = 0.001936 m ... OK
- x=dy1= 7.716 m : wx=wo'= 0.001935 + 0.000000 × 7.716 = 0.001936 m ... OK
- x=L= 15.500 m : wx=wy2= 0.001935 + 0.000000 × 15.500 = 0.001937 m ... OK

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の水平変位置

$$w_{y1} = A + B \cdot x = 0.001935 + 0.000000 \times 0.650 = 0.001935 \text{ m}$$

ここに、

$$A = 0.001935 \text{ m}$$

$$B = 0.000000$$

$$x = 0.650 \text{ m}$$

・ 矢板Y2の変位置

$$w_{y2} = A + B \cdot x = 0.001935 + 0.000000 \times 7.000 = 0.001936 \text{ m}$$

ここに、

$$x = 7.000 \text{ m}$$

・ 矢板Y3の変位置

$$w_{y3} = A + B \cdot x = 0.001935 + 0.000000 \times 14.250 = 0.001937 \text{ m}$$

ここに、

$$x = 14.250 \text{ m}$$

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

$$Y_v = K_v \cdot w_y$$

						A点から	B点から
Y1鋼矢板	: Yv1=Kv・wx=	274,663	×	0.001935	=	531.526 KN (x= 0.650 m、	14.850 m)
Y2鋼矢板	: Yv2=Kv・wx=	274,663	×	0.001936	=	531.784 KN (x= 7.000 m、	8.500 m)
Y3鋼矢板	: Yv3=Kv・wx=	274,663	×	0.001937	=	532.079 KN (x= 14.250 m、	1.250 m)
合計					1595.389 KN		

ここに、

$$K_v : \text{しゃ水鋼矢板の鉛直方向バネ定数} \quad K_v = 274,663 \text{ KN/m}$$

・ 矢板反力の重心位置

表11.5.4 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	531.526	0.650	14.850	7893.161
Y2	531.784	7.000	8.500	4520.164
Y3	532.079	14.250	1.250	665.099
計	1595.389			13078.424

重心位置のA点からの距離は、

$$x_1 = L - \frac{\sum my}{V_B} = 15.500 - \frac{13078.424}{1595.389} = 7.302 \text{ m} \quad (\text{B点から、} x_2 = L - x_1 = 8.198 \text{ m})$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.5.5 地震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	スパン区分	備 考
	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				0.003322				0.001935	136.890	454.759	264.895	スパン左端	L1	・ 沈下量 wx=A+B・x ここに、 矢板なし A= 0.003322 m B= -0.000032 矢板あり A= 0.001935 m B= 0.000000
0.200				0.003316				0.001935	136.890	453.870	264.900	任意点		
0.400				0.003309				0.001935	136.890	452.982	264.904	川裏胸壁前面		
0.650				0.003301				0.001935	136.890	451.870	264.909	P1、Y1		
0.750				0.003298				0.001935	136.890	451.426	264.911	任意点		
0.900				0.003293				0.001935	136.890	450.759	264.914	川裏胸壁背面		
1.000				0.003290				0.001935	136.890	450.315	264.916	任意点		
1.500				0.003273				0.001935	136.890	448.093	264.926	〃		
2.000				0.003257				0.001935	136.890	445.871	264.936	〃		
2.100				0.003254				0.001935	136.890	445.426	264.938	スパン1の右端		
2.100				0.003254				0.001935	69.960	227.643	135.401	スパン2の左端	L2	・ 地盤反力係数 q=Kv・B・wx ここに、 スパン区分1 : 136.890 KN/m ² スパン区分2 : 69.960 KN/m ² スパン区分3 : 146.010 KN/m ² ・ スパン距離 スパン区分1 : L1= 2.100 m スパン区分2 : L2= 10.900 m スパン区分3 : L3= 2.500 m L= 15.500 m
2.500				0.003241				0.001935	69.960	226.734	135.405	任意点		
3.000				0.003225				0.001936	69.960	225.598	135.410	〃		
3.500				0.003208				0.001936	69.960	224.463	135.416	〃		
4.000				0.003192				0.001936	69.960	223.327	135.421	〃		
4.500				0.003176				0.001936	69.960	222.191	135.426	〃		
5.000				0.003160				0.001936	69.960	221.056	135.431	川裏側築堤法肩		
5.500				0.003144				0.001936	69.960	219.920	135.436	任意点		
6.000				0.003127				0.001936	69.960	218.784	135.442	〃		
6.500				0.003111				0.001936	69.960	217.649	135.447	〃		
7.000				0.003095				0.001936	69.960	216.513	135.452	築堤中央部、矢板Y2		
7.500				0.003079				0.001936	69.960	215.377	135.457	任意点		
7.750				0.003070				0.001936	69.960	214.809	135.460	スパン中央		
8.000				0.003062				0.001936	69.960	214.242	135.462	任意点		
8.500				0.003046				0.001936	69.960	213.106	135.467	〃		
9.000				0.003030				0.001936	69.960	211.970	135.473	川表側築堤法肩		
9.283				0.003021				0.001936	69.960	211.327	135.476	Mmax		
10.000				0.002997				0.001937	69.960	209.699	135.483	任意点		
10.500				0.002981				0.001937	69.960	208.563	135.488	〃		
11.000				0.002965				0.001937	69.960	207.428	135.493	〃		
11.500				0.002949				0.001937	69.960	206.292	135.499	〃		
12.000				0.002932				0.001937	69.960	205.156	135.504	〃		
12.500				0.002916				0.001937	69.960	204.020	135.509	〃		
13.000				0.002900				0.001937	69.960	202.885	135.514	スパン2の右端		
13.000				0.002900				0.001937	146.010	423.431	282.825	スパン3の左端	L3	
13.500				0.002884				0.001937	146.010	421.060	282.835	任意点		
14.000				0.002868				0.001937	146.010	418.690	282.846	川表胸壁背面		
14.250				0.002859				0.001937	146.010	417.505	282.852	P2、Y2		
14.500				0.002851				0.001937	146.010	416.320	282.857	川表胸壁前面		
14.613				0.002848				0.001937	146.010	415.784	282.859	P3		
15.000				0.002835				0.001937	146.010	413.950	282.868	任意点		
15.250				0.002827				0.001937	146.010	412.765	282.873	〃		
15.500				0.002819				0.001937	146.010	411.579	282.879	スパン右端B点		

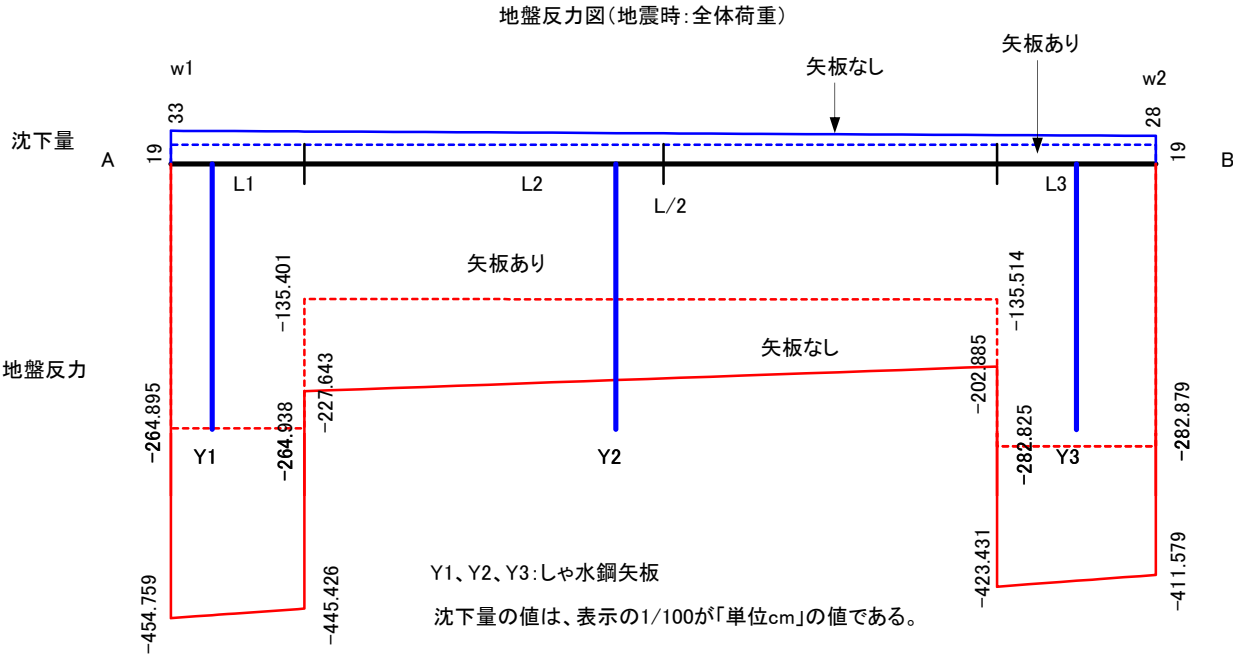


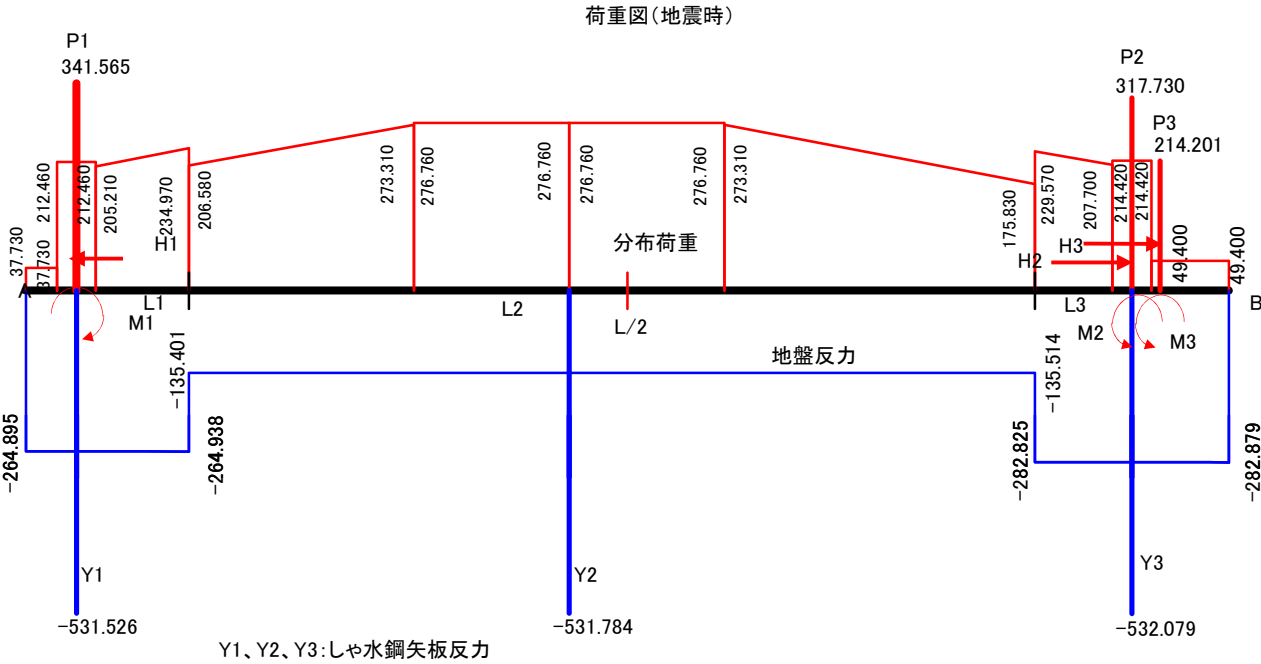
図11.5.8 全体荷重の沈下量と地盤反力(地震時)

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

11-5-3. 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、これより函体スパン全体の地盤反力を計算し断面力を求めることとする。



※モーメントは反時計回りを「正(+)」

図11.5.9 荷重図(地震時)

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.5.6 スパ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	スパン長	A点から	区分	左側po	右側pl	荷重			区間内 重心	区分	左側po	右側pl	荷重		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)
							スパン	区間累計	スパン累計					スパン	累計					
0.000	0.000	0.000	0.000	①	37.730	37.730	0.000	0.000	0.000	0.000	L1	264.895	264.895	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.200	0.200	0.200		37.730	37.730	7.546	7.546	7.546	0.100		264.895	264.900	52.980	52.980	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000
0.200	0.400	0.200	0.400		37.730	37.730	7.546	15.092	15.092	0.200		264.900	264.904	52.980	105.960	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000
0.400	0.650	0.250	0.650	②	212.460	212.460	53.115	53.115	68.207	0.125		264.904	264.909	66.227	172.187	0.325	0.000	0.000	0.000	0.000
0.650	0.650	0.000	0.650		212.460	212.460	0.000	53.115	68.207	0.125		264.909	264.909	0.000	172.187	0.325	341.565	-615.819	-285.890	531.526
0.650	0.750	0.100	0.750		212.460	212.460	21.246	74.361	89.453	0.175		264.909	264.911	26.491	198.678	0.375	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	0.900	0.150	0.900	③	212.460	212.460	31.869	106.230	121.322	0.250		264.911	264.914	39.737	238.415	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000
0.900	1.000	0.100	1.000		205.210	207.690	20.645	20.645	141.967	0.050		264.914	264.916	26.492	264.907	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	1.500	0.500	1.500		207.690	220.090	106.945	127.590	248.912	0.297		264.916	264.926	132.461	397.368	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	2.000	0.500	2.000	④	220.090	232.490	113.145	240.735	362.057	0.539		264.926	264.936	132.466	529.834	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.000	2.100	0.100	2.100		232.490	234.970	23.373	264.108	385.430	0.586		264.936	264.938	26.494	556.328	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
2.100	2.100	0.000	2.100		234.970	234.970	0.000	264.108	385.430	0.586		264.938	264.938	0.000	556.328	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
2.100	2.500	0.400	2.500	⑤	206.580	215.784	84.473	84.473	469.903	0.199	135.401	135.405	54.161	54.161	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.500	3.000	0.500	3.000		215.784	227.289	110.768	195.241	580.671	0.443	135.405	135.410	67.704	121.865	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.000	3.500	0.500	3.500		227.289	238.794	116.521	311.762	697.192	0.683	135.410	135.416	67.707	189.572	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.500	4.000	0.500	4.000	⑥	238.794	250.300	122.274	434.036	819.466	0.920	135.416	135.421	67.709	257.281	0.950	0.000	0.000	0.000	0.000	
4.000	4.500	0.500	4.500		250.300	261.805	128.026	562.062	947.492	1.153	135.421	135.426	67.712	324.993	1.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
4.500	5.000	0.500	5.000		261.805	273.310	133.779	695.841	1081.271	1.383	135.426	135.431	67.714	392.707	1.450	0.000	0.000	0.000	0.000	
5.000	5.500	0.500	5.500	⑦	276.760	276.760	138.380	138.380	1219.651	0.250	135.431	135.436	67.717	460.424	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	
5.500	6.000	0.500	6.000		276.760	276.760	138.380	276.760	1358.031	0.500	135.436	135.442	67.720	528.144	1.950	0.000	0.000	0.000	0.000	
6.000	6.500	0.500	6.500		276.760	276.760	138.380	415.140	1496.411	0.750	135.442	135.447	67.722	595.866	2.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
6.500	7.000	0.500	7.000	⑧	276.760	276.760	138.380	553.520	1634.791	1.000	135.447	135.452	67.725	663.591	2.450	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.000	7.000	0.000	7.000		276.760	276.760	0.000	553.520	1634.791	1.000	135.452	135.452	0.000	663.591	2.450	0.000	0.000	0.000	531.784	
7.000	7.500	0.500	7.500		276.760	276.760	138.380	138.380	1773.171	0.250	135.452	135.457	67.727	731.318	2.700	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.500	7.750	0.250	7.750	⑨	276.760	276.760	69.190	207.570	1842.361	0.375	135.457	135.460	33.865	765.183	2.825	0.000	0.000	0.000	0.000	
7.750	8.000	0.250	8.000		276.760	276.760	69.190	276.760	1911.551	0.500	135.460	135.462	33.865	799.048	2.950	0.000	0.000	0.000	0.000	
8.000	8.500	0.500	8.500		276.760	276.760	138.380	415.140	2049.931	0.750	135.462	135.467	67.732	866.780	3.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
8.500	9.000	0.500	9.000	⑩	276.760	276.760	138.380	553.520	2188.311	1.000	135.467	135.473	67.735	934.515	3.450	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.000	9.283	0.283	9.283		273.310	261.125	75.623	75.623	2263.934	0.143	135.473	135.476	38.339	972.854	3.591	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.283	10.000	0.717	10.000		261.125	248.940	182.858	258.481	2446.792	0.508	135.476	135.483	97.139	1069.993	3.950	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.000	10.500	0.500	10.500	⑪	248.940	236.755	121.424	379.905	2568.216	0.768	135.483	135.488	67.743	1137.736	4.200	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.500	11.000	0.500	11.000		236.755	224.570	115.331	495.236	2683.547	1.033	135.488	135.493	67.745	1205.481	4.449	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.000	11.500	0.500	11.500		224.570	212.385	109.239	604.475	2792.786	1.302	135.493	135.499	67.748	1273.229	4.699	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.500	12.000	0.500	12.000	⑫	212.385	200.200	103.146	707.621	2895.932	1.577	135.499	135.504	67.751	1340.980	4.949	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.000	12.500	0.500	12.500		200.200	188.015	97.054	804.675	2992.986	1.858	135.504	135.509	67.753	1408.733	5.199	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.500	13.000	0.500	13.000		188.015	175.830	90.961	895.636	3083.947	2.145	135.509	135.514	67.756	1476.489	5.449	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	13.000	0.000	13.000	⑬	175.830	175.830	0.000	895.636	3083.947	2.145	135.514	135.514	0.000	1476.489	5.449	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	13.500	0.500	13.500		229.570	218.635	112.051	112.051	3195.998	0.252	282.825	282.835	141.415	141.415	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.500	14.000	0.500	14.000		218.635	207.700	106.584	218.635	3302.582	0.508	282.835	282.846	141.420	282.835	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.000	14.250	0.250	14.250	⑭	214.420	214.420	53.605	53.605	3356.187	0.125	282.846	282.852	70.712	353.547	0.625	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.250	14.250	0.000	14.250		214.420	214.420	0.000	53.605	3356.187	0.125	282.852	282.852	0.000	353.547	0.625	317.730	543.632	207.478	532.079	
14.250	14.500	0.250	14.500		214.420	214.420	53.605	107.210	3409.792	0.250	282.852	282.857	70.714	424.261	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.500	14.613	0.113	14.613	⑮	49.400	49.400	5.582	5.582	3415.374	0.056	282.857	282.859	31.963	456.224	0.806	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.613	14.613	0.000	14.613		49.400	49.400	0.000	5.582	3415.374	0.056	282.859	282.859	0.000	456.224	0.806	214.201	40.481	164.087	0.000	
14.613	15.000	0.387	15.000		49.400	49.400	19.118	24.700	3434.492	0.250	282.859	282.868	109.468	565.692	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.000	15.250	0.250	15.250	⑯	49.400	49.400	12.350	37.050	3446.842	0.375	282.868	282.873	70.718	636.410	1.125	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.250	15.500	0.250	15.500		49.400	49.400	12.350	49.400	3459.192	0.500	282.873	282.879	70.719	707.129	1.250	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.500	15.500	0.000	15.500		49.400	49.400	0.000	49.400	3459.192	0.500	282.879	282.879	0.000	707.129	1.250	0.000	0.000	0.000	0.000	

- ※ 1. スパン長 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11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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11.5.7 断面力の集計(地震時)

スパン	距離x(m)				断面力										備 考	
	左端	右端	スパン長	A点から	せん断力Sw(KN)					曲げモーメントMw(KN・m)						
					鉛直荷重	地盤反力	集中荷重P	矢板反力Y	合計Sw	鉛直荷重Md	地盤反力Mq	集中荷重Mp	矢板反力My	合計		
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 荷重P1、矢板Y1	
	0.000	0.200	0.200	0.200	7.546	52.980	0.000	0.000	45.434	0.755	5.298	0.000	0.000	4.543		
	0.200	0.400	0.200	0.400	15.092	105.960	0.000	0.000	90.868	3.018	21.192	0.000	0.000	18.173		
	0.400	0.650	0.250	0.650	68.207	172.187	0.000	0.000	103.980	13.431	55.960	0.000	0.000	42.530		
	0.650	0.650	0.000	0.650	68.207	172.187	341.565	531.526	293.941	13.431	55.960	-285.890	0.000	328.420		
	0.650	0.750	0.100	0.750	89.453	198.678	341.565	531.526	299.186	21.314	74.503	-251.734	53.153	358.076		
	0.750	0.900	0.150	0.900	121.322	238.415	341.565	531.526	307.054	37.122	107.285	-200.499	132.882	403.544		
	0.900	1.000	0.100	1.000	141.967	264.907	341.565	531.526	312.901	50.284	132.452	-166.342	186.034	434.544		
	1.000	1.500	0.500	1.500	248.912	397.368	341.565	531.526	338.417	147.746	298.020	4.440	451.797	597.631		
	1.500	2.000	0.500	2.000	362.057	529.834	341.565	531.526	357.738	300.230	529.820	175.223	717.560	771.928		
2.000	2.100	0.100	2.100	385.430	556.328	341.565	531.526	360.859	337.602	584.129	209.379	770.713	807.860	Smax Smax		
2.100	2.100	0.000	2.100	385.430	556.328	341.565	531.526	360.859	337.602	584.129	209.379	770.713	807.860			
L2	2.100	2.500	0.400	2.500	469.903	610.489	341.565	531.526	330.547	508.546	817.492	346.005	983.323	946.264	スパン1の右端 スパン2の左端	
	2.500	3.000	0.500	3.000	580.671	678.193	341.565	531.526	287.483	770.949	1139.662	516.788	1249.086	1101.011		
	3.000	3.500	0.500	3.500	697.192	745.900	341.565	531.526	238.669	1090.176	1495.686	687.570	1514.849	1232.789	矢板Y2 スパン中央(L/2) 	

※ 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)

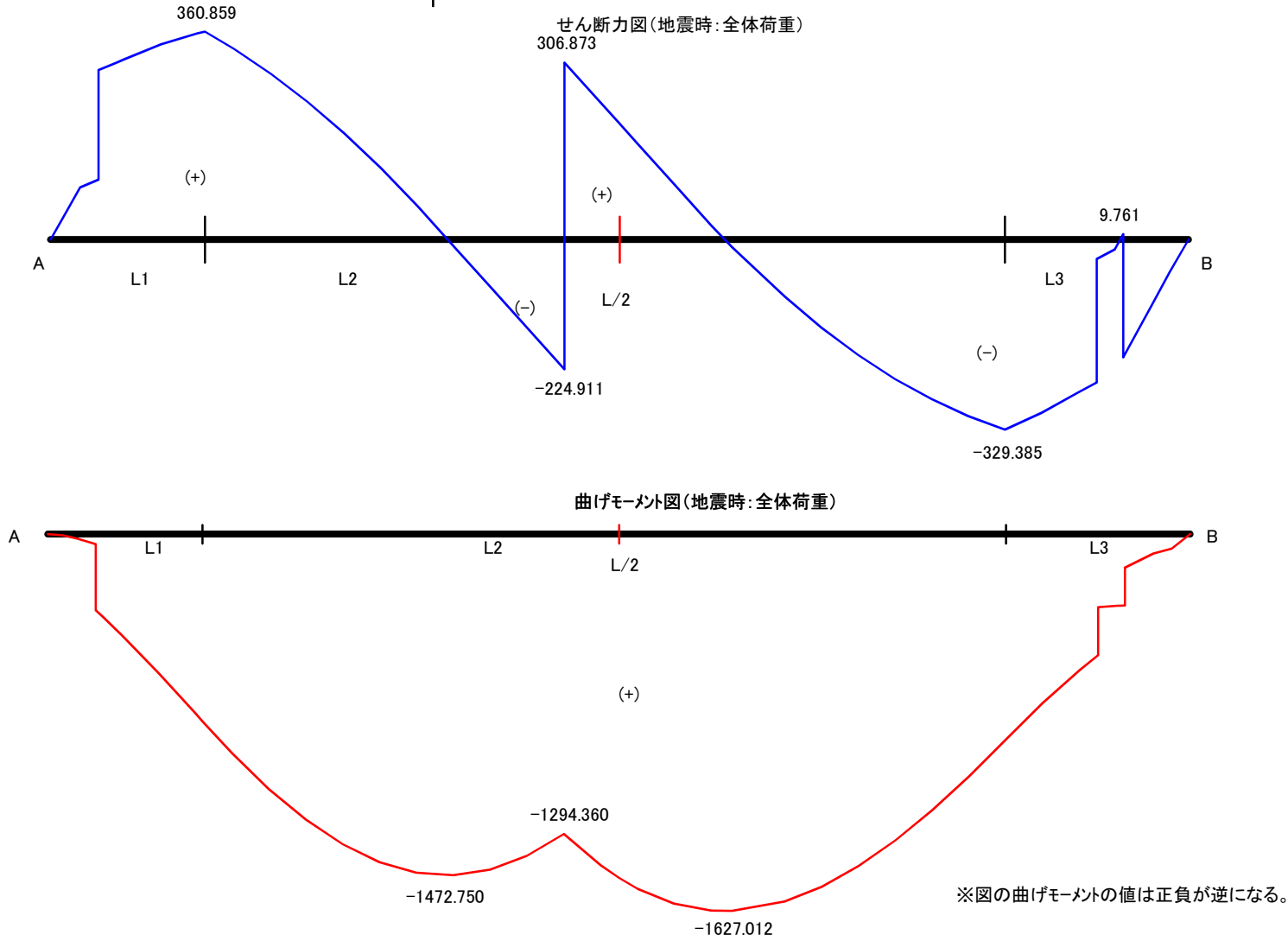


図11.5.10 函体スパンの断面力図(地震時、矢板反力あり)

11-5-4. 軸力の計算

1) しゃ水鋼矢板の影響による水平力の計算

函体スパ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、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11.5.8 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	0.650		-615.819	川裏胸壁
P2	H2	14.250		543.632	川表胸壁
P3	H3	14.613		40.481	門柱
合計				-31.706	

※ 函体スパン長 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 δ_{yo} は次の式で求める。

$$\delta_{yo} = \frac{\sum H}{K_h + K_v \cdot B \cdot L} = \frac{-31.706}{28,624 + 1415058} = \frac{-31.706}{1,443,682} = -0.000022 \text{ m}$$

ここに、

K_h	: 矢板の水平方向バネ値	$K_h =$	28,624	KN/m
スパン1	: $K_s \cdot B \cdot L1 =$	136,890	$\times$	2.100 = 287469 KN/m
スパン2	: $K_s \cdot B \cdot L2 =$	69,960	$\times$	10.900 = 762564 KN/m
スパン3	: $K_s \cdot B \cdot L3 =$	146,010	$\times$	2.500 = 365025 KN/m
合計		15.500	m	1415058 KN/m

この水平変位 δ_{yo} をスパン両端に配分すると次のようになる。

「 $\delta_1 + \delta_2 = 2 \cdot \delta_o$ 」より、

(スパン左端の沈下量 δ_{y1})

$$\delta_1 = 2 \cdot \delta_o \cdot \left(1 - \frac{xg}{L}\right) = 2 \times -0.000022 \times \left(1 - \frac{9.021}{15.500}\right) = -0.000018 \text{ m}$$

(スパン右端の沈下量 δ_{y2})

$$\delta_2 = 2 \cdot \delta_o \cdot \left(1 - \frac{xg'}{L}\right) = 2 \times -0.000022 \times \left(1 - \frac{6.479}{15.500}\right) = -0.000026 \text{ m}$$

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

$$\delta_{y1} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000018 + \frac{(-0.000026 - -0.000018) \times 0.650}{15.500} = -0.000019 \text{ m}$$

・ 矢板Y2の変位量

$$\delta_{y2} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000018 + \frac{(-0.000026 - -0.000018) \times 14.250}{15.500} = -0.000025 \text{ m}$$

・ 矢板Y3の変位量

$$\delta_{y3} = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot x}{L} = -0.000018 + \frac{(-0.000026 - -0.000018) \times 14.613}{15.500} = -0.000025 \text{ m}$$

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

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

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

$Y_v = K_v \cdot w_y$

						A点から	B点から
Y1鋼矢板	: $Y_{s1} = K_s \cdot \delta_x =$	136,890	$\times -0.000019 =$	-2.555	KN ($x =$	0.650 m、	14.850 m)
Y2鋼矢板	: $Y_{s2} = K_s \cdot \delta_x =$	69,960	$\times -0.000025 =$	-1.748	KN ($x =$	7.000 m、	8.500 m)
Y3鋼矢板	: $Y_{s3} = K_s \cdot \delta_x =$	146,010	$\times -0.000025 =$	-3.672	KN ($x =$	14.250 m、	1.250 m)
合計				-7.975	KN		

2) 軸力の計算

表11.5.9 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	境界条件より、 $N=0$
0.650	0		-2.555	-2.555	
0.650	-615.819	615.819	-2.555	613.264	
7.000		578.664	-4.303	582.967	$Y1+Y2$
14.250	543.632	543.632	-7.975	551.607	$Y1++Y2+Y3$
14.250			-7.975	48.456	
14.613	40.481	40.481	-7.975	48.456	
14.613			-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。

・ $0.650 < x \leq 14.250$ 間の任意点 x の軸力

$$N = 615.819 - \frac{(615.819 - 543.632) \cdot x}{14.250 - 0.650} = 615.819 - 5.3079 \cdot x$$

これより、集中荷重間の軸力は次のようになる。

・ $x = 7.000$ m

$$N = 615.819 - 5.3079 \times 7.000 = 578.664 \text{ KN}$$

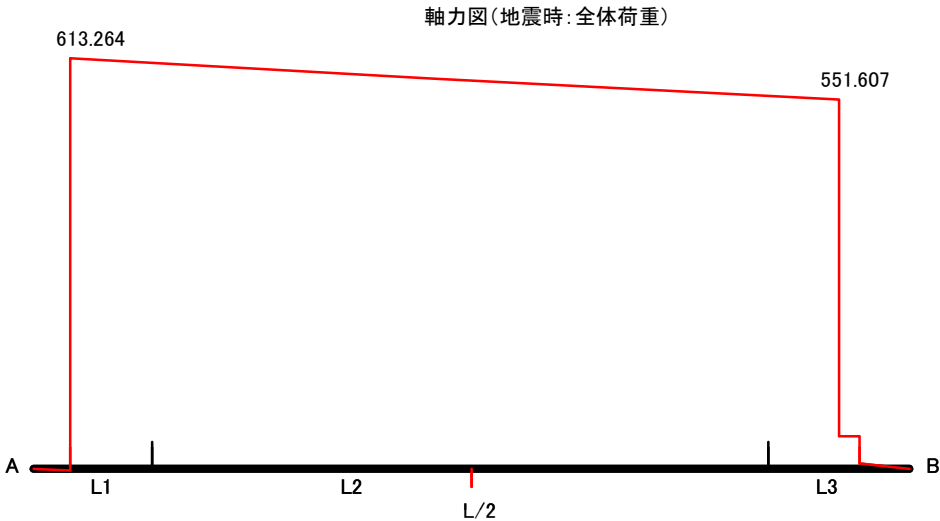


図11.5.11 地震時の軸力图(全体荷重:矢板有り)

第11章 弾性床上の梁の計算(左岸築堤)

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算