

第 6 章

設計例 4 : 共同住宅 C

6.1 対象建築物

6.1.1 建築物概要

以下のように対象建築物の概要を示す。

階数： 地上11階

建築面積： 460 m²

延床面積： 5060 m²

建物高さ： 32m

構造形式： X方向：ラーメン架構 Y方向：連層耐力壁架構

構造種別： 鉄筋コンクリート造

使用材料： コンクリート 24~33N/mm²

鉄筋 SD295, SD340, SD390

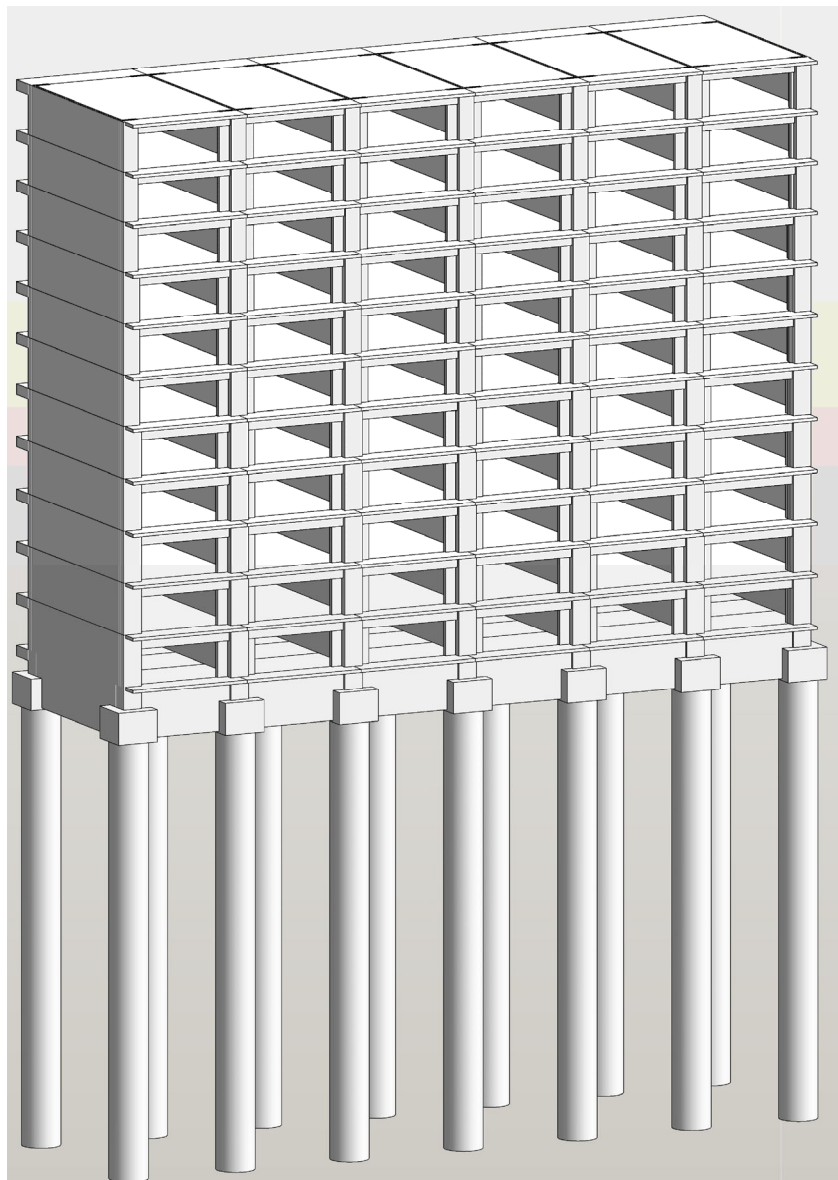


図 6.1.1-1 建物外観図

6.1.2 構造図面

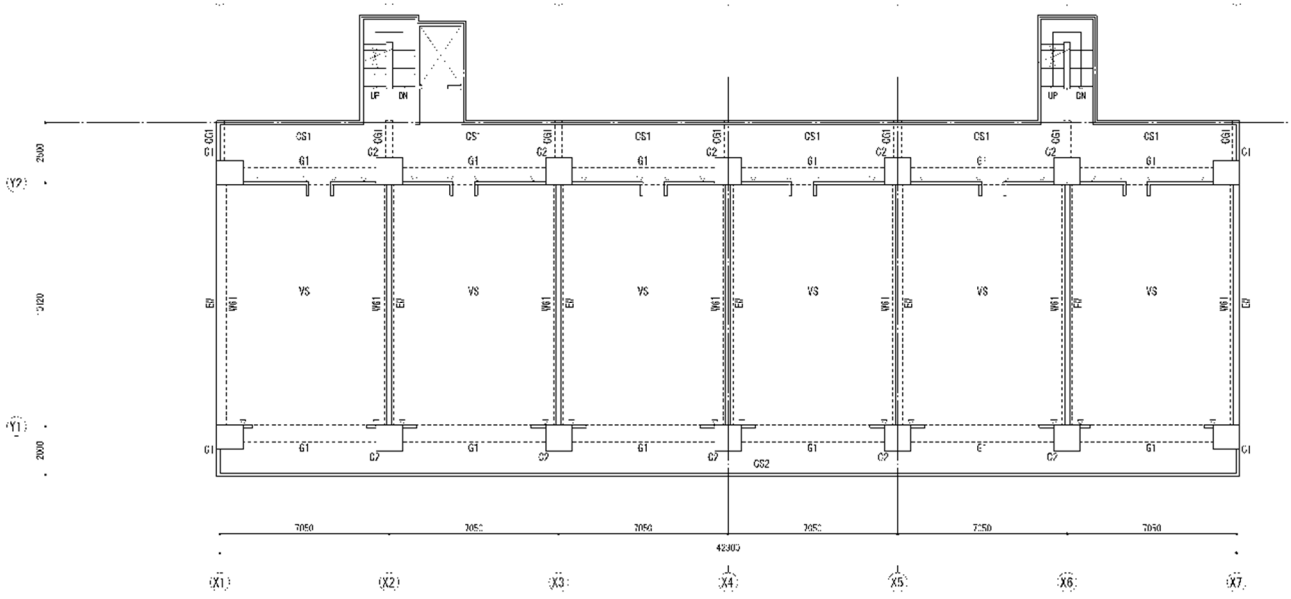


図 6.1.2-1 基準階伏図

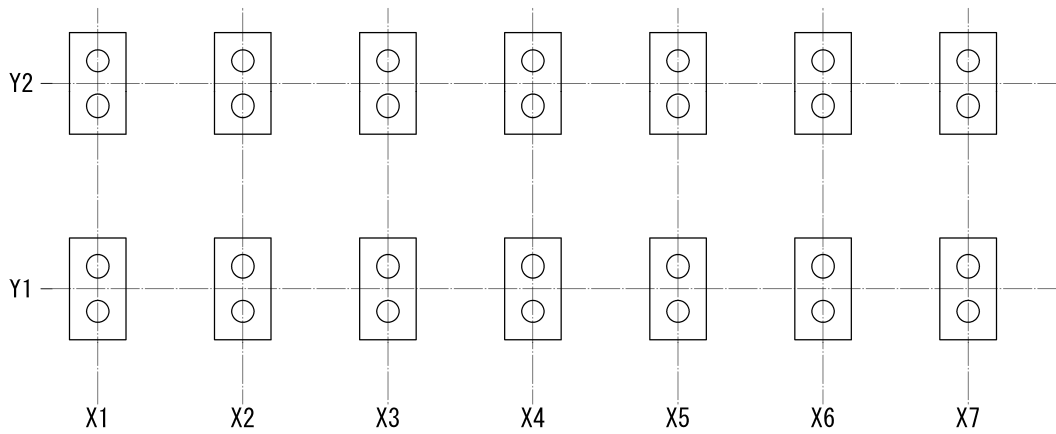


図 6.1.2-2 既製杭配置図

第6章 設計例4：共同住宅C

6.1.3 地盤概要

設計用地盤モデル：地盤1

表 6.1.3-1 地盤1の地盤定数

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/s)	Vp(m/s)	ϕ (°)	c (kPa)	土質
1	3	3	1.7	130	320	35	1	Sand
2	8	5	1.8	160	720	35	1	Sand
3	12	4	1.7	280	720	1	25	Clay
4	20	8	1.9	380	1980	35	1	Sand
基盤			2.1	510	1980			

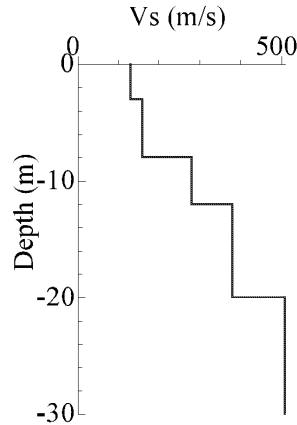


図 6.1.3-1 地盤1のVs分布

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 6.1.3-2 地盤1の地盤変位の深さ方向分布

地盤1				式(例2.1) 式(例2.2)	式(4.5.8)	式(4.5.9)	式(4.5.7)			式(4.5.10)		
層番号	層厚	上面深度	土質	単位体積 重量	質量 密度	初期S波 速度	$(\)^{\beta}$	等価せん断 ばね剛性	Σ (mi*ui)	仮の無次元化 水平変位	調整した無次元化水平変位	地盤の 水平変位
i	Hi	(m)		γ_i	mi	Vs0i	() ^{β}	Vsei	ki	ui	u'i	Dmax × u'i
	(m)	(m)		(kN/m ³)	(Mg)	(m/s)		(m/s)	(kN/m)			(cm)
1	1.0	0.0	sand	17	0.867	130	0.425	55.31	5306	0.867	1.000	5.60
2	1.0	-1.0		17	1.735	130	0.425	55.31	5306	2.572	0.983	5.46
3	1.0	-2.0		17	1.735	130	0.425	55.31	5306	4.189	0.932	5.06
4	1.0	-3.0		18	1.786	160	0.491	78.57	11338	5.704	0.849	4.41
5	1.0	-4.0	sand	18	1.837	160	0.491	78.57	11338	7.166	0.796	3.99
6	1.0	-5.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	8.506	0.729	3.47
7	1.0	-6.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	9.701	0.651	2.84
8	1.0	-7.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	10.731	0.561	2.13
9	1.0	-8.0	clay	17	1.786	280	0.645	180.49	56508	11.554	0.461	1.35
10	1.0	-9.0		17	1.735	280	0.645	180.49	56508	12.317	0.440	1.18
11	1.0	-10.0		17	1.735	280	0.645	180.49	56508	13.039	0.417	1.00
12	1.0	-11.0		17	1.735	280	0.645	180.49	56508	13.720	0.392	0.81
13	1.0	-12.0	sand	19	1.837	380	0.808	306.94	182651	14.394	0.367	0.61
14	1.0	-13.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	15.089	0.359	0.54
15	1.0	-14.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	15.767	0.350	0.47
16	1.0	-15.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	16.428	0.341	0.40
17	1.0	-16.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	17.071	0.331	0.33
18	1.0	-17.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	17.694	0.322	0.25
19	1.0	-18.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	18.297	0.311	0.17
20	1.0	-19.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	18.881	0.301	0.09
基盤	1.0	-20.0		21		510				0.290	0.000	0.00
To=	0.359	式(4.5.6)										
α =	1.718	式(4.5.3)										
Rz0=	0.457	式(4.5.5)										
β =	0.542	式(4.5.9)										
Dmax=	5.600	式(4.5.1)										

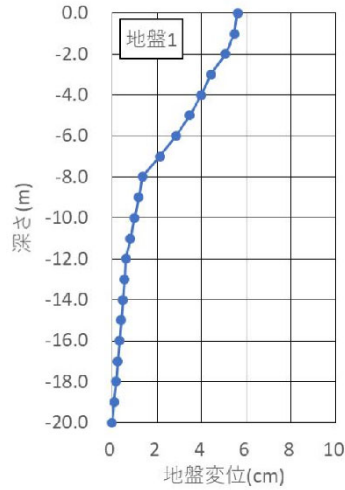


図 6.1.3-2 地盤1の地盤変位分布

6.2 上部構造の耐震設計

6.2.1 設計用地震力

階名	フレーム名	Wi	ΣWi	α_i	Ai、K	Ci	K·Wi	Q	Pi	Qi
11F	Y1	4156.5	8889.8	0.086	2.471	0.493		4385.5	0.0	4385.5
	Y2	4733.3								
	sum	8889.8								
	Wi/A	19.37								
10F	Y1	3901.1	17791.0	0.172	1.991	0.397		7071.3	0.0	7071.3
	Y2	5000.1								
	sum	8901.2								
	Wi/A	19.40								
9F	Y1	3915.2	26624.4	0.257	1.758	0.351		9347.5	0.0	9347.5
	Y2	4918.2								
	sum	8833.4								
	Wi/A	19.25								
8F	Y1	4015.3	35661.1	0.344	1.601	0.320		11402.5	0.0	11402.5
	Y2	5021.3								
	sum	9036.7								
	Wi/A	19.69								
7F	Y1	4173.2	45022.4	0.434	1.479	0.295		13292.6	0.0	13292.6
	Y2	5188.2								
	sum	9361.4								
	Wi/A	20.40								
6F	Y1	4235.1	54513.7	0.526	1.377	0.275		14989.5	0.0	14989.5
	Y2	5256.1								
	sum	9491.2								
	Wi/A	20.68								
5F	Y1	4311.6	64160.7	0.619	1.288	0.257		16505.4	0.0	16505.4

第6章 設計例4：共同住宅C

階名	ﾌﾙｰﾑ名	W _i	ΣW _i	α _i	A _i 、K	C _i	K・W _i	Q	P _i	Q _i
5F	Y2	5335.5	64160.7	0.619	1.288	0.257		16505.4	0.0	16505.4
	sum	9647.1								
	W _i /A	21.02								
4F	Y1	4403.1	73993.9	0.713	1.208	0.241		17845.6	0.0	17845.6
	Y2	5430.0								
	sum	9833.1								
	W _i /A	21.43								
3F	Y1	4442.4	83905.5	0.809	1.134	0.226		18995.5	0.0	18995.5
	Y2	5469.3								
	sum	9911.7								
	W _i /A	21.60								
2F	Y1	4442.4	93817.2	0.904	1.065	0.213		19949.5	0.0	19949.5
	Y2	5469.3								
	sum	9911.7								
	W _i /A	21.60								
1F	Y1	4442.4	103728.9	1.000	1.000	0.200		20712.2	0.0	20712.2
	Y2	5469.3								
	sum	9911.7								
	W _i /A	21.60								
基礎	Y1	9532.6	123646.4		K=0.1000 (H=0.00)		1991.754	22703.9	0.0	22703.9
	Y2	10385.0								
	sum	19917.5								
	W _i /A	43.40								

6.2.2 上部構造の1次設計

(1) 応力解析結果

			304.4 (82.7)		474.5 (135.8)		508.1 (144.3)		509.5 (144.3)		482.6 (135.8)		243.5 (82.7)							
12F	243.5 (112.0)	243.5 (82.7)	30.5	787.0 (309.2)	482.6 (135.8)	4.1	994.0 (422.9)	509.5 (144.3)	0.7	1016.3 (441.9)	908.1 (444.3)	0.7	984.0 (422.9)	474.5 (135.8)	4.1	904.4 (309.2)	787.0 (182.7)	30.5	243.5 (112.0)	
	83.8	35.0T		346.4	26.1T		381.4	4.4T		386.5	0.0		381.4	4.4C		346.4	26.1C		83.8	
		75.8 (112.0)		491.3 (134.6)	94.2 (309.2)		697.1 (198.3)	221.2 (422.9)		739.9 (210.0)	243.3 (441.9)		740.7 (210.0)	221.2 (422.9)		701.2 (198.3)	94.2 (309.2)		400.2 (134.6)	
11F	324.4 (184.6)	400.2 (134.6)	45.5	1098.3 (566.6)	701.2 (198.3)	2.1	1216.5 (656.3)	740.7 (210.0)	0.4	1236.6 (670.4)	739.9 (210.0)	0.4	1216.5 (656.3)	697.1 (198.3)	2.1	1098.3 (566.6)	491.3 (134.6)	45.5	324.4 (184.6)	
	61.3	95.3T		290.9	60.0T		281.3	11.7T		281.2	0.0		281.3	11.7C		290.9	60.0C		61.3	
		201.8 (184.6)		713.7 (195.3)	516.6 (566.6)		969.9 (276.0)	653.9 (656.3)		1013.5 (287.6)	674.1 (670.4)		1014.3 (287.6)	653.9 (656.3)		976.2 (276.0)	516.6 (566.6)		580.0 (195.3)	
10F	378.3 (247.7)	580.0 (195.3)	66.8	1173.3 (756.0)	976.2 (276.0)	3.1	1330.4 (865.6)	1014.3 (287.6)	0.4	1352.8 (881.3)	1013.5 (287.6)	0.4	1330.4 (865.6)	969.9 (276.0)	3.1	1173.3 (756.0)	713.7 (195.3)	66.8	378.3 (247.7)	
	25.3	185.0T		96.1	105.4T		97.0	20.5T		96.9	0.0		97.0	20.5C		96.1	105.4C		25.3	
		327.7 (247.7)		971.8 (268.0)	981.2 (756.0)		1276.0 (363.2)	1136.5 (865.6)		1327.3 (376.7)	1158.9 (881.3)		1328.5 (376.7)	1136.5 (865.6)		1284.3 (363.2)	981.2 (756.0)		803.9 (268.0)	
9F	476.2 (331.3)	803.9 (268.0)	84.0	1274.8 (908.9)	1284.3 (363.2)	4.1	1468.0 (1045.4)	1328.5 (376.7)	0.6	1495.7 (1064.5)	1327.3 (376.7)	0.6	1468.0 (1045.4)	1276.0 (363.2)	4.1	1274.8 (908.9)	971.8 (268.0)	84.0	476.2 (331.3)	
	8.3	327.0T		54.5	171.5T		60.8	33.6T		61.2	0.0C		60.8	33.6C		54.5	171.5C		8.3	
		492.9 (331.3)		1334.6 (368.5)	1383.8 (908.9)		1740.9 (465.0)	1589.7 (1045.4)		1804.8 (512.3)	1618.1 (1064.5)		1806.9 (512.3)	1589.7 (1045.4)		1383.8 (908.9)	971.8 (268.0)		1106.8 (368.5)	
8F	613.9 (382.5)	1106.8 (368.5)	113.9	1707.0 (1061.5)	1756.2 (496.0)	7.6	1958.7 (1220.5)	1804.8 (512.3)	1.0	1991.6 (1241.3)	1803.8 (512.3)	1.0	1958.7 (1220.5)	1740.9 (496.0)	7.6	1707.0 (1061.5)	1334.6 (368.5)	113.9	613.9 (382.5)	
	40.1	505.2T		114.7	249.4T		127.4	48.1T		129.7	0.0C		127.4	48.1C		114.7	249.4C		40.1	
		533.7 (382.5)		1469.9 (406.1)	1477.6 (540.0)		1895.4 (520.0)	1703.4 (1220.5)		1957.0 (555.5)	1732.1 (1241.3)		1959.0 (555.5)	1703.4 (1220.5)		1469.9 (406.1)	1477.6 (540.0)		533.7 (382.5)	
7F	686.7 (435.4)	1469.9 (435.4)	124.8	1903.6 (1213.1)	1911.3 (540.0)	7.9	2151.0 (1367.5)	1957.0 (555.5)	1.0	2181.8 (1386.8)	1957.0 (555.5)	1.0	2151.0 (1367.5)	1895.4 (540.0)	7.9	1903.6 (1213.1)	1469.9 (406.1)	124.8	686.7 (435.4)	
	28.1	703.0T		68.8	332.9T		82.7	63.4T		84.3	0.0C		82.7	63.4C		68.8	332.9C		28.1	
		630.5 (435.4)		1718.0 (478.3)	1765.9 (1213.1)		2148.3 (611.9)	1985.6 (1367.5)		2209.2 (627.1)	2013.2 (1386.8)		2211.7 (627.1)	1985.6 (1367.5)		1718.0 (478.3)	1469.9 (406.1)		630.5 (435.4)	
6F	820.1 (511.2)	1450.6 (478.3)	133.7	2117.6 (1333.1)	2165.5 (611.9)	8.6	2374.4 (1491.5)	2211.7 (627.1)	1.1	2406.0 (1610.8)	2209.2 (627.1)	1.1	2374.4 (1491.5)	2148.3 (611.9)	8.6	2117.6 (1333.1)	1718.0 (478.3)	133.7	820.1 (511.2)	
	40.5	984.0T		84.6	445.0T		99.9	84.0T		102.6	0.0C		99.9	84.0C		84.6	445.0C		40.5	
		739.0 (511.2)		1913.4 (533.5)	1948.4 (1333.1)		2350.9 (669.4)	2174.5 (1491.5)		2406.6 (683.0)	2209.2 (1510.5)		2408.6 (683.0)	2174.5 (1491.5)		1913.4 (533.5)	1948.4 (1333.1)		739.0 (511.2)	
5F	881.9 (550.2)	1620.9 (533.5)	146.3	2333.7 (1455.7)	2368.7 (669.4)	8.9	2585.0 (1610.8)	2406.6 (683.0)	1.0	2612.3 (1626.7)	2406.6 (683.0)	1.0	2585.0 (1610.8)	2368.7 (669.4)	8.9	2333.7 (1455.7)	1913.4 (533.5)	146.3	881.9 (550.2)	
	42.8	1257.2T		113.8	539.4T		128.6	101.4T		131.5	0.0C		128.6	101.4C		113.8	539.4C		42.8	
		796.2 (550.2)		2070.3 (577.1)	2106.1 (1455.7)		2543.7 (711.1)	2327.8 (1610.8)		2543.7 (721.3)	2349.2 (1626.7)		2543.7 (721.3)	2327.8 (1610.8)		2070.3 (577.1)	2106.1 (1455.7)		796.2 (550.2)	
4F	956.7 (602.9)	1752.9 (577.1)	158.7	2479.6 (1558.7)	2515.4 (711.1)	8.8	2713.3 (1699.3)	2543.7 (721.3)	0.8	2734.2 (1711.6)	2541.7 (721.3)	0.8	2713.3 (1699.3)	2497.8 (711.1)	8.8	2479.6 (1558.7)	1752.9 (577.1)	158.7	956.7 (602.9)	
	37.3	1553.0T		102.5	634.5T		121.9	117.7T		124.0	0.0C		121.9	117.7C		102.5	634.5C		37.3	
		882.1 (602.9)		2121.8 (590.9)	2274.6 (590.9)		2512.3 (714.9)	2469.6 (1699.3)		2541.3 (721.1)	2486.2 (1711.6)		2542.5 (721.1)	2469.6 (1699.3)		2121.8 (590.9)	2274.6 (590.9)		882.1 (602.9)	
3F	911.1 (608.6)	1793.2 (590.9)	164.3	2374.7 (1662.4)	2527.4 (714.9)	7.5	2585.3 (1796.9)	2542.5 (721.1)	0.6	2596.3 (1799.5)	2541.3 (721.1)	0.6	2585.3 (1796.9)	2527.4 (714.9)	7.5	2374.7 (1662.4)	1752.9 (577.1)	164.3	911.1 (608.6)	
	17.1	1857.6T		160.5	725.5T		155.0	132.7T		148.0	0.0C		155.0	132.7C		160.5	725.5C		17.1	
		945.2 (608.6)		1905.9 (534.6)	2095.7 (1662.4)		2152.9 (613.1)	2095.7 (1796.9)		2161.1 (613.0)	2092.3 (1799.5)		2161.1 (613.0)	2095.7 (1796.9)		1905.9 (534.6)	2095.7 (1662.4)		945.2 (608.6)	
2F	690.8 (771.6)	1636.0 (534.6)	135.0	1379.5 (1771.4)	2169.3 (613.1)	8.2	1418.0 (1725.0)	2160.4 (613.0)	0.4	1430.0 (1739.3)	2161.1 (613.0)	0.4	1418.0 (1725.0)	1553.0 (613.1)	8.2	1379.5 (1771.4)	1636.0 (534.6)	135.0	690.8 (771.6)	
	939.2	2143.6T		2362.6	796.9T		2226.2	146.8T		2244.2	0.0		2226.2	146.8C		2362.6	796.9C		939.2	
		2569.2 (771.6)		3563.5 (925.7)	6104.7 (1771.4)		2863.3 (766.7)	5870.3 (1725.0)		2959.2 (846.2)	5918.5 (1739.3)		3006.4 (846.2)	5870.3 (1725.0)		3563.5 (925.7)	6104.7 (1771.4)		2569.2 (771.6)	
1F	5423.7 (925.7)	5869.7 (925.7)	497.2	1234.4 (766.7)	3541.2 (766.7)	161.3	316.6 (846.2)	3006.4 (846.2)	23.6	316.6 (846.2)	3006.4 (846.2)	23.6	316.6 (846.2)	3006.4 (846.2)	23.6	1234.4 (766.7)	3541.2 (766.7)	497.2	5423.7 (925.7)	
				6625			7050			7050			7050			7050			6625	
								41450												
				X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7										
				Y1 フレーム (S=1/272)																

図 6.2.1-1 X 方向加力時

第6章 設計例4：共同住宅C

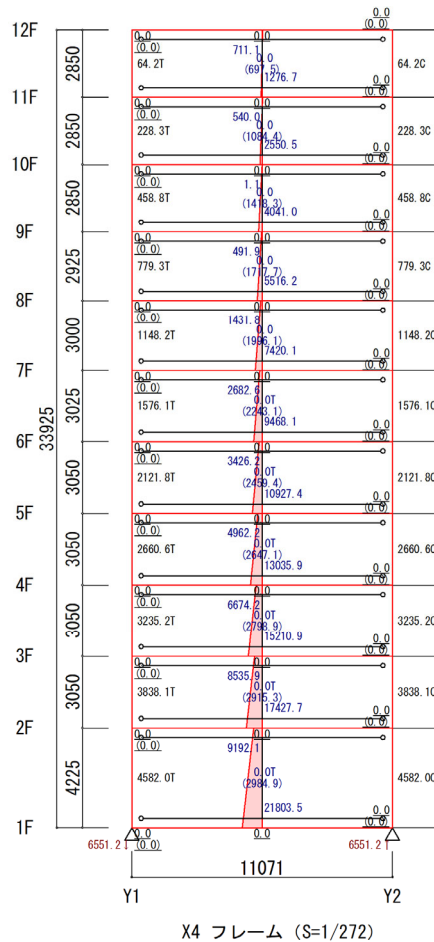


図 6.2.1-2 Y 方向加力時

(2) 支持反力

- NL :鉛直荷重時基礎計算用軸力 (kN)
:(柱軸力に加算しない重量を含む)
- NL' :浮き上がり判定のための重量 (kN)
- NEL :正加力地震力基礎計算用軸力 (kN)
- NER :負加力地震力基礎計算用軸力 (kN)
- [*] :短期荷重時浮き上がりを示す。(積雪荷重は考慮せず)
- [@] :基礎の上下方向半固定の剛度入力位置
- [#] :支点の解除入力位置

地震時 <X方向> ΣNL=119433.68 (kN)

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NL'	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NEL	-5643.83	768.39	103.17	0.00	-103.17	-768.39	5643.83
	NER	5643.83	-768.39	-103.17	0.00	103.17	768.39	-5643.83
Y1	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NL'	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NEL	-6237.68*	368.08	-93.33	0.00	93.33	-368.08	6237.68
	NER	6237.68	-368.08	93.33	0.00	-93.33	368.08	-6237.68*

地震時 <Y方向> ΣNL=119433.68 (kN)

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NL'	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NEL	6341.19	5834.20	5803.64	5789.53	5775.29	5776.65	6255.11
	NER	-6341.19	-5834.20	-5803.64	-5789.53	-5775.29	-5776.65	-6255.11
Y1	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NL'	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NEL	-6341.32*	-5834.06	-5803.63	-5789.53	-5775.29	-5776.52	-6255.25*
	NER	6341.32	5834.06	5803.63	5789.53	5775.29	5776.52	6255.25

6.2.3 上部構造の2次設計

(1) 層せん断力一層間変形角関係

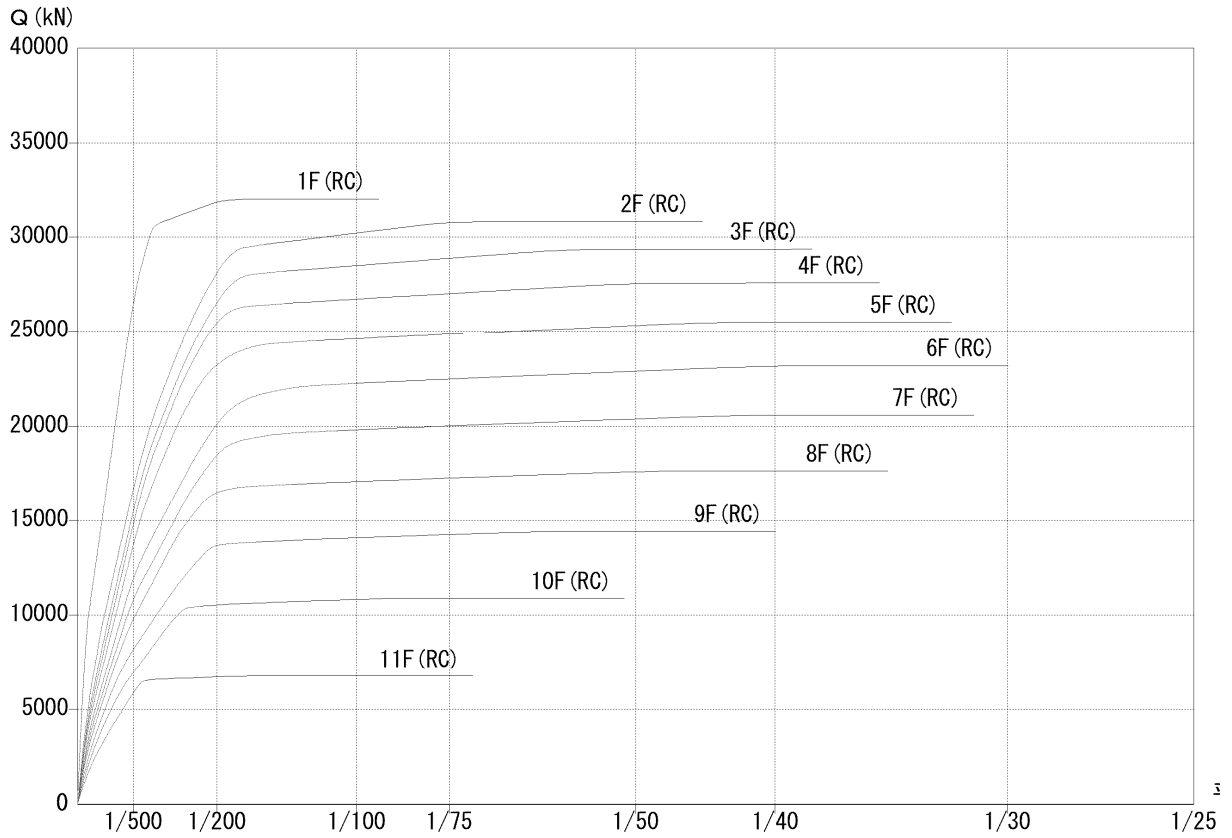


図 6.2.1-3 X 方向加力時

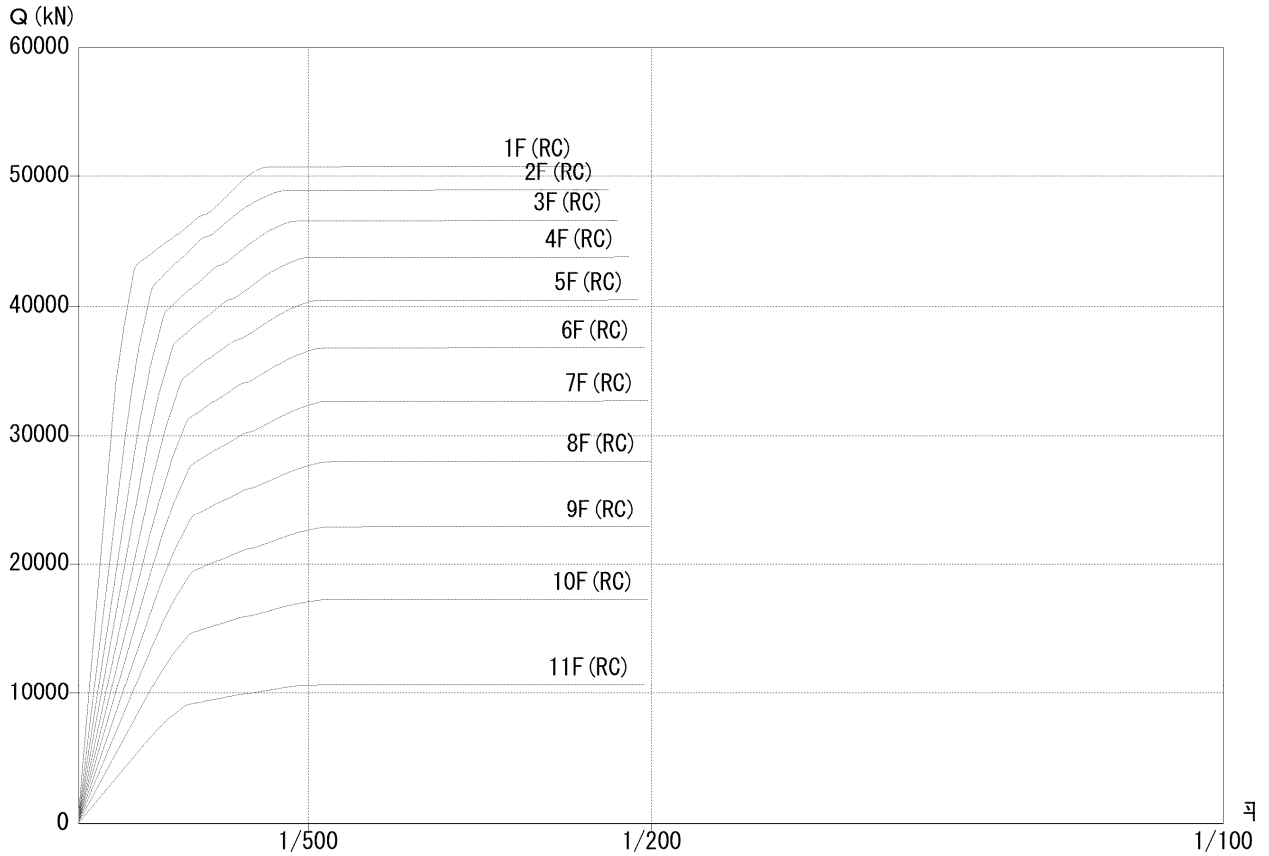


図 6.2.1-4 Y 方向加力時

第6章 設計例4：共同住宅C

(2) ヒンジ図

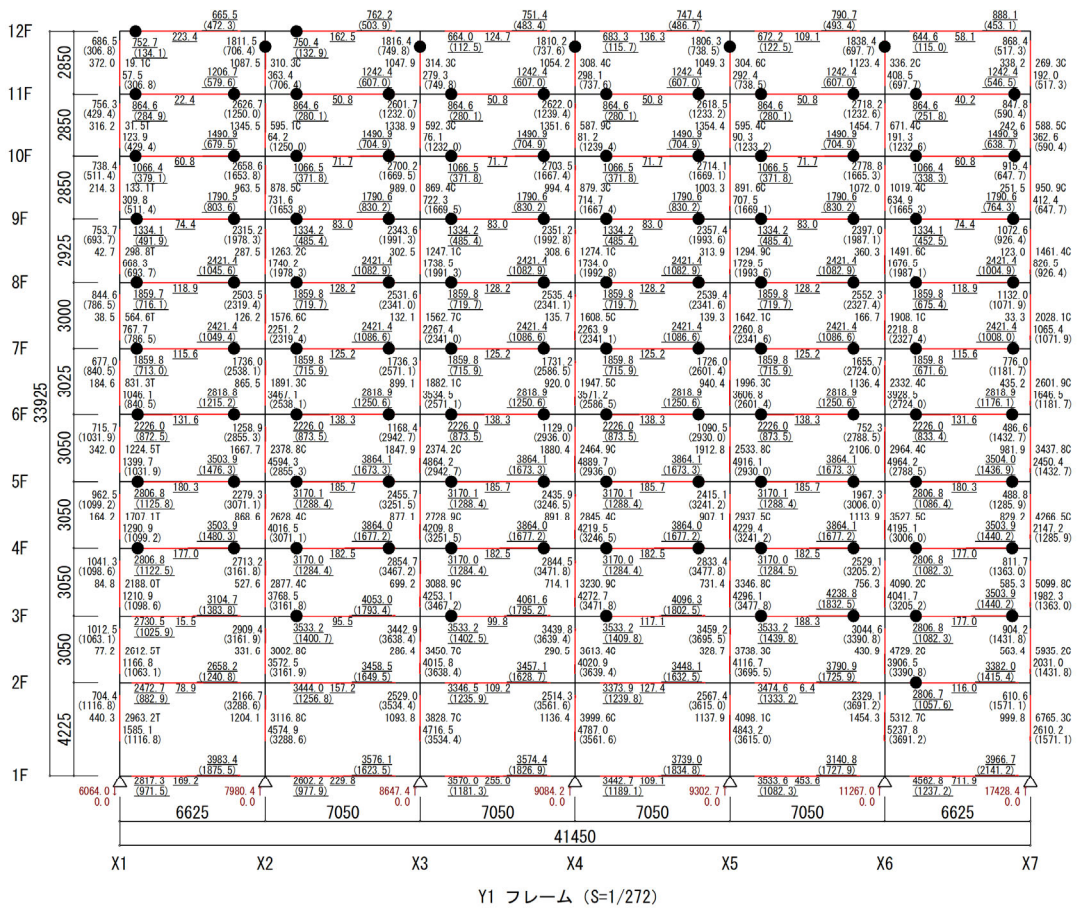


図 6.2-1-5 X方向加力時

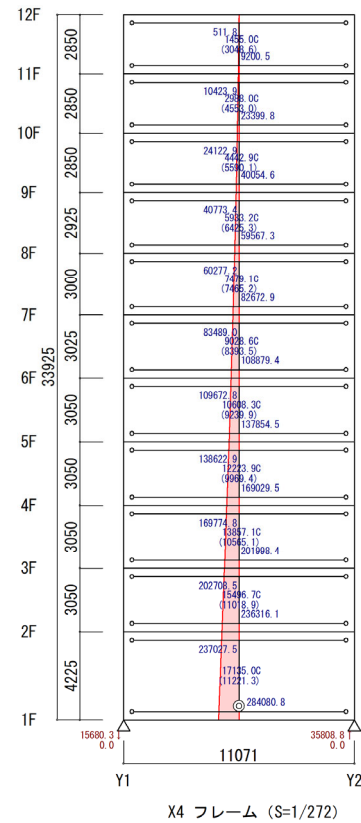


図 6.2-1-6 Y方向加力時

6.3 基礎構造の1次設計

6.3.1 ケースC1～ケースC6

(1) 設計条件

- ・上部架構 11-1モデル（ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし）
- ・杭モデル 単杭モデル（多層地盤モデル）
- ・杭設計用地震力（張り間（Y）方向）Z=1.0

上部構造の地震力(C₀=0.20) Q₁=20047 kN

1階部分の重量 W₁=14316 kN

基礎の重量 W_f= 2036 kN

地下部設計震度 K = 0.1

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 22083 \text{ kN}$

杭1本当たり設計用地震力 Q_p = $\Sigma Q_p / n = 900 \text{ kN}$

- ・杭強制変位 考慮しない
- ・支持力の検討 設計用基礎反力は鉛直荷重時および地震時 C₀=0.20 相当時の支点反力を用いる。

表 6.3.1-1 上部架構の支点反力

- NL : 鉛直荷重時基礎計算用軸力 (kN)
- : (柱軸力に加算しない重量を含む)
- NL' : 浮き上がり判定のための重量 (kN)
- NEL : 正加力地震力基礎計算用軸力 (kN)
- NER : 負加力地震力基礎計算用軸力 (kN)
- [*] : 短期荷重時浮き上がりを示す。(積雪荷重は考慮せず)
- [@] : 基礎の上下方向半固定の剛度入力位置
- [#] : 支点の解除入力位置

地震時 <X方向> $\Sigma NL=119433.68 \text{ (kN)}$

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NL'	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NEL	-5643.83	768.39	103.17	0.00	-103.17	-768.39	5643.83
	NER	5643.83	-768.39	-103.17	0.00	103.17	768.39	-5643.83
Y1	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NL'	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NEL	-6237.68*	368.08	-93.33	0.00	93.33	-368.08	6237.68
	NER	6237.68	-368.08	93.33	0.00	-93.33	368.08	-6237.68*

地震時 <Y方向> $\Sigma NL=119433.68 \text{ (kN)}$

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NL'	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	NEL	6341.19	5834.20	5803.64	5789.53	5775.29	5776.65	6255.11
	NER	-6341.19	-5834.20	-5803.64	-5789.53	-5775.29	-5776.65	-6255.11
Y1	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NL'	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	NEL	-6341.32*	-5834.06	-5803.63	-5789.53	-5775.29	-5776.52	-6255.25*
	NER	6341.32	5834.06	5803.63	5789.53	5775.29	5776.52	6255.25

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

地震時応力算定方法を以下に示す。

- ・ 水平地盤ばねは「建築基礎構造設計指針」^[6-10]に準じる。

$$\text{水平地盤反力係数 } k_h = \alpha \cdot E_0 \cdot B^{3/4}$$

α ：粘性土の場合 60，砂質土の場合 80

E_0 ：対象土層の平均 N 値より 700N で推定した地盤変形係数

- ・ 杭体の変位(y_0)が 1.0cm を超えた場合は，地盤反力係数を ($y_0-1/2$) により低減する。
- ・ 土圧合力ばねは，考慮しない。
- ・ 杭体は弾性支承梁とした弾性モデルとする。
- ・ 境界条件は，杭頭は固定，杭先端はピン支持とする。
- ・ 基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・ 応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。

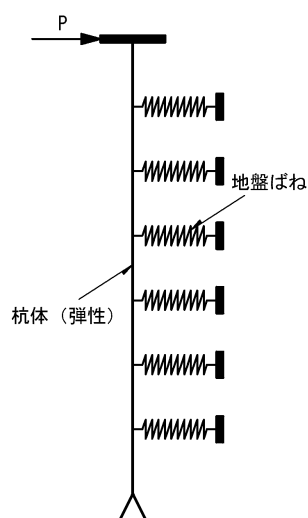


図 6.3.1-1 杭応力解析モデル図

表 6.3.1-2 基準水平地盤反力係数の算定

杭径	B	0.800 (m)			
杭径基準値	Bo	0.01			
杭本数	Np	28 本	(←単杭の場合、「1」)		
等価間隔杭本数	R'	5.29 →	5.00 本		
等間隔杭本数	Np'	25 本		Lx	42.30 m
杭芯間隔	R	5.42 m		Ly	11.12 m
杭間隔比	R/B	6.78			
群杭効率	e	0.88 ≤1.0			
群杭係数	ξ	0.84			
土質区分 S：砂質土，C：粘性土					

No	深度(m)	土質区分	ρ	N値	E0			α (m ⁻¹)	ξ	B	β	k _{h0} (kN/m ³)	
					700N	LLT	採用地						
					(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)						
	1	0.0	S	17	3	2100		2100	80	0.845	0.800	1.00	5306
	2	1.0	S	17	4	2800		2800	80	0.845	0.800	1.00	7075
	3	2.0	S	17	9	6300		6300	80	0.845	0.800	1.00	15919
▽杭天端	4	3.0	S	18	10	7000		7000	80	0.845	0.800	1.00	17688
1	5	4.0	S	18	36	25200		25200	80	0.845	0.800	1.00	63678
2	6	5.0	S	18	15	10500		10500	80	0.845	0.800	1.00	26532
3	7	6.0	S	18	15	10500		10500	80	0.845	0.800	1.00	26532
4	8	7.0	S	18	15	10500		10500	80	0.845	0.800	1.00	26532
5	9	8.0	C	17	8	5600		5600	60	0.845	0.800	1.00	10613
6	10	9.0	C	17	21	14700		14700	60	0.845	0.800	1.00	27859
7	11	10.0	C	17	8	5600		5600	60	0.845	0.800	1.00	10613
8	12	11.0	C	17	50	35000		35000	60	0.845	0.800	1.00	66331
9	13	12.0	S	19	50	35000		35000	80	0.845	0.800	1.00	88442
10	14	13.0	S	19	29	20300		20300	80	0.845	0.800	1.00	51296
11	15	14.0	S	19	50	35000		35000	80	0.845	0.800	1.00	88442
12	16	15.0	S	19	50	35000		35000	80	0.845	0.800	1.00	88442
13	17	16.0	S	19	49	34300		34300	80	0.845	0.800	1.00	86673
14	18	17.0	S	19	38	26600		26600	80	0.845	0.800	1.00	67216
15	19	18.0	S	19	16	11200		11200	80	0.845	0.800	1.00	28301
16	20	19.0	S	19	50	35000		35000	80	0.845	0.800	1.00	88442
△杭先端	21	20.0		21	50	35000		35000	60	0.845	0.800	1.00	66331

(3) パイルキャップの耐震設計

下記の二つの方法を実施する。

- 1) 「RC 規準」(2018) [6-7])に基づく方法
- 2) 従前の設計方法

(4) 基礎梁の耐震設計

- ・「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2018) [6-7] (以下、「RC 規準」(2018))に基づく方法により検討する。

(5) 1次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=17.0m（杭天端 GL-3.0m，杭先端 GL-20.0m）

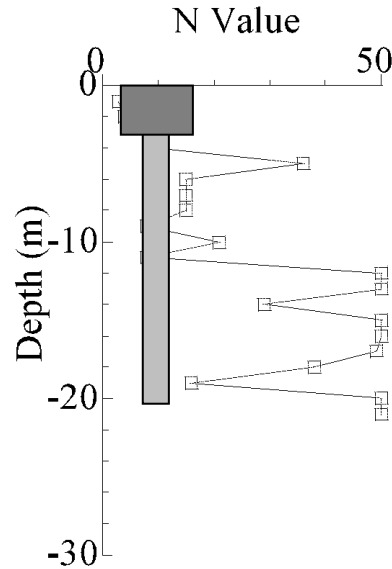


図 6.3.1-2 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の算定

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$R_{aL} = 1/3 R_u = 6025 \text{ kN} > N_L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.89) \text{ OK}$$

短期許容支持力

$$R_{aE} = 2/3 R_u = 12050 \text{ kN} > N_E = 8700 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.72) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tR_a = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 3362 \text{ kN} > 800 \text{ kN/本} \quad (0.24) \text{ OK}$$

3) 水平時の杭応力の算定

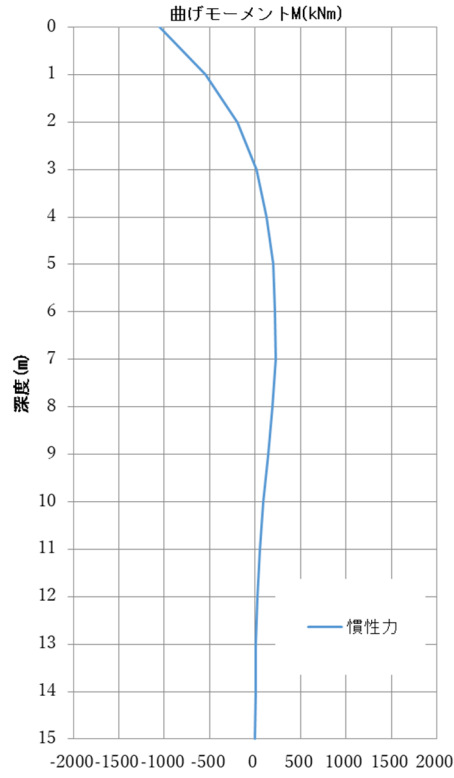


図 6.3.1-3 曲げモーメント図

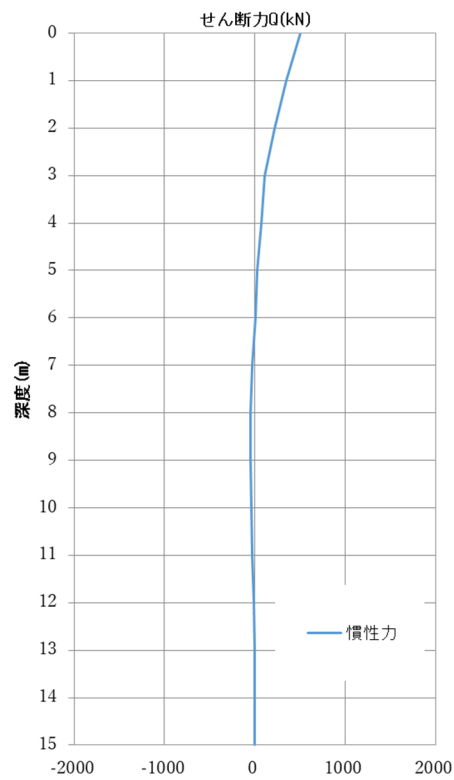


図 6.3.1-4 せん断力図

第6章 設計例4：共同住宅C

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

スパン L=11m 基礎梁せい D=4m

杭頭曲げモーメント $M_p=1050\text{kNm}$ 杭頭せん断力 $Q_p=504$

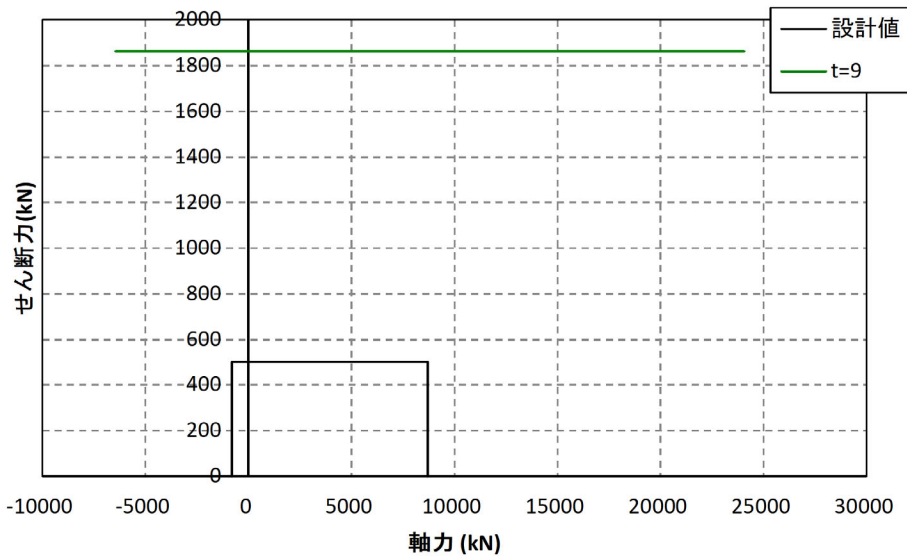
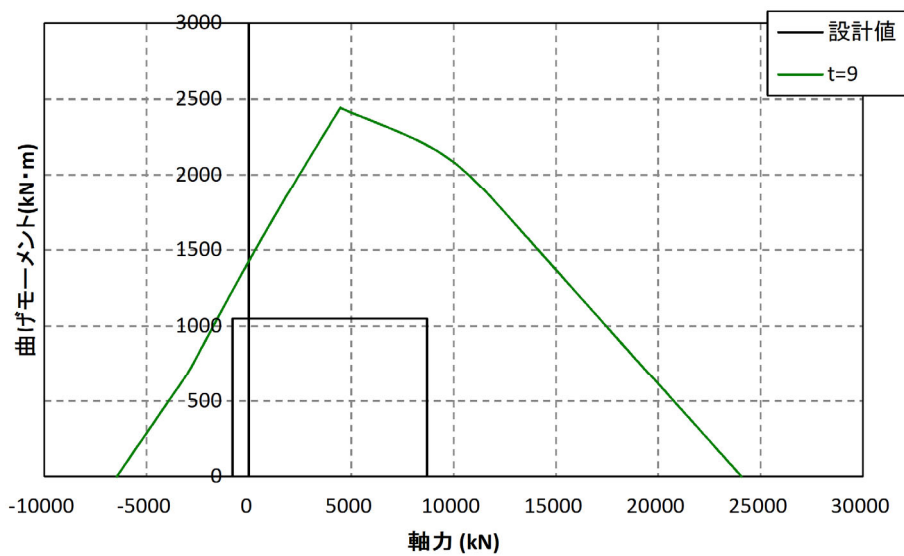
付加軸力 $N'=(1050+504 \times D/2) \times 2/L=374\text{kN}$

表 6.3.1-3 付加曲げを考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：長期時	5575	10776
上部架構：地震時	-6341	5834
付加軸力	-374	374
杭設計用軸力	-800	8700

5) 杭体の検討

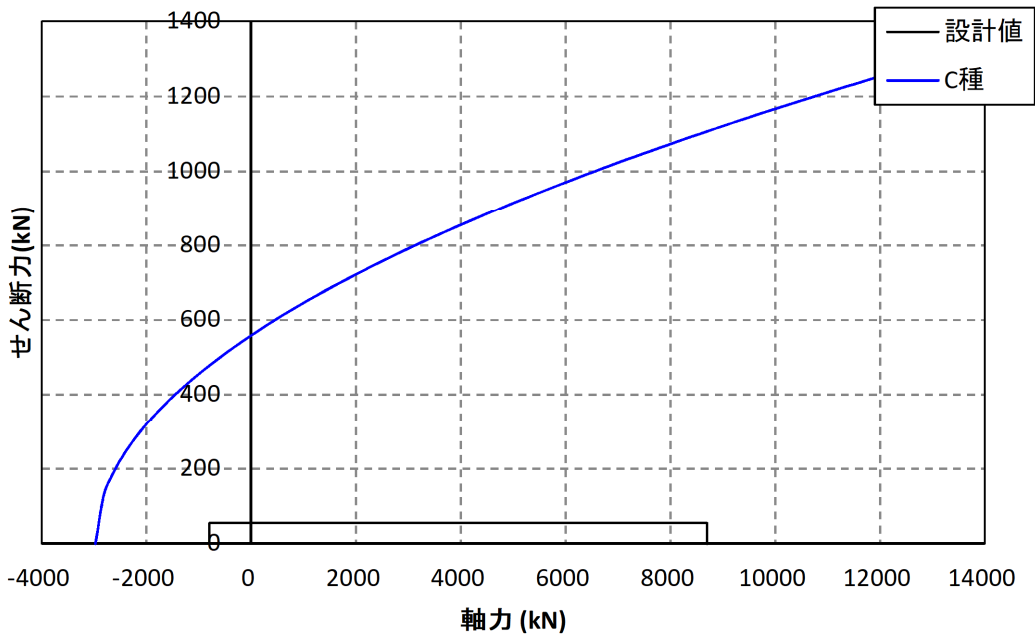
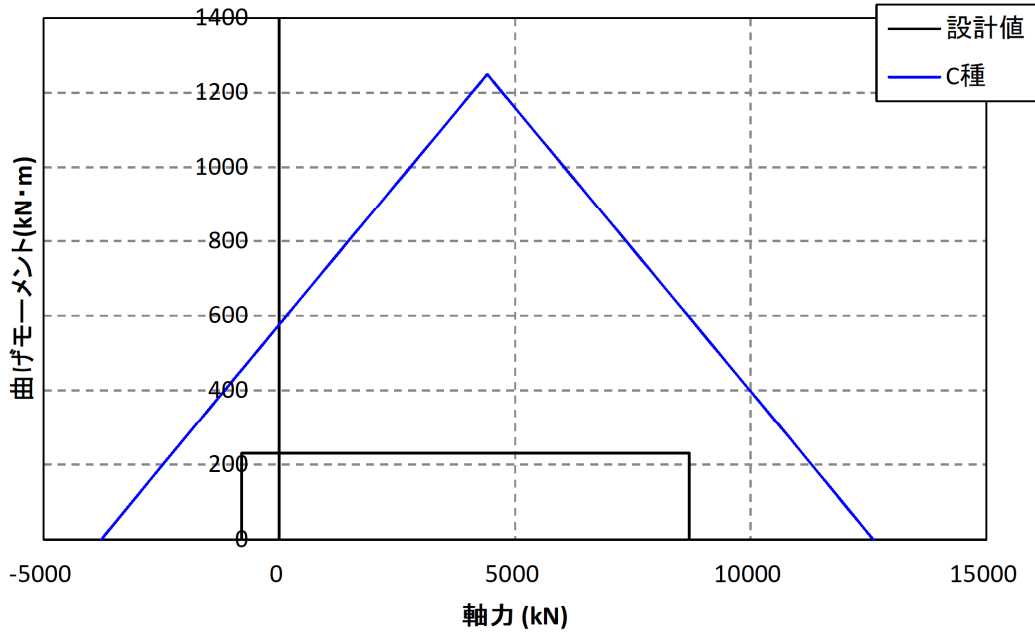
【上杭】SC杭 $\phi 800$ $t=9$



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
許容値	検定比	許容値	検定比	許容値	検定比	許容値	検定比			
1	-800.0	8700.0	1050.0	510.0	1234.3	0.85	2196.1	0.48	1862.7	0.27

図 6.3.1-5 上杭 SC 杭断面算定結果

【下杭】PHC杭 φ800 C種



No.	設計条件				検討結果					
					軸力-曲げモーメント				せん断力	
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
					許容値	検定比	許容値	検定比		
1	-800.0	8700.0	230.0	55.0	454.8	0.51	595.4	0.39	477.6	0.12

図 6.3.1-6 下杭 PHC 杭断面算定結果

6) 杭頭補強筋の検討

- ・ 杭頭接合部の直径 $\phi=1000\text{mm}$
- ・ コンクリート強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$
- ・ 杭頭接合筋 20-D32 SD390

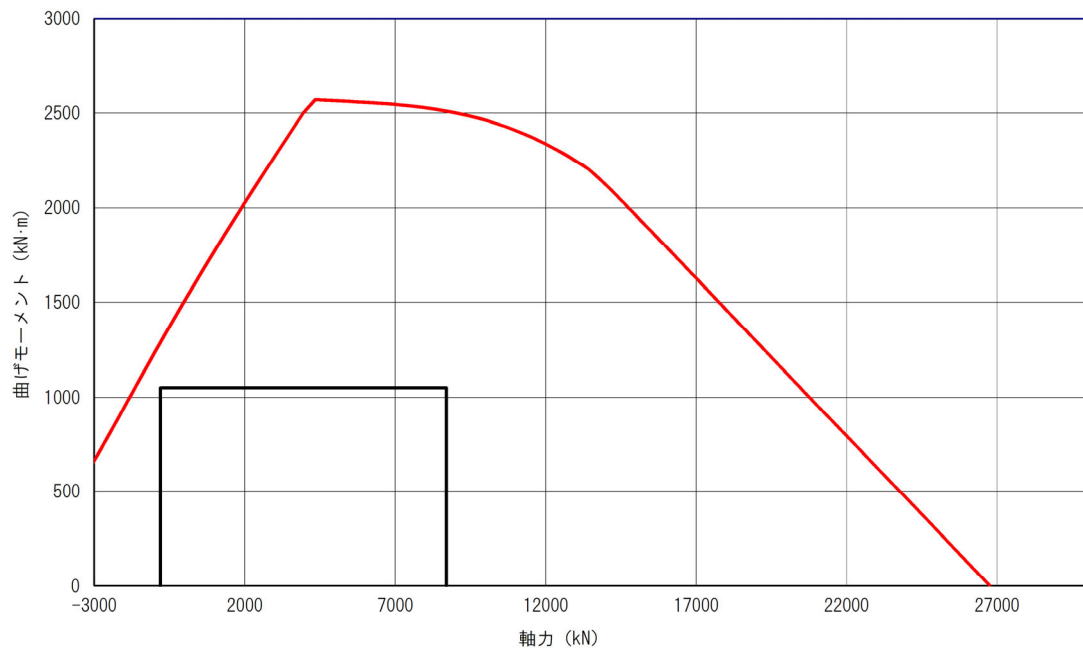


図 6.3.1-7 杭頭接合部の断面算定結果

7) 基礎梁の検討

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力による短期せん断力を1.5倍した応力を採用する。

なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

$$a_t = M / f_t \cdot j$$

ML: 鉛直荷重時モーメント

ME: 水平荷重時モーメント (杭頭曲げ戻しによるモーメント含む)

Mp: 杭頭曲げ戻しによるモーメント

$$Q_d = Q_L + 1.5 \cdot Q_E$$

$$Q = Q_L + Q_E + Q_p$$

$$\tau = Q_d / b_j$$

QL: 鉛直荷重時せん断力

QE: 水平荷重時せん断力 (杭頭曲げ戻しによるせん断力含む)

Qp: 杭頭曲げ戻しによるせん断力

符号	Fc= 33 N/mm ²														判定	QL	QE	Qd	τ	M/Q · d α · f _s	pw (%) x (mm)	STP	判定
	b	dt	ML	ME	MS _{up}	MS _{dw}	at		r n		設計配筋		判定										
	D	d	kNm	kNm	kNm	kNm	up	dw	up	dw	up	dw											
FG1	500	150	0	1850	1850	1850	21.50	21.50	5	5	5-D25	5-D25	○	0	400	600	0.48	0.162	0.20	2-D13 @200	○		
	3000	2850	0	1850	1850	1850	21.50	21.50	5	5	5-D25	5-D25	○	0	400	600	0.48	2.490	254.0	0.25%			

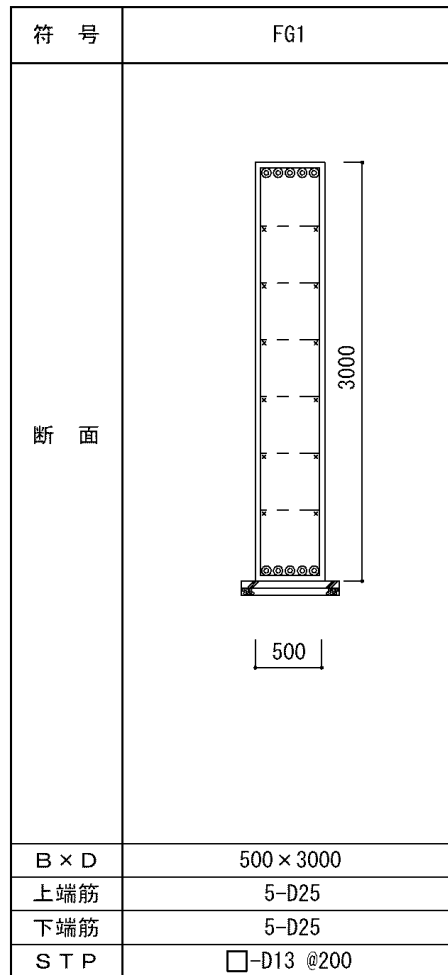


図 6.3.1-8 基礎梁断面リスト

第6章 設計例4：共同住宅C

8) パイルキャップの検討

(a) 「RC 規準」(2018) [6-7]に基づく方法

表 6.3.1-4 「RC 規準」(2018) によるパイルキャップの断面算定

パイルキャップ設計用応力					備考
柱	長期時軸方向力		cNI	10776	kN
	長期時曲げモーメント		cMI	0	kNm
	地震時軸方向力		cNd	5834	kN
	地震時曲げモーメント		cMd	0	kNm
杭	杭頭モーメント		T	1050	kNm
	杭頭せん断力		Qp	510	kN
	パイルキャップ芯モーメント		T'	1764	kNm
パイルキャップ	軸方向力 (左側)	長期	R1	5388	kN
		短期		7770	kN
	軸方向力 (右側)	長期	R2	5388	kN
		短期		8840	kN
	曲げモーメント (左側)	長期	Mf1	1347	kNm
		短期		3707	kNm
	曲げモーメント (右側)	長期	Mf2	1347	kNm
		短期		997	kNm
	設計用曲げモーメント	長期	Mf	1347	kNm
		短期		3707	kNm
設計用せん断力	長期	Qf	5388	kN	
	短期		8840	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい		D	3000	mm
	引張鉄筋重心位置		dt	150	mm
	基礎梁の有効せい		d	2850	mm
柱	柱幅		r	1100	mm
	梁せい		r'	1100	mm
杭	径		φ	800	mm
	間隔倍率		α	2	
	間隔		a	1600	mm
パイルキャップ	杭並び方向の幅		l	3600	mm
	杭並び直交方向の幅		l'	3200	mm
	せん断有効幅		le	3300	mm
			le'	3200	mm
	せい		Dcp	2800	mm
	引張鉄筋重心位置		dt	100	mm
	有効せい		d	2700	mm
	応力中心間距離		j	2363	mm
	コンクリート設計基準強度		Fc	33	N/mm ²
	コンクリートの短期許容せん断応力度		fs	1.23	N/mm ²
	柱フェイスから杭芯までの距離		lp	250	mm
lpに対する比率		d/lp	11.20		
		lp/d	0.09		
		lp/a	0.31		
形状による低減係数		βb	0.31		
曲げモーメントに対する必要鉄筋量	許容応力度による必要鉄筋	長期	nL	6.85	本
		短期	nE	11.75	本
	設計鉄筋			16 -D22	(@207)
			at	6192	mm ²
			ft	345	N/mm ²
	検定比	(0.73)	OK		
せん断設計	許容せん断力	長期	QAL	6199	kN
			(0.87)	検定比	OK
	許容せん断力	短期	QAE	9299	kN
			(0.95)	検定比	OK

(b) 従来の設計方法

表 6.3.1-5 従来の設計方法によるパイルキャップの断面算定

<p>dt = 100mm 使用材料：Fc33 SD345 軸力(kN) NL = 5400, NE = 8700 曲げ(kN・m)：なし</p>	長期の計算			↔	↕	単位
	Mt	0	0	kN・m		
Rmin Rmax	2700	2700	kN			
M at	675	1495	kN・m, mm ²			
Q	2194		kN			
τ fs	0.35 < 0.82		N/mm ²			
τ a1 fa	1.15 < 2.67	0.00 < 2.67	N/mm ²			
必要配筋	4-D22	2-D22				
設計配筋	13-D22	20-D22				
短期の計算			↔	↕	単位	
Mt	0	0	kN・m			
Rmin Rmax	7050	7050	kN			
M at	1762	2433	kN・m, mm ²			
Q	5728		kN			
τ fs	0.91 < 1.23		N/mm ²			
τ a1 fa	3.00 < 4.01	0.00 < 4.01	N/mm ²			
必要配筋	7-D22	2-D22				
設計配筋	13-D22	20-D22				

9) 1次設計のまとめ

外力は $C_0=0.20$ 相当の慣性力のみとし、弾性解析による杭の検討を行った結果、上杭が SC 杭 $\phi 800$ (鋼管厚 8mm)、下杭が PHC 杭 $\phi 800$ (C種) となり本建物規模として現行法の基礎設計でよく用いられている杭仕様となった。

6.4 基礎構造の2次設計及び保証設計

6.4.1 ケースC1：ランクA

(1) 設計条件

- ・上部架構 11-1モデル（ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし）
- ・耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクAを対象とし、張り間（Y）方向の必要保有水平耐力相当（ $D_s=0.55$ 相当）の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計（2次設計レベル）
 - 終局強度以内
 - 保証設計：せん断余裕度 $n=1.25$ 以上
- ・杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- ・基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間（Y）方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・杭設計用地震力（張り間（Y）方向） $Z=1.0$
 - 上部構造の必要保有水平耐力相当（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 - 上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1=55128$ kN
 - 1階部分の重量 $W_1=14316$ kN
 - 基礎の重量 $W_f=6048$ kN
 - 地下部設計震度 $K=0.40$
 - 杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 63274$ kN
 - 杭1本当たり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 4600$ kN
- ・杭強制変位 応答スペクトル法（地盤1）
- ・杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.55$ 相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 6.4.1-1 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-1578.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

地震時応力算定方法を以下に示す。

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。増分解析の解析ステップは、不釣合応力が大きくなり発散しない増分量として100分割とした。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」^[6・10]に準じて考慮する。
- ・SC杭およびPHC杭ともに終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした **Bi-Linear** モデルとする。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。

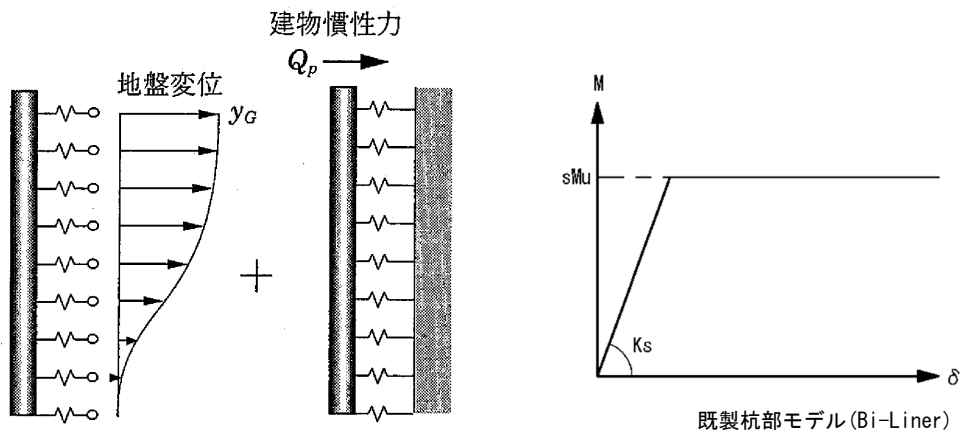


図 6.4.1-1 地震時応力算定モデルの概念図

杭径	B	1.200 (m)									
杭径基準値	Bo	0.01									
杭本数	Np	28 本	(←単杭の場合、「1」)								
等価間隔杭本数	R'	5.29 →	5.00 本								
等間隔杭本数	Np'	25 本		Lx	42.30 m						
杭芯間隔	R	5.42 m		Ly	11.12 m						
杭間隔比	R/B	4.52									
群杭効率	e	0.76 ≤1.0									
群杭係数	ξ	0.69									
土質区分		S：砂質土，C：粘性土									

No	深度(m)	土質区分	ρ	N値	E0			α	ξ	B	β	k _{h0} (kN/m ³)
					700N (kN/m ²)	LLT (kN/m ²)	採用地 (kN/m ²)					
1	1.0	S	17	3	2100		2100	80	0.688	1.200	1.00	3187
2	2.0	S	17	4	2800		2800	80	0.688	1.200	1.00	4249
3	3.0	S	17	9	6300		6300	80	0.688	1.200	1.00	9561
▽杭天端	4	S	18	10	7000		7000	80	0.688	1.200	1.00	10623
1	5	S	18	36	25200		25200	80	0.688	1.200	1.00	38242
2	6	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
3	7	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
4	8	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
5	9	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
6	10	C	17	21	14700		14700	60	0.688	1.200	1.00	16731
7	11	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
8	12	C	17	50	35000		35000	60	0.688	1.200	1.00	39835
9	13	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
10	14	S	19	29	20300		20300	80	0.688	1.200	1.00	30806
11	15	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
12	16	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
13	17	S	19	49	34300		34300	80	0.688	1.200	1.00	52052
14	18	S	19	38	26600		26600	80	0.688	1.200	1.00	40367
15	19	S	19	16	11200		11200	80	0.688	1.200	1.00	16996
16	20	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
△杭先端	21	S	21	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114

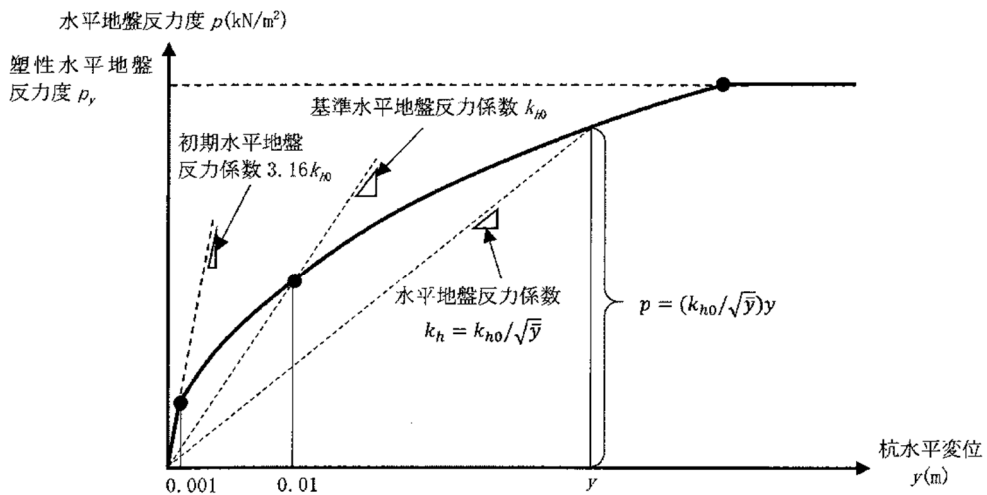


図 6.6.11 水平地盤反力度と杭水平変位の関係

地盤バネモデル
(Tri-Liner)

図 6.4.1-2 杭応力解析モデル諸元

(3) 基礎梁の耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[6-8]（以下、「RC 基礎指針（案）」）に基づく方法による。

(4) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「RC 基礎指針（案）」^[6-10]に基づく方法
- 2) 既往学術論文を適用した設計

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その 25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

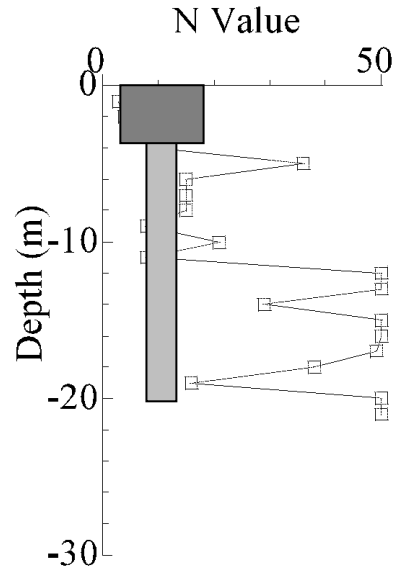


図 6.4.1-3 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の検討

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$R_{aL} = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > N_L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

【ランク A】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 14400 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.46) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tR_a = 2/3(4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 5300 \text{ kN/本} \quad (0.73) \text{ OK}$$

3) 水平時の杭応力の算定

・杭応力の重ね合わせ

「建築基礎構造設計指針（2019）」[6・10]を参照し、地盤変位と建物慣性力による杭応力の重ね合わせを検討する。

建物の固有周期は質点系モデルによる固有値解析により算定した。

$$T_b = 0.347 \text{sec}$$

地盤の卓越周期は、地盤の応答スペクトル法により算定した結果を採用する。

$$T_g = 0.359 \text{sec}$$

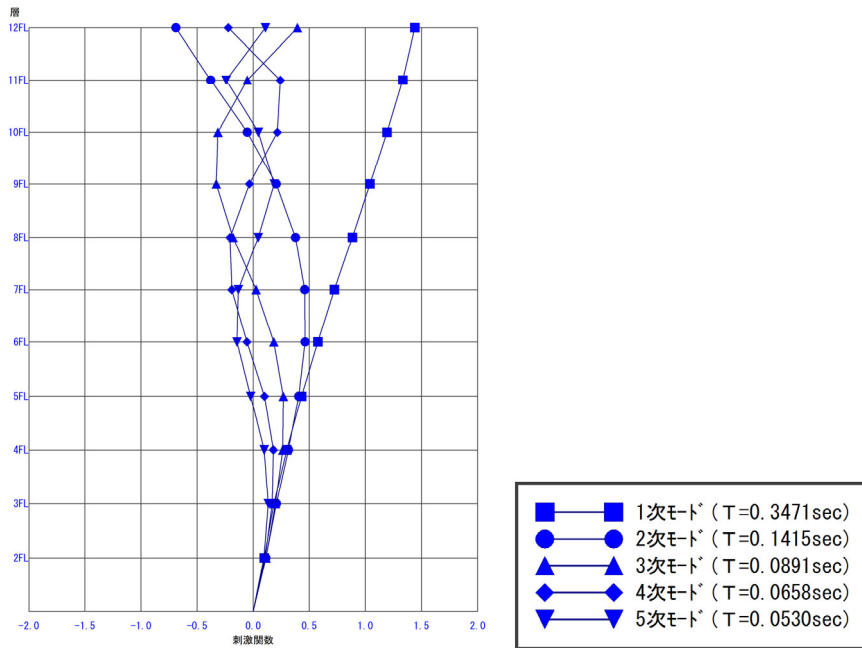


図 6.4.1-4 建物（Y方向）の固有値解析結果

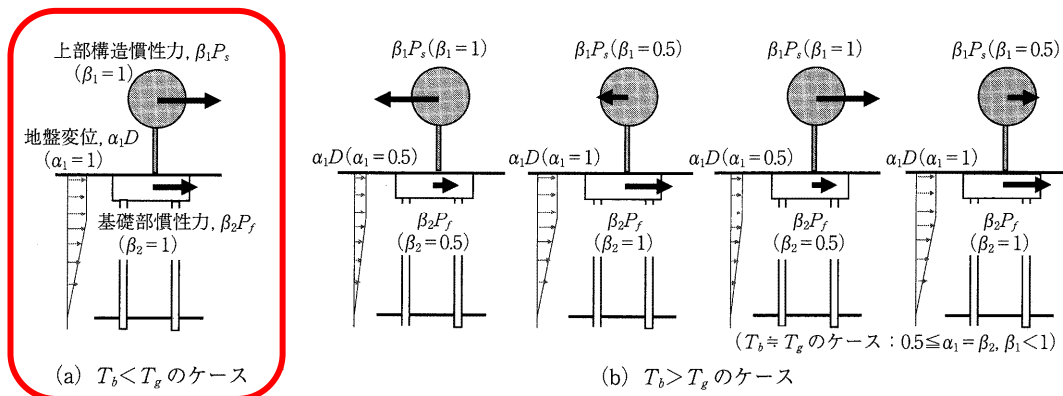
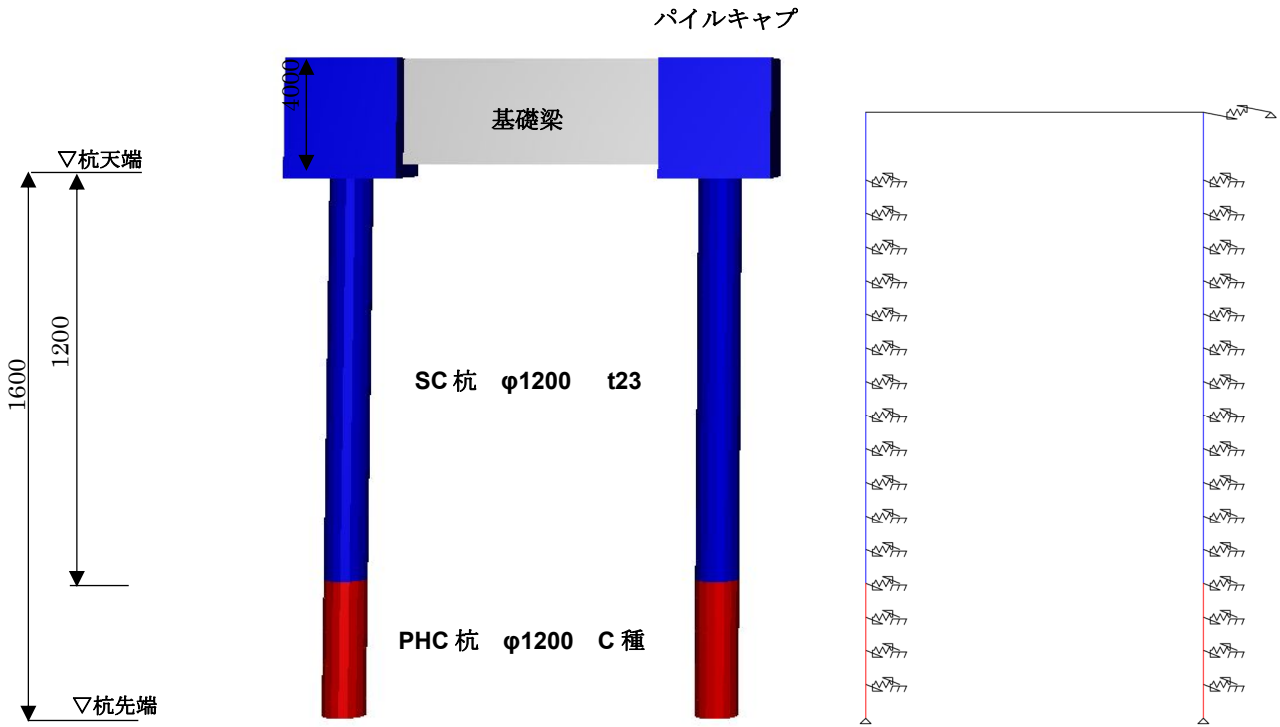


図 6.4.1-5 地盤変位，建物慣性力の低減係数と载荷方向概念図
(建築基礎構造設計指針（2019）)

$T_b < T_g$ であることから、地盤変位と慣性力の重ね合わせは同位相とし、低減係数は 1.0 として算定する。

・杭の応力解析モデル



イメージ図

線形モデル図

図 6.4.1-6 杭応力解析モデル図 (ランク A)

杭の応力解析結果

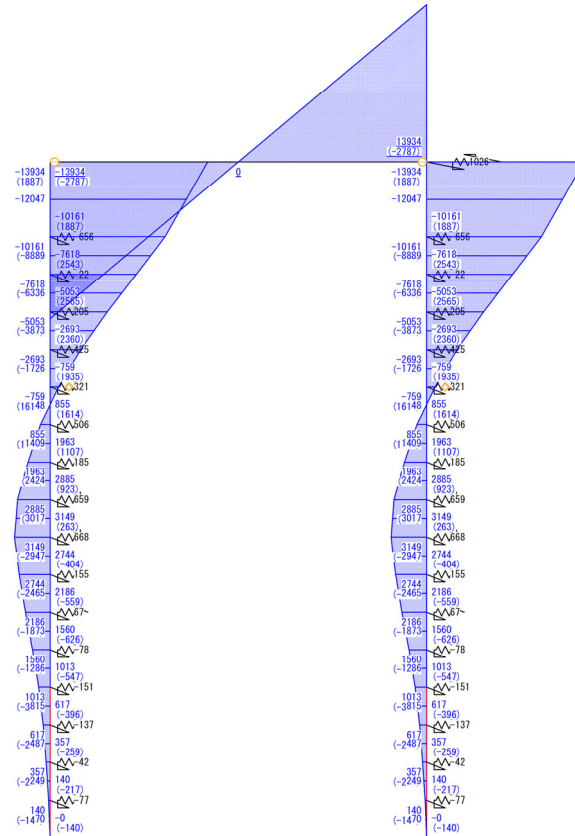


図 6.4.1-7 曲げモーメント図 (ランク A)

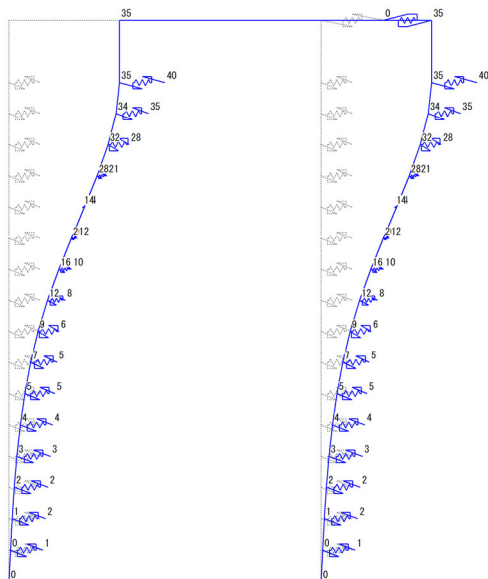


図 6.4.1-8 変位図 (ランク A)

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

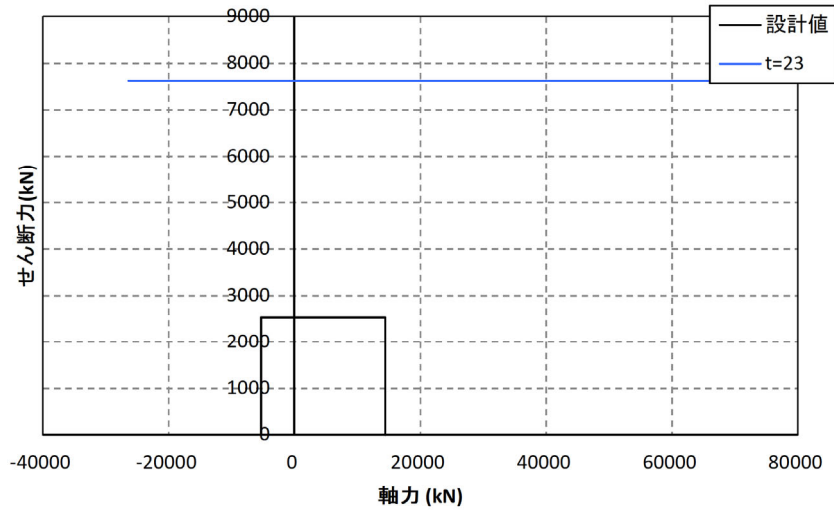
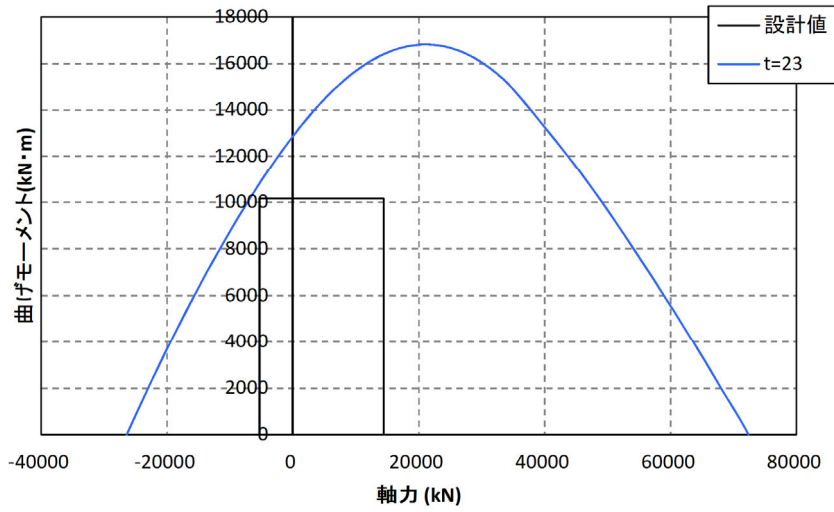
付加軸力 N' は、基礎梁に生じるせん断力 Q_{fg} を採用

表 6.4.1-2 付加軸力を考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-7754	25870
付加軸力	-2800	2800
杭設計用軸力 (杭1本当たり)	-5300	14400

5) 杭体の検討

SC 杭 φ1200 t=23

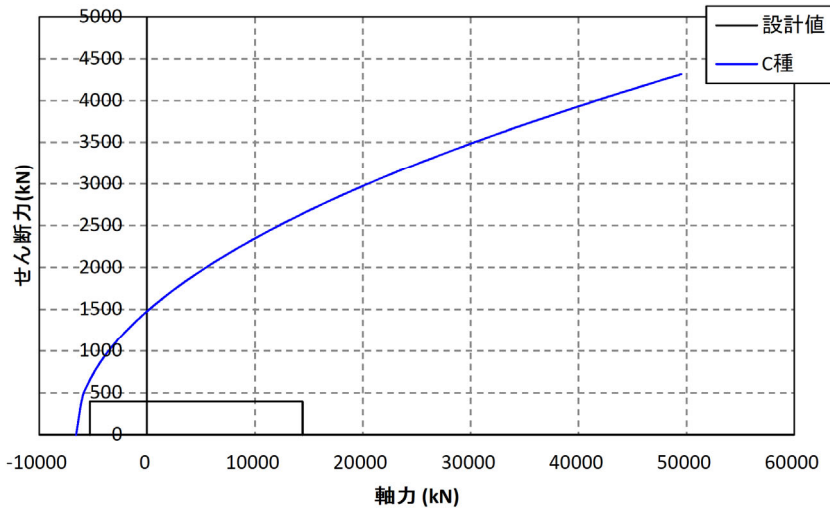
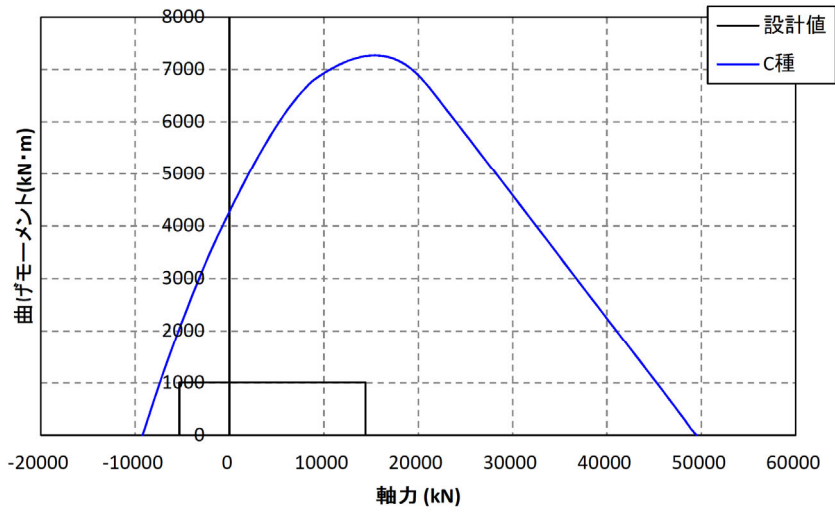


No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					許容値	検定比	許容値	検定比	許容値 (kN)	検定比
1	-5300.0	14400.0	10161.0	2543.0	10813.6	0.94	16398.5	0.62	7626.0	0.33

⇒ せん断余裕度 $n=1/0.33=3.03 \geq 1.25$ OK

図 6.4.1-9 SC 杭断面算定結果 (ランク A)

PHC杭 φ1200 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					許容値	検定比	許容値	検定比	許容値 (kN)	検定比
1	-5300.0	14400.0	1013.0	396.0	2048.9	0.49	7256.7	0.14	650.9	0.61

⇒ せん断余裕度 $n=1/0.61=1.64 \geq 1.25$ OK

図 6.4.1-10 PHC杭断面算定結果（ランク A）

6) 杭頭補強筋の検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「SC杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」日本建築学会日本建築学会構造系論文集、第776号、pp.1291-1301、2020年10月および三谷セキサン杭頭接合部構法（Lev-Pile構法）技術資料2019年8月^[6-3]に基づいて、杭頭接合部の設計を実施する。

(1) 杭頭埋込部の設計外力設定

- M_0 ; 杭頭埋込部の設計曲げモーメント $M_0=M_{uD}$
- Q_0 ; 杭頭埋込部の設計せん断力 $Q_0=Q_{uD}$
- N_0 ; 杭頭埋込部の設計軸力 $N_0=N_{uD}$
- M_{uD} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用曲げモーメント
- Q_{uD} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用せん断力
- N_{uD} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用軸力

(2) 杭頭埋込部下面の曲げ設計

- $M_0 \leq M_{u0} = M_{teu0} + M_{Hu0}$
- M_{u0} ; 杭頭埋込部終局曲げモーメント
- M_{teu0} ; 杭頭埋込部下面位置における杭側面てこ作用による終局てこ曲げモーメント
- M_{Hu0} ; 杭頭埋込部下面位置における杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント

終局てこ曲げモーメント M_{teu0}

- $M_{teu0} = Q_{teu0} \cdot h_u = \xi \cdot \alpha_u (-\lambda - 2\alpha_u + \sqrt{2} \sqrt{(\alpha_u + \lambda)^2 + \alpha_u^2}) D^3 \cdot F_n$
- D ; 杭径
- F_n ; コンクリートの支圧強度 $F_n = \beta_{te} F_c = 1.5 F_c$ $\beta_{te} = 1.5$
- ℓ ; 杭の杭頭埋込部への埋込み長さ $\ell \geq D/2$
※有効な埋込み長さは杭の鉛直施工誤差を考慮した長さ $\ell - \Delta \ell$ とする
- λ ; 埋込み長さ比 $\lambda = \ell/D$
- h_u ; 終局荷重時のせん断スパン $h_u = M_0/Q_0$
- α_u ; 終局荷重時のせん断スパン比 $\alpha_u = h_u/D = M_0/(Q_0 \cdot D)$
- ξ ; 終局反力による低減係数 $\xi = \frac{T_u}{R_{teu0}} \leq 1.0$

てこ押し力 R_{teu0}

$$R_{teu0} = Q_{teu0}(\xi=1) \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{\frac{\ell}{2}} = M_{teu0}(\xi=1) \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{h_u \cdot \frac{\ell}{2}}$$

ここに、 $\ell_2 = (h_u + \ell) - \sqrt{\frac{(h_u + \ell)^2 + h_u^2}{2}}$ ℓ_2 ; 蹴上げ区間の長さ

水平筋による終局反力 T_u

- $T_u = m_p \cdot n_p \cdot a_p \cdot 1.1 F_{py} + m_w \cdot n_w \cdot a_w \cdot 1.1 F_{wy} + m_h \cdot n_h \cdot a_h \cdot 1.1 F_{hy} + m_r \cdot n_r \cdot a_r \cdot 1.1 F_{ry} \cdot \cos \theta$
- m_p, n_p, a_p, F_{py} ; 主筋の有効段数（1段）、本数、断面積/本、基準強度
- m_w, n_w, a_w, F_{wy} ; 外周筋の有効段数、1段における本数（2本）、断面積/本、基準強度
- m_h, n_h, a_h, F_{hy} ; 中子筋の有効段数、1段における本数、断面積/本、基準強度
- $m_r, n_r, a_r, F_{ry}, \theta$; 斜め筋またはリング筋の有効段数、1段における本数（2本）、断面積/本、基準強度、配筋角度($\theta = 45^\circ$)

第6章 設計例4：共同住宅C

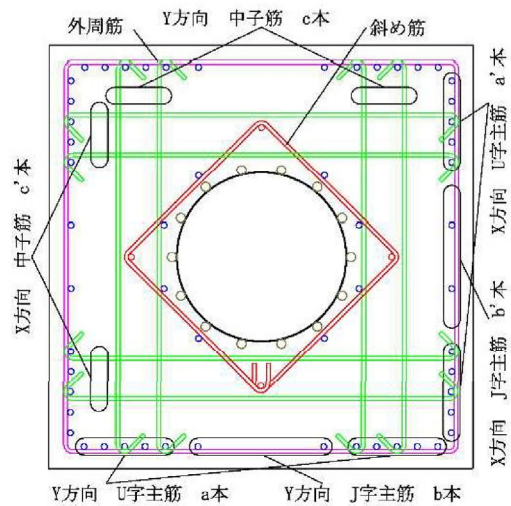
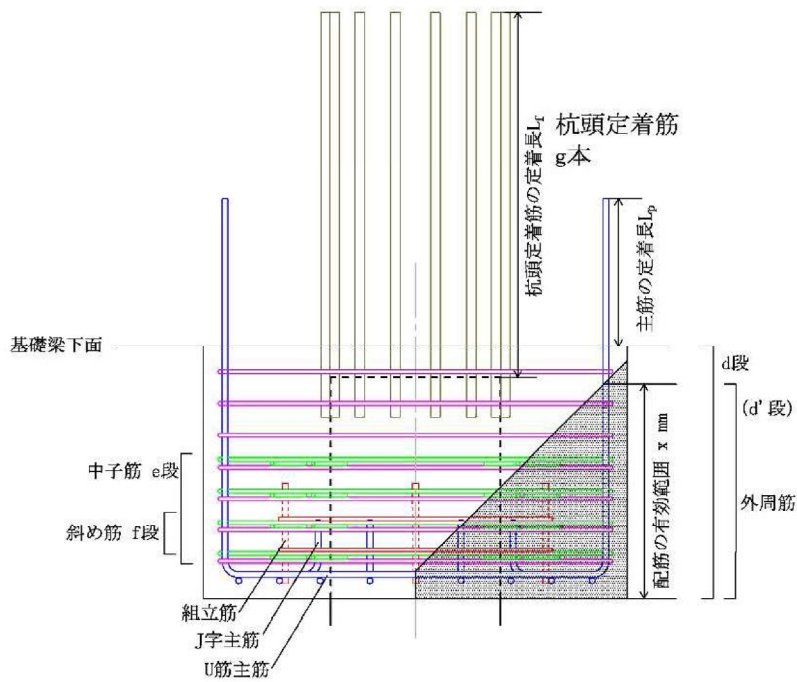
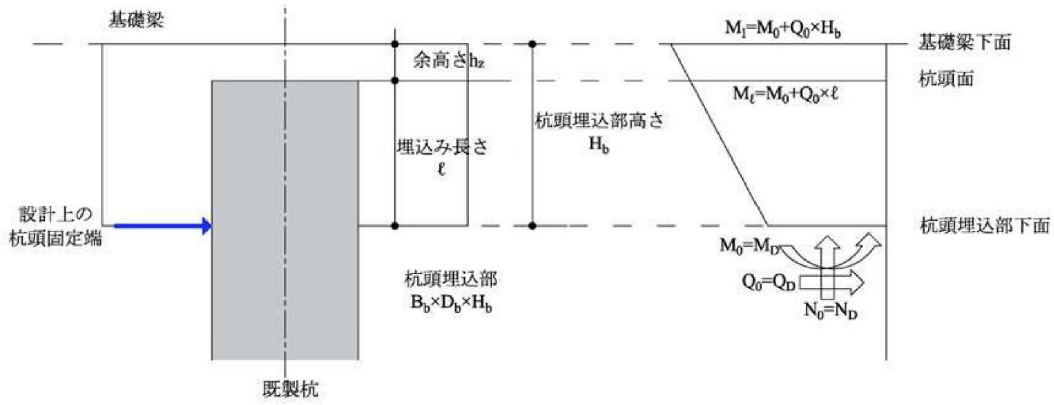


図 6.4.1-11 Liv-Pile 構法の各部説明図

表 6.4.1-3 Lev-Pile 構法による杭頭接合部の断面算定（ランク A）

パイルキャップ設計用応力					備考	
杭	杭頭モーメント	Mo	10610	kNm		
	杭頭せん断力	Qo	2543	kN		
	パイルキャップ芯モーメント	T'	14424.5	kNm		
	せん断スパン	hu	4172	mm	Mo/Qo	
	せん断スパン比	αu	3.48		hu/D	
断面						
杭	径	D	1200	mm		
	杭頭埋込み長さ	l	1200	mm	$l \geq 0.5D$	
	埋込み長さ比	λ	1.00	OK		
パイルキャップ	幅Y	Bb	3000	mm		
	幅X	Db	3000	mm		
	せい	Hb	3000	mm		
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm		
	有効せい	d	2900	mm		
	応力中心間距離	j	2538	mm		
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²	基礎梁Fc33	
	コンクリートの支圧強度	Fn	54		1.5Fc	
	主筋	mp	1	-D29		
		np	8	本		
		ap	642	mm ²		
		Fpy	390	N/mm ²		
		Tup	2203	kN		
	外周筋	mw	10	-D29		
		nw	2	本		
		aw	642	mm ²		
		Fwy	390	N/mm ²		
	中子筋	Tuw	5508	kN		
		mh	9	-D29		
		nh	4	本		
		ah	642	mm ²		
	斜め筋	Fhy	390	N/mm ²		
		Tuh	9915	kN		
		mr	2	-D22		
		nr	2	本		
	終局曲げ耐力	ar	387	mm ²		
		Fry	345	N/mm ²		
		Tur	587	kN		
		Tu	18214	kN		
		水平筋による終局反力	Tu	18214	kN	
		終局てこせん断力 ($\xi=1$)	Qteu0(1)	4869	kN	
		終局てこ曲げモーメント	Mteu0(1)	20315	kNm	
		蹴上げ区間長さ	l2	562	mm	
てこ押し出し力		Rteu0	41315	kN		
終局反力による低減係数		ξ	0.44			
終局てこせん断力 (ξ)	Qteu0	2147	kN			
終局てこ曲げモーメント (ξ)	Mteu0	8956	kNm			
杭頭面終局定着曲げモーメント	Mhu1	3920	kNm			
終局定着曲げモーメント	Mhu0	3044	kNm			
杭頭埋込部終局曲げモーメント	Mu0	12001	kNm			
判定	検定比	0.88	余裕度	1.13		
終局せん断耐力	作用せん断力	Q	1813	kN		
	コーン状破壊水平有効投影面積	Aqc	3.53	m ²		
	コーン状破壊コンクリート引張強度	σ_{ct}	1.86	N/mm ²		
	有効投影面積の半径	c	1.500	m		
	終局コーン状せん断力	Qcsu	6574	kN		
判定	検定比	0.28	余裕度	3.63		

第6章 設計例4：共同住宅C

7) 基礎梁の検討

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。
 なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.1-4 基礎梁の断面算定結果

dt = 150 mm
 Fc = 33 N/mm²

b x D mm mm	位置 Y	MDF kNm	srM kNm	MD kNm	at cm ²	r n	設計配筋	pt %	Qo kN	QM>> QM<< kN	QD kN	Q/b · j N/mm ²	M/Q · d	(1)	(2)	pw %	S T P (pw) (%)	余裕度	
																		曲げ	せん断
900 x 4000 3850 ランクB	0	上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.17	1.76
		上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
	1	上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276	0	2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
		上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
900 x 4000 3850 ランクA	1	上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.12	1.76
		上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76
	2	上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304	0	2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76
		上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76

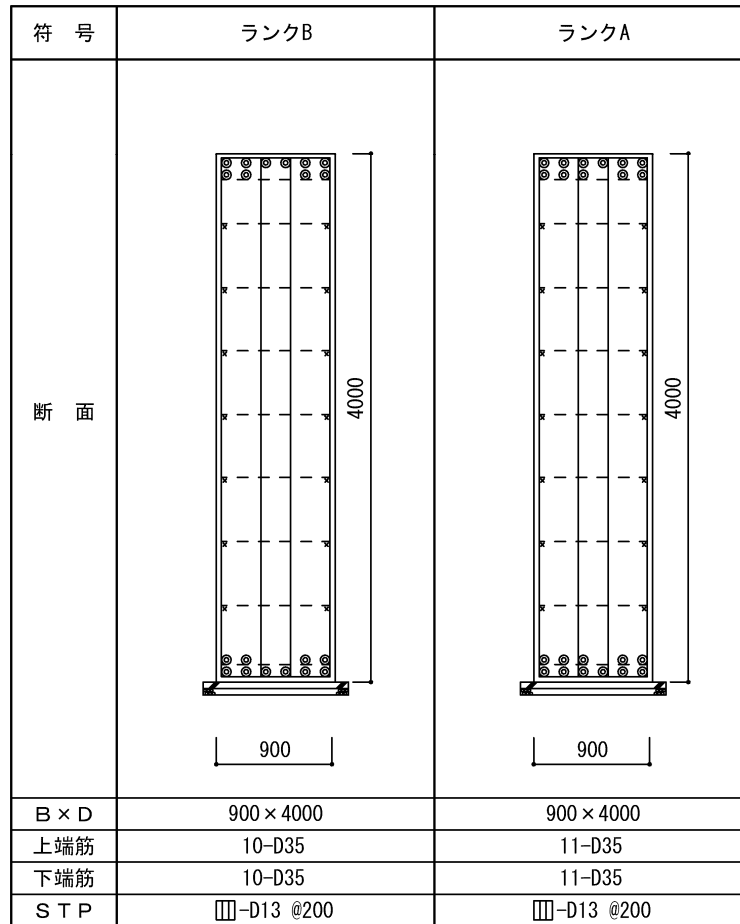


図 6.4.1-12 基礎梁断面リスト (ランク A・B)

8) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版^[6-7]に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

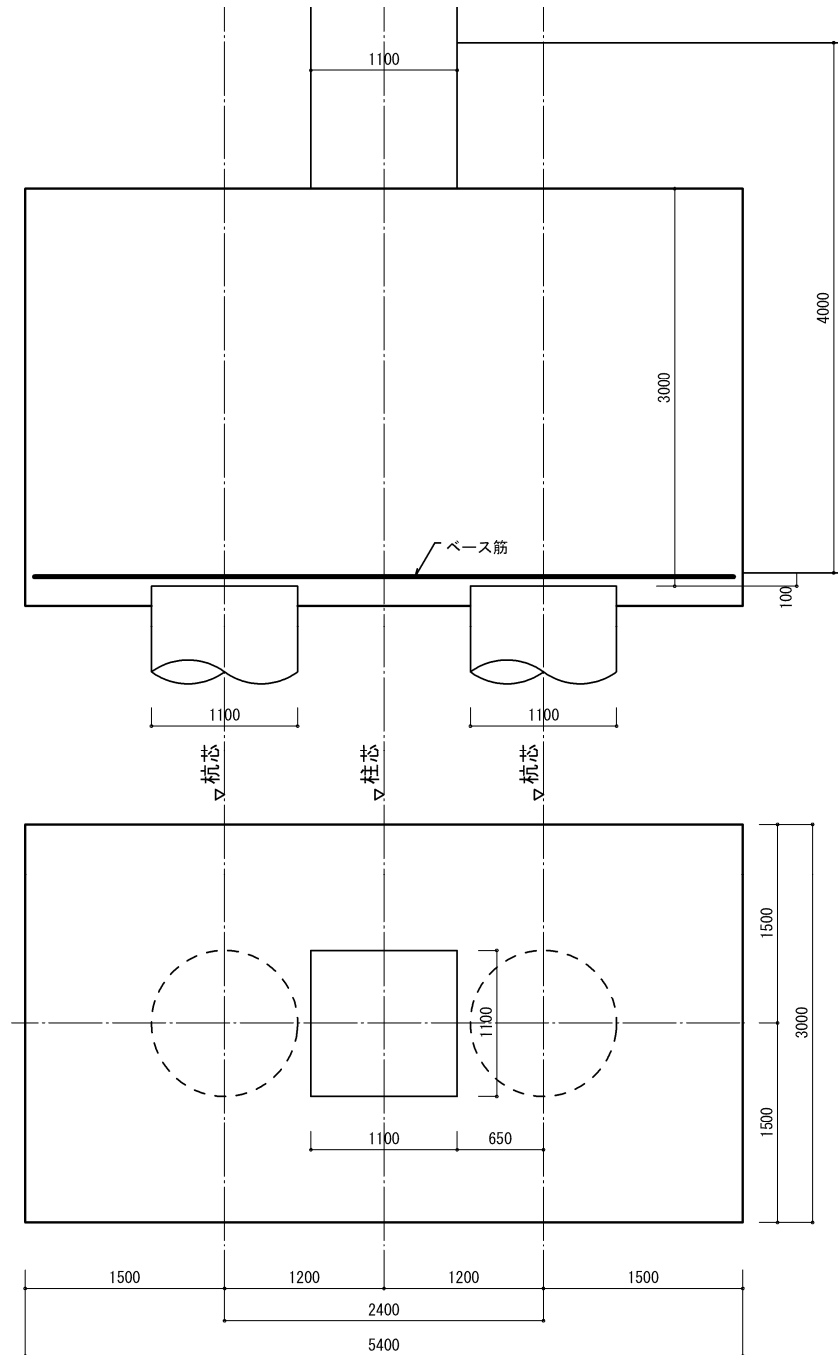


図 6.4.1-13 パイルキャップ形状（ランク A・B 共通）

第6章 設計例4：共同住宅C

断面算定結果を以下に示す。

表 6.4.1-5 2本杭のパイルキャップ設計応力および断面算定（ランクA）

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	長期時軸方向力	cNI	0	kN	
	長期時曲げモーメント	cMI	0	kNm	
	地震時軸方向力	cNd	17372	kN	
	地震時曲げモーメント	cMd	0	kNm	
杭	杭頭モーメント	T	10161	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	2543	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	13975.5	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（左側）	R1	4451	kN	
	軸方向力（右側）	R2	12921	kN	
	曲げモーメント（左側）	Mf1	16869	kNm	
	曲げモーメント（右側）	Mf2	1993	kNm	
	設計用曲げモーメント	Mf	16869	kNm	
	設計用せん断力	Qf	12921	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	r	1100	mm	
	梁せい	r'	1100	mm	
杭	径	φ	1200	mm	
	間隔倍率	α	2		
	間隔	a	2400	mm	
パイルキャップ	杭並び方向の幅	l	5400	mm	
	杭並び直交方向の幅	l'	3000	mm	
	せん断有効幅	le	3300	mm	
		le'	3000	mm	
	せい	Dcp	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの短期許容せん断応力度	fs	1.28	N/mm ²	
	柱フェイスから杭芯までの距離	lp	650	mm	
	lpに対する比率	d/lp	4.62		
		lp/d	0.22		
lp/a		0.54			
形状による低減係数	βb	0.69			
必要鉄筋量	損傷限界	an	21.79	本	
	安全限界	un	19.26	本	
	設計鉄筋	20 -D38		@153	
		at	22800	mm ²	
限界曲げモーメント	損傷限界曲げモーメント	aMcp	15482	kNm	
		(1.09)	検定比	NG	
	安全限界曲げ強度	uMcp	17517	kNm	
(0.96)	検定比	OK			
限界せん断力	損傷限界せん断力	aQcp	9706	kN	
		(1.33)	検定比	NG	
	安全限界せん断強度	uQcp	14185	kN	
(0.91)	検定比	OK			

※3章でパンチングシアアの検討方法も示されているが、決定要因とならないため検討を省略する。

本設計例では、dをパイルキャップせいで統一して計算している。

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）」日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{\frac{a}{D} + 0.12} + 0.85\sqrt{cP_w c\sigma_{wy} + p_cP_w p_c\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right\} bj$$

ここで F_c :コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D :せん断スパン比 cP_w : 柱せん断補強筋比,

$c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²) p_cP_w : パイルキャップせん断補強筋比 $p_c\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 :軸方向応力度(N/mm²), b :部材幅(mm),

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.1-6 1本杭として検討したパイルキャップ設計応力および断面算定（ランクA）

パイルキャップ設計用応力				備考
柱	柱のせん断力	cQm	0	kN
杭	杭頭モーメント	Mp	10161	kNm
	杭頭せん断力	Qp	2543	kN
	パイルキャップ芯モーメント	Mp'	13976	kNm
パイルキャップ	軸方向力（引張側）	R1	-5300	kN
	軸方向力（圧縮側）	R2	14400	kN
	設計用せん断余裕度	α	1.25	
	設計用せん断力	Qd	14823	kN
断面				
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm
	主筋の水平投影長さ	Dpc	1700	mm
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm
柱	柱幅	Db	1100	mm
	梁せい	Dc	1100	mm
	柱主筋		4	-D38
		at	4560	mm ²
杭	径	ϕ	1200	mm
	杭の円形断面の等価せい	Dp	1241	mm
	杭頭接合筋		11	-D35
		atp	10527	mm
パイルキャップ	幅	pb	3000	mm
	せい	Dcp	3000	mm
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm
	有効せい	de	1347	mm
	応力中心間距離	j	1179	mm
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²
	せん断スパン比	a/D	2.75	
第1項	開く側	at	9824	mm ²
		Pt	0.24	%
		Qu1	3271	kN
	閉じる側	at	4560	mm ²
		Pt	0.11	%
		Qu1	2742	kN
第2項	柱のせん断補強筋		2	-D13 @150
		cat	5080	mm ²
		cPw	0.15	%
		c ω y	295	N/mm ²
	パイルキャップのせん断補強筋		2	-D13 @300
		pcat	2540	mm ²
		pcPw	0.03	%
		pc ω y	295	N/mm ²
	Qu2	22031	kN	
第3項	開く側	σ_0	0	N/mm ²
		Qu3	0	kN
	閉じる側	σ_0	4	N/mm ²
		Qu3	1260	kN
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	pQu	26561	kN
	閉じる側	uMcp	26032	kN
		(0.56)	検定比	OK
		(0.57)	検定比	OK

9) メカニズム状態の確認

本建築物における代表的なメカニズム状態として、表 6.4.1-5 に X3 通り位置におけるランク B およびランク A の基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 6.4.1-5 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 6.4.1-7 基礎構造システムのメカニズム時の状態（ランク A）

検討場所：X3 通り		2 次設計	
余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
連層耐力壁		1 階せん断破壊	
基礎梁曲げ		1.12	
基礎梁せん断		1.76	
杭曲げ	杭頭	1.06	1.61
	杭軸部	2.04	7.14
杭せん断	杭頭	3.03	3.03
	杭軸部	1.64	6.66
杭頭接合部		1.13	1.13
パイルキャップ（RC 規準）		1.33	1.33
パイルキャップ（RC 基礎部材指針）		1.04	1.04
パイルキャップ（論文）		1.79	1.75
杭支持力		1.37	2.17

ランク A においては、連層耐力壁のせん断破壊が先行し、その後またはほぼ同時に引張側の杭頭部が曲げ降伏すると考えられる。

ただし、上部構造と基礎構造を一体化した解析モデルによる検証は行っていないため、余裕度による想定となる。

6.4.2 ケースC2：ランクB

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 11-1 モデル (ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし)
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランク B を対象とし、張り間 (Y) 方向の必要保有水平耐力相当 ($D_s=0.55$ 相当) の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計 (2 次設計レベル)
 - 杭頭部の曲げ降伏ヒンジを許容する
 - 保証設計：地中部はヒンジを生じさせないため、終局強度以内
せん断余裕度 $n=1.25$ 以上
- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル (多層地盤モデル)
- ・ 基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間 (Y) 方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・ 杭設計用地震力 (張り間 (Y) 方向) $Z=1.0$
 - 上部構造の必要保有水平耐力相当 ($D_s=0.55$) を水平力とする。
 - 上部構造の地震力 ($D_s=0.55$) $Q_1=55128 \text{ kN}$
 - 1 階部分の重量 $W_1=14316 \text{ kN}$
 - 基礎の重量 $W_f=6048 \text{ kN}$
 - 地下部設計震度 $K=0.40$
 - 杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 63274 \text{ kN}$
 - 杭 1 本あたり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 4600 \text{ kN}$
- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法 (地盤 1)
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.55$ 相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 3.4.2-1 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-15758.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

地震時応力算定方法を以下に示す。

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。増分解析の解析ステップは、不釣合応力が大きくなり発散しない増分量として100分割とした。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」^[6・10]に準じて考慮する。
- ・SC杭およびPHC杭ともに終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした **Bi-Linear** モデルとする。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。

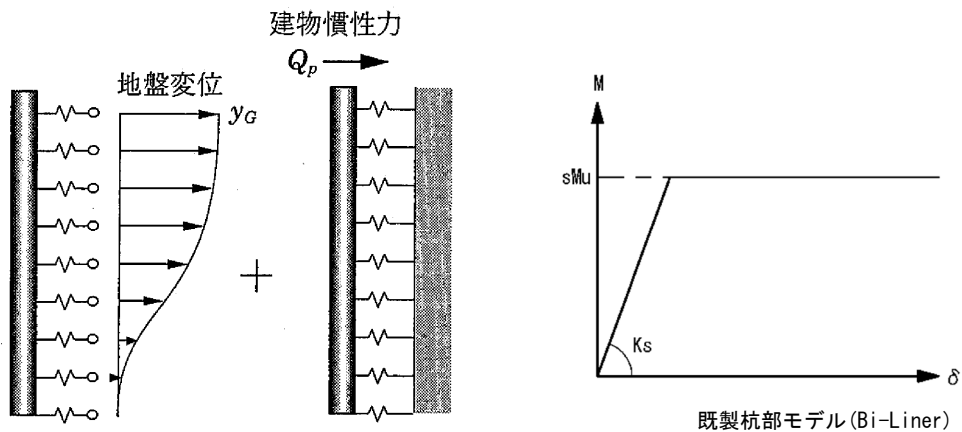


図 6.4.2-1 地震時応力算定モデルの概念図

杭径	B	1.200 (m)			
杭径基準値	Bo	0.01			
杭本数	Np	28 本	(←単杭の場合、「1」)		
等価間隔杭本数	R'	5.29 →	5.00 本		
等間隔杭本数	Np'	25 本		Lx	42.30 m
杭芯間隔	R	5.42 m		Ly	11.12 m
杭間隔比	R/B	4.52			
群杭効率	e	0.76 ≦1.0			
群杭係数	ξ	0.69			
土質区分 S：砂質土, C：粘性土					

No	深度(m)	土質 区分	ρ	N値	E0			α (m ⁻¹)	ξ	B	β	k _{h0} (kN/m ³)
					700N (kN/m ²)	LLT (kN/m ²)	採用地 (kN/m ²)					
1	1.0	S	17	3	2100		2100	80	0.688	1.200	1.00	3187
2	2.0	S	17	4	2800		2800	80	0.688	1.200	1.00	4249
3	3.0	S	17	9	6300		6300	80	0.688	1.200	1.00	9561
▽杭天端	4	S	18	10	7000		7000	80	0.688	1.200	1.00	10623
1	5	S	18	36	25200		25200	80	0.688	1.200	1.00	38242
2	6	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
3	7	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
4	8	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
5	9	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
6	10	C	17	21	14700		14700	60	0.688	1.200	1.00	16731
7	11	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
8	12	C	17	50	35000		35000	60	0.688	1.200	1.00	39835
9	13	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
10	14	S	19	29	20300		20300	80	0.688	1.200	1.00	30806
11	15	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
12	16	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
13	17	S	19	49	34300		34300	80	0.688	1.200	1.00	52052
14	18	S	19	38	26600		26600	80	0.688	1.200	1.00	40367
15	19	S	19	16	11200		11200	80	0.688	1.200	1.00	16996
16	20	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
△杭先端	21	S	21	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114

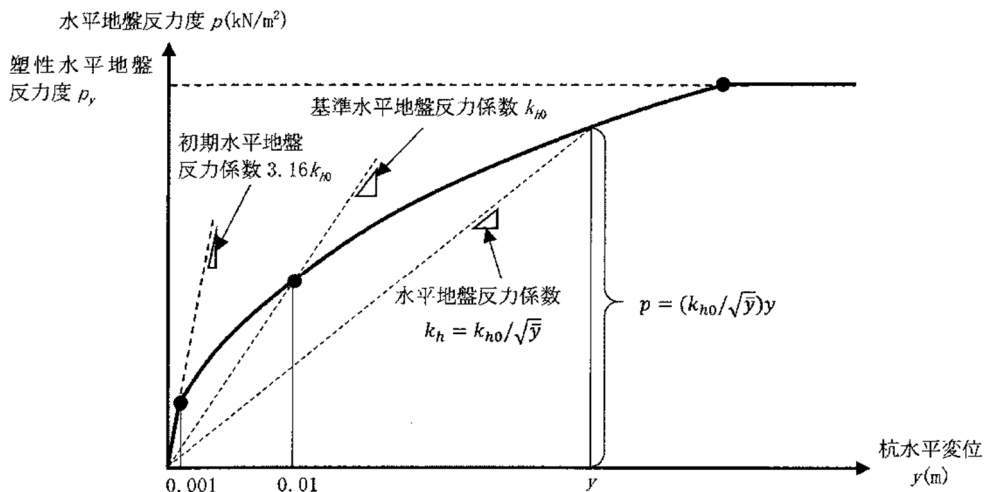


図 6.6.11 水平地盤反力度と杭水平変位の関係

地盤バネモデル
(Tri-Liner)

図 6.4.2-2 杭応力解析モデル諸元

(3) 基礎梁の耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針 (案)・同解説 (2017)」⁵⁻⁶⁾ (以下、「RC 基礎指針 (案)」) に基づく方法による。

(4) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「RC 基礎指針（案）」^[6-10]に基づく方法
- 2) 既往学術論文を適用した設計

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その 25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

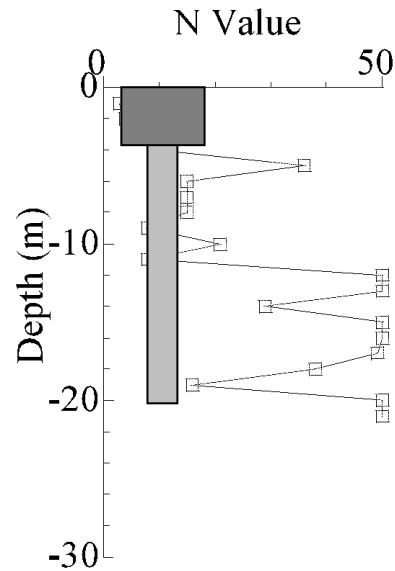


図 6.4.2-3 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の検討

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$RaL = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > NL = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

【ランク B】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 14200 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.46) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tRa = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 5100 \text{ kN/本} \quad (0.70)$$

3) 水平時の杭応力の算定

・杭応力の重ね合わせ

「建築基礎構造設計指針（2019）」を参照し、地盤変位と建物慣性力による杭応力の重ね合わせを検討する。

建物の固有周期は質点系モデルによる固有値解析により算定した。

$$T_b = 0.347 \text{sec}$$

地盤の卓越周期は、地盤の応答スペクトル法により算定した結果を採用する。

$$T_g = 0.359 \text{sec}$$

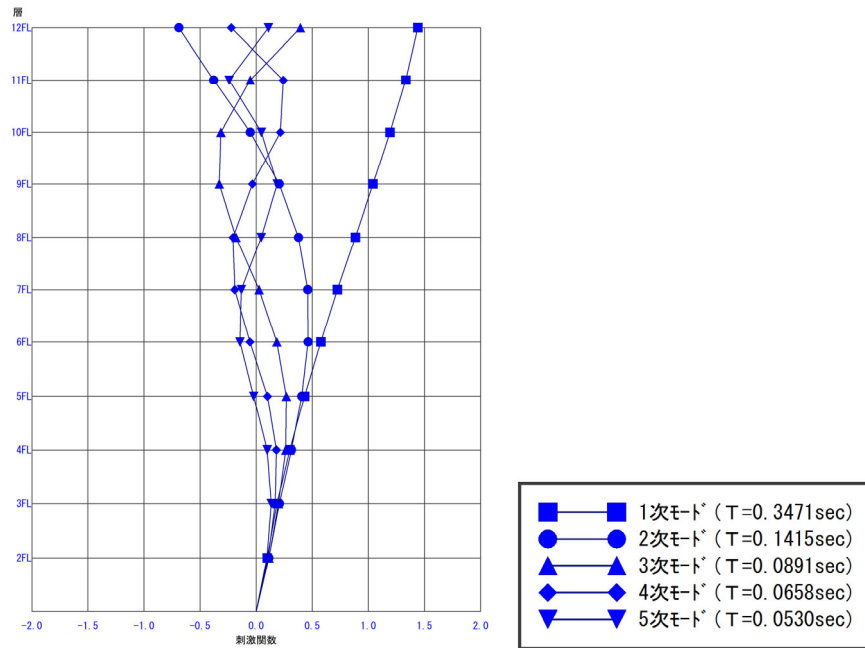


図 6.4.2-4 建物（Y方向）の固有値解析結果

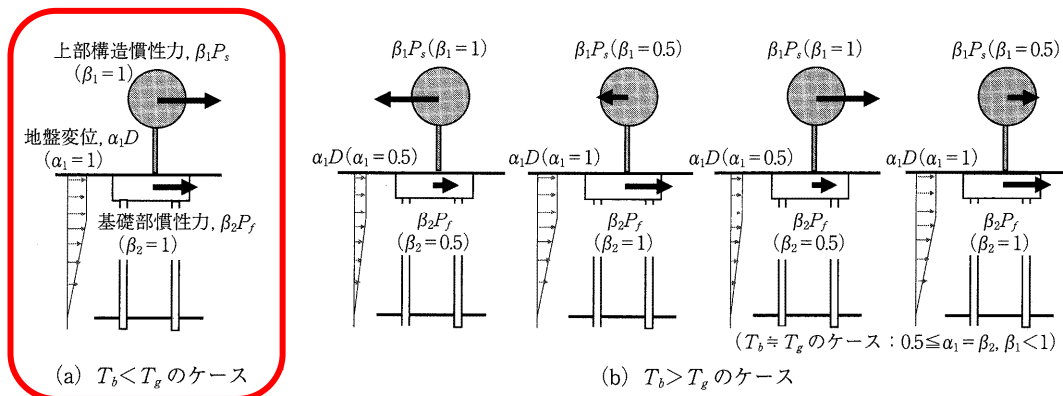
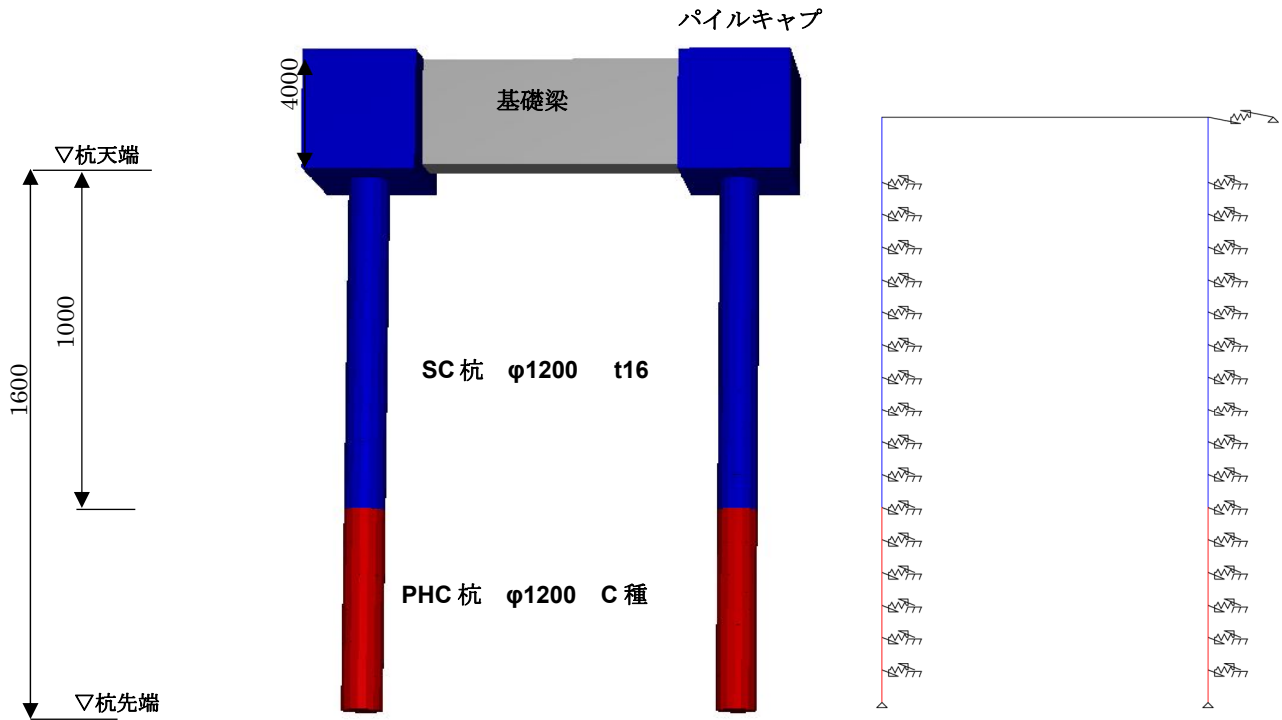


図 6.4.2-5 地盤変位，建物慣性力の低減係数と载荷方向概念図
(建築基礎構造設計指針（2019）)

$T_b < T_g$ であることから、地盤変位と慣性力の重ね合わせは同位相とし、低減係数は 1.0 として算定する。

・杭の応力解析モデル



イメージ図

線形モデル図

図 6.4.2-6 杭応力解析モデル図 (ランク B)

杭の応力解析結果

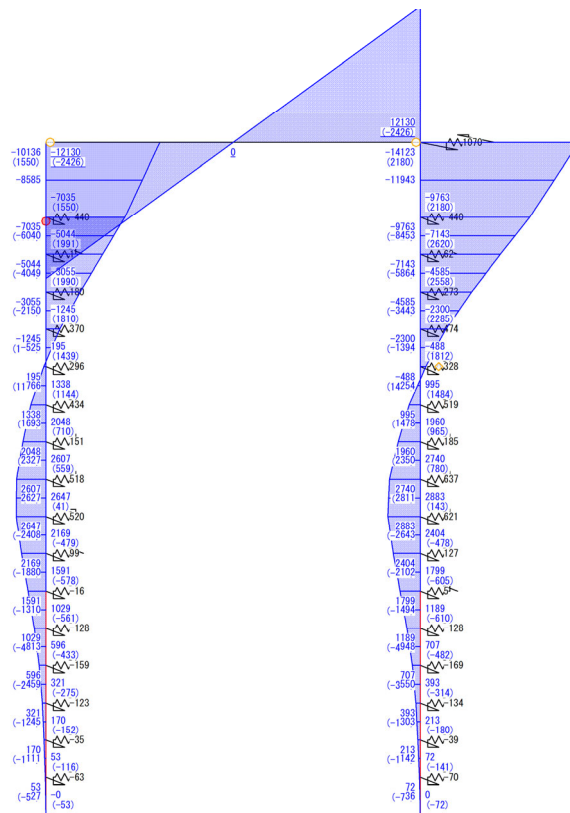


図 6.4.2-7 曲げモーメント図 (ランク B)

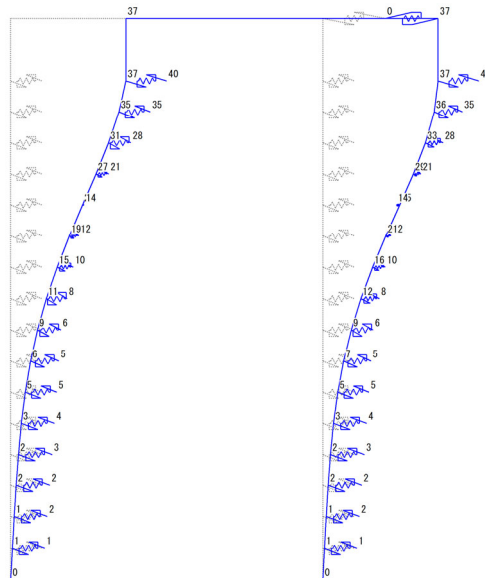


図 6.4.2-8 変位図 (ランク B)

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

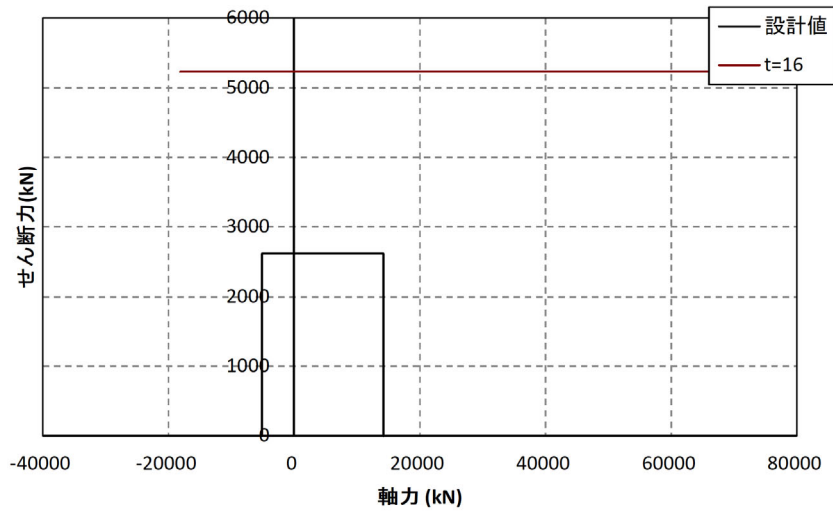
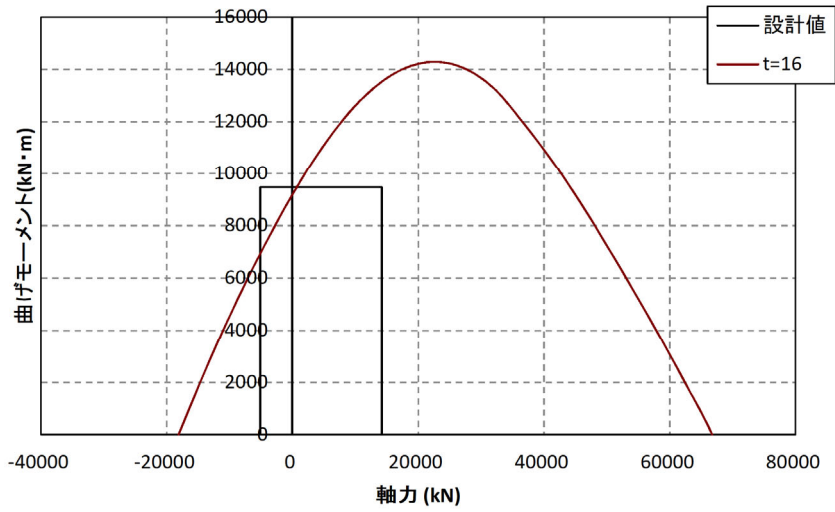
付加軸力 N' は、基礎梁に生じるせん断力 Q_{fg} を採用

表 3.4.2-2 付加軸力を考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-7754	25870
付加軸力	-2400	2400
杭設計用軸力 (杭 1 本当り)	-5100	14200

5) 杭体の検討

【上杭】SC杭 φ1200 t=16

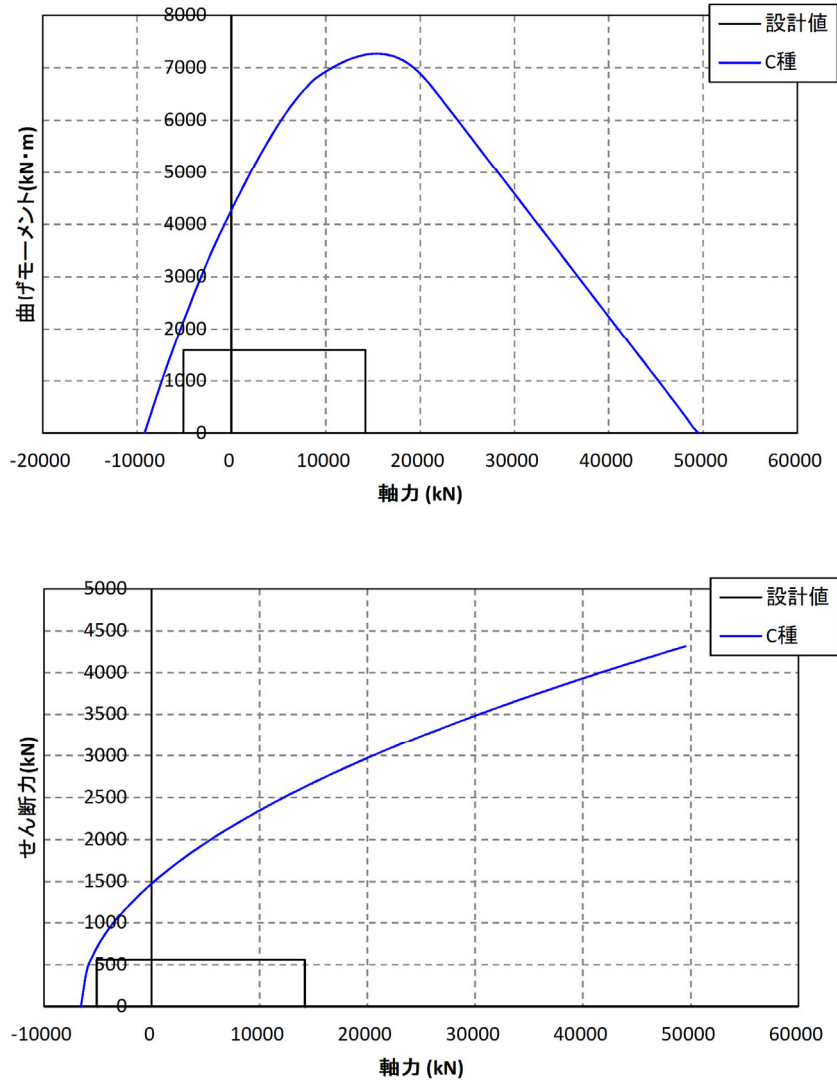


No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	最小軸力		最大軸力		せん断力	
					許容値	検定比	許容値	検定比	許容値 (kN)	検定比
1	-5100.0	14200.0	9473.0	2620.0	6950.7	1.36	13533.7	0.70	5230.0	0.50

⇒ せん断余裕度 $n=1/0.50=2.00 \geq 1.25$ OK

図 6.4.2-9 SC杭断面算定結果 (ランク B)

【下杭】PHC杭 φ1200 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
1	-5100.0	14200.0	1591.0	561.0	許容値	検定比	許容値	検定比	許容値 (kN)	検定比
					2145.1	0.74	7251.1	0.22	699.8	0.80

⇒ せん断余裕度 $n=1/0.80=1.25 \geq 1.25$ OK

図 6.4.2-10 PHC杭断面算定結果 (ランク B)

6) 杭頭補強筋の検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「SC杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」日本建築学会日本建築学会構造系論文集，第776号，pp.1291-1301，2020年10月および三谷セキサン杭頭接合部構法（Lev-Pile構法）技術資料2019年8月^[6-3]に基づいて、杭頭接合部の設計を実施する。

(1)杭頭埋込部の設計外力設定

- M_0 ； 杭頭埋込部の設計曲げモーメント $M_0=M_{uD}$
- Q_0 ； 杭頭埋込部の設計せん断力 $Q_0=Q_{uD}$
- N_0 ； 杭頭埋込部の設計軸力 $N_0=N_{uD}$
- M_{uD} ； 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用曲げモーメント
- Q_{uD} ； 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用せん断力
- N_{uD} ； 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用軸力

(2)杭頭埋込部下面の曲げ設計

- $M_0 \leq M_{u0} = M_{teu0} + M_{Hu0}$
- M_{u0} ； 杭頭埋込部終局曲げモーメント
- M_{teu0} ； 杭頭埋込部下面位置における杭側面てこ作用による終局てこ曲げモーメント
- M_{Hu0} ； 杭頭埋込部下面位置における杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント

終局てこ曲げモーメント M_{teu0}

- $M_{teu0} = Q_{teu0} \cdot h_u = \xi \cdot \alpha_u (-\lambda - 2\alpha_u + \sqrt{2} \sqrt{(\alpha_u + \lambda)^2 + \alpha_u^2}) D^3 \cdot F_n$
- D ； 杭径
- F_n ； コンクリートの支圧強度 $F_n = \beta_{te} F_c = 1.5 F_c$ $\beta_{te} = 1.5$
- ℓ ； 杭の杭頭埋込部への埋込み長さ $\ell \geq D/2$
※有効な埋込み長さは杭の鉛直施工誤差を考慮した長さ $\ell - \Delta \ell$ とする
- λ ； 埋込み長さ比 $\lambda = \ell/D$
- h_u ； 終局荷重時のせん断スパン $h_u = M_0/Q_0$
- α_u ； 終局荷重時のせん断スパン比 $\alpha_u = h_u/D = M_0/(Q_0 \cdot D)$
- ξ ； 終局反力による低減係数 $\xi = \frac{T_u}{R_{teu0}} \leq 1.0$

てこ押し力 R_{teu0}

$$R_{teu0} = Q_{teu0(\xi=1)} \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{\frac{\ell}{2}} = M_{teu0(\xi=1)} \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{h_u \cdot \frac{\ell}{2}}$$

ここに、 $\ell_2 = (h_u + \ell) - \sqrt{\frac{(h_u + \ell)^2 + h_u^2}{2}}$ ℓ_2 ； 蹴上げ区間の長さ

水平筋による終局反力 T_u

- $T_u = m_p \cdot n_p \cdot a_p \cdot 1.1 F_{py} + m_w \cdot n_w \cdot a_w \cdot 1.1 F_{wy} + m_h \cdot n_h \cdot a_h \cdot 1.1 F_{hy} + m_r \cdot n_r \cdot a_r \cdot 1.1 F_{ry} \cdot \cos \theta$
- m_p, n_p, a_p, F_{py} ； 主筋の有効段数（1段）、本数、断面積/本、基準強度
- m_w, n_w, a_w, F_{wy} ； 外周筋の有効段数、1段における本数（2本）、断面積/本、基準強度
- m_h, n_h, a_h, F_{hy} ； 中子筋の有効段数、1段における本数、断面積/本、基準強度
- $m_r, n_r, a_r, F_{ry}, \theta$ ； 斜め筋またはリング筋の有効段数、1段における本数（2本）、断面積/本、基準強度、配筋角度($\theta=45^\circ$)

第6章 設計例4：共同住宅C

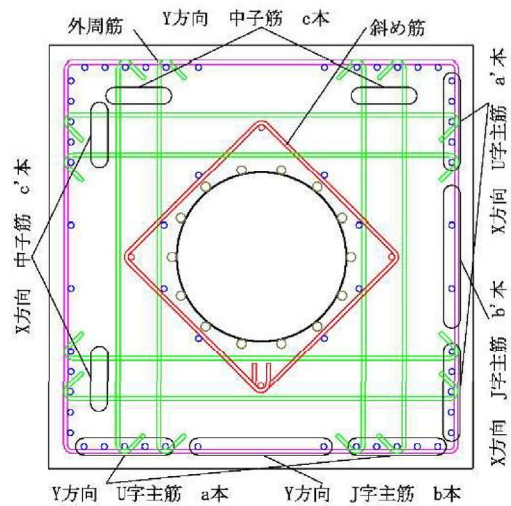
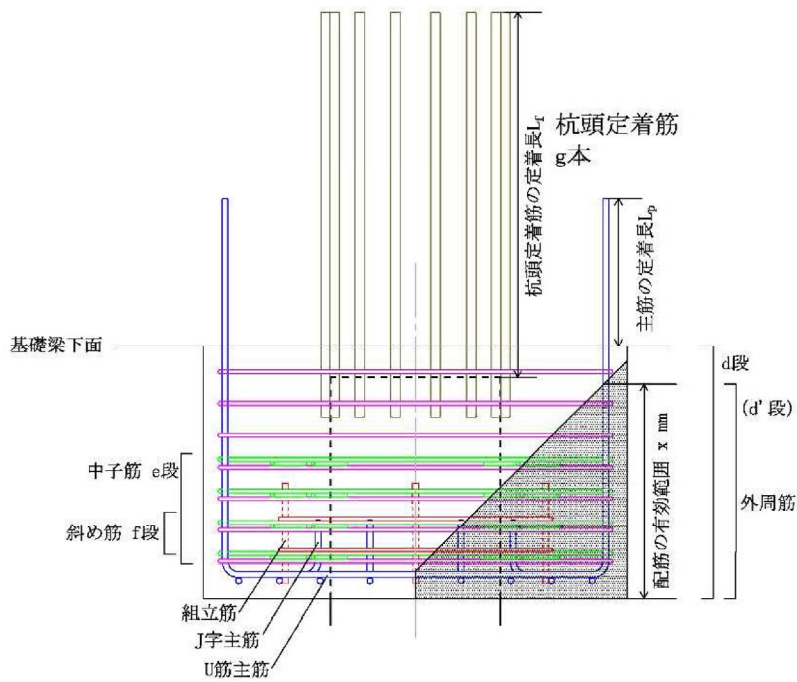
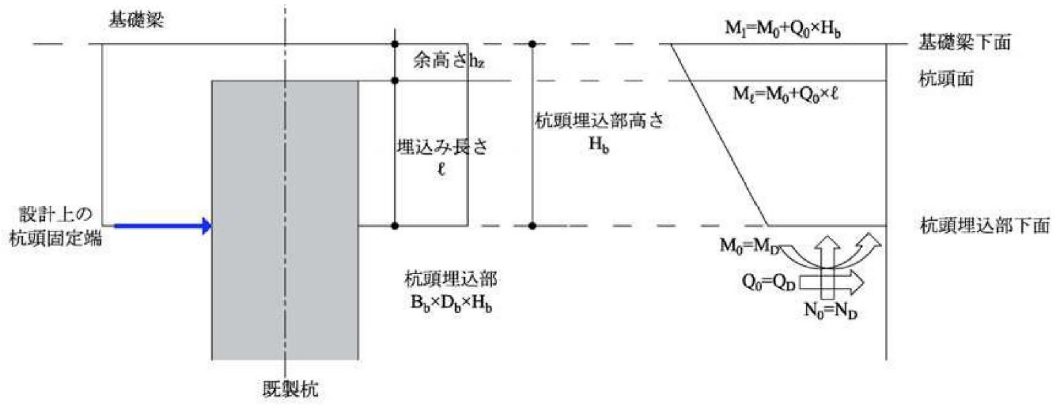


図 6.4.2-11 Liv-Pile 構法の各部説明図

表 6.4.2-3 Lev-Pile 構法による杭頭接合部の断面算定（ランク B）

パイルキャップ設計用応力				備考	
杭	杭頭モーメント	Mo	9473	kNm	
	杭頭せん断力	Qo	2620	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	13403	kNm	
	せん断スパン	hu	3616	mm	Mo/Qo
	せん断スパン比	αu	3.01		hu/D
断面					
杭	径	D	1200	mm	
	杭頭埋込み長さ	l	1200	mm	$l \geq 0.5D$
	埋込み長さ比	λ	1.00	OK	
パイルキャップ	幅Y	Bb	3000	mm	
	幅X	Db	3000	mm	
	せい	Hb	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの支圧強度	Fn	54		1.5Fc
	主筋	mp	1	-D29	
		np	8	本	
		ap	642	mm ²	
		Fpy	390	N/mm ²	
		Tup	2203	kN	
	外周筋	mw	10	-D29	
		nw	2	本	
		aw	642	mm ²	
		Fwy	390	N/mm ²	
	中子筋	Tuw	5508	kN	
		mh	9	-D29	
		nh	4	本	
		ah	642	mm ²	
		Fhy	390	N/mm ²	
	斜め筋	Tuh	9915	kN	
		mr	2	-D22	
		nr	2	本	
		ar	387	mm ²	
		Fry	345	N/mm ²	
	終局曲げ耐力	Tur	587	kN	
		Tu	18214	kN	
		終局てこせん断力 ($\xi=1$)	Qteu0(1)	5506	kN
		終局てこ曲げモーメント	Mteu0(1)	19907	kNm
		蹴上げ区間長さ	l2	558	mm
		てこ押し出し力	Rteu0	41633	kN
		終局反力による低減係数	ξ	0.44	
		終局てこせん断力 (ξ)	Qteu0	2409	kN
		終局てこ曲げモーメント (ξ)	Mteu0	8709	kNm
杭頭面終局定着曲げモーメント		Mhu1	3920	kNm	
終局定着曲げモーメント		Mhu0	2943	kNm	
杭頭埋込部終局曲げモーメント		Mu0	11653	kNm	
判定	検定比	0.81	余裕度	1.23	
終局せん断耐力	作用せん断力	Q	1806	kN	
	コーン状破壊水平有効投影面積	Aqc	3.53	m ²	
	コーン状破壊コンクリート引張強度	σ_{ct}	1.86	N/mm ²	
	有効投影面積の半径	c	1.500	m	
	終局コーン状せん断力	Qcsu	6574	kN	
	判定	検定比	0.27	余裕度	3.64

第6章 設計例4：共同住宅C

7) 基礎梁の検討

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。
 なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.2-4 基礎梁の断面算定結果

dt = 150 mm
 Fc = 33 N/mm²

b x D mm mm	位置 Y	MDF kNm	srM kNm	MD kNm	at cm ²	r n	設計配筋	pt %	Qo kN	QM>> QM<< kN	QD kN	Q/b · j N/mm ²	M/Q · d	(1)	(2)	pw %	S T P (pw) (%)	余裕度	
																		曲げ	せん断
900 x 4000 3850 ランクB	0	上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.17	1.76
		上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
	1	上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276	0	2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
		上下	12130	0	12130	81.60	9 10 -D 35	0.276		2426	3033	1.00	1.30	1.42		0.200		1.17	1.76
900 x 4000 3850 ランクA	1	上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.12	1.76
		上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76
	2	上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304	0	2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76
		上下	13934	0	13934	93.74	10 11 -D 35	0.304		2787	3484	1.15	1.30	1.45		0.200		1.12	1.76

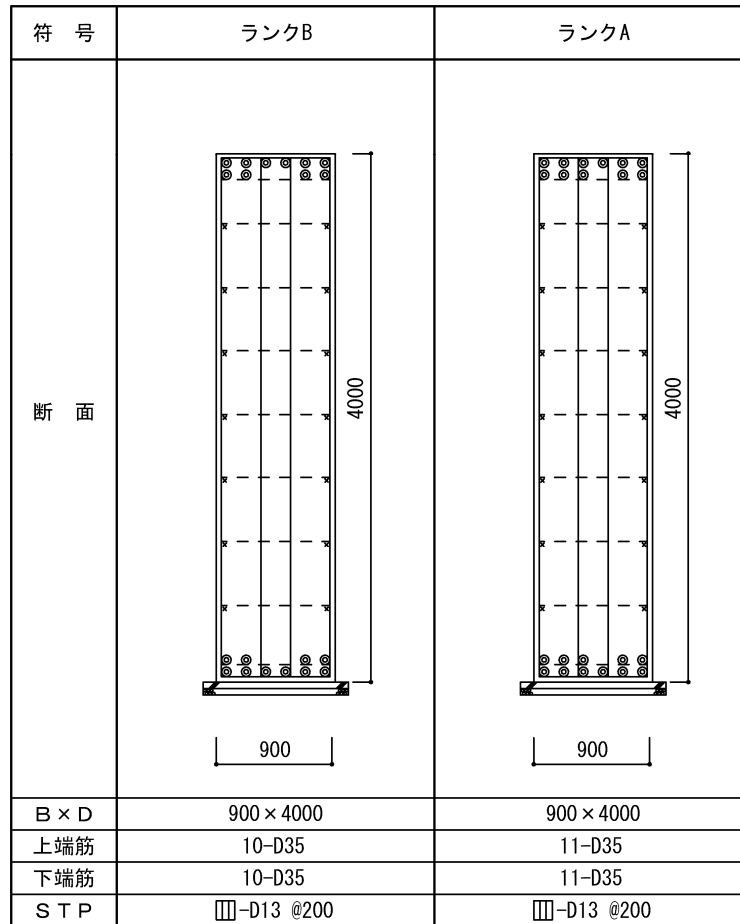


図 6.4.2-12 基礎梁断面リスト (ランク A・B)

8) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版^[6-7]に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

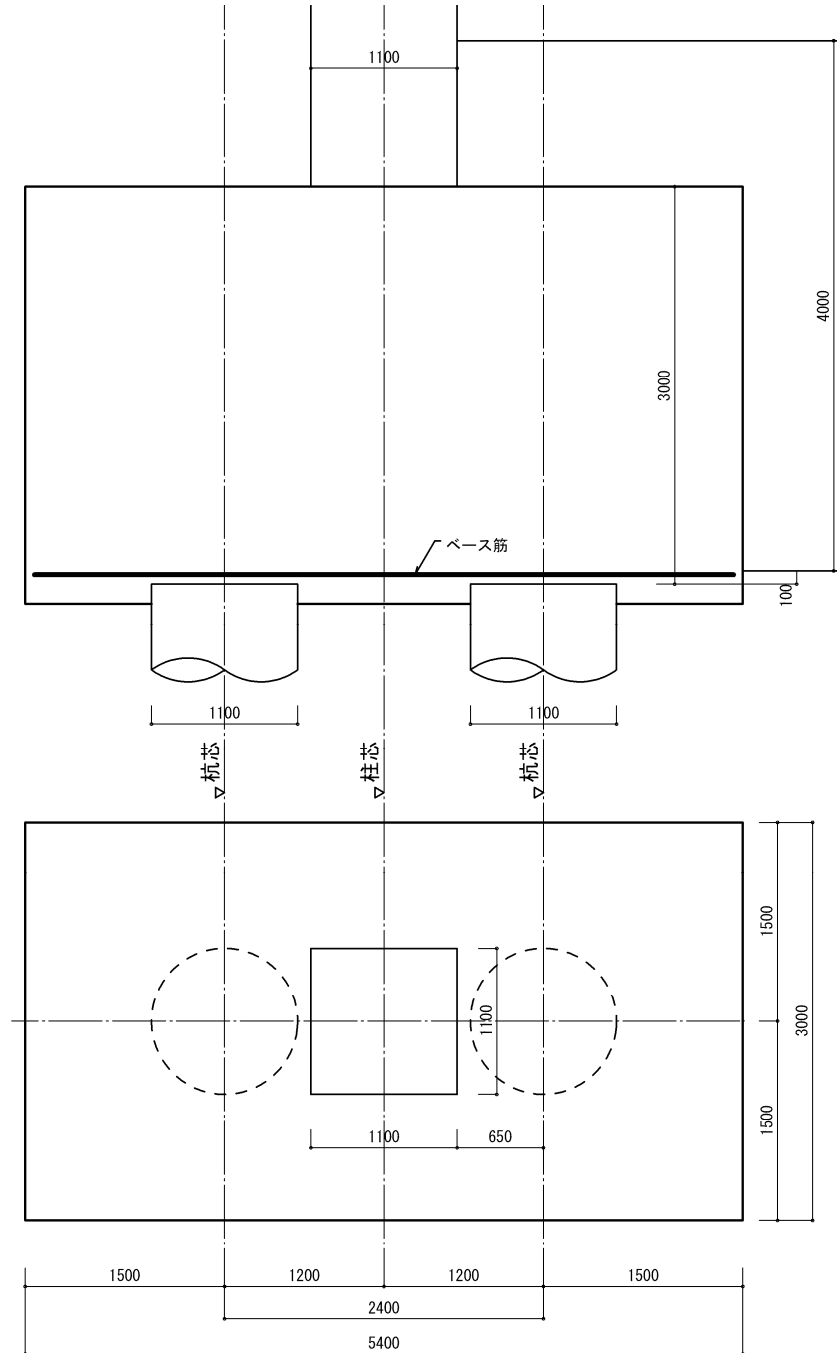


図 6.4.2-13 パイルキャップ形状（ランク A・B 共通）

第6章 設計例4：共同住宅C

断面算定結果を以下に示す。

表 6.4.2-5 2本杭のパイルキャップ設計応力および断面算定（ランク B）

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	長期時軸方向力	cNI	0	kN	
	長期時曲げモーメント	cMI	0	kNm	
	地震時軸方向力	cNd	17372	kN	
	地震時曲げモーメント	cMd	0	kNm	
杭	杭頭モーメント	T	9473	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	2620	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	13403	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（左側）	R1	4624	kN	
	軸方向力（右側）	R2	12748	kN	
	曲げモーメント（左側）	Mf1	16409	kNm	
	曲げモーメント（右側）	Mf2	2143	kNm	
	設計用曲げモーメント	Mf	16409	kNm	
	設計用せん断力	Qf	12748	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	r	1100	mm	
	梁せい	r'	1100	mm	
杭	径	φ	1200	mm	
	間隔倍率	α	2		
	間隔	a	2400	mm	
パイルキャップ	杭並び方向の幅	l	5400	mm	
	杭並び直交方向の幅	l'	3000	mm	
	せん断有効幅	le	3300	mm	
		le'	3000	mm	
	せい	Dcp	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの短期許容せん断応力度	fs	1.28	N/mm ²	
	柱フェイスから杭芯までの距離	lp	650	mm	
	lpに対する比率	d/lp	4.62		
		lp/d	0.22		
lp/a		0.54			
形状による低減係数	βb	0.69			
必要鉄筋量	損傷限界	an	21.20	本	
	安全限界	un	18.74	本	
	設計鉄筋	20 -D38		(@153)	
		at	22800	mm ²	
限界曲げモーメント	損傷限界曲げモーメント	aMcp	15482	kNm	
			(1.06)	検定比	
	安全限界曲げ強度	uMcp	17517	kNm	
			(0.94)	検定比	
限界せん断力	損傷限界せん断力	aQcp	9706	kN	
			(1.31)	検定比	
	安全限界せん断強度	uQcp	14185	kN	
			(0.90)	検定比	

※3章でパンチングシアアの検討方法も示されているが、決定要因とならないため検討を省略する。

本設計例では、dをパイルキャップせいで統一して計算している。

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）」日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{\frac{a}{D} + 0.12} + 0.85\sqrt{cP_w c\sigma_{wy} + p_cP_w p_c\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

ここで F_c :コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D :せん断スパン比 cP_w : 柱せん断補強筋比,

$c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²) p_cP_w : パイルキャップせん断補強筋比 $p_c\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 :軸方向応力度(N/mm²), b :部材幅(mm),

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.2-6 1本杭として検討したパイルキャップ設計応力および断面算定（ランク B）

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	柱のせん断力	cQm	0	kN	
杭	杭頭モーメント	Mp	9473	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	2620	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	Mp'	13403	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（引張側）	R1	-5100	kN	
	軸方向力（圧縮側）	R2	14200	kN	
	設計用せん断余裕度	α	1.25		
	設計用せん断力	Qd	14216	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	主筋の水平投影長さ	Dpc	1700	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	Db	1100	mm	
	梁せい	Dc	1100	mm	
	柱主筋		4	-D38	
		at	4560	mm ²	
杭	径	ϕ	1200	mm	
	杭の円形断面の等価せい	Dp	1241	mm	外周+100
	杭頭接合筋		11	-D35	
		atp	10527	mm	
パイルキャップ	幅	pb	3000	mm	
	せい	Dcp	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	de	1347	mm	
	応力中心間距離	j	1179	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	36	N/mm ²	基礎梁Fc33
第1項	開く側	a/D	2.75		
		at	9824	mm ²	
		Pt	0.24	%	
	閉じる側	Qu1	3271	kN	第1項耐力
		at	4560	mm ²	
		Pt	0.11	%	
	Qu1	2742	kN	第1項耐力	
第2項	柱のせん断補強筋		2 -D13	@150	
		cat	5080	mm ²	
		cPw	0.15	%	
		c ω y	295	N/mm ²	
	パイルキャップのせん断補強筋		2 -D13	@300	
		pcat	2540	mm ²	
		pcPw	0.03	%	
		pc ω y	295	N/mm ²	
	Qu2	22031	kN	第2項耐力	
第3項	開く側	σ_0	0	N/mm ²	
		Qu3	0	kN	第3項耐力
	閉じる側	σ_0	4	N/mm ²	
		Qu3	1243	kN	第3項耐力
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	pQu	26544	kN	
			(0.54)	検定比	OK
	閉じる側	uMcp	26015	kN	
			(0.55)	検定比	OK

9) メカニズム状態の確認

本建築物における代表的なメカニズム状態として、表 6.4.2-7 に X3 通り位置におけるランク B およびランク A の基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 6.4.2-7 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 6.4.2-7 基礎構造システムのメカニズム時の状態（ランク B）

検討場所：X3 通り		2 次設計	
余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
連層耐力壁		1 階せん断破壊	
基礎梁曲げ		1.17	
基礎梁せん断		1.76	
杭曲げ	杭頭	1.00 ^{*1}	1.43
	杭軸部	1.35	4.55
杭せん断	杭頭	2.00	2.00
	杭軸部	1.25	4.76
杭頭接合部		1.54	1.23
パイルキャップ（RC 規準）		1.33	1.33
パイルキャップ（RC 基礎部材指針）		1.06	1.06
パイルキャップ（論文）		1.85	1.82
杭支持力		1.43	2.17

※1：杭頭部曲げ降伏ヒンジが発生している。

ランク B においては、連層耐力壁のせん断破壊に先行して引張側の杭頭部が曲げ降伏すると考えられる。

6.4.3 ケースC3：ランクA, $D_s=0.40$

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 11-1 モデル (ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし)
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクAを対象とし、張り間(Y)方向の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$ 相当)の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計(2次設計レベル)

【目標ランクA】

終局強度以内

保証設計：せん断余裕度 $n=1.25$ 以上

- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル(多層地盤モデル)
- ・ 基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間(Y)方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・ 杭設計用地震力(張り間(Y)方向) $Z=1.0$

6.4.2の検討は、上部構造が連層耐力壁のせん断破壊型であったため、 $D_s=0.55$ 相当による慣性力を用いて杭の設計を行っていたが、本検討では上部構造が靱性破壊(壁の曲げ破壊)となることを想定して慣性力を算定する。

上部構造の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$)を水平力とする。

上部構造の地震力($D_s=0.40$) $Q_1=40093$ kN

1階部分の重量 $W_1=14316$ kN

基礎の重量 $W_f=12096$ kN

地下部設計震度 $K=0.40$

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 50658$ kN

杭1本当たり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 1900$ kN

- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法(地盤1)
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.40$ 相当時の支点反力を用いる。また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 3.4.3-1 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

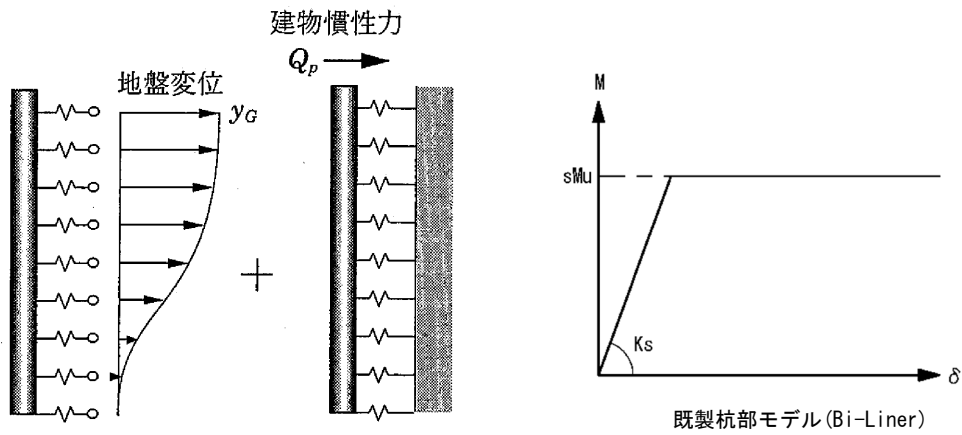
		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-15758.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。また、等分割 100 ステップで計算を行う。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」に準じて考慮する。
- ・SC 杭および PHC 杭ともに終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした Bi-Linear モデルとする。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。



杭径	B	1.200 (m)										
杭径基準値	Bo	0.01										
杭本数	Np	28 本	(←単杭の場合、「1」)									
等価間隔杭本数	R'	5.29 →	5.00 本									
等間隔杭本数	Np'	25 本		Lx	42.30 m							
杭芯間隔	R	5.42 m		Ly	11.12 m							
杭間隔比	R/B	4.52										
群杭効率	e	0.76 ≤1.0										
群杭係数	ξ	0.69										
土質区分	S: 砂質土, C: 粘性土											

No	深度(m)	土質区分	ρ	N値	E0			α	ξ	B	β	k _{h0} (kN/m ³)
					700N (kN/m ²)	LLT (kN/m ²)	採用地 (kN/m ²)					
1	1.0	S	17	3	2100		2100	80	0.688	1.200	1.00	3187
2	2.0	S	17	4	2800		2800	80	0.688	1.200	1.00	4249
3	3.0	S	17	9	6300		6300	80	0.688	1.200	1.00	9561
▽杭天端	4	S	18	10	7000		7000	80	0.688	1.200	1.00	10623
1	5	S	18	36	25200		25200	80	0.688	1.200	1.00	38242
2	6	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
3	7	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
4	8	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
5	9	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
6	10	C	17	21	14700		14700	60	0.688	1.200	1.00	16731
7	11	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
8	12	C	17	50	35000		35000	60	0.688	1.200	1.00	39835
9	13	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
10	14	S	19	29	20300		20300	80	0.688	1.200	1.00	30806
11	15	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
12	16	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
13	17	S	19	49	34300		34300	80	0.688	1.200	1.00	52052
14	18	S	19	38	26600		26600	80	0.688	1.200	1.00	40367
15	19	S	19	16	11200		11200	80	0.688	1.200	1.00	16996
16	20	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
△杭先端	21	S	21	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114

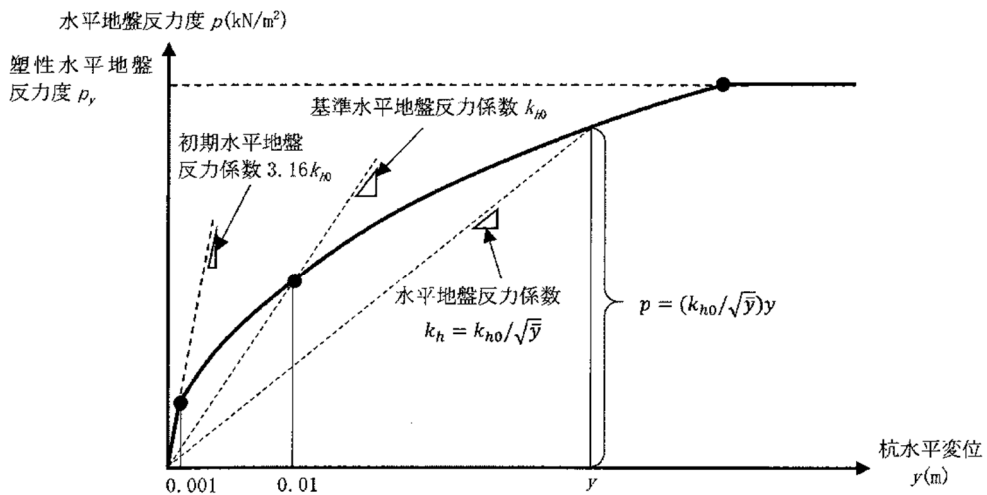


図 6.6.11 水平地盤反力度と杭水平変位の関係

地盤バネモデル
(Tri-Liner)

図 6.4.3-2 杭応力解析モデル諸元

(3) 基礎梁の耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[6-8](以下、「RC 基礎指針(案)」)に基づく方法による。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

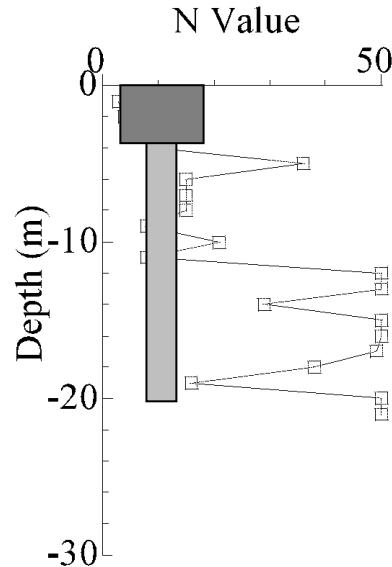


図 6.4.3-3 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の確認

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$R_a L = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > N L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

地震時軸力については、 $D_s=0.55$ の軸力を $D_s=0.40$ 相当に低減して断面算定に用いる。

【ランク A】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 14400 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.46) \text{ OK}$$

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 10700 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.34) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$t R_a = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 5300 \text{ kN/本} \quad (0.73) \text{ OK}$$

$$t R_a = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 4100 \text{ kN/本} \quad (0.57) \text{ OK}$$

3) 水平時の杭応力の算定

・杭応力の重ね合わせ

「建築基礎構造設計指針（2019）」を参照し、地盤変位と建物慣性力による杭応力の重ね合わせを検討する。

建物の固有周期は質点系モデルによる固有値解析により算定した。

$$T_b = 0.347 \text{sec}$$

地盤の卓越周期は、地盤の応答スペクトル法により算定した結果を採用する。

$$T_g = 0.359 \text{sec}$$

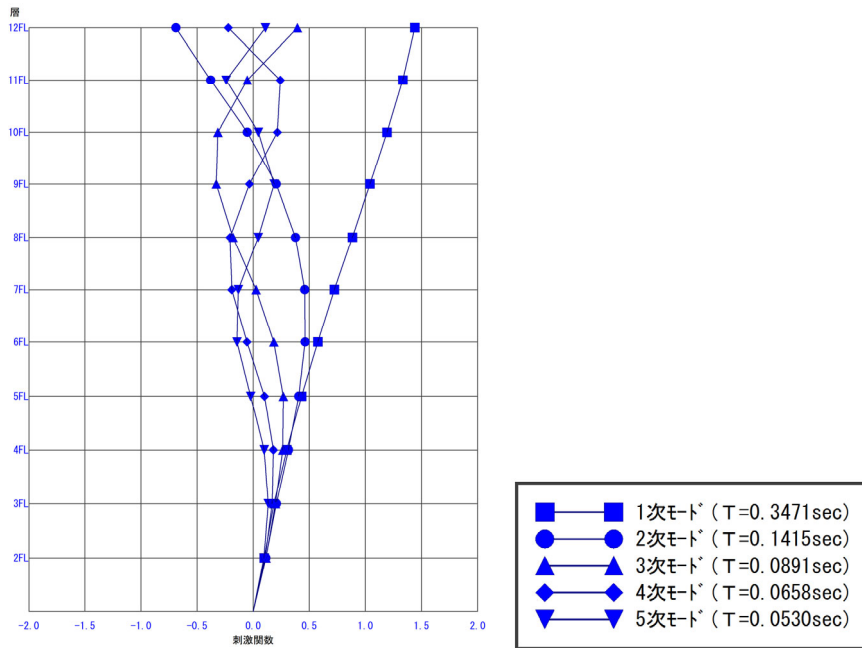


図 6.4.3-4 建物（Y方向）の固有値解析結果

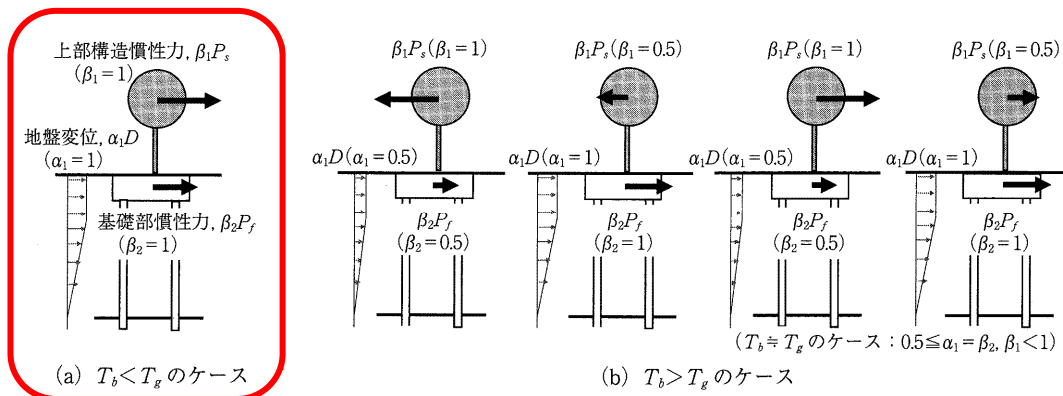


図 6.4.3-5 地盤変位，建物慣性力の低減係数と載荷方向概念図
(建築基礎構造設計指針（2019）)

$T_b < T_g$ であることから、地盤変位と慣性力の重ね合わせは同位相とし、低減係数は 1.0 として算定する。

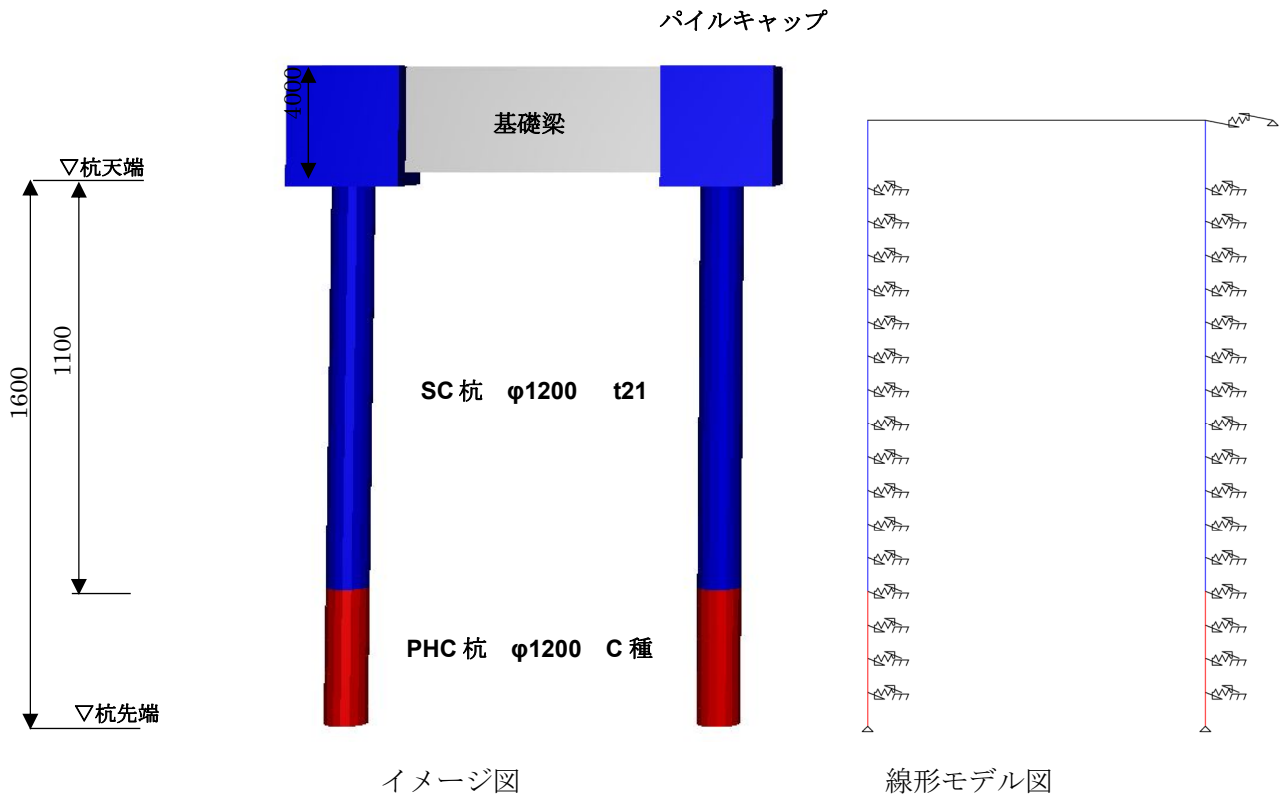


図 6.4.3-6 杭応力解析モデル図 (ランク A)

ケース C1 (ランク A, $D_s=0.55$) と比べると、上部構造の慣性力は約 20%程度減少しているが、地盤変位による影響が大きいいため、曲げモーメントは杭頭部・地中部ともに 7%程度の減少に留まった。

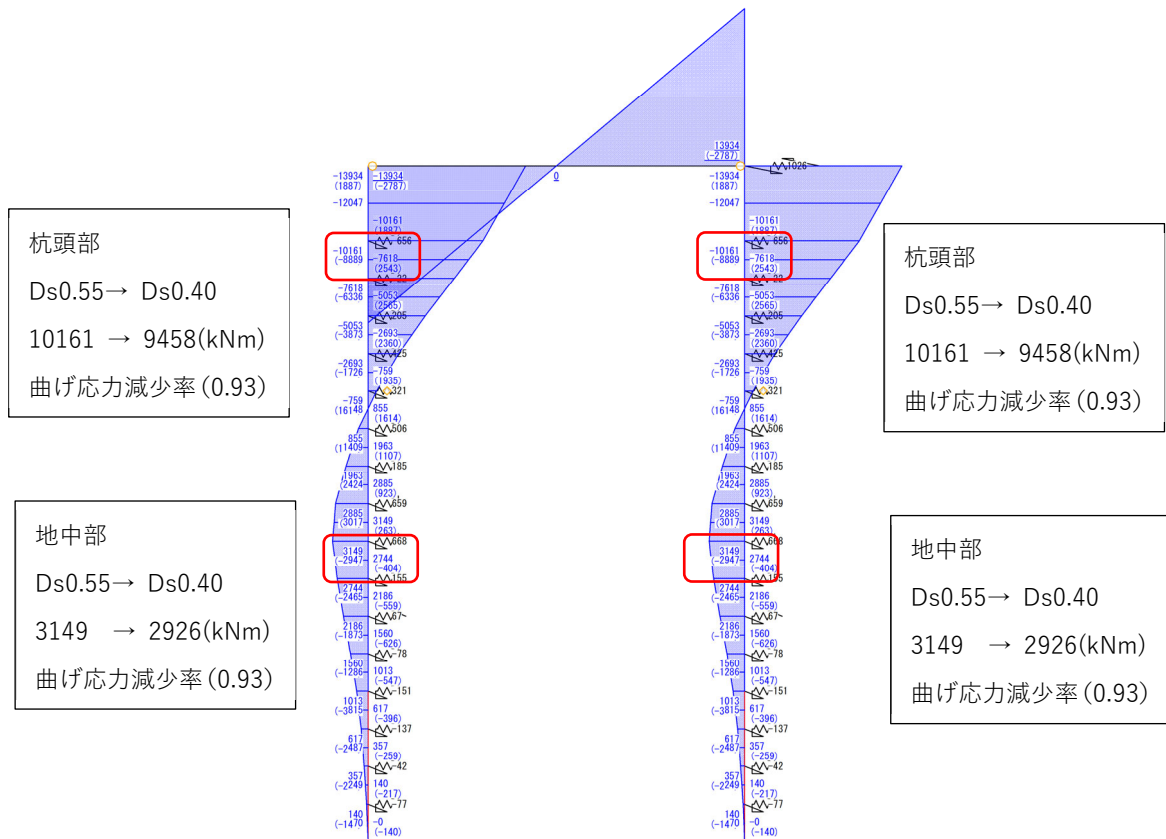


図 6.4.3-7 曲げモーメント図 (ランク A)

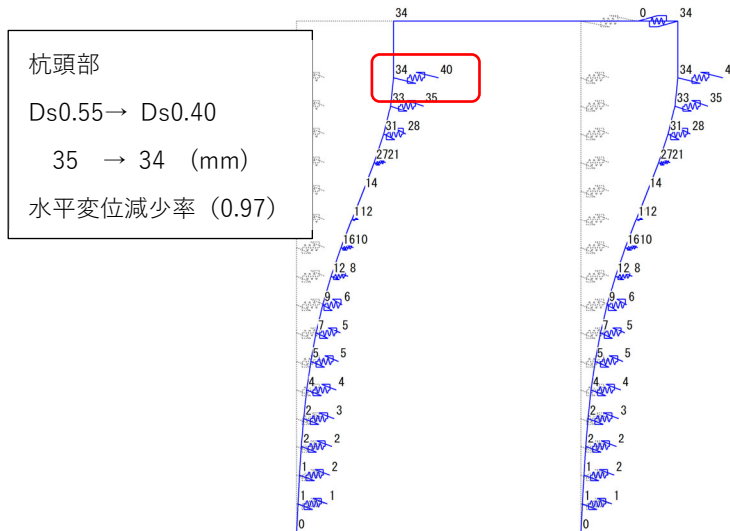


図 6.4.3-8 変位図 (ランク A)

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

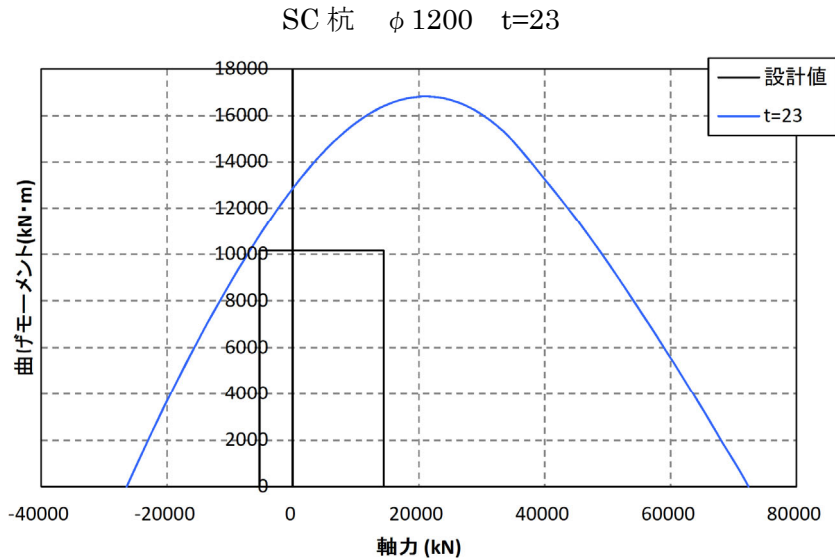
付加軸力 N' は、基礎梁に生じるせん断力 Q_{fg} を採用

表 6.4.3-2 付加軸力を考慮した杭軸力

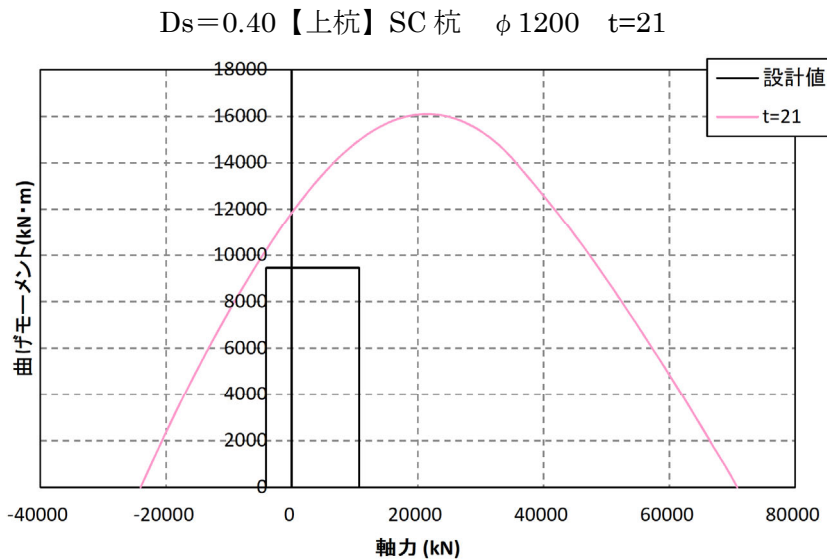
軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-5639	18815
付加軸力	-2500	2500
杭設計用軸力 (杭 1 本当り)	-4100	14200

5) 杭体の検討

上部架構の慣性力を R2 年度の $D_s=0.55$ から $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果を示す。上杭は降伏ヒンジを許容しておらず、曲げモーメントと軸力がともに減少することから、SC 杭の鋼管厚さを 2mm 薄くすることが可能であった。



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント		せん断力		許容値 (kN)	検定比
					許容値	検定比	許容値	検定比		
1	-5300.0	14400.0	10161.0	2543.0	10813.6	0.94	16398.5	0.62	7626.0	0.33

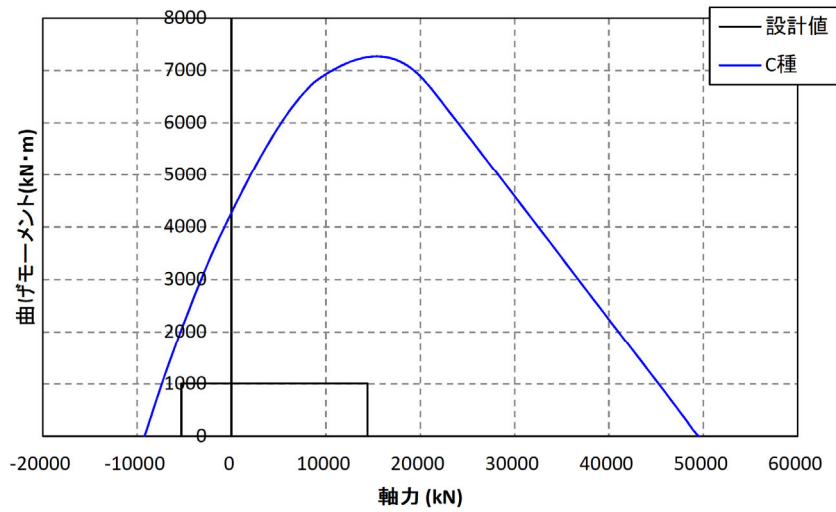


No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント		せん断力		許容値 (kN)	検定比
					許容値	検定比	許容値	検定比		
1	-4100.0	10700.0	9458.0	2252.0	10226.4	0.92	14975.0	0.63	6944.0	0.32

図 6.4.3-9 SC 杭断面算定結果 (ランク A)

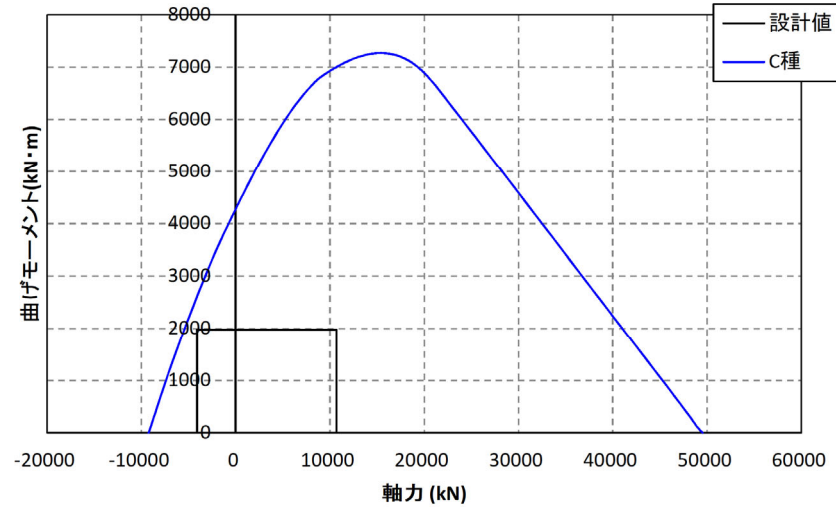
下杭も降伏ヒンジを許容しておらず、地中部曲げモーメントも若干減少したことからPHC杭の使用範囲を6.4.2の検討より1m上方へ適用できる結果となった。

Ds=0.55【下杭】PHC杭 φ1200 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力	最大軸力	許容値 (kN)	検定比		
1	-5300.0	14400.0	1013.0	396.0	2048.9	0.49	7256.7	0.14	650.9	0.61

Ds=0.40【下杭】PHC杭 φ1200 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力	最大軸力	許容値 (kN)	検定比		
1	-4100.0	10700.0	1982.0	606.0	2610.2	0.76	7003.9	0.28	907.4	0.67

図 6.4.3-10 PHC杭断面算定結果 (ランク A)

第6章 設計例4：共同住宅C

上部架構の慣性力をR2年度の $D_s=0.55$ から $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果による各ランクの杭断面を示す。

表 3.4.3-3 杭リスト (ランク A)

杭符号	杭径 (mm)	位置	杭種	杭厚 (mm)	F_c (N/mm ²)	杭長 (m)	杭全長 (m)
P1	1200	上杭	SC (t=21mm,SKK490)	150	105	11	16
		下杭	PHC (C種)	150	105	5	

6) 基礎梁の検討

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。

なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.3-1 基礎梁の断面算定結果 (Ds=0.40)

dt = 150 mm
Fc = 33 N/mm²

b x D d mm	位置 Y	MDF kNm	srM kNm	MD kNm	at cm ²	r n	設計配筋	pt %	Qo kN	QM>>>	QM<<<	QD kN	Q/b-j N/mm ²	M/Q-d (1)	(2)	pw %	S T P (pw) (%)	余裕度	
										kN	kN							(%)	曲げ
900 x 4000 3850 ランクB	0	上	10500	0	10500	70.64	8 D 35	0.221		2426	3033	1.00	1.12	1.54		0.200		1.08	1.76
		下	10500	0	10500	70.64	8 -D 35	0.221		2426	3033	1.00	1.12	1.54		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.08	1.76
	1	上	10500	0	10500	70.64	8 D 35	0.221	0	2426	3033	1.00	1.12	1.54		0.200		1.08	1.76
		下	10500	0	10500	70.64	8 -D 35	0.221	0	2426	3033	1.00	1.12	1.54		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.08	1.76
900 x 4000 3850 ランクA	0	上	12269	0	12269	82.54	9 D 35	0.249		2787	3484	1.15	1.14	1.55		0.200		1.04	1.76
		下	12269	0	12269	82.54	9 -D 35	0.249		2787	3484	1.15	1.14	1.55		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.04	1.76
	1	上	12269	0	12269	82.54	9 D 35	0.249	0	2787	3484	1.15	1.14	1.55		0.200		1.04	1.76
		下	12269	0	12269	82.54	9 -D 35	0.249	0	2787	3484	1.15	1.14	1.55		0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.04	1.76

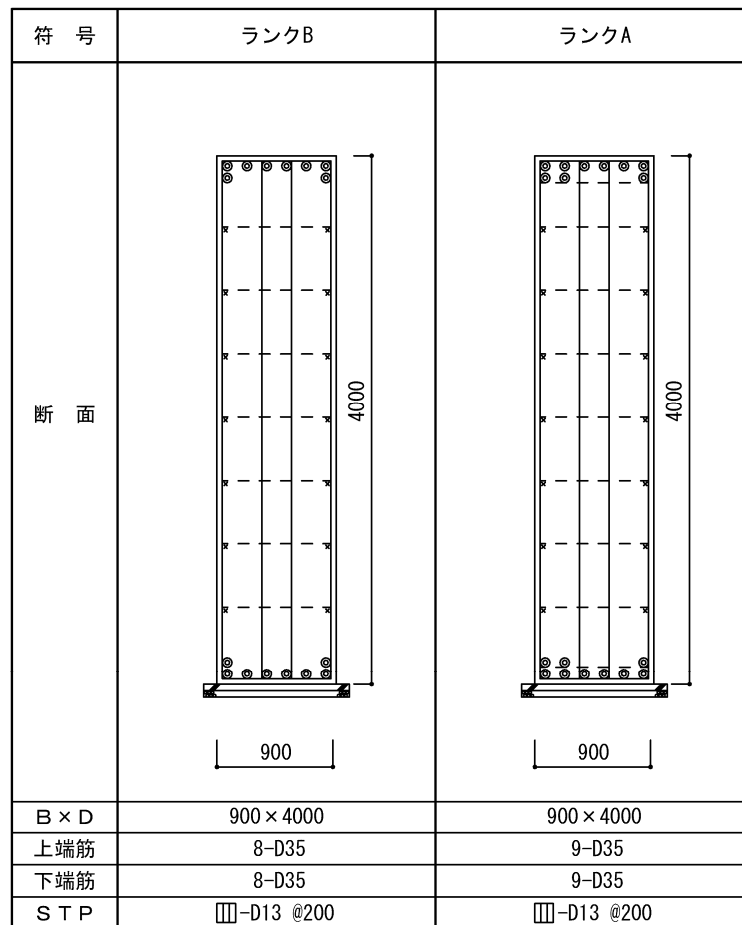


図 6.4.3-8 基礎梁断面リスト (ランク A・B)

6.4.4 ケースC4：ランクB, $D_s=0.40$

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 11-1 モデル (ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし)
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランク B を対象とし、張り間 (Y) 方向の必要保有水平耐力相当 ($D_s=0.40$ 相当) の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計 (2 次設計レベル)

【目標ランク B】

杭頭部の曲げ降伏ヒンジを許容する

保証設計：地中部はヒンジを生じさせないため、終局強度以内

せん断余裕度 $n=1.25$ 以上

- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル (多層地盤モデル)
- ・ 基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間 (Y) 方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・ 杭設計用地震力 (張り間 (Y) 方向) $Z=1.0$

6.4.2 の検討は、上部構造が連層耐力壁のせん断破壊型であったため、 $D_s=0.55$ 相当による慣性力を用いて杭の設計を行っていたが、本検討では上部構造が靱性破壊 (壁の曲げ破壊) となることを想定して慣性力を算定する。

上部構造の必要保有水平耐力相当 ($D_s=0.40$) を水平力とする。

上部構造の地震力 ($D_s=0.40$) $Q_1=40093 \text{ kN}$

1 階部分の重量 $W_1=14316 \text{ kN}$

基礎の重量 $W_f=12096 \text{ kN}$

地下部設計震度 $K=0.40$

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 50658 \text{ kN}$

杭 1 本当たり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 1900 \text{ kN}$

- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法 (地盤 1)
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.40$ 相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 6.4.4-1 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

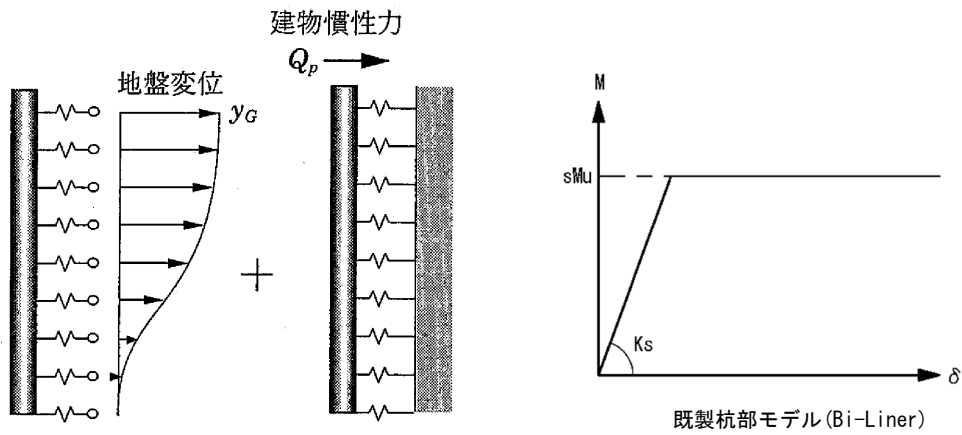
		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-15758.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。また、等分割 100 ステップで計算を行う。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」に準じて考慮する。
- ・SC 杭および PHC 杭ともに終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした Bi-Linear モデルとする。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。



杭径	B	1.200 (m)			
杭径基準値	Bo	0.01			
杭本数	Np	28 本	(←単杭の場合、「1」)		
等価間隔杭本数	R'	5.29 →	5.00 本		
等間隔杭本数	Np'	25 本		Lx	42.30 m
杭芯間隔	R	5.42 m		Ly	11.12 m
杭間隔比	R/B	4.52			
群杭効率	e	0.76 ≤1.0			
群杭係数	ξ	0.69			
土質区分 S：砂質土, C：粘性土					

No	深度(m)	土質 区分	ρ	N値	E0			α (m ⁻¹)	ξ	B	β	k _{h0} (kN/m ³)
					700N (kN/m ²)	LLT (kN/m ²)	採用地 (kN/m ²)					
1	1.0	S	17	3	2100		2100	80	0.688	1.200	1.00	3187
2	2.0	S	17	4	2800		2800	80	0.688	1.200	1.00	4249
3	3.0	S	17	9	6300		6300	80	0.688	1.200	1.00	9561
▽杭天端	4	S	18	10	7000		7000	80	0.688	1.200	1.00	10623
1	5	S	18	36	25200		25200	80	0.688	1.200	1.00	38242
2	6	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
3	7	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
4	8	S	18	15	10500		10500	80	0.688	1.200	1.00	15934
5	9	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
6	10	C	17	21	14700		14700	60	0.688	1.200	1.00	16731
7	11	C	17	8	5600		5600	60	0.688	1.200	1.00	6374
8	12	C	17	50	35000		35000	60	0.688	1.200	1.00	39835
9	13	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
10	14	S	19	29	20300		20300	80	0.688	1.200	1.00	30806
11	15	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
12	16	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
13	17	S	19	49	34300		34300	80	0.688	1.200	1.00	52052
14	18	S	19	38	26600		26600	80	0.688	1.200	1.00	40367
15	19	S	19	16	11200		11200	80	0.688	1.200	1.00	16996
16	20	S	19	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114
△杭先端	21	S	21	50	35000		35000	80	0.688	1.200	1.00	53114

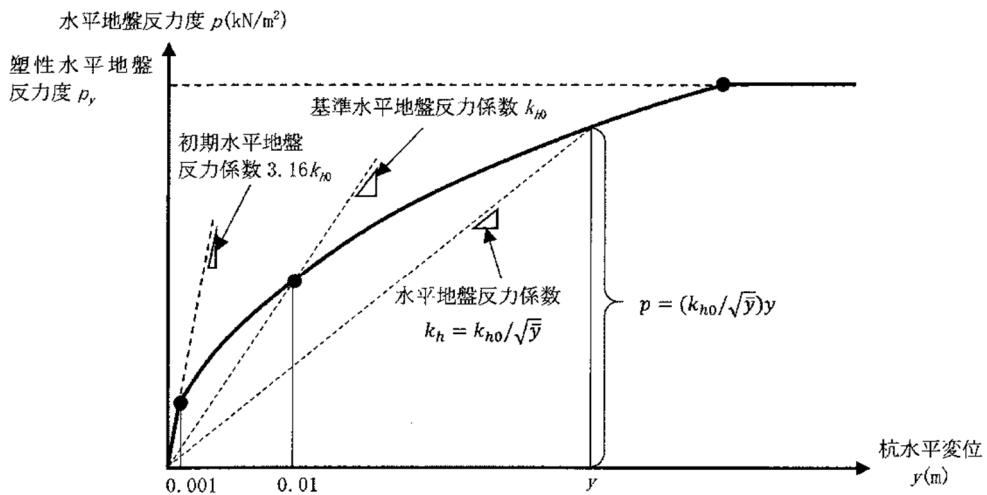


図 6.6.11 水平地盤反力度と杭水平変位の関係

地盤バネモデル
(Tri-Liner)

図 6.4.4-2 杭応力解析モデル諸元

(3) 基礎梁の耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針 (案)・同解説 (2017)」^[6-8] (以下、「RC 基礎指針 (案)」) に基づく方法による。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

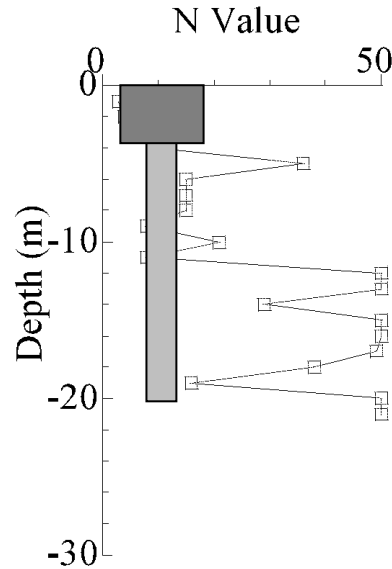


図 6.4.4-3 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の確認

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α : 杭先端支持力係数 $\alpha = 490$ (砂質土)

β : 砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta = 5.2$

γ : 粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma = 0.72$

長期許容支持力

$$R_a L = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > N L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

地震時軸力については、 $D_s = 0.55$ の軸力を $D_s = 0.40$ 相当に低減して断面算定に用いる。

【ランク B】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 14200 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.46) \text{ OK}$$

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 10600 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.34) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$t R_a = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 5100 \text{ kN/本} \quad (0.70)$$

$$t R_a = 2/3 (4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 4000 \text{ kN/本} \quad (0.55)$$

【ランク A】

極限支持力

$$R_{am}=R_u=31139\text{kN} > N_m=14400\text{kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.46) \text{ OK}$$

$$R_{am}=R_u=31139\text{kN} > N_m=10700\text{kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.34) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tR_a=2/3(4.2 N_s \cdot L_s+0.58q_u \cdot L_c) \phi +W_p=7237\text{kN} > 5300\text{kN/本} \quad (0.73)\text{OK}$$

$$tR_a=2/3(4.2 N_s \cdot L_s+0.58q_u \cdot L_c) \phi +W_p=7237\text{kN} > 4100\text{kN/本} \quad (0.57)\text{OK}$$

3) 水平時の杭応力の算定

・杭応力の重ね合わせ

「建築基礎構造設計指針（2019）」を参照し、地盤変位と建物慣性力による杭応力の重ね合わせを検討する。

建物の固有周期は質点系モデルによる固有値解析により算定した。

$$T_b = 0.347 \text{sec}$$

地盤の卓越周期は、地盤の応答スペクトル法により算定した結果を採用する。

$$T_g = 0.359 \text{sec}$$

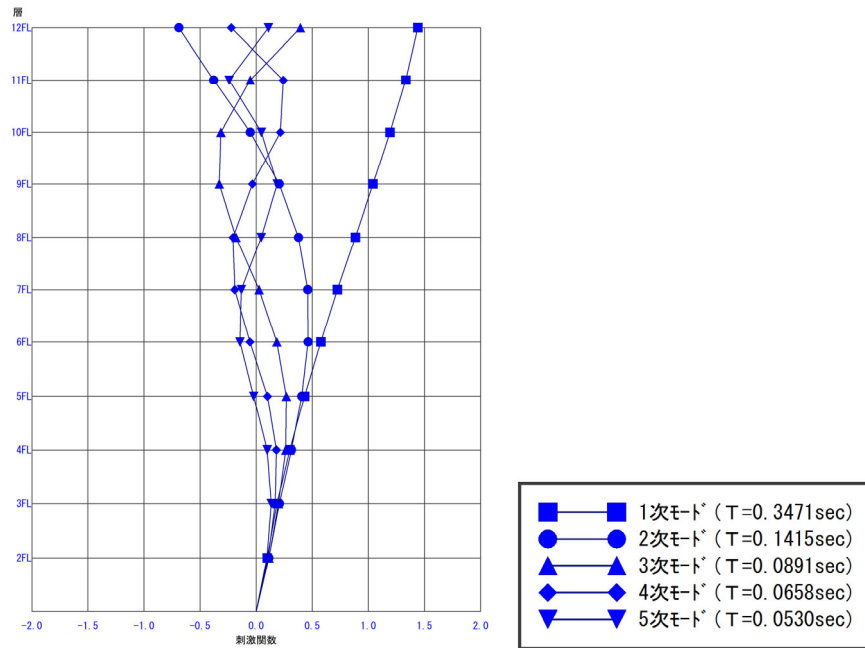


図 6.4.4-4 建物（Y方向）の固有値解析結果

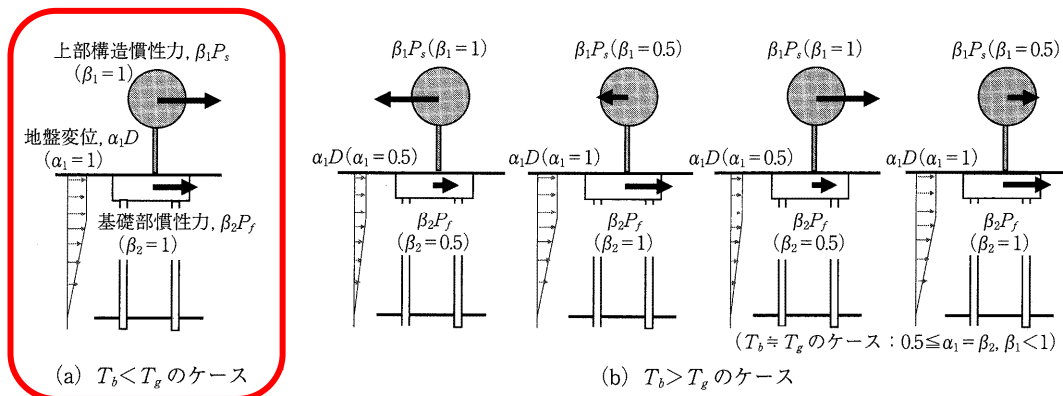


図 6.4.4-5 地盤変位，建物慣性力の低減係数と载荷方向概念図
（建築基礎構造設計指針（2019））[6-10]

$T_b < T_g$ であることから、地盤変位と慣性力の重ね合わせは同位相とし、低減係数は 1.0 として算定する。

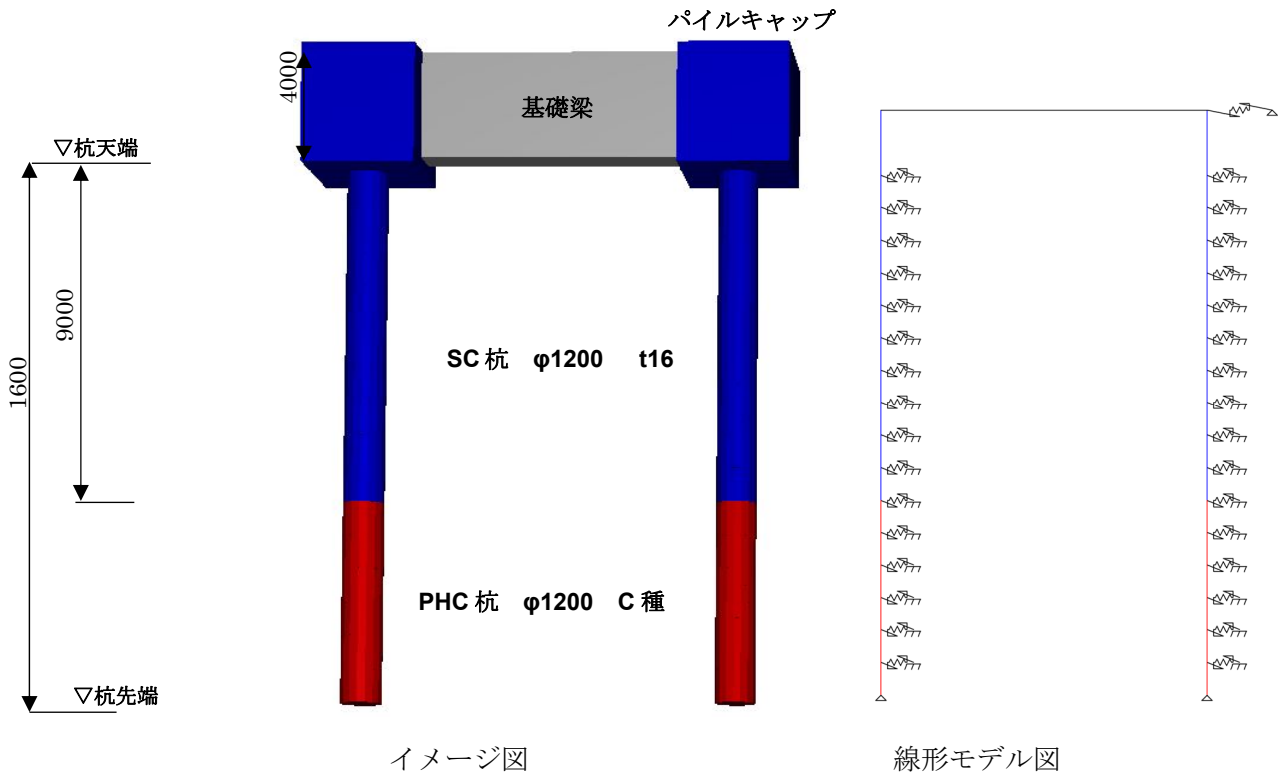


図 6.4.4-6 杭応力解析モデル図 (ランク B)

杭の応力解析結果

ケース C2 (ランク B, $D_s=0.55$) と比べると、上部構造の慣性力は約 20%程度減少しているが、地盤変位による影響が大きいため、曲げモーメントは杭頭部で 10%程度、地中部で 5%程度の減少に留まった。

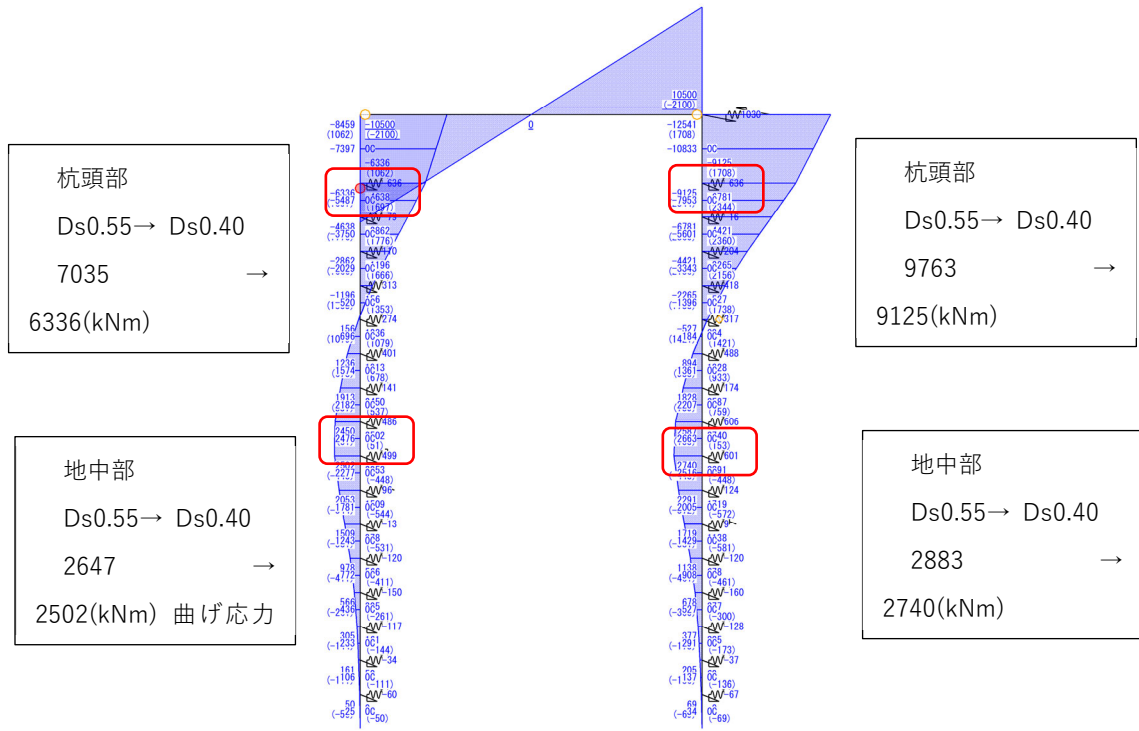


図 6.4.4-7 曲げモーメント図 (ランク B)

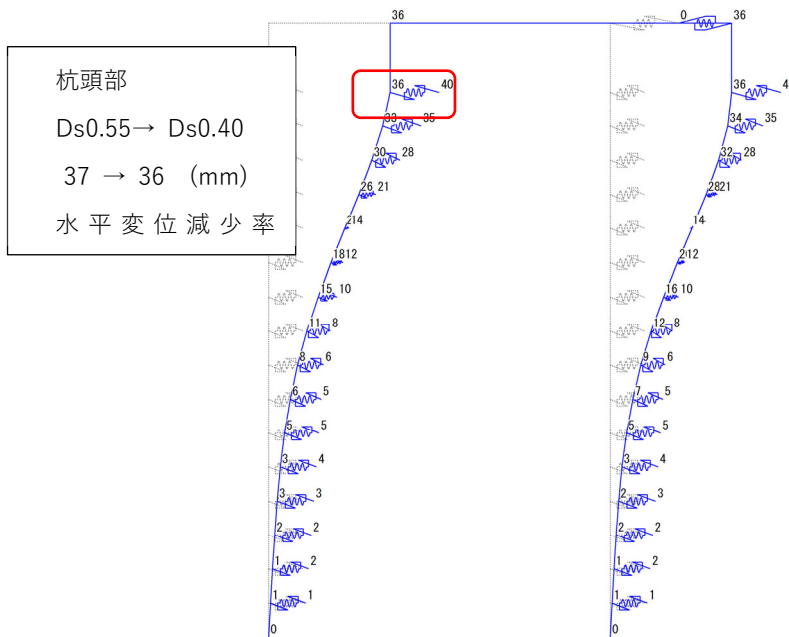


図 6.4.4-8 変位図 (ランク B)

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加軸力 N' は、基礎梁に生じるせん断力 Q_{fg} を採用

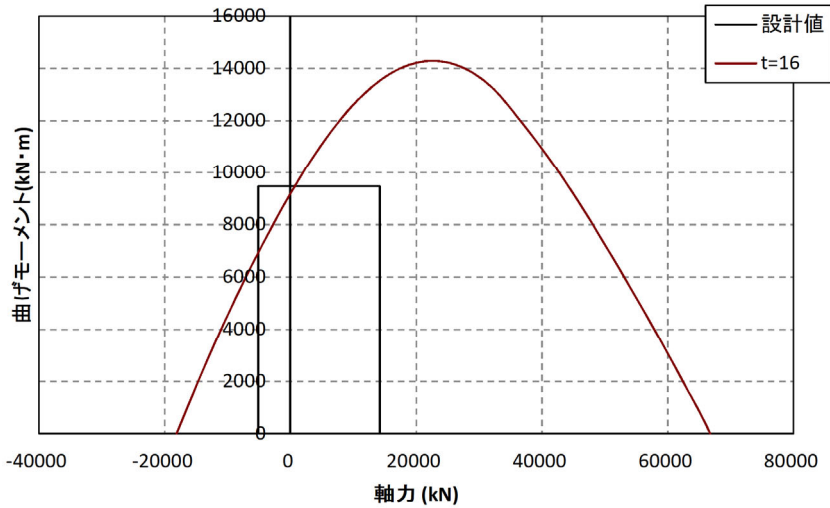
表 6.4.4-2 付加軸力を考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-5639	18815
付加軸力	-2200	2200
杭設計用軸力 (杭1本当り)	-4000	10600

5) 杭体の検討

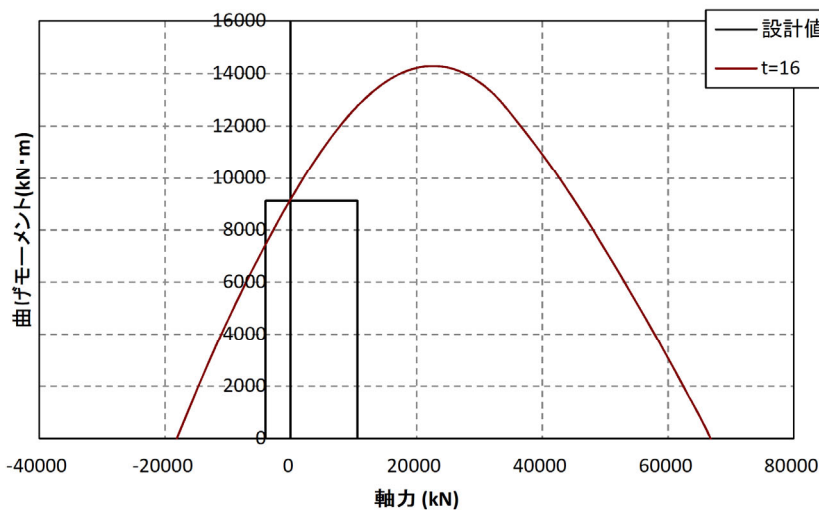
上部架構の慣性力を R2 年度の $D_s=0.55$ から $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果を示す。上杭の曲げモーメントは若干減少するが，引張側は杭頭降伏ヒンジを許容しており，圧縮側は最大軸力も低下するため，断面余裕度は減少する結果となった。

$D_s=0.55$ 【上杭】 SC 杭 $\phi 1200$ $t=16$



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
1	-5100.0	14200.0	9473.0	2620.0	許容値	検定比	許容値	検定比		

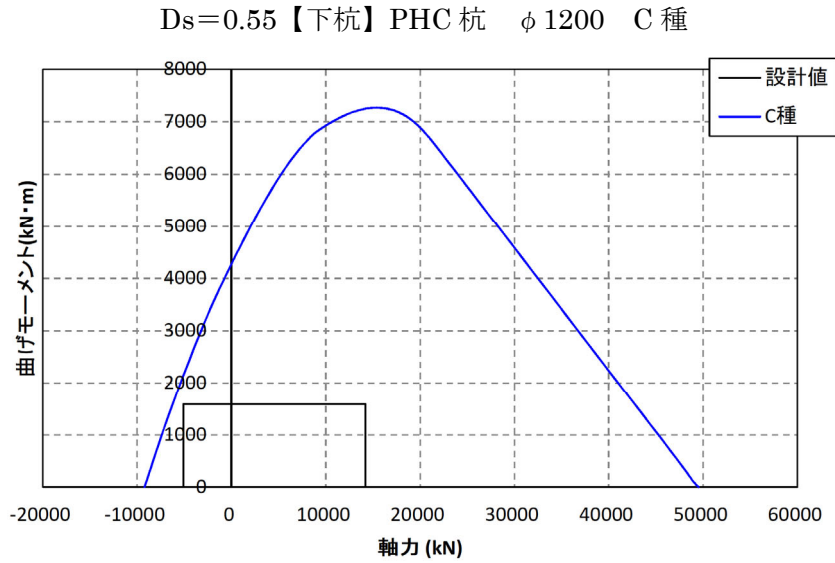
$D_s=0.40$ 【上杭】 SC 杭 $\phi 1200$ $t=16$



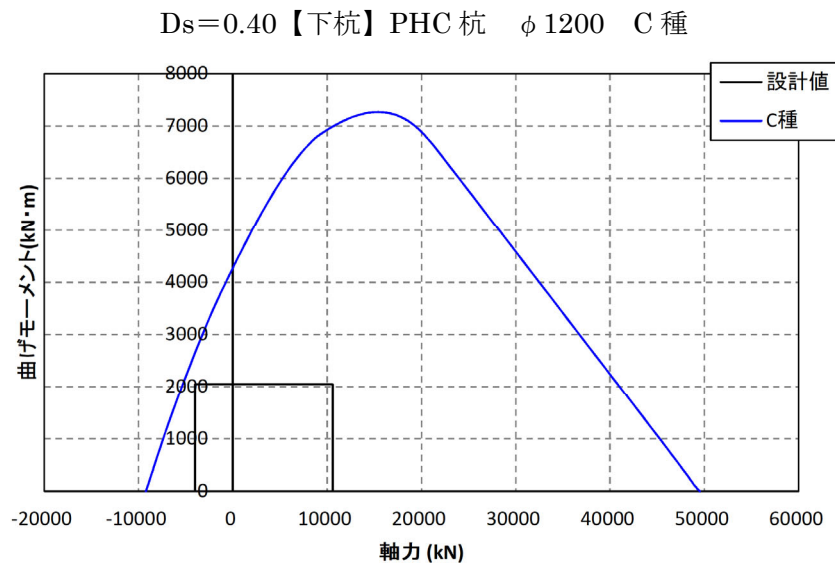
No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
1	-4000.0	10600.0	9125.0	2344.0	許容値	検定比	許容値	検定比		

図 6.4.4-9 SC 杭断面算定結果 (ランク B)

下杭は降伏ヒンジを許容しておらず、地中部曲げモーメントも若干減少したことからPHC杭の使用範囲をR2年度より1m上方へ適用できる結果となった。



No.	設計条件				検討結果									
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力					
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比				
1	-5100.0	14200.0	1591.0	561.0	許容値	検定比	許容値	検定比			2145.1	0.74	7251.1	0.22



No.	設計条件				検討結果									
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力					
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比				
1	-4000.0	10600.0	2053.0	544.0	許容値	検定比	許容値	検定比			2656.0	0.77	6993.3	0.29

図 6.4.4-10 PHC杭断面算定結果 (ランク B)

第6章 設計例4：共同住宅C

上部架構の慣性力を6.4.2の検討の $D_s=0.55$ から $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果による各ランクの杭断面を示す。

表 6.4.4-3 杭リスト (ランク B)

杭符号	杭径 (mm)	位置	杭種	杭厚 (mm)	Fc (N/mm ²)	杭長 (m)	杭全長 (m)
P1	1200	上杭	SC (t=16mm,SKK490)	150	105	9	16
		下杭	PHC (C種)	150	105	7	

6) 基礎梁の検討

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。

なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.4-4 基礎梁の断面算定結果 (Ds=0.40)

dt = 150 mm
Fc = 33 N/mm²

b x D d mm	位置 Y	MDF kNm	srM kNm	MD kNm	at cm ²	r n	設計配筋	pt %	Qo kN	QM>>	QM<<	QD kN	Q/b-j N/mm ²	M/Q-d (1)	(2)	pw %	S T P (pw) (%)	余裕度	
										kN	kN							曲げ	せん断
900 x 4000 3850 ランクB	0	上	10500	0	10500	70.64	8 D 35	0.221	2426	3033	1.00	1.12	1.54	0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.08	1.76		
		下	10500	0	10500	70.64	8 -D 35	0.221	2426	3033	1.00	1.12	1.54						
	1	上	10500	0	10500	70.64	8 D 35	0.221	2426	3033	1.00	1.12	1.54			1.08	1.76		
		下	10500	0	10500	70.64	8 -D 35	0.221	2426	3033	1.00	1.12	1.54			1.08	1.76		
900 x 4000 3850 ランクA	0	上	12269	0	12269	82.54	9 D 35	0.249	2787	3484	1.15	1.14	1.55	0.200	4 -D 13 @200 (0.282)	1.04	1.76		
		下	12269	0	12269	82.54	9 -D 35	0.249	2787	3484	1.15	1.14	1.55						
	1	上	12269	0	12269	82.54	9 D 35	0.249	2787	3484	1.15	1.14	1.55			1.04	1.76		
		下	12269	0	12269	82.54	9 -D 35	0.249	2787	3484	1.15	1.14	1.55			1.04	1.76		

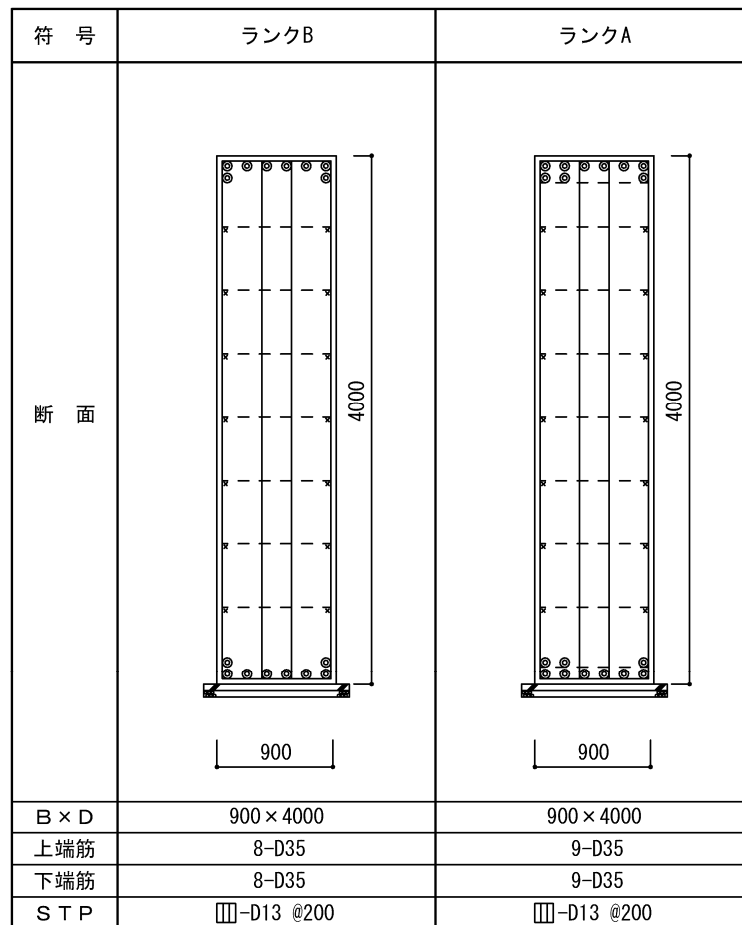


図 6.4.4-11 基礎梁断面リスト (ランク A・B)

6.4.5 ケースC5：ランクB, $D_s=0.40$, 降伏埋込工法

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 11-1モデル (ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし)
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクBを対象とし、張り間(Y)方向の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$ 相当)の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計(2次設計レベル)

【目標ランクB】

杭頭部の曲げ降伏ヒンジを許容する

保証設計：地中部はヒンジを生じさせないため、終局強度以内
せん断余裕度 $n=1.25$ 以上

- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル (多層地盤モデル)
- ・ 基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間(Y)方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・ 杭設計用地震力 (張り間(Y)方向) $Z=1.0$

6.4.2の検討は、上部構造が連層耐力壁のせん断破壊型であったため、 $D_s=0.55$ 相当による慣性力を用いて杭の設計を行っていたが、本検討では上部構造が靱性破壊(壁の曲げ破壊)となることを想定して慣性力を算定する。

上部構造の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$)を水平力とする。

上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1=40093$ kN

1階部分の重量 $W_1=14316$ kN

基礎の重量 $W_f=12096$ kN

地下部設計震度 $K=0.40$

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 50658$ kN

杭1本当たり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 1900$ kN

- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法(地盤1)
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.40$ 相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 6.4.5 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-15758.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭接合部）の耐震設計

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。また、等分割100ステップで計算を行う。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」に準じて考慮する。
- ・SC杭およびPHC杭ともに終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした Bi-Linear モデルとする。
- ・杭頭降伏ヒンジを許容する杭体の非線形性は、第1折れ点 (θ_y, Mu) を持つ完全弾塑性とする。
- ・杭先端はピン支持とする
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。

(3) 基礎梁の耐震設計

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。

なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

(4) パイルキャップの耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]による設計
パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版^[6-7]に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

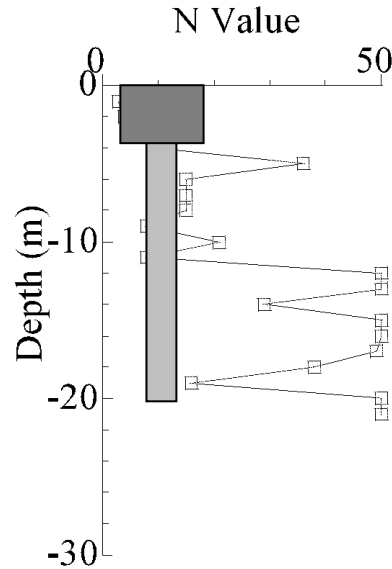


図 6.4.5-1 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の検討

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$R_{aL} = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > N_L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

地震時軸力については、 $D_s=0.55$ の軸力を $D_s=0.40$ 相当に低減して断面算定に用いる。

【ランク B】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 10300 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.33) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tR_a = 2/3(4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 3700 \text{ kN/本} \quad (0.52)$$

3) 水平時の杭応力の算定

- ・ 杭の応力解析モデル

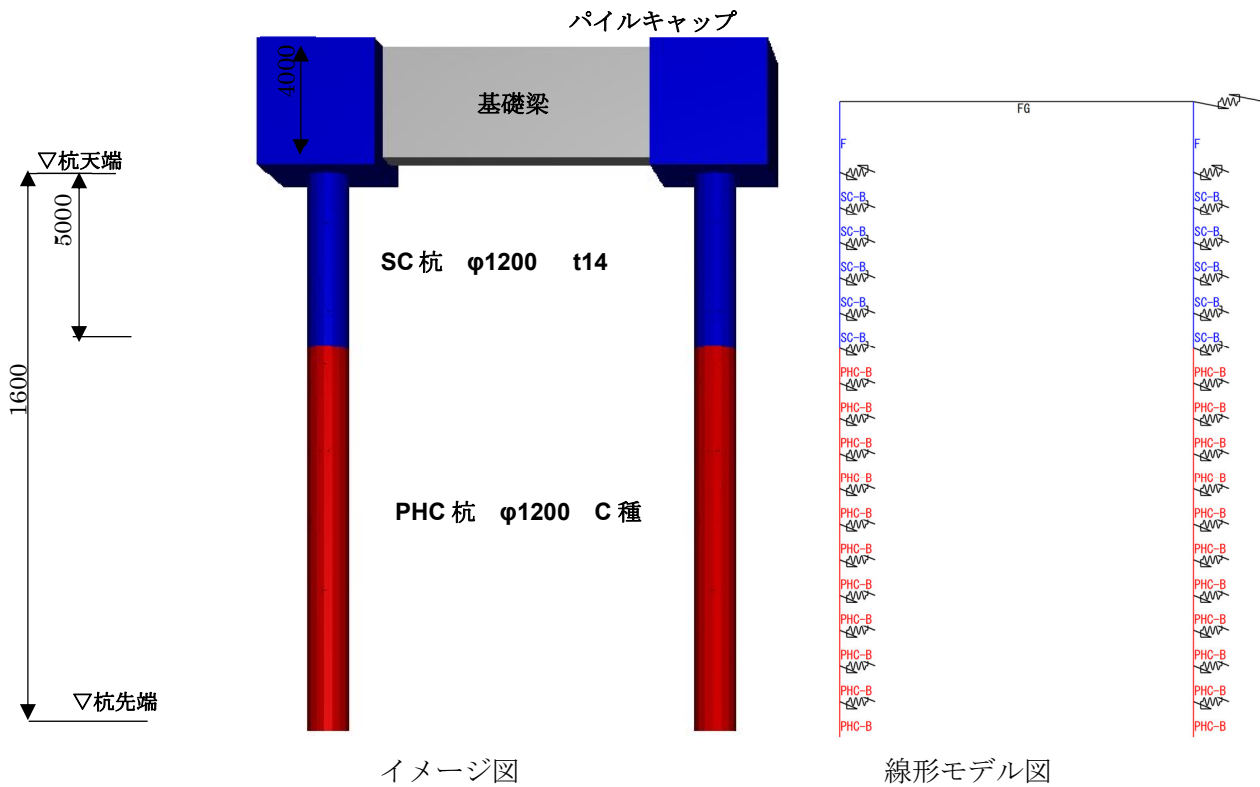
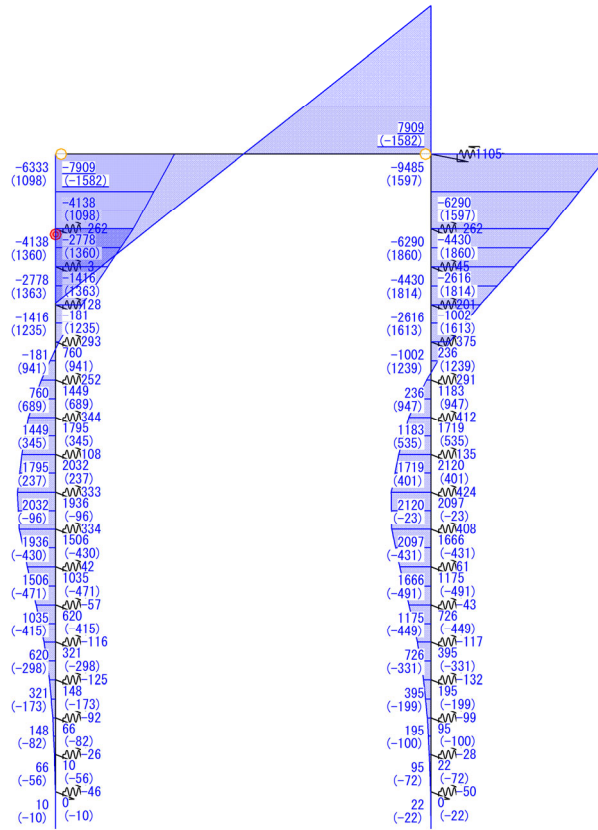


図 6.4.5-2 杭応力解析モデル図

杭の応力解析結果



●：降伏ヒンジ（回転角 $\theta=0.3\%$ ）

図 6.4.5-3 曲げモーメント図

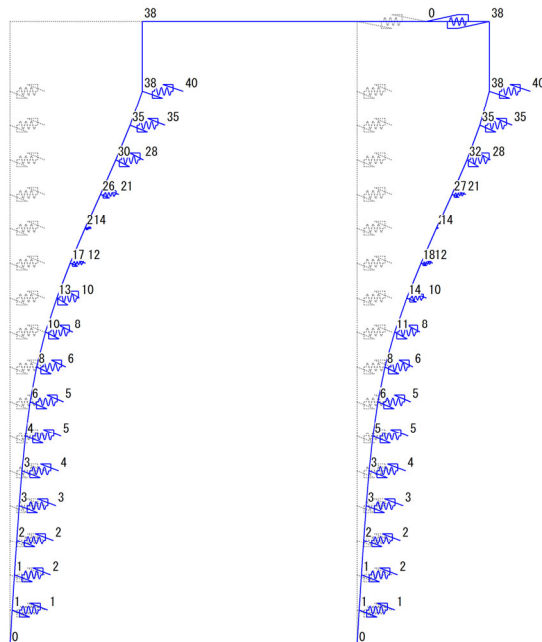


図 6.4.5-4 変位図

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加軸力 N' は、基礎梁に生じるせん断力 Q_{fg} を採用

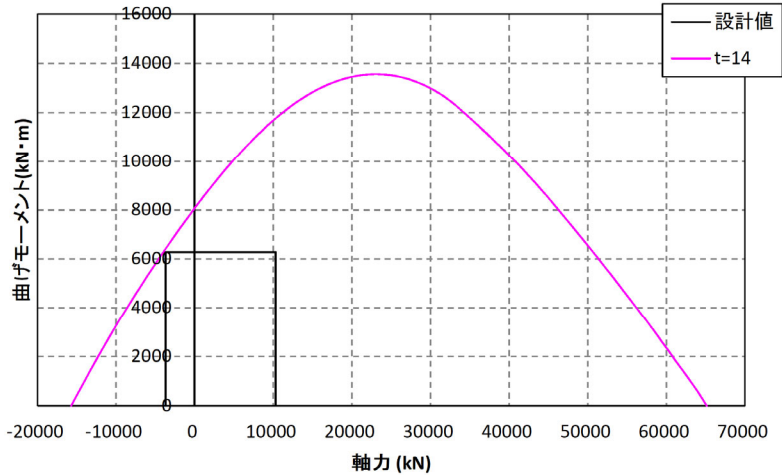
表 6.4.5-2 付加軸力を考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-5639	18815
付加軸力	-1600	1600
杭設計用軸力 (杭1本当り)	-3700	10300

5) 杭体の検討

埋込部で降伏ヒンジ許容しているため、上杭・下杭とも降伏ヒンジを許容していないことを確認する。R2年度のランクB試設計に比べて曲げモーメントと軸力がともに減少することから、SC杭の鋼管厚さを2mm薄くすることが可能であった。

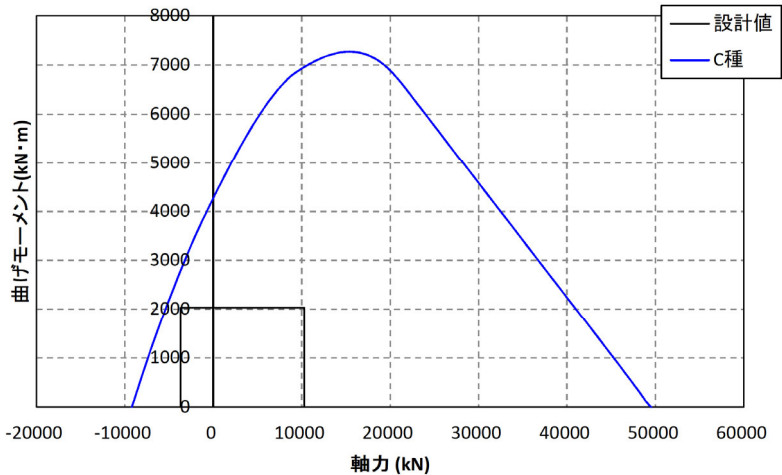
【上杭】SC杭 φ1200 t=14



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
1	-3700.0	10300.0	6290.0	1860.0	許容値	検定比	許容値	検定比		

地中部曲げモーメントも若干減少したことからPHC杭の使用範囲をR2年度のランクB試設計に比べて5m上方まで適用できる結果となった。

【下杭】PHC杭 φ1200 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力-曲げモーメント				せん断力	
					最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
1	-3700.0	10300.0	2032.0	471.0	許容値	検定比	許容値	検定比		

図 6.4.5-5 杭断面算定結果

第6章 設計例4：共同住宅C

降伏埋込工法による上部架構の慣性力 $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果による杭断面を示す。

表 6.4.5-3 杭リスト (ランク B)

杭符号	杭径 (mm)	位置	杭種	杭厚 (mm)	Fc (N/mm ²)	杭長 (m)	杭全長 (m)
P1	1200	上杭	SC (t=14mm,SKK490)	150	105	5	16
		下杭	PHC (C種)	150	105	11	

6) 杭頭接合部の検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「SC杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」日本建築学会日本建築学会構造系論文集，第776号，pp.1291-1301，2020年10月^[6-3]および三谷セキサン杭頭接合部構法(Lev-Pile構法)技術資料2019年8月^[6-12]に基づいて、杭頭接合部の設計を実施する。

(1)杭頭埋込部の設計外力設定

- M_0 ; 杭頭埋込部の設計曲げモーメント $M_0=M_{u0}$
- Q_0 ; 杭頭埋込部の設計せん断力 $Q_0=Q_{u0}$
- N_0 ; 杭頭埋込部の設計軸力 $N_0=N_{u0}$
- M_{u0} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用曲げモーメント
- Q_{u0} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用せん断力
- N_{u0} ; 終局荷重時に杭頭固定端に生じる設計用軸力

(2)杭頭埋込部下面の曲げ設計

- $M_0 \leq M_{u0} = M_{teu0} + M_{Hu0}$
- M_{u0} ; 杭頭埋込部終局曲げモーメント
- M_{teu0} ; 杭頭埋込部下面位置における杭側面てこ作用による終局てこ曲げモーメント
- M_{Hu0} ; 杭頭埋込部下面位置における杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント

終局てこ曲げモーメント M_{teu0}

- $M_{teu0} = Q_{teu0} \cdot h_u = \xi \cdot \alpha_u (-\lambda - 2\alpha_u + \sqrt{2} \sqrt{(\alpha_u + \lambda)^2 + \alpha_u^2}) D^3 \cdot F_n$
- D ; 杭径
- F_n ; コンクリートの支圧強度 $F_n = \beta_{te} F_c = 1.5 F_c$ $\beta_{te} = 1.5$
- ℓ ; 杭の杭頭埋込部への埋込み長さ $\ell \geq D/2$
※有効な埋込み長さは杭の鉛直施工誤差を考慮した長さ $\ell - \Delta \ell$ とする
- λ ; 埋込み長さ比 $\lambda = \ell/D$
- h_u ; 終局荷重時のせん断スパン $h_u = M_0/Q_0$
- α_u ; 終局荷重時のせん断スパン比 $\alpha_u = h_u/D = M_0/(Q_0 \cdot D)$
- ξ ; 終局反力による低減係数 $\xi = \frac{T_u}{R_{teu0}} \leq 1.0$

てこ押し力 R_{teu0}

$$R_{teu0} = Q_{teu0}(\xi=1) \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{\frac{\ell}{2}} = M_{teu0}(\xi=1) \frac{h_u + \ell - \frac{\ell_2}{2}}{h_u \cdot \frac{\ell}{2}}$$

ここに、 $\ell_2 = (h_u + \ell) - \sqrt{\frac{(h_u + \ell)^2 + h_u^2}{2}}$ ℓ_2 ; 蹴上げ区間の長さ

水平筋による終局反力 T_u

- $T_u = m_p \cdot n_p \cdot a_p \cdot 1.1 F_{py} + m_w \cdot n_w \cdot a_w \cdot 1.1 F_{wy} + m_h \cdot n_h \cdot a_h \cdot 1.1 F_{hy} + m_r \cdot n_r \cdot a_r \cdot 1.1 F_{ry} \cdot \cos \theta$
- m_p, n_p, a_p, F_{py} ; 主筋の有効段数 (1段)、本数、断面積/本、基準強度
- m_w, n_w, a_w, F_{wy} ; 外周筋の有効段数、1段における本数 (2本)、断面積/本、基準強度
- m_h, n_h, a_h, F_{hy} ; 中子筋の有効段数、1段における本数、断面積/本、基準強度
- $m_r, n_r, a_r, F_{ry}, \theta$; 斜め筋またはリング筋の有効段数、1段における本数 (2本)、断面積/本、基準強度、配筋角度($\theta=45^\circ$)

第6章 設計例4：共同住宅C

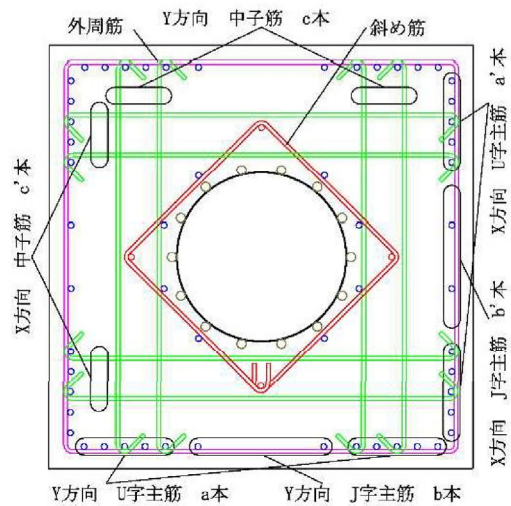
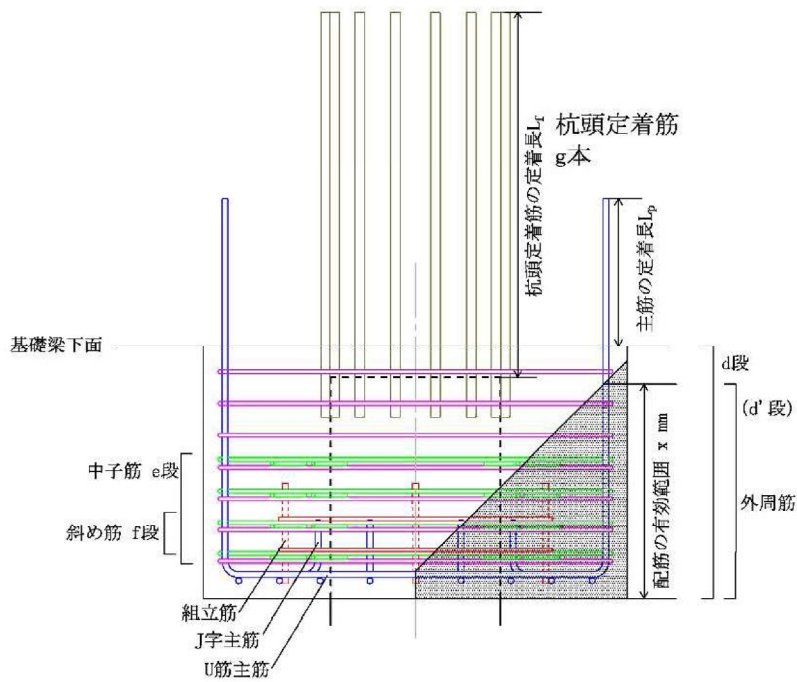
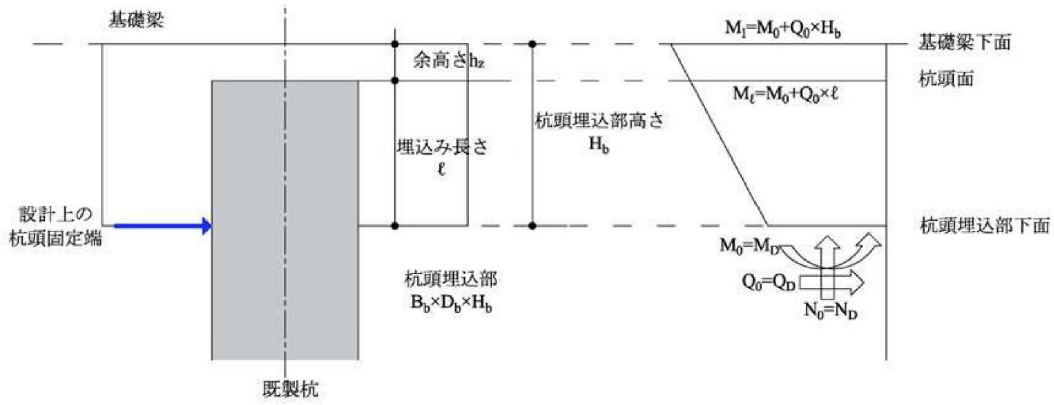


図 6.4.5-6 Liv-Pile 構法の各部説明図

表 6.4.5-4 杭頭バネの復元力特性（引張側）

パイルキャップ設計用応力					備考
杭	杭頭モーメント	Mo	9473	kNm	
	杭頭せん断力	Qo	2620	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	13403	kNm	
	せん断スパン	hu	3616	mm	Mo/Qo
	せん断スパン比	au	3.01		hu/D
断面					
杭	径	D	1200	mm	
	杭頭埋込み長さ	l	600	mm	≥0.5D
	埋込み長さ比	λ	0.50	OK	
パイルキャップ	幅Y	Bb	3000	mm	
	幅X	Db	3000	mm	
	せい	Hb	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの支圧強度	Fn	49.5		1.5Fc
	主筋	mp	1	-D29	
		np	8	本	
		ap	642	mm ²	
		Fpy	390	N/mm ²	
		Tup	2203	kN	
	外周筋	mw	2	-D22	
		nw	5	本	
		aw	387	mm ²	
		Fwy	345	N/mm ²	
		Tuw	1469	kN	
	中子筋	mh	2	-D22	
		nh	5	本	
		ah	387	mm ²	
		Fhy	345	N/mm ²	
		Tuh	1469	kN	
	斜め筋	mr	2	-D22	
		nr	5	本	
		ar	387	mm ²	
		Fry	345	N/mm ²	
		Tur	1469	kN	
	水平筋による終局反力	Tu	6609	kN	
	終局てこせん断力 (ξ=1)	Qteu0(1)	1363	kN	
	終局てこ曲げモーメント	Mteu0(1)	4929	kNm	
	蹴上げ区間長さ	l2	289	mm	
	てこ押し出し力	Rteu0	18502	kN	
終局反力による低減係数	ξ	0.36			
終局てこせん断力 (ξ)	Qteu0	487	kN		
終局てこ曲げモーメント (ξ)	Mteu0	1761	kNm		
杭頭面終局定着曲げモーメント	Mhu1	2772	kNm		
終局定着曲げモーメント	Mhu0	2377	kNm		
杭頭埋込部終局曲げモーメント	Mu0	4138	kNm		
判定	検定比	2.29	余裕度	0.44	
終局せん断耐力	作用せん断力	Q	1962	kN	
	コーン状破壊水平有効投影面積	Aqc	3.53	m ²	
	コーン状破壊コンクリート引張強度	σct	1.78	N/mm ²	
	有効投影面積の半径	c	1.500	m	
	終局コーン状せん断力	Qcsu	6294	kN	
	判定	検定比	0.31	余裕度	3.21

杭頭接合部 主筋：18-D38 (SD390)

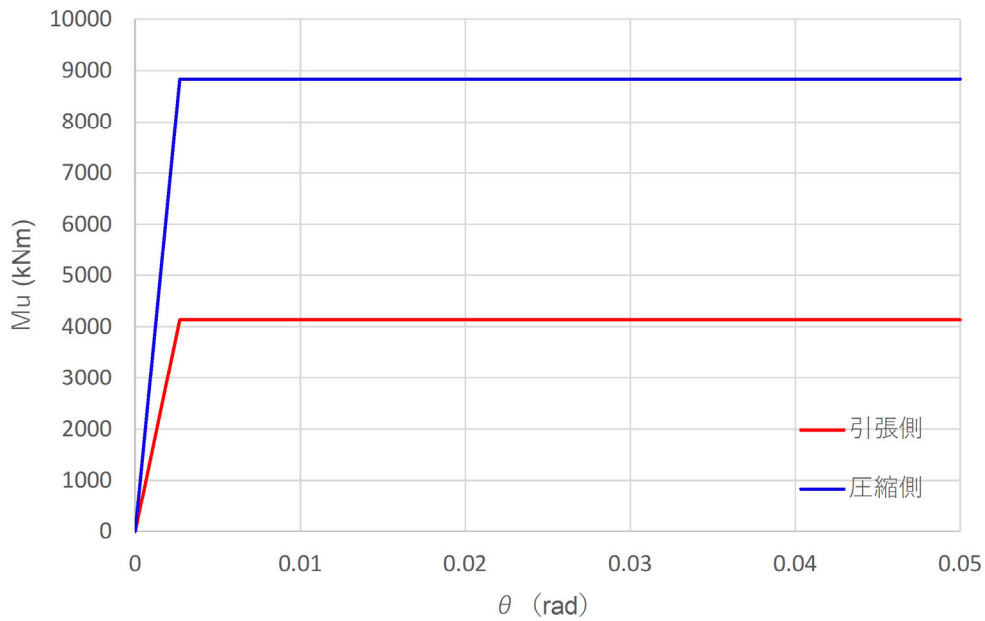
接合面軸力比 引張側：0.39 < 0.42 OK

表 6.4.5-5 杭頭バネの復元力特性（圧縮側）

パイルキャップ設計用応力					備考	
杭	杭頭モーメント	Mo	9473	kNm		
	杭頭せん断力	Qo	2620	kN		
	パイルキャップ芯モーメント	T'	13403	kNm		
	せん断スパン	hu	3616	mm	Mo/Qo	
	せん断スパン比	au	3.01		hu/D	
断面						
杭	径	D	1200	mm		
	杭頭埋込み長さ	l	600	mm	≥0.5D	
	埋込み長さ比	λ	0.50	OK		
パイルキャップ	幅Y	Bb	3000	mm		
	幅X	Db	3000	mm		
	せい	Hb	3000	mm		
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm		
	有効せい	d	2900	mm		
	応力中心間距離	j	2538	mm		
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33	
	コンクリートの支圧強度	Fn	49.5		1.5Fc	
	主筋	mp	1	-D29		
		np	8	本		
		ap	642	mm ²		
		Fpy	390	N/mm ²		
		Tup	2203	kN		
	外周筋	mw	2	-D22		
		nw	5	本		
		aw	387	mm ²		
		Fwy	345	N/mm ²		
	中子筋	Tuw	1469	kN		
		mh	2	-D22		
		nh	5	本		
		ah	387	mm ²		
	斜め筋	Fhy	345	N/mm ²		
		Tuh	1469	kN		
		mr	2	-D22		
		nr	5	本		
	終局曲げ耐力	ar	387	mm ²		
		Fry	345	N/mm ²		
		Tur	1469	kN		
		Tu	6609	kN		
		水平筋による終局反力	Tu	6609	kN	
		終局てこせん断力 (ξ=1)	Qteu0(1)	1363	kN	
		終局てこ曲げモーメント	Mteu0(1)	4929	kNm	
		蹴上げ区間長さ	l2	289	mm	
てこ押し出し力		Rteu0	18502	kN		
終局反力による低減係数		ξ	0.36			
終局てこせん断力 (ξ)	Qteu0	487	kN			
終局てこ曲げモーメント (ξ)	Mteu0	1761	kNm			
杭頭面終局定着曲げモーメント	Mhu1	8252	kNm			
終局定着曲げモーメント	Mhu0	7078	kNm			
杭頭埋込部終局曲げモーメント	Mu0	8838	kNm			
判定	検定比	1.07	余裕度	0.93		
終局せん断耐力	作用せん断力	Q	663	kN		
	コーン状破壊水平有効投影面積	Aqc	3.53	m ²		
	コーン状破壊コンクリート引張強度	σct	1.78	N/mm ²		
	有効投影面積の半径	c	1.500	m		
	終局コーン状せん断力	Qcsu	6294	kN		
	判定	検定比	0.11	余裕度	9.50	

杭頭接合部 主筋：18-D38（SD390）

接合面軸力比 圧縮側：0.23 < 0.57 OK



第一折れ点 $\theta_y=0.27\%$ 終局回転角 $\theta_u=5.0\%$

図 6.4.5-7 降伏埋込工法による復元力特性

7) 基礎梁の設計

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。
 なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.5-6 基礎梁の断面算定結果

dt = 150 mm
 Fc = 33 N/mm²

b mm	x mm	D mm	位置 Y	MDF kNm	srM kNm	MD kNm	at cm ²	r n	設計配筋 %	pt %	Qo kN	QM>>	QM<<	QD	Q/b·j	M/Q·d	(1)	(2)	pw %	S T P (pw) (%)	余裕度	
												kN	kN	kN	N/mm ²							曲げ
800	3000	2850	0	8330	0	8330	75.70	8	8-D 35	0.336		1360	1700	1700	0.85	2.15	0.93		0.200		1.01	1.49
			D	6928	0	6928	62.96	7	8-D 35	0.336		1360								3-D 13 @200	1.22	
			埋込工法																			
			1	8330	0	8330	75.70	8	8-D 35	0.336	0	1860	2325	2325	1.17	1.57	1.24		0.200	(0.238)	1.01	1.49
			D	6928	0	6928	62.96	7	8-D 35	0.336		1860									1.22	

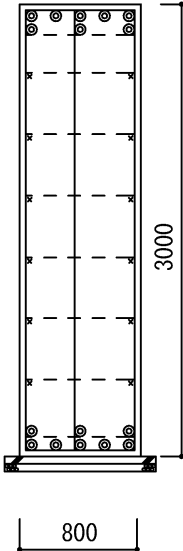
符 号	降伏埋込工法 ランクB
断 面	
B × D	800 × 3000
上端筋	8-D35
下端筋	8-D35
S T P	□-D13 @200

図 6.4.5-8 基礎梁断面リスト (ランク B)

8) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版^[6-7]に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

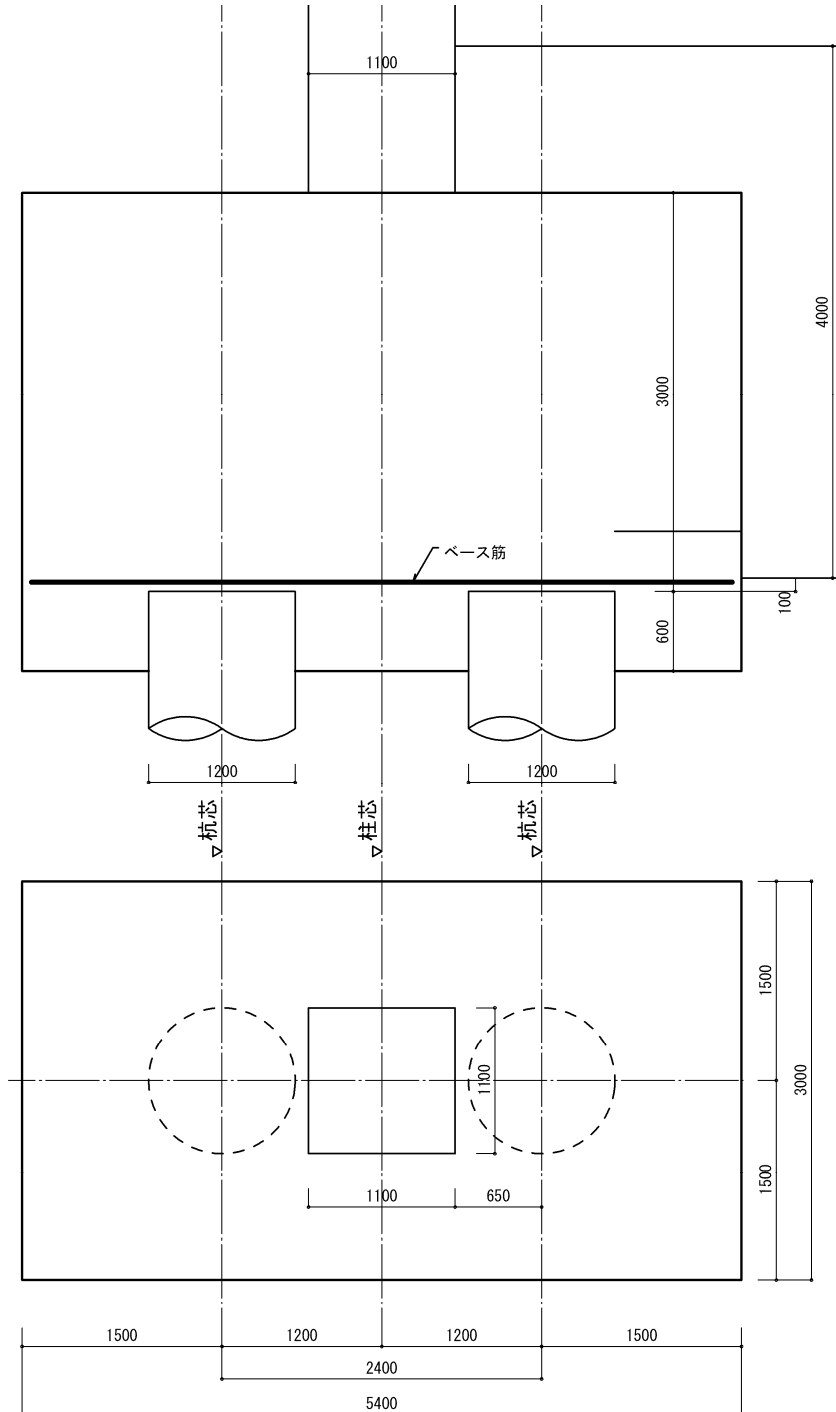


図 6.4.5-9 パイルキャップ形状

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.5-7 2本杭のパイルキャップ設計応力および断面算定

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	長期時軸方向力	cNI	0	kN	
	長期時曲げモーメント	cMI	0	kNm	
	地震時軸方向力	cNd	12634	kN	
	地震時曲げモーメント	cMd	0	kNm	
杭	杭頭モーメント	T	6290	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	1860	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	9080	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（左側）	R1	3566	kN	
	軸方向力（右側）	R2	9069	kN	
	曲げモーメント（左側）	Mf1	11398	kNm	
	曲げモーメント（右側）	Mf2	1733	kNm	
	設計用曲げモーメント	Mf	11398	kNm	
	設計用せん断力	Qf	9069	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	r	1100	mm	
	梁せい	r'	1100	mm	
杭	径	φ	1200	mm	
	間隔倍率	α	2.0	xφ	
	間隔	a	2400	mm	
パイルキャップ	杭並び方向の幅	l	5400	mm	
	杭並び直交方向の幅	l'	3000	mm	
	せん断有効幅	le	3300	mm	
		le'	3000	mm	
	せい	Dcp	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの短期許容せん断応力度	fs	1.23	N/mm ²	
	柱フェイスから杭芯までの距離	lp	650	mm	
	lpに対する比率	d/lp	4.62		
		lp/d	0.22		
lp/a		0.54			
形状による低減係数	βb	0.69			
必要鉄筋量	損傷限界	an	14.72	本	
	安全限界	un	13.01	本	
	設計鉄筋		16	-D38	(@193)
		at	18240	mm ²	
	ft	390	N/mm ²		
限界曲げモーメント	損傷限界曲げモーメント	aMcp	12386	kNm	
			(0.92)	検定比 OK	
	安全限界曲げ強度	uMcp	14013	kNm	
			(0.81)	検定比 OK	
限界せん断力	損傷限界せん断力	aQcp	9363	kN	
			(0.97)	検定比 OK	
	安全限界せん断強度	uQcp	12727	kN	
			(0.71)	検定比 OK	

※3章でパンチングシアアの検討方法も示されているが、決定要因とならないため検討を省略する。

本設計例では、dをパイルキャップせいで統一して計算している。

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造的な性能評価に関する研究（その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）」日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{a}{D} + 0.12} + 0.85 \sqrt{c P_w c \sigma_{wy} + p_c P_w p_c \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j$$

ここで F_c :コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D :せん断スパン比 $c p_w$: 柱せん断補強筋比,

$c \sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²) $p_c p_w$: パイルキャップせん断補強筋比 $p_c \sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 :軸方向応力度(N/mm²), b :部材幅(mm),

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.5・8 1本杭として検討したパイルキャップ設計応力および断面算定

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	柱のせん断力	cQm	0	kN	
杭	杭頭モーメント	Mp	6290	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	1860	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	Mp'	8150	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（引張側）	R1	-3700	kN	
	軸方向力（圧縮側）	R2	10300	kN	
	設計用せん断余裕度	α	1.25		
	設計用せん断力	Qd	8644	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	主筋の水平投影長さ	Dpc	1700	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	Db	1100	mm	
	梁せい	Dc	1100	mm	
	柱主筋		4 -D38		
杭	径	ϕ	1200	mm	
	杭の円形断面の等価せい	Dp	1241	mm	外周+100
	杭頭接合筋		18 -D38		
		atp	20520	mm ²	
パイルキャップ	幅	pb	3000	mm	
	せい	Dcp	2000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	de	1347	mm	
	応力中心間距離	j	1179	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33
	せん断スパン比	a/D	2.75		
第1項	開く側	at	14820	mm ²	
		Pt	0.37	%	
		Qu1	3396	kN	第1項耐力
	閉じる側	at	4560	mm ²	
		Pt	0.11	%	
		Qu1	2589	kN	第1項耐力
第2項	柱のせん断補強筋		2 -D13	@150	
		cat	3302	mm ²	
		cPw	0.15	%	
		c σ wy	295	N/mm ²	
	パイルキャップのせん断補強筋		2 -D13	@300	
		pcat	2540	mm ²	
		pcPw	0.03	%	
		pc σ wy	295	N/mm ²	
第3項	開く側	σ 0	0	N/mm ²	
		Qu3	0	kN	第3項耐力
	閉じる側	σ 0	3	N/mm ²	
		Qu3	901	kN	第3項耐力
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	pQu	26327 (0.33)	kN 検定比	OK
	閉じる側	uMcp	25521 (0.34)	kN 検定比	OK

9) メカニズム状態の確認

降伏埋込工法における代表的なメカニズム状態として、表 6.4.5-6 に X3 通り位置における基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 6.4.5-9 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 6.4.5-9 基礎構造システムのメカニズム時の状態 (ランク B)

検討場所：X3 通り		2次設計	
		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
余裕度 = 各耐力 / 設計応力			
連層耐力壁		1 階曲げ破壊	
基礎梁曲げ		1.01	
基礎梁せん断		1.49	
杭曲げ	杭頭	1.02	1.89
	杭軸部	2.44	2.44
杭せん断	杭頭	3.21	9.50
	杭軸部	2.08	5.00
杭頭接合部		1.00 ^{※1}	1.41
パイルキャップ (RC 基礎部材指針)		1.41	1.41
パイルキャップ (論文)		3.03	2.94
杭支持力		1.92	3.03

※1：埋込杭頭部に曲げ降伏ヒンジが発生している。

ランクBにおいては、連層耐力壁の曲げ破壊に先行して引張側の杭頭部が曲げ降伏すると考えられる。

6.4.6 ケースC6：ランクB, $D_s=0.40$, 中実杭工法

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 11-1モデル (ラーメン架構・袖壁スリットあり・ランクなし)
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクBを対象とし、張り間(Y)方向の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$ 相当)の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計(2次設計レベル)

【目標ランクB】

杭頭部の曲げ降伏ヒンジを許容する

保証設計：地中部はヒンジを生じさせないため、終局強度以内

せん断余裕度 $n=1.25$ 以上

- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル (多層地盤モデル)
- ・ 基礎梁 杭頭曲げ戻し応力を考慮した断面を線材モデルとする。ただし、張り間(Y)方向は連層耐力壁であるため、剛体とする。
- ・ 杭設計用地震力 (張り間(Y)方向) $Z=1.0$

6.4.2の検討は、上部構造が連層耐力壁のせん断破壊型であったため、 $D_s=0.55$ 相当による慣性力を用いて杭の設計を行っていたが、本検討では上部構造が靱性破壊(壁の曲げ破壊)となることを想定して慣性力を算定する。

上部構造の必要保有水平耐力相当($D_s=0.40$)を水平力とする。

上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1=40093$ kN

1階部分の重量 $W_1=14316$ kN

基礎の重量 $W_f=12096$ kN

地下部設計震度 $K=0.40$

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 50658$ kN

杭1本当たり設計用地震力 $Q_p = \Sigma Q_p / n = 1900$ kN

- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法(地盤1)
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.40$ 相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

表 6.4.6-1 長期時および地震時軸力

Kv : 基礎鉛直剛性 (kN/cm)
 NL : 長期軸力 (kN)
 Ne : 水平荷重時応力 (kN)
 ΣN : NL + Ne (kN)

X方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-9314.98	1639.98	158.98	-1.41	-147.80	-1445.04	9110.28
	ΣN	-2281.89	12416.46	10269.75	10086.93	9961.79	9325.30	16136.51
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-10147.86	837.45	-174.37	-32.67	243.36	-867.40	10141.49
	ΣN	-4572.36	9310.79	8302.18	8434.82	8720.54	7605.28	15717.59

X方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	8815.51	-1253.30	-166.29	-5.68	143.03	1729.88	-9263.14
	ΣN	15848.60	9523.17	9944.48	10082.67	10252.61	12500.22	-2236.90
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	9884.66	-635.76	201.90	-15.51	-180.55	863.59	-10118.33
	ΣN	15460.16	7837.57	8678.45	8451.97	8296.63	9336.27	-4542.22

Y方向正加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	13771.85	15363.15	15759.35	15782.06	15739.90	15316.16	13808.84
	ΣN	20804.95	26139.63	25870.12	25870.40	25849.48	26086.51	20835.08
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	-13329.29	-15758.70	-15793.56	-15780.19	-15793.74	-15757.18	-13328.66
	ΣN	-7753.78	-7285.36	-7317.01	-7312.70	-7316.55	-7284.50	-7752.56

Y方向負加力

		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
Y2	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	7033.09	10776.48	10110.77	10088.34	10109.59	10770.34	7026.24
	Ne	-14738.55	-17784.26	-17335.02	-17308.54	-17333.32	-17777.44	-14730.61
	ΣN	-7705.46	-7007.79	-7224.25	-7220.20	-7223.73	-7007.10	-7704.37
Y1	Kv	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定	1F 固定
	NL	5575.50	8473.33	8476.54	8467.49	8477.18	8472.68	5576.10
	Ne	15321.70	17168.90	17372.62	17331.87	17341.22	17116.71	15354.73
	ΣN	20897.20	25642.23	25849.16	25799.36	25818.41	25589.39	20930.83

(2) 既製杭（杭体・杭頭接合部）の耐震設計

- ・杭体は弾塑性モデルとする。
- ・地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による変位増分解析と建物慣性力を杭頭部に加力した荷重増分解析を同時に行う。また、等分割100ステップで計算を行う。
- ・地盤ばねは、群杭係数を考慮し、地盤降伏による非線形を評価したばねとする。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」に準じて考慮する。
- ・中実杭は Linear モデルとし、PHC 杭は終局曲げ耐力 sMu を降伏耐力とした Bi-Linear モデルとする。
- ・杭頭ヒンジを許容する杭体の非線形性は、第1折れ点（ θ_y , Mu ）を持つ完全弾塑性とする。
- ・杭先端はピン支持とする
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・応力解析は「SNAP」（構造システム）を使用する。
- ・地震時の軸方向力は、保有水平耐力時の変動軸力が大きい Y 方向(正加力時)とする。

(3) 基礎梁の耐震設計

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。

なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

(4) パイルキャップの耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」による設計

パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・基礎形式 既製杭（高支持力杭）
- ・杭本数 24本
- ・杭長 地盤1：L=16.0m（杭天端 GL-4.0m，杭先端 GL-20.0m）

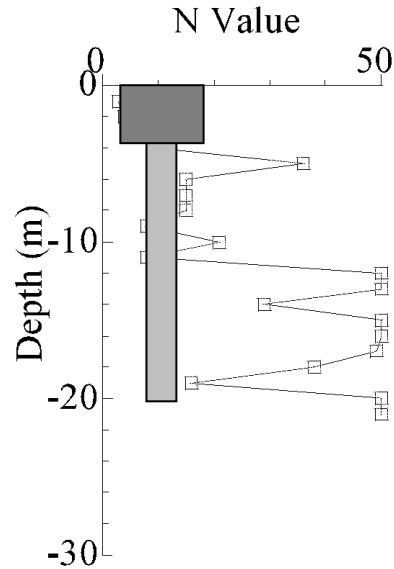


図 6.4.6-1 地盤1の杭レベル

2) 鉛直支持力の検討

高支持力杭工法による支持力の確認を行う。（最大軸力部による代表検討とする）

$$R_u = \alpha \cdot N \cdot A_p + (\beta \cdot N_s \cdot L_s + \gamma \cdot q_u \cdot L_c) \phi$$

α ：杭先端支持力係数 $\alpha=490$ （砂質土）

β ：砂質土の杭周面摩擦力係数 $\beta=5.2$

γ ：粘性土の杭周面摩擦力係数 $\gamma=0.72$

長期許容支持力

$$R_{aL} = 1/3 R_u = 10380 \text{ kN} > N_L = 5388 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.52)$$

地震時軸力については、 $D_s=0.55$ の軸力を $D_s=0.40$ 相当に低減して断面算定に用いる。

【ランク B】

極限支持力

$$R_{am} = R_u = 31139 \text{ kN} > N_m = 10000 \text{ kN/本} \quad (\text{検定比 } 0.33) \text{ OK}$$

短期引抜き抵抗力

$$tR_a = 2/3(4.2 N_s \cdot L_s + 0.58 q_u \cdot L_c) \phi + W_p = 7237 \text{ kN} > 3400 \text{ kN/本} \quad (0.47)$$

第6章 設計例4：共同住宅C

3) 水平時の杭応力の算定

(a) 中実杭工法の杭頭バネの復元力特性

・中実杭の諸元

杭径： $\phi=1000\text{mm}$

鋼管厚さ： $t=25\text{mm}$

コンクリートの設計基準強度： $F_c=36\text{N/mm}^2$

主筋：17-D38 (SD390)

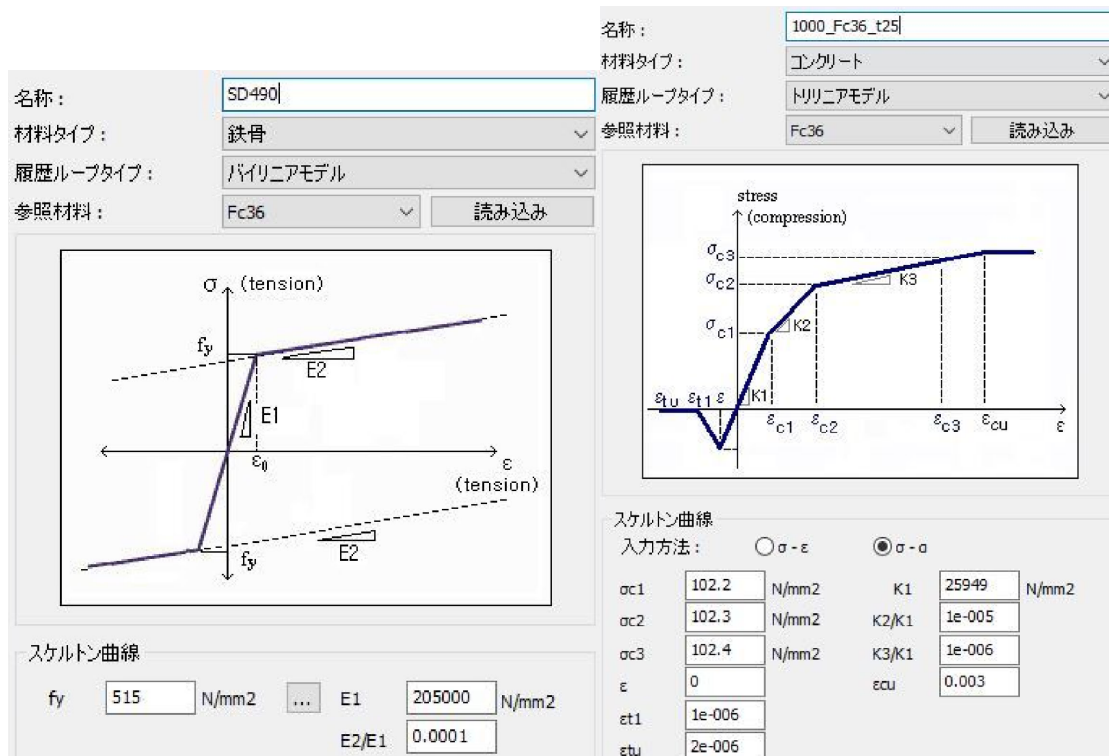
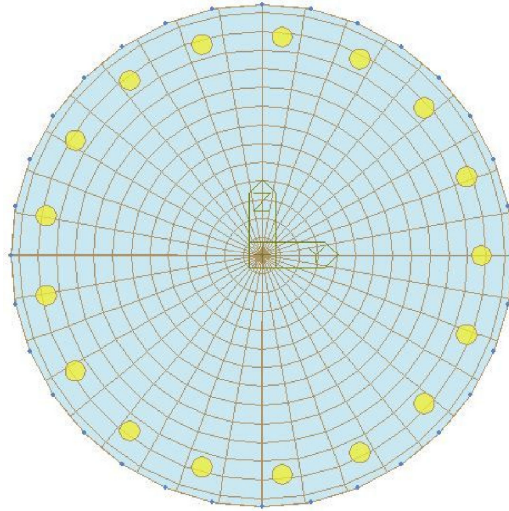
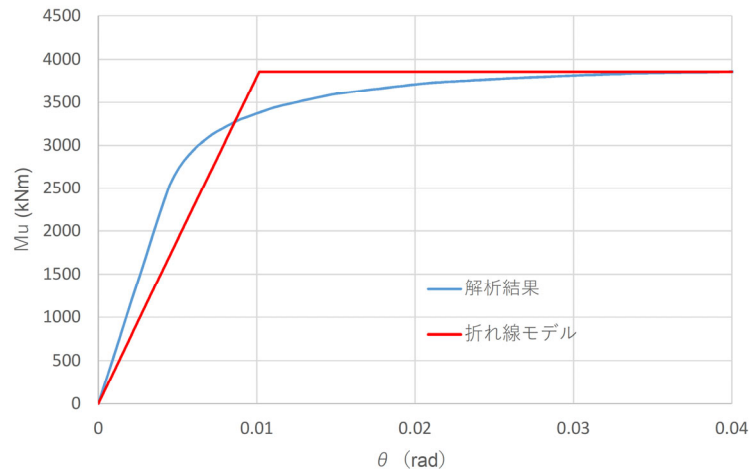
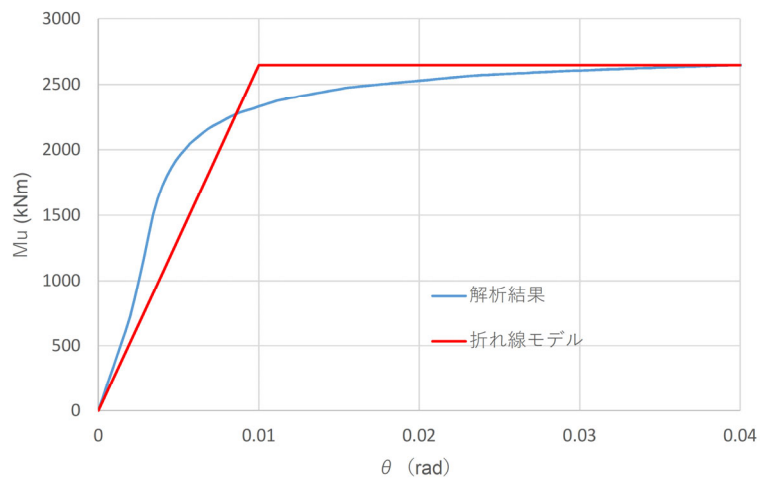


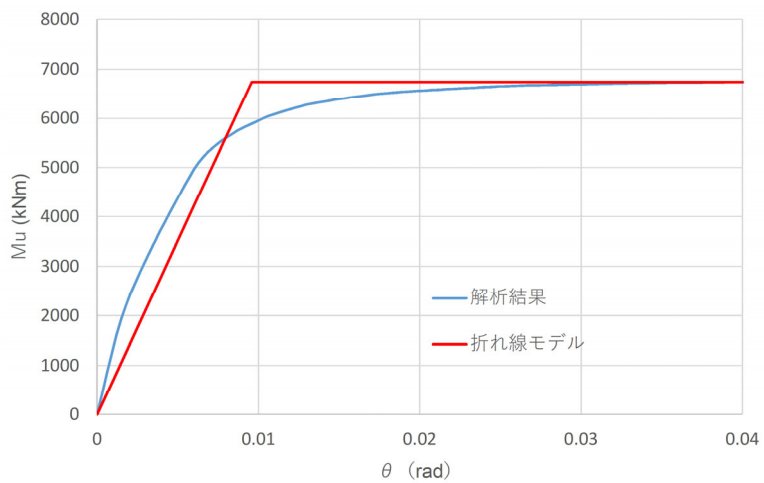
図 6.4.6-2 中実杭工法の杭頭バネ算定用モデルおよび諸元



(a)軸力0時 $\theta_y=0.97\%$



(b)引張軸力時 $\theta_y=1.00\%$ ($\eta = -0.41 \geq -0.50$ $\eta_e = -0.41 \geq -0.50$)



(c)圧縮軸力時 $\theta_y=0.92\%$ ($\eta = -0.29 \leq 0.40$ $\eta_e = -0.12 \leq 0.25$)

図 6.4.6-3 杭頭バネの復元力特性

(b) 杭の応力解析モデル

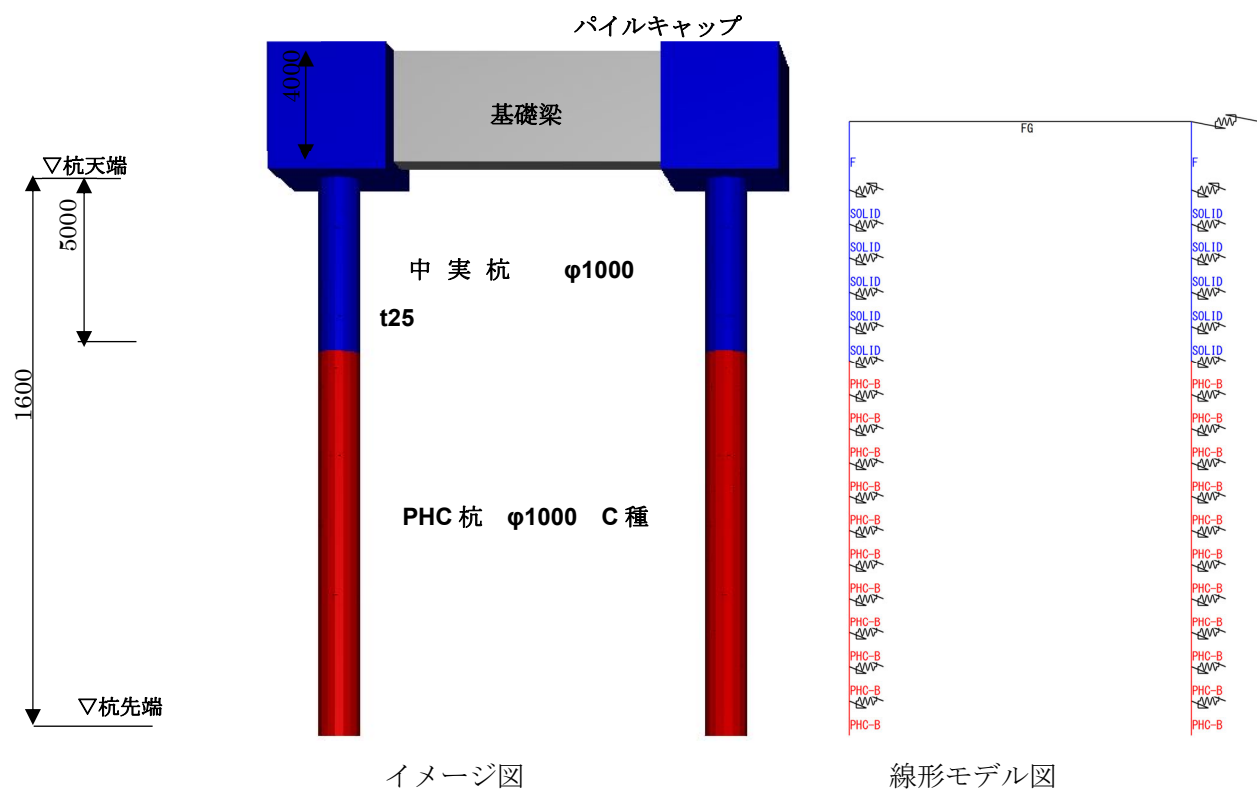
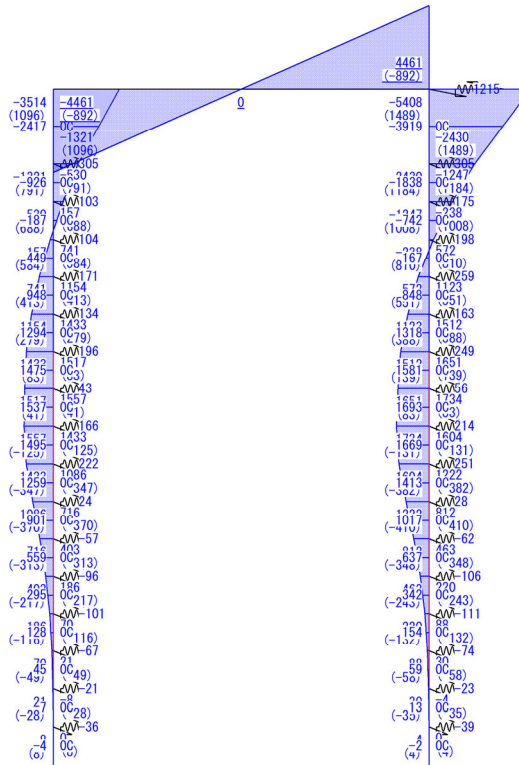


図 6.4.6-4 杭応力解析モデル図

(c) 応力解析結果



※降伏ヒンジが生じていない（回転角 引張側 $\theta=0.5\%$ 圧縮側 $\theta=0.3\%$ ）

図 6.4.6-5 曲げモーメント図

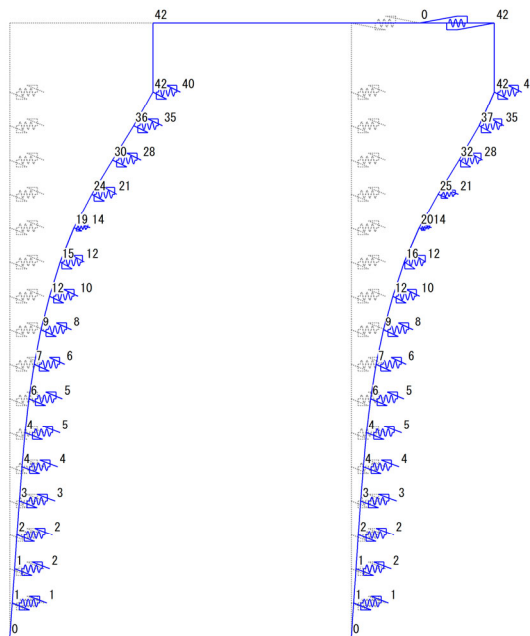


図 6.4.6-6 変位図

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加軸力 N は、基礎梁に生じるせん断力 Qfg を採用

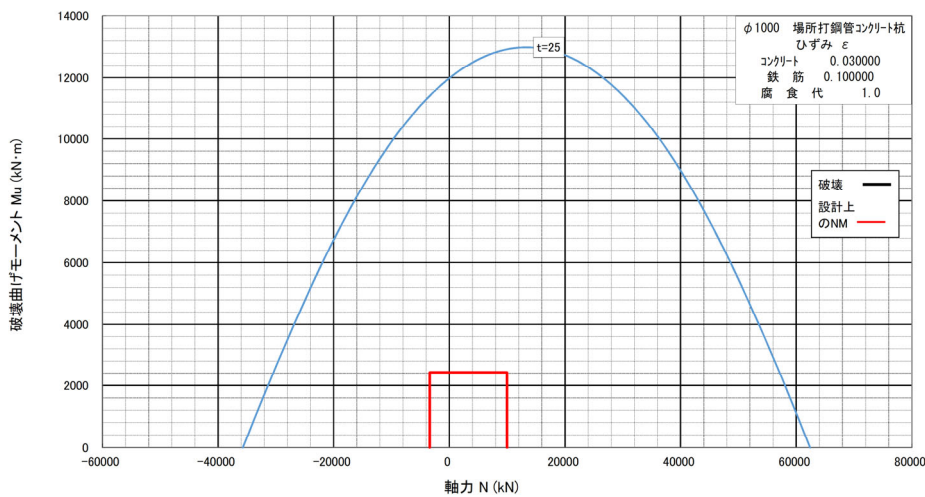
表 6.4.6-2 付加軸力を考慮した杭軸力

軸力 (kN)	引張側	圧縮側
上部架構：地震時	-5639	18815
付加軸力	-1000	1000
杭設計用軸力 (杭1本当たり)	-3400	10000

5) 杭体の検討

杭頭の隙間部で降伏ヒンジ許容しているため、上杭・下杭とも降伏ヒンジを許容していないことを確認する。6.4.2 のランク B 試設計に比べて曲げモーメントと軸力がともに減少しており、鋼管厚さは径厚比 (D/t ≤ 40) で決定された。

【上杭】中実杭 φ1000 t=25



設計上のNM			杭体の曲げモーメント	
Nmax(kN)	Nmin(kN)	Mmax(kN·m)	Nmax時	Nmin時
10000	-3400	2430	12930	11404

図 6.4.6-7 杭断面算定結果・せん断力設計

杭中央部の短期許容せん断耐力は、SC 杭のせん断設計と同様に鋼管のみの短期許容せん断耐力として検討する。

$$Q_{as1} = A_{cs} \cdot f_{cs} / k_s$$

$$= 73589 \cdot 188 / 2.0 = 6917 > 1489 \text{ kN} \quad \text{検定比 } 0.22 \text{ (余裕度 } 4.67)$$

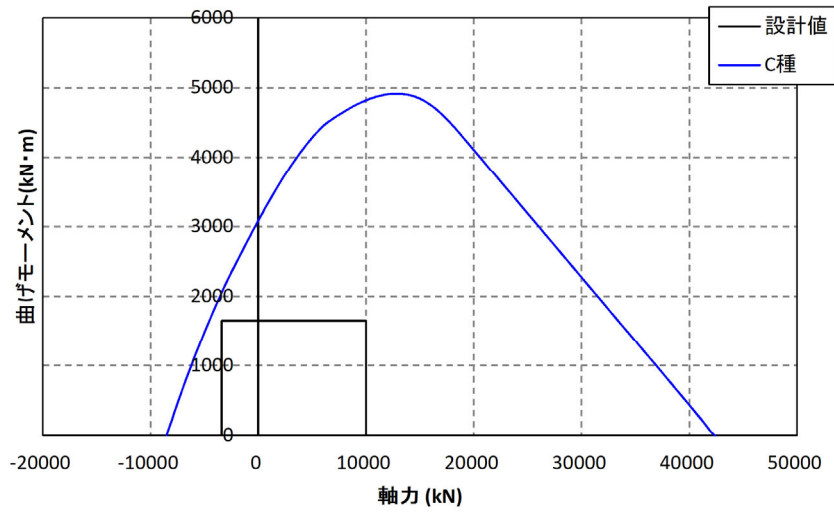
杭隙間部の短期許容せん断耐力は、鉄筋のダボ抵抗の短期許容耐力として検討する。

$$Q_{as2} = A_s \cdot s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$$

$$= 19380 \cdot 429 / \sqrt{3} = 4800 \text{ kN} > 1489 \text{ kN} \quad \text{検定比 } 0.31 \text{ (余裕度 } 3.24)$$

地中部曲げモーメントも若干減少したことから PHC 杭の使用範囲を 2020 年度のランク B 試設計に比べて 5m 上方まで適用できる結果となった。

【下杭】PHC 杭 φ1000 C種



No.	設計条件				検討結果					
	最小軸力 (kN)	最大軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	最小軸力		最大軸力		許容値 (kN)	検定比
					許容値	検定比	許容値	検定比		
1	-3400.0	10000.0	1651.0	410.0	2054.9	0.80	4820.3	0.34	811.0	0.51

図 6.4.6-8 杭断面算定結果

中実杭工法による上部架構の慣性力 $D_s=0.40$ とした場合の断面算定結果による杭断面を示す。

表 6.4.6-3 杭リスト (ランク B)

杭符号	杭径 (mm)	位置	杭種	杭厚 (mm)	F_c (N/mm ²)	杭長 (m)	杭全長 (m)
P1	1000	上杭	中実杭 (t=25mm,SKK490)	—	36	5	16
		下杭	PHC (C種)	150	105	11	

第6章 設計例4：共同住宅C

6) 基礎梁の設計

本検討の対象となる基礎梁は連層耐力壁となるが、杭頭曲げ戻しによるモーメントをすべて負担した設計を行う。

せん断力に関しては、杭頭曲げ戻し応力により生じるせん断力に対して余裕度 1.25 を確保する。
 なお、連層耐力壁付きの基礎梁であるため、長期荷重時応力は考慮しない。

表 6.4.6-4 基礎梁の断面算定結果

dt = 150 mm
 Fc = 33 N/mm²

b	x	D	d	位置	MDF	srM	MD	at	r n	設計配筋	pt	Qo	QM>>	QM<<	QD	Q/b·j	M/Q·d	(1)	(2)	pw	S T P	余裕度	
mm	mm	mm	mm	Y	kNm	kNm	kNm	cm ²			%	kN	kN	kN	N/mm ²					%	(pw)	曲げ	せん断
																					(%)		
800	x	3000		0	U	4206	0	4206	38.22	6	6-D 29	0.169		1184	1480	0.74	1.25	1.31		0.200		1.01	1.49
		2850		D	D	2508	0	2508	22.79	4	6-D 29	0.169		1184								1.69	
中実杭				1	U	4206	0	4206	38.22	6	6-D 29	0.169	0	791	989	0.50	1.87	0.90		0.200		1.01	1.49
				D	D	2508	0	2508	22.79	4	6-D 29	0.169		791								1.69	

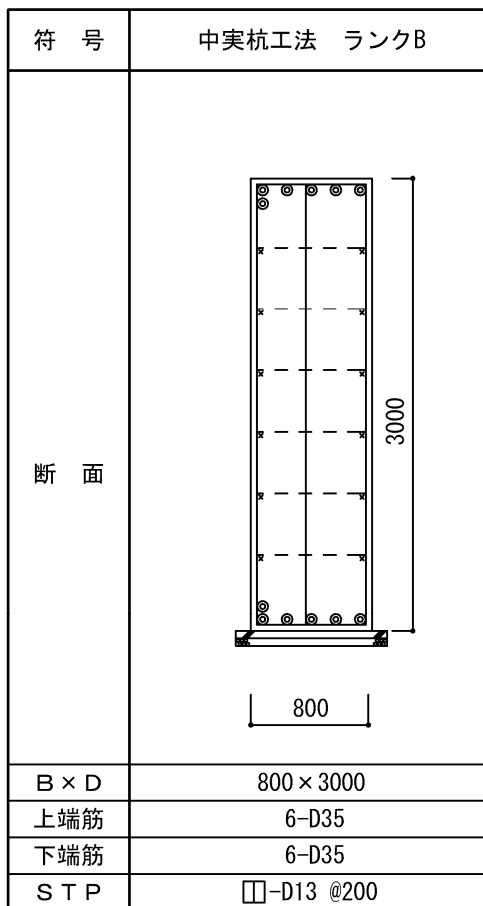


図 6.4.6-9 基礎梁断面リスト (ランク B)

7) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

パイルキャップの設計用応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2018年版^[6-7]に準じて算定し、日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」^[6-8]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

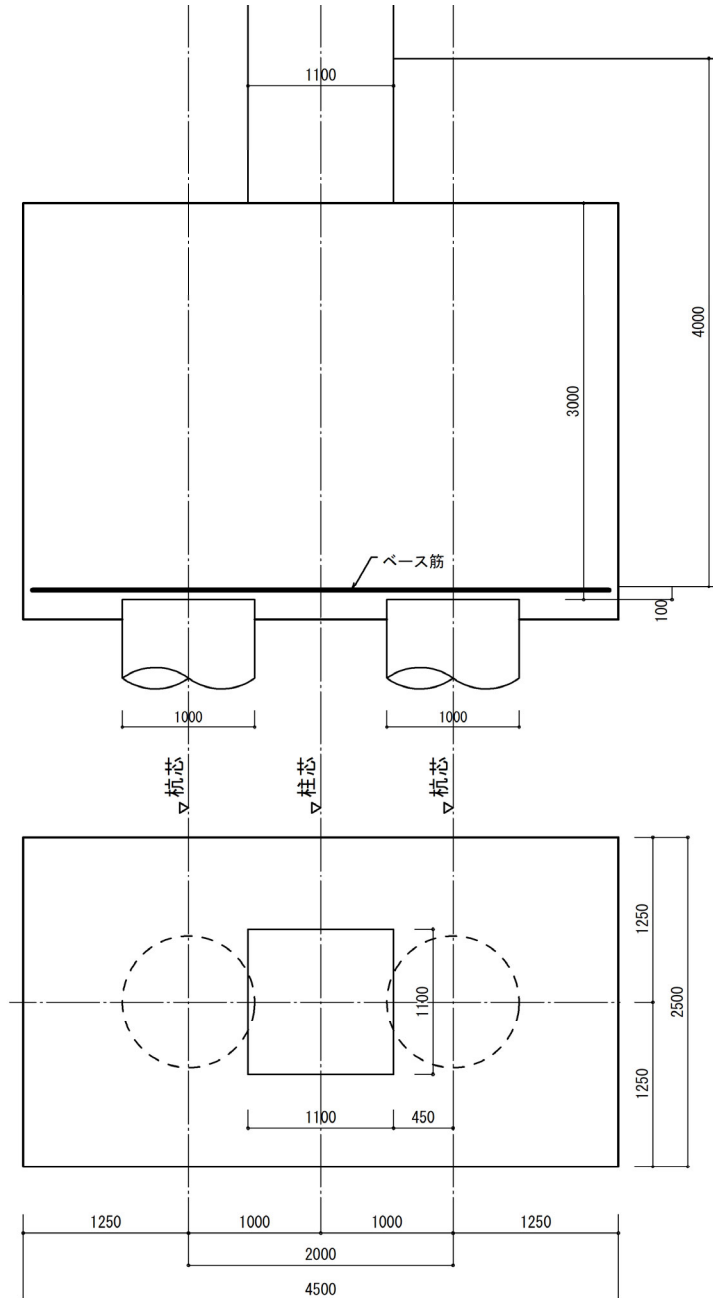


図 6.4.6-10 パイルキャップ形状

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.6-5 2本杭のパイルキャップ設計応力および断面算定

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	長期時軸方向力	cNI	0	kN	
	長期時曲げモーメント	cMI	0	kNm	
	地震時軸方向力	cNd	12634	kN	
	地震時曲げモーメント	cMd	0	kNm	
杭	杭頭モーメント	T	2430	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	1184	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	T'	4206	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（左側）	R1	5043	kN	
	軸方向力（右側）	R2	7592	kN	
	曲げモーメント（左側）	Mf1	6475	kNm	
	曲げモーメント（右側）	Mf2	1103	kNm	
	設計用曲げモーメント	Mf	6475	kNm	
	設計用せん断力	Qf	7592	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	r	1100	mm	
	梁せい	r'	1100	mm	
杭	径	φ	1000	mm	
	間隔倍率	α	2.0	xφ	
	間隔	a	2000	mm	
パイルキャップ	杭並び方向の幅	l	4500	mm	
	杭並び直交方向の幅	l'	2500	mm	
	せん断有効幅	le	3300	mm	
		le'	2500	mm	
	せい	Dcp	3000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	d	2900	mm	
	応力中心間距離	j	2538	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33
	コンクリートの短期許容せん断応力度	fs	1.23	N/mm ²	
	柱フェイスから杭芯までの距離	lp	450	mm	
		d/lp	6.67		
		lp/d	0.16		
lp/a	0.45				
形状による低減係数	βb	0.45			
必要鉄筋量	損傷限界	an	12.75	本	
	安全限界	un	11.27	本	
	設計鉄筋	14 -D38		(@185)	
		at	15960	mm ²	
ft	390	N/mm ²			
	限界曲げモーメント	損傷限界曲げモーメント	aMcp	7107	kNm
(0.91)		検定比	OK		
安全限界曲げ強度	uMcp	8042	kNm		
	(0.81)	検定比	OK		
限界せん断力	損傷限界せん断力	aQcp	7803	kN	
	(0.97)	検定比	OK		
	安全限界せん断強度	uQcp	10725	kN	
(0.71)	検定比	OK			

※3章でパンチングシアアの検討方法も示されているが、決定要因とならないため検討を省略する。

本設計例では、dをパイルキャップせいで統一して計算している。

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

本設計例は2本打ち杭となっているが、1本打ち杭と考えた場合に「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）」日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[6-1]に基づいて、パイルキャップの設計を実施する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{\frac{a}{D} + 0.12} + 0.85\sqrt{cP_w c\sigma_{wy} + p_cP_w p_c\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

ここで F_c :コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D :せん断スパン比 cP_w : 柱せん断補強筋比,

$c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²) p_cP_w : パイルキャップせん断補強筋比 $p_c\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 :軸方向応力度(N/mm²), b :部材幅(mm),

第6章 設計例4：共同住宅C

・断面算定結果

表 6.4.6-6 1本杭として検討したパイルキャップ設計応力および断面算定

パイルキャップ設計用応力				備考	
柱	柱のせん断力	cQm	0	kN	
杭	杭頭モーメント	Mp	2430	kNm	
	杭頭せん断力	Qp	1184	kN	
	パイルキャップ芯モーメント	Mp'	3614	kNm	
パイルキャップ	軸方向力（引張側）	R1	-3400	kN	
	軸方向力（圧縮側）	R2	10000	kN	
	設計用せん断余裕度	α	1.25		
	設計用せん断力	Qd	4009	kN	
断面					
基礎梁	基礎梁せい	D	4000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	150	mm	
	主筋の水平投影長さ	Dpc	1700	mm	
	基礎梁の有効せい	d	3850	mm	
柱	柱幅	Db	1100	mm	
	梁せい	Dc	1100	mm	
	柱主筋		4	-D38	
杭	径	ϕ	1000	mm	
	杭の円形断面の等価せい	Dp	1063	mm	外周+100
	杭頭接合筋		17	-D38	
		atp	19380	mm	
パイルキャップ	幅	pb	2500	mm	
	せい	Dcp	2000	mm	
	引張鉄筋重心位置	dt	100	mm	
	有効せい	de	1288	mm	
	応力中心間距離	j	1127	mm	
	コンクリート設計基準強度	Fc	33	N/mm ²	基礎梁Fc33
	せん断スパン比	a/D	2.87		
第1項	開く側	at	14250	mm ²	
		Pt	0.44	%	
		Qu1	2706	kN	第1項耐力
	閉じる側	at	4560	mm ²	
		Pt	0.14	%	
		Qu1	2082	kN	第1項耐力
第2項	柱のせん断補強筋		2	-D13 @150	
		cat	3302	mm ²	
		cPw	0.15	%	
		c σ wy	295	N/mm ²	
	パイルキャップのせん断補強筋		2	-D13 @300	
		pcat	2032	mm ²	
		pcPw	0.03	%	
		pc σ wy	295	N/mm ²	
		Qu2	17823	kN	第2項耐力
第3項	開く側	σ 0	0	N/mm ²	
		Qu3	0	kN	第3項耐力
	閉じる側	σ 0	3	N/mm ²	
		Qu3	875	kN	第3項耐力
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	pQu	21405	kN	
	閉じる側	uMcp	20781	kN	
			(0.19)	検定比	OK
			(0.19)	検定比	OK

8) メカニズム状態の確認

降伏埋込工法における代表的なメカニズム状態として、表 6.4.6-6 に X3 通り位置における基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 6.4.6-7 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 6.4.6-7 基礎構造システムのメカニズム時の状態

検討場所：X3 通り		2 次設計	
余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
連層耐力壁		1 階曲げ破壊	
基礎梁曲げ		1.01	
基礎梁せん断		1.49	
杭曲げ	杭頭	4.69	5.32
	杭軸部	1.25	2.94
杭せん断	杭頭	3.24	3.24
	杭軸部	1.96	5.88
杭頭接合部		2.00	2.78
パイルキャップ (RC 基礎部材指針)		1.41	1.41
パイルキャップ (論文)		3.03	2.94
杭支持力		2.13	3.03

中実杭工法においては、連層耐力壁の曲げ破壊時に杭頭隙間部が曲げ降伏しないと考えられる。

6.5 結論

6.5.1 まとめ

(1) 既製杭の検討

- ・建物の Y 方向に対して既製コンクリート杭の性能目標ランク B およびランク A の試設計をおこなった。
- ・杭工法は 11 階建ての連層耐力壁方向であり高軸力となることから高支持力杭工法を採用し、杭体は 2 本杭とした。
- ・慣性力が $D_s=0.55$ 相当においては、ランク B で SC 杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=16\text{mm}$ ），ランク A で SC 杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=23\text{mm}$ ）となった。
- ・慣性力が $D_s=0.55$ 相当におけるランク B は杭頭部で曲げ降伏ヒンジを許容しているが、本試設計では最大ステップ数 100 中、解析ステップ数 75 において引張側の杭頭部で曲げ降伏ヒンジが生じ、最終ステップにおいて回転角 $R=0.002\text{rad}$ ，塑性率 $\eta=1.37$ となっている。なお、塑性率は SC 杭の復元力特性（Bi-Linear モデル）の曲げ降伏変位と解析終了時（最終ステップ時）変位の比率としている。
- ・慣性力が $D_s=0.40$ 相当においては、ランク B で上杭は $D_s=0.55$ 相当と変わらず SC 杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=16\text{mm}$ ）であったが下杭の範囲が 1m 上方へ適用できる結果となった。ランク A では、上杭は $D_s=0.55$ 相当が SC 杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=23\text{mm}$ ）であったが SC 杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=21\text{mm}$ ）となり、下杭は $D_s=0.55$ 相当より 1 m 上方へ適用できる結果となった。

(2) 杭の軸力比

引張側の軸耐力は、SC 杭が鋼管のみ、PHC 杭が PC 鋼棒のみの引張耐力を採用し、圧縮側の軸耐力は、SC 杭がコンクリートと鋼管の和とし、PHC 杭はコンクリートのみの圧縮耐力で算定した。

・ 1 次設計（ $C_o=0.20$ 時）

上杭 SC 杭 $\phi 800$ $t=9$ 引張側： $N/N_{ut}=0.12$ 圧縮側： $N_u/N_{uc}=0.43$

・ 2 次設計（ $C_o=0.55$ 時）

【ランク B】

上杭 SC 杭 $\phi 1200$ $t=16$ 引張側： $N/N_{ut}=0.26$ 圧縮側： $N_u/N_{uc}=0.22$

【ランク A】

上杭 SC 杭 $\phi 1200$ $t=23$ 引張側： $N/N_{ut}=0.18$ 圧縮側： $N_u/N_{uc}=0.20$

(3) 既製コンクリート杭のパイルキャップの検討

- ・曲げおよびせん断強度については、「RC 基礎指針（案）」^[6-10]の場所打ち杭の 2 本杭の検討式に準じてパイルキャップの検討を行った。ただし、2 本打ち杭におけるパイルキャップの応力算定は「RC 規準」（2018^[6-7]）を参考としている。

(4) 降伏埋込工法による検討

- ・既製杭をパイルキャップに埋め込み、かつ定着筋を用いてパイルキャップ内に定着する工法による杭頭部の復元力特性を評価して目標ランク B として検討を行った。
- ・杭頭を固定として設計したモデルに比べ、降伏埋込工法では杭頭部に非線形ばねを設けたことから

杭頭部の回転剛性の影響が非常に大きく応力が低減されたことにより上杭はSC杭（ $\phi 1200$ ，鋼管の最大板厚 $t=14\text{mm}$ ）となり，下杭の範囲が6.4.2の検討に比べて5m上方へ適用できる結果となり，一般的な断面切り替え位置（範囲）となった。

(5) 中実杭工法による検討

- ・圧縮靱性のある中実杭による杭頭部の復元力特性を評価して目標ランク B として検討を行った。
- ・上杭は従来の設計法や降伏埋込工法の杭径（ $\phi 1200$ ）に比べ，中実杭は杭径が $\phi 1200$ から $\phi 1000$ へと小さくすることが可能で，鋼管の最大板厚 $t=25\text{mm}$ Fc36 主筋 17-D38 となり，下杭の範囲が6.4.2の検討に比べて5m上方へ適用できる結果となり，一般的な断面切り替え位置（範囲）となった。
- ・目標ランク B として検討を行ったが，引張側においても柱頭隙間部に曲げ降伏ヒンジは生じなかった。

(6) 各工法の比較

- ・慣性力 $D_s=0.40$ 相当時の杭頭固定モデルと降伏埋込工法および中実杭工法の応力状態を比較する。
- ・軸力比や回転角に制限を設けることで靱性を確保し，杭頭接合部の回転剛性を評価することで，杭頭応力が非常に小さくなる結果となった。中実杭工法は，初期荷重時から回転剛性が低い状態で解析しており，今回の荷重条件においては降伏に至らず応力が非常に小さく評価されている。

表 6.5.1-1 検討結果比較表

検討ケース		杭頭固定	降伏埋込工法	中実杭工法
杭頭モーメント (kNm)	引抜側	6336	4138	1321
	圧縮側	9125	6290	2430
杭頭せん断力 (kN)	引抜側	1697	1360	791
	圧縮側	2344	1860	1184
軸力 (kN)	引抜側	-4000	-3700	-3400
	圧縮側	10600	10300	10000
軸力比	引抜側	-0.21	-0.39	-0.40
	圧縮側	0.16	0.23	0.29
杭頭部回転角 (rad)	最大	0.002	0.003	0.005
塑性率	最大	6.65	1.10	0.50

6.5.2 今後の検討課題

(1) 既製杭の検討

- ・ $D_s=0.55$ 相当における検討において杭頭定着筋は、A法での設計が困難であり、杭頭側面でのこ作用による終局曲げモーメントと杭頭定着筋による終局曲げモーメントで、設計用曲げモーメントを負担する設計法を採用する必要がある。

(2) 既製コンクリート杭のパイルキャップの検討

- ・ 継続使用性において2本打ち杭以上のパイルキャップの設計法に関する文献が非常に少ないため、今後研究開発が必要である。

(3) 中実杭工法による検討

- ・ 引張側の杭頭隙間部（接合部）の回転剛性が終局状態（最大軸力時）を想定した剛性評価としていることから、圧縮側に比べて初期荷重状態から回転剛性が非常に低く、降伏ヒンジが生じない結果となった。本試設計の1スパン建物のように杭頭ばねの影響が大きいケースでランクBを目標とする場合は、杭頭ばねの設定（剛性、耐力、剛性低下等）により結果が異なってくるため、モデル化等を含め今後の課題となる。

参考文献

- [6-1] 岸田慎司, 向井智久, 中村聡宏, 小林勝巳, 宮本和徹, 長澤和彦, 金子治, 河野進:「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」: 日本建築学会大会学術講演概集(東北), pp.595-596, 2018年9月
- [6-2] 向井智久, 平出務, 渡邊秀和, 中村聡宏, 毎田悠承, 河野進, 岸田慎司, 小林勝巳, 金子治, 福田健, 今井康幸, 木谷好伸, 石川一真, 早川哲生, 長澤和彦, 平尾一樹, 浅井陽一:「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究, 国立研究開発法人建築研究所, No.195号 第3章, 2019年10月
- [6-3] 松田竜, 毛井崇博, 加藤洋一, 水島康介, 白井将大:「SC 杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」: 日本建築学会構造系論文集, 第776号, pp.1291-1301, 2020年10月
- [6-4] 田所 敦志, 伊藤 裕一, 草刈 崇圭, 向井 智久, 田沼 毅彦, 小田 聡:「地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価 その8 高層壁付き共同住宅の耐震設計・評価例」: 日本建築学会大会学術講演概集(九州), pp.45-46, 2016年8月
- [6-5] 伊藤 裕一, 田所 敦志, 草刈 崇圭, 向井 智久, 田沼 毅彦, 小田 聡:「地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価 その9 高層壁付き共同住宅の杭基礎の耐震設計・評価例」: 日本建築学会大会学術講演概集(九州), pp.47-48, 2016年8月
- [6-6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)
- [6-7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2018)
- [6-8] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)
- [6-9] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説(2010)
- [6-10] 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針(2019)
- [6-11] 日本建築学会: 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能(1990)
- [6-12] 三谷セキサン株式会社: 杭頭接合構法(Lev-Pile 構法)技術資料(2019)