

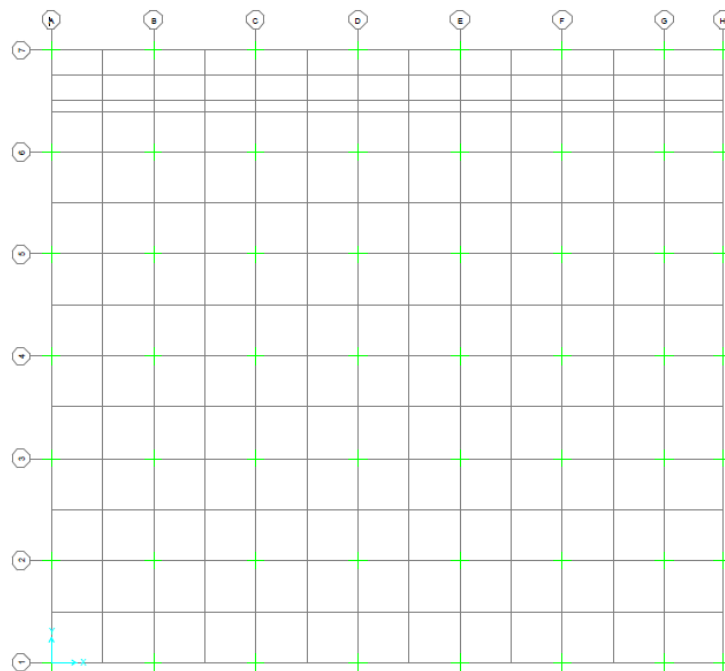
## BAB VII PERENCANAAN PONDASI

### 7.1 Umum

Perencanaan struktur bawah Gedung Hotel Dame pada tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang dari bahan beton bertulang. Demi keselamatan dari penghuni Hotel ini sendiri maka struktur bawah harus direncanakan dengan baik agar saat terjadi keruntuhan struktur bawah tidak mengalami keruntuhan terlebih dahulu sebelum struktur atas.

### 7.2 Beban Aksial Pondasi

Permodelan analisa struktur pada BAB VI dengan bantuan program bantu komputer digunakan untuk mendapatkan reaksi perletakan yang nantinya akan digunakan sebagai beban bagi pondasi. Pemetakan titik perletakan dapat dilihat pada **Gambar 7.1** sedangkan untuk hasil reaksi perletakan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 7.1** reaksi yang diambil adalah reaksi beban terbesar.



**Gambar 7. 1** Pemetaan Titik Perletakan

**Tabel 7. 1** Nilai Beban Aksial (P)

Titik	Beban P (Ton)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
1	537,63	772,48	775,69	766	750,94	621,83	394,03	431,29
2	756,72	1172,76	1197,15	1196,51	1193,71	1144,53	807,32	633,66
3	766,51	1194,44	1221,65	1220,91	1221,31	1203,92	860,96	661,01
4	765,507	1193,69	1220,84	1220,09	1220,79	1204,41	861,39	661,20
5	770	1194,44	1221,64	1220,89	1221,55	1205,09	864,99	668,89
6	762,67	1172,78	1197,14	1196,42	1197,03	1182,69	857,12	667,40
7	533,55	772,41	775,53	765,84	757,32	741,94	581,21	527,31

### 7.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan struktur bawah pada tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang. Subbab ini membahas tentang persamaan yang meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang, kontrol maksimum pada pancang kelompok. Pemilihan bentuk tiang pancang dilakukan dengan mempertimbangkan dimensi, luasan, tegangan yang diijinkan dan juga pengurangan tegangan yang terjadi. Sebagai pertimbangan, digunakan contoh tiang pancang lingkaran tipe A dan tiang pancang persegi tipe A dengan dimensi yang digunakan yaitu 50 cm dan 50 x 50 cm. Dengan ukuran dimensi yang sama didapatkan bahwa data sebagai berikut seperti pada **Tabel 7.2**.

**Tabel 7. 2** Perbandingan Nilai Perbandingan untuk Pondasi Tiang Pancang

	Lingkaran	Persegi
<b>Dimensi</b>	50 cm	50 x 50 cm
<b>Luasan</b>	1.159,25 cm <sup>2</sup>	2.500 cm <sup>2</sup>
<b>Allowable compression</b>	(A1) 185,30 ton (A2) 181,70 ton	335,12 ton
<b>Decompression tension</b>	(A1) 54,56 ton (A2) 68,49 ton	77,30 ton

(Sumber: Brosur Produk PT. Wijaya Karya Beton, 2017)

Dengan demikian, tiang pancang dengan penampang persegi dimensi 50 x 50 cm dipilih karena didapat dengan dimensi yang sama akan tetapi luasan serta tegangan ijin yang lebih besar daripada penampang lingkaran. Hal ini berpengaruh pula pada jumlah tiang pancang yang digunakan nantinya. Apabila menggunakan tiang pancang penampang

lingkaran dengan dimensi yang sama, maka jumlah tiang pancang yang dihasilkan akan semakin banyak. Maka dari itu, penggunaan tiang pancang dengan penampang persegi ini dinilai lebih efisien.

### 7.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung hotel ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete square piles* produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Digunakan pondasi tiang pancang karena spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

- *Outside diameter* = 50 x 50 cm
- *Class* = A
- *Concrete cross section* = 2500 cm<sup>2</sup>
- *Unit weight* = 625 kg/m
- *Bending moment crack* = 15,16 ton.m
- *Bending moment ultimate* = 18,68 ton.m
- *Allowable axial load* = 335,12 ton

Produk dari PT. Wijaya Karya Beton ini mempunyai  $P_{bahan}$  beton *precast* sebesar 335,12 ton. Panjang tiang pancang yang direncanakan adalah 15 meter dengan besar daya dukung tanah pada kedalaman tersebut, kemudia dikontrol harus lebih kecil dari  $P_{bahan}$  beton *precast*.

### 7.3.2 Daya Dukung 1 Tiang

Daya dukung pada 1 tiang dapat dilihat berdasarkan kekuatan tiang pancang dan kekuatan pada tempat tiang pancang ditanam. Kekuatan daya dukung tanah harus dihitung dengan memberikan angka keamanan dan efisiensi pada kelompok tiang. Berikut perhitungan daya dukung tiang berdasarkan pada data CPT.

- **Berdasarkan Data Penyelidikan Tanah CPT**

Pada perhitungan daya dukung tanah berdasarkan kekuatan tanah direncanakan berdasarkan data hasil tes sondir (CPT) dengan memperhitungkan daerah tanah yang mengalami keruntuhan yang diakibatkan geser penetrasi konus atau tiang pancang. Pada perencanaan gedung Hotel Debams digunakan data tanah Kota Mataram.

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak mengambil dari harga konus pada ujung tiang, tetapi harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang yang dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C.8D+C.4D}{2}$$

Keterangan :

C.8D = harga rata-rata konus, dihitung mulai dari ujung tiang sampai 8D keatas.

C.4D = harga rata-rata konus minimum, dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D ke bawah.

Dari data sondir yang ada, didapat harga konus sebagai berikut :

Untuk 8D = 400 cm ke atas dari ujung konus

$$C_1 = \frac{70+83+83+98+104+104+104+105+33+2533+48+68+62+60+85+155+180+205+250+250}{21}$$

$$C_1 = 222,857 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk 4D = 200 cm kebawah dari ujung konus

$$C_2 = \frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250+250+250}{11}$$

$$C_2 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka, } C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C.8D+C.4D}{2} = \frac{222,857+250}{2} = 236,429 \text{ kg/cm}^2$$

Dari hasil penyelidikan tanah CPT (*Conus Penetration Test*) diperoleh nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada jumlah hambatan pelekat (JHP) dan konus diambil nilai pada kedalaman 15 m, dengan data sebagai berikut :

$$\text{JHP} = 996 \text{ kg/cm}$$

$$C_n = 236,429 \text{ kg/cm}^2$$

Dari hasil penyelidikan tanah tersebut, dapat ditentukan daya dukung tiang sebagai berikut :

$$P_{tiang} = C_n \times \frac{A}{n_1} + \text{JHP} \times \frac{k}{n_2}$$

$$P_{ijin \ 1 \ tiang} = 236,429 \times \frac{50 \times 50}{3} + 996 \times \frac{4 \times 50}{5} = 236864,17 \text{ kg} \sim 236,864 \text{ ton}$$

Dimana :

$P_{tiang}$  = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

K = keliling tiang pancang (cm)

$C_n$  = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan ( $kg/cm^2$ )

JHP = jumlah hambatan pelekat ( $kg/cm$ )

$n_1$  = angka keamanan = 3

$n_2$  = angka keamanan = 5

### Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang =  $625 \times 15 = 9375 \text{ kg} = 9,375 \text{ ton}$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut

$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 236,864 - 9,375 = 227,489 \text{ ton}$

Diperoleh daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan kekuatan bahan beton lebih besar dibandingkan dengan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan kekuatan tanah sebesar  $P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 227,489 \text{ ton} \leq P_{bahan} = 335,12 \text{ ton}$ , memenuhi.

### 7.3.3 Rencana Kebutuhan Tiang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Hasil dari perhitungan jumlah tiang pancang sementara dapat dilihat pada **Tabel 7.2**.

**Tabel 7. 3** Rencana Jumlah Tiang

Titik	Beban (P)	$P_{ijin \text{ tiang}}$	Jumlah Tiang	
	(Ton)		Hitungan	Rencana
	(a)		(a)/0,5(b)	
A1	537,63	227,489	4,727	6
A2	756,72	227,489	6,653	6
A3	766,51	227,489	6,739	6
A4	765,507	227,489	6,730	6
A5	770	227,489	6,770	6
A6	762,67	227,489	6,705	6
A7	533,55	227,489	4,691	6
B1	772,48	227,489	6,791	6
B2	1172,76	227,489	10,310	9
B3	1194,44	227,489	10,501	9
B4	1193,69	227,489	10,494	9
B5	1194,44	227,489	10,501	9

<b>B6</b>	1172,78	227,489	10,311	9
<b>B7</b>	772,41	227,489	6,791	6
<b>C1</b>	775,69	227,489	6,820	6
<b>C2</b>	1197,15	227,489	10,525	9
<b>C3</b>	1221,65	227,489	10,740	9
<b>C4</b>	1220,84	227,489	10,733	9
<b>C5</b>	1221,64	227,489	10,740	9
<b>C6</b>	1197,14	227,489	10,525	9
<b>C7</b>	775,53	227,489	6,818	6
<b>D1</b>	766	227,489	6,734	6
<b>D2</b>	1196,51	227,489	10,519	9
<b>D3</b>	1220,91	227,489	10,734	9
<b>D4</b>	1220,09	227,489	10,727	9
<b>D5</b>	1220,89	227,489	10,734	9
<b>D6</b>	1196,42	227,489	10,518	9
<b>D7</b>	765,84	227,489	6,733	6
<b>E1</b>	750,94	227,489	6,602	6
<b>E2</b>	1193,71	227,489	10,495	9
<b>E3</b>	1221,31	227,489	10,737	9
<b>E4</b>	1220,79	227,489	10,733	9
<b>E5</b>	1221,55	227,489	10,739	9
<b>E6</b>	1197,03	227,489	10,524	9
<b>E7</b>	757,32	227,489	6,658	6
<b>F1</b>	621,83	227,489	5,467	6
<b>F2</b>	1144,53	227,489	10,062	9
<b>F3</b>	1203,92	227,489	10,584	9
<b>F4</b>	1204,41	227,489	10,589	9
<b>F5</b>	1205,09	227,489	10,595	9
<b>F6</b>	1182,69	227,489	10,398	9
<b>F7</b>	741,94	227,489	6,523	6
<b>G1</b>	394,03	227,489	3,464	6
<b>G2</b>	807,32	227,489	7,098	6
<b>G3</b>	860,96	227,489	7,569	6
<b>G4</b>	861,39	227,489	7,573	6
<b>G5</b>	864,99	227,489	7,605	6
<b>G6</b>	857,12	227,489	7,535	6
<b>G7</b>	581,21	227,489	5,110	6
<b>H1</b>	431,29	227,489	3,792	4
<b>H2</b>	633,66	227,489	5,571	4
<b>H3</b>	661,01	227,489	5,811	4

<b>H4</b>	661,2	227,489	5,813	4
<b>H5</b>	668,89	227,489	5,881	4
<b>H6</b>	667,4	227,489	5,868	4
<b>H7</b>	527,31	227,489	4,636	4

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jaraknya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal *pilecap* yang rencana pada tiang pancang *group* sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$2,5(50) \leq S \leq 3(50)$$

$$125 \text{ cm} \leq S \leq 150 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 135 cm

- Jarak tepi tiang

$$1,5D \leq S \leq 2D$$

$$1,5(50) \leq S \leq 2(50)$$

$$75 \text{ cm} \leq S \leq 100 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tepi tiang = 80 cm

### 7.3.4 Daya Dukung Tiang Kelompok

Tiang pancang yang bekerja dalam kelompok kekuatannya akan terkoreksi sehingga tidak akan sebesar tiang pancang yang bekerja sendirian. Sehingga efisiensi bisa dihitung dengan rumusan:

$$efisiensi(E_s) = 1 - arc. \text{tg} \frac{D}{S} \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{90mn}$$

Contoh perhitungan nilai efisiensi pada titik B1, dimana:

$$\text{Jumlah baris tiang (m)} = 2 \text{ baris}$$

$$\text{Jumlah kolom tiang (n)} = 3 \text{ kolom}$$

Maka nilai efisiensi tiang kelompok pada titik B1 adalah:

$$efisiensi(E_s) = 1 - 20,32 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{90 \times 2 \times 3} = 0,737$$

Sehingga besar daya dukung tiang kelompok adalah:

$$P_{ijin \text{ grup}} = P_{ijin \text{ tiang bersih}} \times E_s = 227,489 \times 0,737 = 167,659 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{ijin \text{ grup}} = 167,659 \times 6 \text{ tiang} = 1005,4 \text{ ton}$$

Hasil dari  $\sum P_{ijin\ grup}$  dilakukan kontrol terhadap beban yang bekerja di atas pondasi tiang, jika  $\sum P_{ijin\ grup} >$  beban (P) yang terjadi, maka pondasi mampu menerima beban yang diberikan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 7.3** berikut ini:

**Tabel 7. 4** Kontrol Efisiensi untuk Daya Dukung Tanah

Titik	Konfigurasi Tiang		Jarak Tiang (m)	Efisiensi	Beban (P)	$\sum P_{ijin\ grup}$	Kontrol
	m	n			(Ton)	(Ton)	
					(a)	(b)	$b > a$
A1	2	3	1,35	0,737	537,63	1005,400	OK
A2	2	3	1,35	0,737	756,72	1005,400	OK
A3	2	3	1,35	0,737	766,51	1005,400	OK
A4	2	3	1,35	0,737	765,507	1005,400	OK
A5	2	3	1,35	0,737	770	1005,400	OK
A6	2	3	1,35	0,737	762,67	1005,400	OK
A7	2	3	1,35	0,737	533,55	1005,400	OK
B1	2	3	1,35	0,737	772,48	1005,400	OK
B2	3	3	1,35	0,699	1172,76	1431,057	OK
B3	3	3	1,35	0,699	1194,44	1431,057	OK
B4	3	3	1,35	0,699	1193,69	1431,057	OK
B5	3	3	1,35	0,699	1194,44	1431,057	OK
B6	3	3	1,35	0,699	1172,78	1431,057	OK
B7	2	3	1,35	0,737	772,41	1005,400	OK
C1	2	3	1,35	0,737	775,69	1005,400	OK
C2	3	3	1,35	0,699	1197,15	1431,057	OK
C3	3	3	1,35	0,699	1221,65	1431,057	OK
C4	3	3	1,35	0,699	1220,84	1431,057	OK
C5	3	3	1,35	0,699	1221,64	1431,057	OK
C6	3	3	1,35	0,699	1197,14	1431,057	OK
C7	2	3	1,35	0,737	775,53	1005,400	OK
D1	2	3	1,35	0,737	766	1005,400	OK
D2	3	3	1,35	0,699	1196,51	1431,057	OK
D3	3	3	1,35	0,699	1220,91	1431,057	OK
D4	3	3	1,35	0,699	1220,09	1431,057	OK
D5	3	3	1,35	0,699	1220,89	1431,057	OK
D6	3	3	1,35	0,699	1196,42	1431,057	OK
D7	2	3	1,35	0,737	765,84	1005,400	OK
E1	2	3	1,35	0,737	750,94	1005,400	OK
E2	3	3	1,35	0,699	1193,71	1431,057	OK
E3	3	3	1,35	0,699	1221,31	1431,057	OK
E4	3	3	1,35	0,699	1220,79	1431,057	OK
E5	3	3	1,35	0,699	1221,55	1431,057	OK
E6	3	3	1,35	0,699	1197,03	1431,057	OK
E7	2	3	1,35	0,737	757,32	1005,400	OK
F1	2	3	1,35	0,737	621,83	1005,400	OK



<b>F2</b>	3	3	1,35	0,699	1144,53	1431,057	<b>OK</b>
<b>F3</b>	3	3	1,35	0,699	1203,92	1431,057	<b>OK</b>
<b>F4</b>	3	3	1,35	0,699	1204,41	1431,057	<b>OK</b>
<b>F5</b>	3	3	1,35	0,699	1205,09	1431,057	<b>OK</b>
<b>F6</b>	3	3	1,35	0,699	1182,69	1431,057	<b>OK</b>
<b>F7</b>	2	3	1,35	0,737	741,94	1005,400	<b>OK</b>
<b>G1</b>	2	3	1,35	0,737	394,03	1005,400	<b>OK</b>
<b>G2</b>	2	3	1,35	0,737	807,32	1005,400	<b>OK</b>
<b>G3</b>	2	3	1,35	0,737	860,96	1005,400	<b>OK</b>
<b>G4</b>	2	3	1,35	0,737	861,39	1005,400	<b>OK</b>
<b>G5</b>	2	3	1,35	0,737	864,99	1005,400	<b>OK</b>
<b>G6</b>	2	3	1,35	0,737	857,12	1005,400	<b>OK</b>
<b>G7</b>	2	3	1,35	0,737	581,21	1005,400	<b>OK</b>
<b>H1</b>	2	2	1,35	0,774	431,29	704,508	<b>OK</b>
<b>H2</b>	2	2	1,35	0,774	633,66	704,508	<b>OK</b>
<b>H3</b>	2	2	1,35	0,774	661,01	704,508	<b>OK</b>
<b>H4</b>	2	2	1,35	0,774	661,2	704,508	<b>OK</b>
<b>H5</b>	2	2	1,35	0,774	668,89	704,508	<b>OK</b>
<b>H6</b>	2	2	1,35	0,774	667,4	704,508	<b>OK</b>
<b>H7</b>	2	2	1,35	0,774	527,31	704,508	<b>OK</b>

### 7.3.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

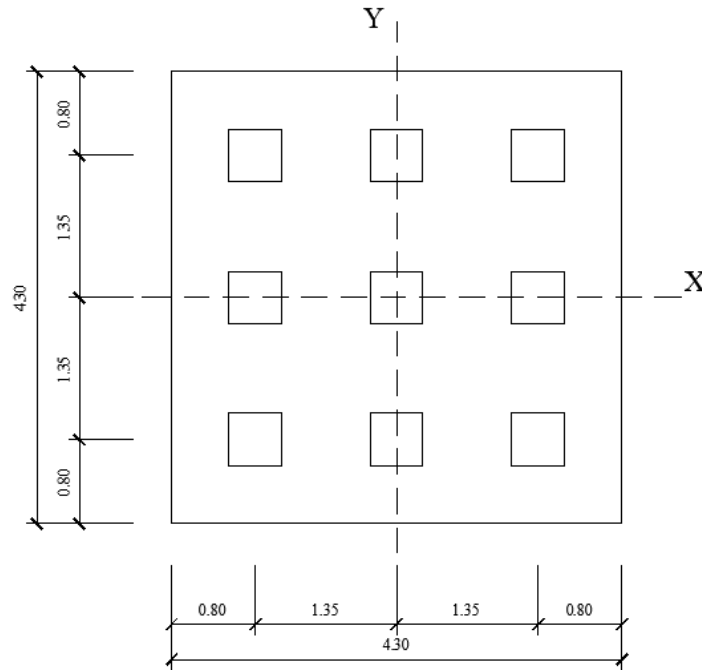
Dari perhitungan jumlah tiang pancang yang direncanakan sebelumnya masih berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang, oleh sebab itu pada sub bab kali ini perlu adanya perhitungan kontrol momen yang bekerja pada tiang tersebut. Pondasi tiang pancang dengan dimensi 50 x 50 cm dengan konfigurasi tiang pancang 9 buah menghasilkan  $P_{ijin\ grup}$  sebesar 1431,057 ton. Nilai dari  $P_{max}$  harus lebih kecil dari  $P_{ijin\ grup}$  tiang pondasi. Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor B2 sebagai berikut:

$$P = 1167,135\ ton$$

$$M_x = 42,471\ ton.m$$

$$M_y = 47,448\ ton.m$$

Dengan menggunakan konfigurasi 3 x 3 pancang seperti **Gambar 7.2** dengan menggunakan dimensi 50 x 50 cm dan jarak antar pancang sebesar 1,35 meter, maka dilakukan perhitungan  $P_{max}$  yaitu:



**Gambar 7. 2** Konfigurasi Pondasi 9 Tiang

$$X = 1,35 \text{ m}$$

$$Y = 1,35 \text{ m}$$

$$\Sigma X = 3 \times 3 \times 1,35^2 = 16,40 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y = 3 \times 3 \times 1,35^2 = 16,40 \text{ m}^2$$

Pada 1 tiang pancang kelompok beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y X}{\Sigma X^2} + \frac{M_x Y}{\Sigma Y^2} = \frac{1167,135}{9} + \frac{47,448 \times 1,35}{16,40} + \frac{42,471 \times 16,40}{16,40} = 135,33 \text{ ton}$$

$$P_{max} = 135,33 \text{ ton} \leq P_{ijin \text{ grup}} = 167,659 \text{ ton (OK)}$$

Hasil kontrol jumlah tiang pancang dengan cara mencari besarnya beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dengan mengambil salah satu contoh pada setiap tipe dilihat pada **Tabel 7.5**.

**Tabel 7. 5** Hasil Kontrol 1 Tiang Pancang pada 1 Kelompok Tiang

Titik	Jumlah Tiang	P	$M_x$	$M_y$	$P_{max}$	$P_{ijin \text{ grup}}$	Kontrol
		(Ton)	(Ton.m)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton)	
					(a)	(b)	(a) < (b)
<b>A1</b>	6	531,986	27,382	32,096	101,37	167,659	<b>OK</b>
<b>B2</b>	9	1167,135	42,471	47,448	135,33	167,659	<b>OK</b>
<b>H1</b>	4	425,649	27,890	14,805	118,02	167,659	<b>OK</b>

Didapatkan bahwa nilai hasil kontrol untuk 1 tiang pancang pada setiap tipe dapat memenuhi persyaratan yaitu  $P_{max} \leq P_{ijin\ grup}$ , maka pondasi tiang pancang dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Dame di Kota Padang.

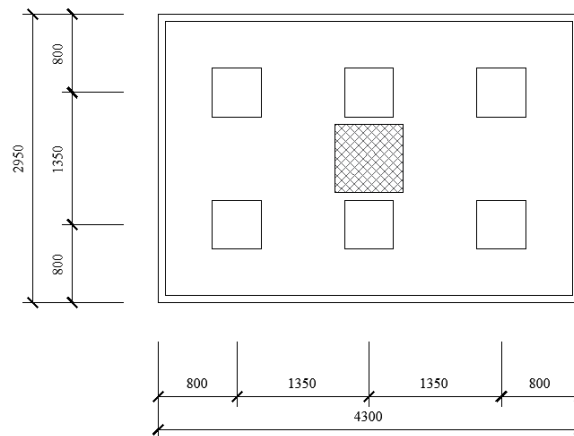
## 7.4 Perencanaan *Pile Cap*

Perhitungan penulangan *pile cap* didasari dari besarnya momen yang bekerja pada tiap – tiap *pile cap* dari daerah kritis tepi kolom dan selebar pondasi.

### 7.4.1 Perhitungan Penulangan *Pile Cap* 1

#### 7.4.1.1 Data Perencanaan

Berikut merupakan data – data perencanaan *pile cap* 1 antara lain:



**Gambar 7. 3** *Pile Cap* 1

1. Mutu beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa
2. Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 Mpa
3. Dimensi *pile cap* : 4300 mm x 2950 mm
4. Dimensi kolom : 700 mm x 700 mm
5. Tebal *pile cap* : 1000 mm
6. Diameter tulangan utama : D29
7. Selimut beton : 75 mm
8. Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

9. Tinggi efektif

$$dx = t - ts - 0,5D = 1000 - 75 - 0,5(29) = 910,5 \text{ mm}$$

$$dy = t - ts - D - 0,5D = 1000 - 75 - 29 - 0,5(29) = 881,5 \text{ mm}$$

#### 7.4.1.2 Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*, yaitu:

Beban aksial (P) = 531986 kg

Mutu beton = 35 MPa = 421,69  $\text{kg}/\text{cm}^2$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{421,69} = 13,348 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{4,3 \times ((b+h)h)}$$

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 531986}{4,3 \times ((70+h)h)}$$

Dicoba h = 100 cm

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 531986}{4,3 \times ((70+100) \times 100)}$$

$$13,348 \text{ kg}/\text{cm}^2 \geq 10,916 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka, ketebalan *pile cap* yang digunakan yaitu 100 cm

#### 7.4.1.3 Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut:

$$bo = 4,3(b_{kolom} + dx) = 4,3(700 + 910,5) = 6925,15 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang  $V_c$  diambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times bo \times d$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 6925,15 \times 910,5$$

$$V_c = 19024503,6 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \left(\frac{as \times 2}{bo} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times bo \times d$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 2}{6042} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 6925,15 \times 910,5$$

$$V_c = 6233284,36 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \times bo \times d$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 6925,15 \times 910,5$$

$$V_c = 12309972,9 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil yaitu  $V_c = 12309972,9 \text{ N} = 1231 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan titik yang memiliki beban terbesar adalah titik A1 yaitu 531,986 ton. Maka untuk  $\Sigma P_{U \text{ tiang}}$  adalah:

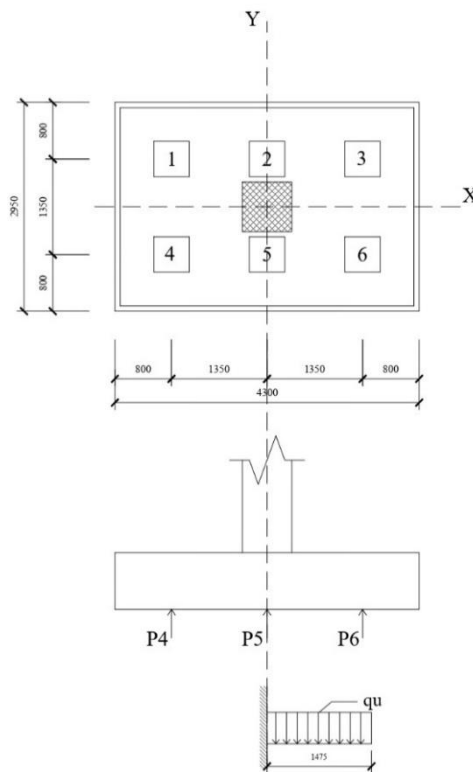
Berat pada tiang pancang sendiri	= 6,25 ton	
Beban axial pada kolom	= 531,986 ton	
Beban <i>pile cap</i>	= 30,444 ton	+
$\Sigma P_{U \text{ tiang}}$	$= 468,68 \text{ ton}$	

$$\phi V_c \geq \Sigma P_{U \text{ tiang}}$$

$$0,75(1231) \geq 468,68 \text{ ton}$$

$$923,25 \text{ ton} \geq 468,68 \text{ ton (OK)}$$

#### 7.4.1.4 Penulangan *Pile Cap*



**Gambar 7. 4** Statika *Pile Cap* 1

### 1) Syarat Batas Tulangan

Syarat batas penulangan rencana dihitung sesuai dengan SNI 2847 – 2019.

#### Faktor bentuk distribusi

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3 dengan nilai  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  maka menggunakan rumus  $28 < f'_c < 55$  yaitu:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

#### Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 8.6.1.1 dengan nilai  $f_y = 390$  maka menggunakan rumus:

$$\rho_{min} = 0,0020$$

### 2) Penulangan Arah X

#### Momen yang Terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 4,3 \times 1 \times 2,4 = 10,32 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 101,37 \text{ ton}$$

$$M_u = (3P_{max} \times 0,675) + \left( \frac{1}{2} q_u \times 1,475^2 \right)$$

$$M_u = (3 \times 101,37 \times 0,675) + \left( \frac{1}{2} \times 10,32 \times 1,475^2 \right)$$

$$M_u = 216,50 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{216,50}{0,9} = 240,55 \text{ ton.m} = 2405538889 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{2405538889}{4300 \times 910,5^2} = 0,67$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 0,67}{390}} \right) = 0,0018 < \rho_{min}$$

Pakai  $\rho_{min} = 0,0020$

#### Tulangan Perlu X

##### - Tarik

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 4300 \times 910,5 = 7830,3 \text{ mm}^2$$

##### - Tekan

$$A'_{perlu} = 0,5 A_{sperlu} = 0,5(7830,3) = 3915,15 \text{ mm}^2$$

### Tulangan Pakai X

#### - Tarik

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 7830,3 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### - Tekan

$$A_{s'_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{perlu}} = 3915,15 \text{ mm}^2 < A_{s'_{pakai}} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

### 3) Penulangan Arah Y

#### Momen yang Terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 4,3 \times 1 \times 2,4 = 10,32 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 101,37 \text{ ton}$$

$$M_u = (2P_{max} \times 1,35) + \left(\frac{1}{2} q_u \times 2,15^2\right)$$

$$M_u = (2 \times 101,37 \times 1,35) + \left(\frac{1}{2} \times 10,32 \times 2,15^2\right)$$

$$M_u = 297,55 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{297,55}{0,9} = 330,61 \text{ ton.m} = 3306094074 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{3306094074}{2950 \times 881,5^2} = 1,44$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{13,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 1,44}{390}}\right) = 0,0038$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,0020 < 0,0038 < 0,028 \text{ pakai } \rho = 0,0038$$

#### Tulangan Perlu Y

#### - Tarik

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0038 \times 2950 \times 881,5 = 9881,615 \text{ mm}^2$$

#### - Tekan

$$A_{s'_{perlu}} = 0,5 A_{s_{perlu}} = 0,5(9881,615) = 4940,81 \text{ mm}^2$$

#### Tulangan Pakai Y

#### - Tarik

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{150} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 12983,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 9881,615 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 12983,64 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tekan

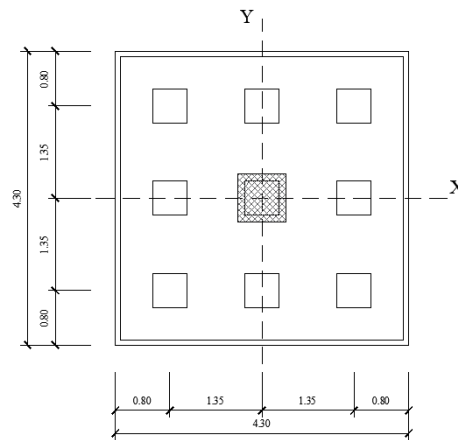
$$As'_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{150} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 12983,64 \text{ mm}^2$$

$$As'_{perlu} = 4940,81 \text{ mm}^2 < As'_{pakai} = 12983,64 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

## 7.4.2 Perhitungan Penulangan *Pile Cap* 2

### 7.4.2.1 Data Perencanaan

Berikut merupakan data – data perencanaan *pile cap* 2 antara lain:



**Gambar 7.5** *Pile Cap* 2

1. Mutu beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa
2. Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 Mpa
3. Dimensi *pile cap* : 4300 mm x 4300 mm
4. Dimensi kolom : 700 mm x 700 mm
5. Tebal *pile cap* : 1600 mm
6. Diameter tulangan utama : D29
7. Selimut beton : 75 mm
8. Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

9. Tinggi efektif

$$dx = t - ts - 0,5D = 1600 - 75 - 0,5(29) = 1510,5 \text{ mm}$$

$$dy = t - ts - D - 0,5D = 1600 - 75 - 29 - 0,5(29) = 1481,5 \text{ mm}$$



#### 7.4.2.2 Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*, yaitu:

Beban aksial (P) = 1167135 kg

Mutu beton = 35 MPa = 421,69  $\text{kg}/\text{cm}^2$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{421,69} = 13,348 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{4,3 \times ((b+h)h)}$$

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 1167135}{4,3 \times ((70+h)h)}$$

Dicoba h = 160 cm

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 1167135}{4,3 \times ((70+160) \times 160)}$$

$$13,348 \text{ kg}/\text{cm}^2 \geq 11,06 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka, ketebalan *pile cap* yang digunakan yaitu 160 cm

#### 7.4.2.3 Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut:

$$b_o = 4,3(b_{kolom} + dx) = 4,3(700 + 1410,5) = 9075,15 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang  $V_c$  diambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 9075,15 \times 1510,5$$

$$V_c = 26112179,5 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \left(\frac{as \times 2}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 2}{6042} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 9075,15 \times 1510,5$$

$$V_c = 8555526,29 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 9075,15 \times 1510,5$$

$$V_c = 16896116,2 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil yaitu  $V_c = 16896116,2 N = 1689,61 ton$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan titik yang memiliki beban terbesar adalah titik B2 yaitu 1167,135 ton. Maka untuk  $\sum P_{U\ tiang}$  adalah:

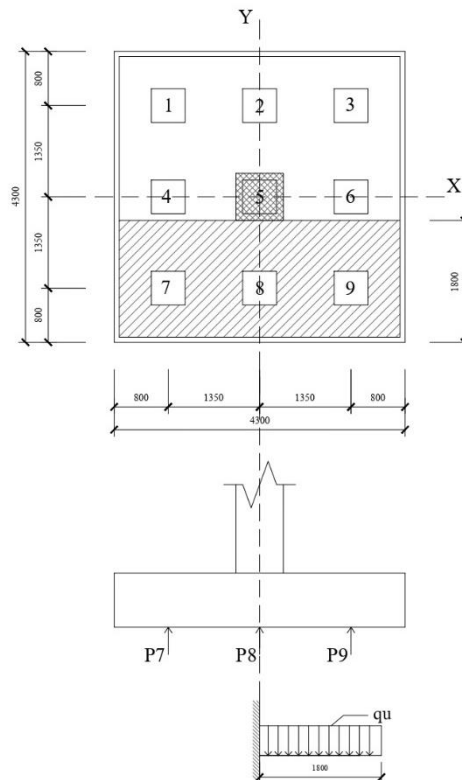
Berat pada tiang pancang sendiri	= 6,25 ton
Beban axial pada kolom	= 1167,135 ton
Beban <i>pile cap</i>	= 71 ton
$\sum P_{U\ tiang}$	= 1244,39 ton

$$\phi V_c \geq \sum P_{U\ tiang}$$

$$0,75(1689,61) \geq 1244,39 ton$$

$$1267,21 ton \geq 1244,39 ton \text{ (OK)}$$

#### 7.4.2.4 Penulangan Pile Cap



**Gambar 7. 6** Statika *Pile Cap* 2

#### 1) Syarat Batas Tulangan

Syarat batas penulangan rencana dihitung sesuai dengan SNI 2847 – 2019.

### Faktor bentuk distribusi

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3 dengan nilai  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  maka menggunakan rumus  $28 < f'_c < 55$  yaitu:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

### Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 8.6.1.1 dengan nilai  $f_y = 390$  maka menggunakan rumus:

$$\rho_{min} = 0,0020$$

## 2) Penulangan Arah X

### Momen yang Terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 4,3 \times 1,6 \times 2,4 = 16,512 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 140,58 \text{ ton}$$

$$M_u = (3P_{max} \times 1,35) + \left( \frac{1}{2} q_u \times 2,15^2 \right)$$

$$M_u = (3 \times 140,58 \times 1,35) + \left( \frac{1}{2} \times 16,512 \times 2,15^2 \right)$$

$$M_u = 607,50 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{607,50}{0,9} = 675,00 \text{ ton.m} = 6750045667 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6750045667}{4300 \times 1510,5^2} = 0,68$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 0,68}{390}} \right) = 0,0018 < \rho_{min}$$

Pakai  $\rho_{max} = 0,0020$

### Tulangan Perlu X

#### - Tarik

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 4300 \times 1510,5 = 12990,3 \text{ mm}^2$$

#### - Tekan

$$A_{S'_{perlu}} = 0,5 A_{S_{perlu}} = 0,5(12990,3) = 6495,15 \text{ mm}^2$$

### Tulangan Pakai X

#### - Tarik

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 12990,3 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### - Tekan

$$A_{s'_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{perlu}} = 6495,15 \text{ mm}^2 < A_{s'_{pakai}} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

### 3) Penulangan Arah Y

#### Momen yang Terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 4,3 \times 1,6 \times 2,4 = 16,512 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 140,58 \text{ ton}$$

$$M_u = (3P_{max} \times 1,35) + \left(\frac{1}{2} q_u \times 2,15^2\right)$$

$$M_u = (3 \times 140,58 \times 1,35) + \left(\frac{1}{2} \times 16,512 \times 2,15^2\right)$$

$$M_u = 607,50 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{607,50}{0,9} = 675,00 \text{ ton.m} = 6750045667 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{6750045667}{4300 \times 1481,5^2} = 0,72$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{13,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 0,72}{390}}\right) = 0,0019 < \rho_{min}$$

$$\text{Pakai } \rho_{min} = 0,0020$$

#### Tulangan Perlu Y

#### - Tarik

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 4300 \times 1481,5 = 12740,9 \text{ mm}^2$$

#### - Tekan

$$A_{s'_{perlu}} = 0,5 A_{s_{perlu}} = 0,5(12740,9) = 6370,45 \text{ mm}^2$$

#### Tulangan Pakai Y

#### - Tarik

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 12740,9 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tekan

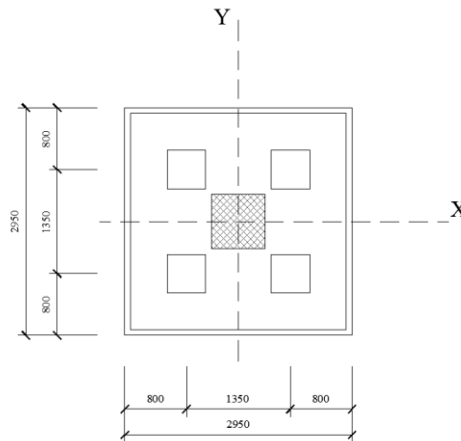
$$As'_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{4300}{200} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 14193,98 \text{ mm}^2$$

$$As'_{perlu} = 6370,45 \text{ mm}^2 < As'_{pakai} = 14193,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

### 7.4.3 Perhitungan Penulangan *Pile Cap* 3

#### 7.4.3.1 Data Perencanaan

Berikut merupakan data – data perencanaan *pile cap* 3 antara lain:



**Gambar 7.7** *Pile Cap* 3

1. Mutu beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa
2. Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 Mpa
3. Dimensi *pile cap* : 2950 mm x 2950 mm
4. Dimensi kolom : 700 mm x 700 mm
5. Tebal *pile cap* : 1000 mm
6. Diameter tulangan utama : D29
7. Selimut beton : 75 mm
8. Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

9. Tinggi efektif

$$dx = t - ts - 0,5D = 1000 - 75 - 0,5(29) = 910,5 \text{ mm}$$

$$dy = t - ts - D - 0,5D = 1000 - 75 - 29 - 0,5(29) = 881,5 \text{ mm}$$

#### 7.4.3.2 Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*, yaitu:

Beban aksial (P) = 425649 kg

Mutu beton = 35 MPa = 421,69  $kg/cm^2$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_b k} = 0,65\sqrt{421,69} = 13,348 \text{ } kg/cm^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{4,3 \times ((b+h)h)}$$

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 425649}{2,95 \times ((70+h)h)}$$

Dicoba h = 100 cm

$$13,348 \geq \frac{1,5 \times 425649}{2,95 \times ((70+100) \times 100)}$$

$$13,348 \text{ } kg/cm^2 \geq 12,73 \text{ } kg/cm^2 \text{ (OK)}$$

Maka, ketebalan *pile cap* yang digunakan yaitu 100 cm

#### 7.4.3.3 Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut:

$$b_o = 2,95(b_{kolom} + dx) = 2,95(700 + 910,5) = 4750,975 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang  $V_c$  diambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 4750,975 \times 910,5$$

$$V_c = 13051694,3 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \left(\frac{as \times 2}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 2}{6042} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 4750,975 \times 910,5$$

$$V_c = 4276322,99 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 4750,975 \times 910,5$$

$$V_c = 8445213,97 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil yaitu  $V_c = 8445213,97 \text{ N} = 844,52 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan titik yang memiliki beban terbesar adalah titik H1 yaitu 425,649 ton. Maka untuk

$\Sigma P_{U \text{ tiang}}$  adalah:

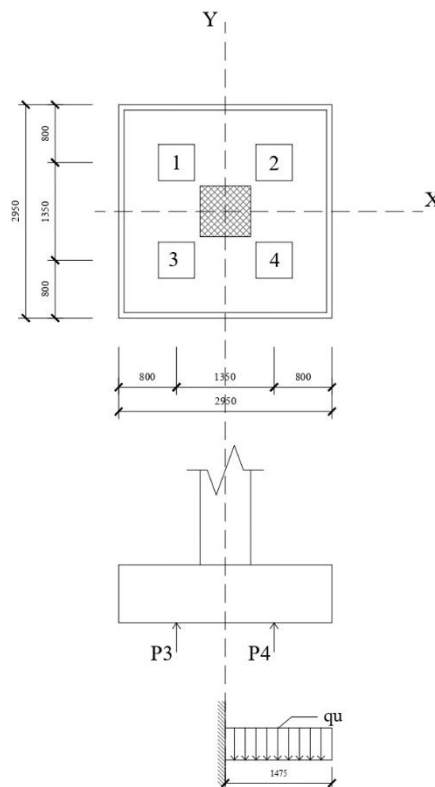
Berat pada tiang pancang sendiri	= 6,25 ton
Beban axial pada kolom	= 425,649 ton
Beban <i>pile cap</i>	= 20,886 ton +
$\Sigma P_{U \text{ tiang}}$	= 452,785 ton

$$\phi V_c \geq \Sigma P_{U \text{ tiang}}$$

$$0,75(844,52) \geq 452,785 \text{ ton}$$

$$633,39 \text{ ton} \geq 452,785 \text{ ton (OK)}$$

#### 7.4.3.4 Penulangan *Pile Cap*



**Gambar 7. 8** Statika *Pile Cap* 3

#### 1) Syarat Batas Tulangan

Syarat batas penulangan rencana dihitung sesuai dengan SNI 2847 – 2019.

#### Faktor bentuk distribusi

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3 dengan nilai  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  maka menggunakan rumus  $28 < f'_c < 55$  yaitu:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

**Rasio tulangan pada kondisi *balance***

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

Sesuai SNI 2847-2019 Tabel 8.6.1.1 dengan nilai  $f_y = 390$  maka menggunakan rumus:

$$\rho_{min} = 0,0020$$

## 2) Penulangan Arah X

**Momen yang Terjadi**

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 2,95 \times 1 \times 2,4 = 7,08 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 109,8 \text{ ton}$$

$$M_u = (2P_{max} \times 0,675) + \left( \frac{1}{2} q_u \times 1,475^2 \right)$$

$$M_u = (2 \times 109,8 \times 0,675) + \left( \frac{1}{2} \times 7,08 \times 1,475^2 \right)$$

$$M_u = 155,93 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{155,93}{0,9} = 173,26 \text{ ton.m} = 1732567361 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{1732567361}{2950 \times 910,5^2} = 0,71$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 0,71}{390}} \right) = 0,0019 < \rho_{min}$$

Pakai  $\rho_{max} = 0,0020$

**Tulangan Perlu X**

- **Tarik**

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 2950 \times 910,5 = 5371,95 \text{ mm}^2$$

- **Tekan**

$$A_{s'_{perlu}} = 0,5 A_{s_{perlu}} = 0,5(5371,95) = 2685,975 \text{ mm}^2$$

**Tulangan Pakai X**

- **Tarik**

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{300} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 6491,82 \text{ mm}^2$$



$$A_{s_{perlu}} = 5371,95 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 6491,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- **Tekan**

$$A_{s'_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{300} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 6491,82 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{perlu}} = 2685,975 \text{ mm}^2 < A_{s'_{pakai}} = 6491,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

### 3) Penulangan Arah Y

#### Momen yang Terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 2,95 \times 1 \times 2,4 = 7,08 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 109,8 \text{ ton}$$

$$M_u = (2P_{max} \times 0,675) + \left(\frac{1}{2} q_u \times 1,475^2\right)$$

$$M_u = (2 \times 109,8 \times 0,675) + \left(\frac{1}{2} \times 7,08 \times 1,475^2\right)$$

$$M_u = 155,93 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{155,93}{0,9} = 173,26 \text{ ton.m} = 1732567361 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times d^2} = \frac{1732567361}{2950 \times 881,5^2} = 0,76$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{13,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 0,76}{390}}\right) = 0,0020$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,0020 < 0,0020 < 0,028 \text{ pakai } \rho = 0,0020$$

#### Tulangan Perlu Y

- **Tarik**

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 2950 \times 881,5 = 5200,85 \text{ mm}^2$$

- **Tekan**

$$A_{s'_{perlu}} = 0,5 A_{s_{perlu}} = 0,5(5200,85) = 2600,425 \text{ mm}^2$$

#### Tulangan Pakai Y

- **Tarik**

$$A_{s_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{300} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 6491,82 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 5200,85 \text{ mm}^2 < A_{s_{pakai}} = 6491,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- **Tekan**

$$A_{s'_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{2950}{300} \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 6491,82 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{perlu}} = 2600,425 \text{ mm}^2 < A_{s'_{pakai}} = 6491,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 7.4.4 Rekapitulasi Penulangan *Pile Cap*

**Tabel 7. 6** Rekapitulasi Hasil Penulangan *Pile Cap*

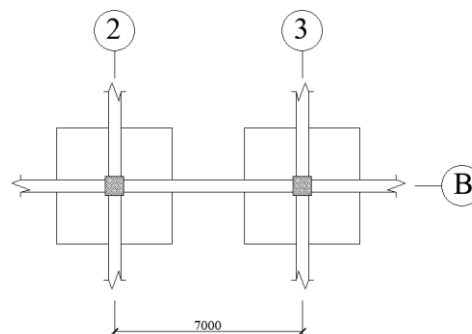
Type	Tebal (mm)		Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
PC-1	1000	Atas	D29 – 200	D29 – 150
		Tengah	4D16	4D16
		Bawah	D29 – 200	D29 – 150
PC-2	1600	Atas	D29 – 200	D29 – 200
		Tengah	4D16	4D16
		Bawah	D29 – 200	D29 – 200
PC-3	1000	Atas	D29 – 300	D29 – 300
		Tengah	4D16	4D16
		Bawah	D29 – 300	D29 – 300

#### 7.5 Perencanaan *Sloof*

Penulangan *sloof* pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom. *Sloof* yang direncanakan terdiri dari beberapa yaitu S1, S2, dan S3. Contoh perhitungan *sloof* dilakukan pada *sloof* S1.

##### 7.5.1 Data Perencanaan

Contoh perhitungan *sloof* dilakukan pada *sloof* tipe S1 di lantai dasar sebagaimana ditunjukkan denah berikut:



**Gambar 7. 9** Denah *Sloof*

1. Mutu beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa
2. Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 390 Mpa
3. Panjang (L) : 7000 mm
4. Panjang bersih ( $l_n$ ) : 6300 mm
5. Lebar (b) : 450 mm

6. Tinggi (h) : 500 mm
7. Tulangan lentur : D22
8. Tulangan geser : D10
9. Tebal selimut : 40 mm
10. Tinggi efektif

$$d = h - ts - D_{geser} - 0,5D_{lentur}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - 0,5(22)$$

$$d = 439 \text{ mm}$$

### 7.5.2 Analisa Gaya Dalam

Beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, beban mati tambahan di atas sloof jika ada dan beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

#### Gaya Aksial Sloof

$$P_u = 10\% \times P_{u \text{ kolom}} = 10\% \times 1172760 = 117276 \text{ kg} = 1172,76 \text{ kN}$$

#### Beban Mati Sloof

$$\text{Berat sendiri} = 0,45 \times 0,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m} +$$

$$\text{qD} = 1540 \text{ kg/m}$$

#### Beban Ultimate

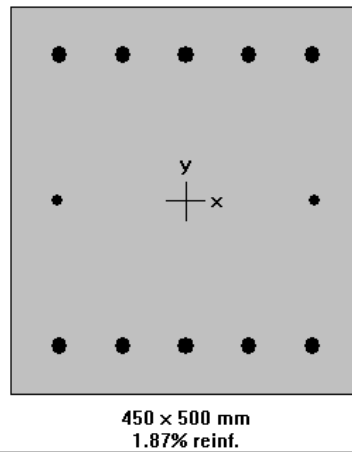
$$qU = 1,4D = 1,4(1540) = 2156 \text{ kg/m}$$

#### Momen Sloof

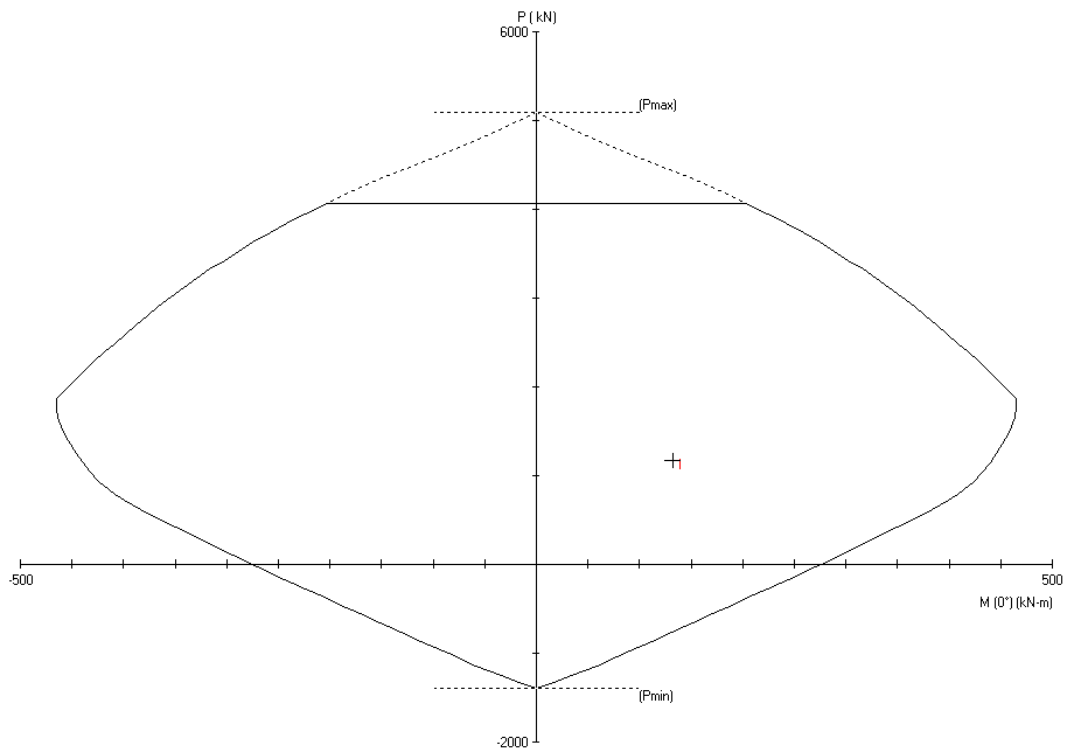
$$M_u = \frac{1}{8} qU \times l^2 = \frac{1}{8} \times 2156 \times 7^2 = 13205,5 \text{ kgm} = 132,05 \text{ kNm}$$

### 7.5.3 Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1 luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak boleh lebih dari  $0,06A_g$ . Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan, digunakan program bantu komputer.



**Gambar 7. 10** Konfigurasi Penulangan Sloof



**Gambar 7. 11** Diagram Interaksi

Dari hasil desain menggunakan program bantu komputer berdasarkan gaya dalam dengan dimensi sloof yang digunakan adalah 450 mm x 500 mm, didapatkan konfigurasi penulangan 10D22 dan tulangan samping 2D16. Berdasarkan konfigurasi tersebut didapatkan rasio tulangan  $\rho = 1,87\% = 0,0187$ , sehingga nilai  $0,01 < 0,0187 < 0,06$  terpenuhi.

### 7.5.4 Perhitungan Tulangan Geser

#### Kekuatan Geser Nominal Beton

Kekuatan geser nominal untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{P_u}{14(A_g)}\right) \times bd$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times \left(1 + \frac{1172760}{14(450 \times 500)}\right) \times 450 \times 439$$

$$V_c = 272653,17 \text{ N}$$

#### Tulangan Geser yang Diperlukan

$$V_u = \frac{1}{2} \times qU \times l = \frac{1}{2} \times 2156 \times 7 = 7546 \text{ kg} = 75460 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$75460 \text{ N} < 0,75 \times 272653,17$$

$$75460 \text{ N} < 204489,88 \text{ N} \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Karena penampang tidak perlu tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3.2 spasi tulangan geser sloof tidak boleh melebihi nilai terkecil dari nilai berikut:

$$S_{min} = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan geser D10 – 250 mm.

### 7.5.5 Rekapitulasi Penulangan Sloof

**Tabel 7. 7** Rekapitulasi Penulangan Sloof

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan	Tumpuan	Lapangan
S1	450/500	Atas	5D22	5D22
		Tengah	2D16	2D16
		Bawah	5D22	5D22
		Senggang	D10 – 250	D10 – 250
S2	450/500	Atas	5D22	5D22
		Tengah	2D16	2D16
		Bawah	5D22	5D22
		Senggang	D10 – 250	D10 – 250
S3	450/500	Atas	5D22	5D22
		Tengah	2D16	2D16
		Bawah	5D22	5D22
		Senggang	D10 – 250	D10 – 250