

USULAN PENGGUNAAN STRUKTUR PONDASI DRILLED-SHAFTS WITH BELLS AND GRADE BEAM PADA TANAH EKSPANSIF
Proposed Use Of Foundation Structure Drilled-Shafts With Bells And Grade Beam On Expansive Soil

Robbi Hermanto¹Arief Alihudien²Muhtar³

¹Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : robbihermanto@gmail.com

²Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : ariefalihudien@unmuhjember.ac.id

³Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : muhtar@unmuhjember.ac.id

Abstrak

Memilih tipe pondasi yang sesuai, tergantung pada beberapa faktor yaitu fungsi bangunan, beban, kondisi permukaan tanah, dan daya dukung tanah yang cukup. Hasil pengujian tanah yang sudah dilakukan dilaboratorium diketahui kondisi tanah ekspansif dengan kedalaman zona aktif sedalam 3 meter, dengan total kenaikan tanah 120 mm. Usulan penggunaan pondasi pada pembangunan gedung Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Jember yaitu Pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam. Pondasi ini digunakan karena tanah yang ditemukan dalam studi kasus termasuk kalsifikasi tanah ekspansif. Metode perencanaan yang digunakan yaitu konvensional (perletakan jepit), daya dukung yang digunakan pada perencanaan ini yaitu $SF = 3$, kedalaman tanah daya dukung yaitu 8 meter untuk end bearing dan 5 meter untuk friction. Hasil dai perencanaan pondasi pada kedalaman 8 meter dengan diameter tiang 0,80 m, daya dukung terpenuhi dengan angka kemanan lebih dari 3, dengan menggunakan kelompok tiang berjumlah 4 tiang, dan pada desain Bells pada pondasi menggunakan diameter 1,0 m, daya dukung terpenuhi untuk mencegah beban angkat yang terjadi pada tanah ekspansif akibat pengembangan tanah yang besar dan perbedaan penurunan anatar tiang pondasi grup lebih kecil dari persyaratan penurunan beda pondasi, jadi penurunan dikatakan aman. Pondasi ini cukup mampu untuk mengatasi kondisi tanah ekspansif.

Kata Kunci : Pondasi, Tanah Ekspansif, Zona Aktif.

Abstract

Choosing the right type of foundation depends on several factors, namely the function of the building, the load, the condition of the soil surface, and the sufficient bearing capacity of the soil. The results of soil testing that have been carried out in the laboratory are known to be expansive soil conditions with an active zone depth of 3 meters, with a total soil increase of 120 mm. The proposed use of the foundation in the construction of the Jember Muhammadiyah University Hospital building is the Drilled-Shafts Foundation with Bells and Grade Beam. This foundation is used because the soil found in the case study includes expansive soil calcifications. The planning method used is conventional (pinning placement). The bearing capacity used in this plan is $SF = 3$. The soil bearing capacity depth is 8 meters for end bearings and 5 meters for friction. The results of the foundation planning at a depth of 8 meters with a pile diameter of 0.80 m, the carrying capacity is met with a safety number of more than 3, using a pile group of 4 piles, and in the Bells design on the foundation using a diameter of 1.0 m, the carrying capacity is fulfilled to prevent the lifting load that occurs on expansive soil due to large soil development and the difference in the settlement between-group foundation piles are smaller than the settlement requirements for different foundations, so settlement is said to be safe. This foundation is capable enough to cope with expansive soil conditions.

Keywords: Foundation, Expansive Soil, Active Zone.

1. PENDAHULUAN

a. Latar Belakang

Dalam merencanakan pondasi untuk suatu konstruksi dapat di pilih tipe pondasi yang sesuai dengan tergantung pada beberapa faktor yaitu fungsi bangunan dan beban yang harus dipikul, kondisi permukaan tanah, daya dukung tanah yang cukup, penurunan (settlement) yang tidak membahayakan bangunan, dan klasifikasi tanah.

Adapun usulan jenis pondasi yang digunakan pada pembangunan gedung RS. UMJember yaitu Pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam. Pondasi ini digunakan karena tanah yang ditemukan dalam studi kasus termasuk kalsifikasi tanah ekspansif dengan terjadinya retakan penyusutan (Shrinkage Cracks) di permukaan tanah dan tanah memiliki potensi pengembangan (swell) marjinal atau tinggi. Pengklasifikasian tanah tersebut didasarkan hasil tes tanah dengan nilai pada tabel dibawah ini.

Table 1.1 Klasifikasi Tanah Ekspansif

Kalsifikasi Sistem Tanah Ekspansif			
Liquid Limit	Plasticity Index	Potential swell (%)	Potential swell classification
72,55	38,63	4%	High

Sumber : Hasil Pengujian

Parameter yang digunakan untuk menentukan jenis tanah ekspansif ini adalah Buku Braja M. Das Principles of Foundation Engineering Eight Edition pada BAB 11 tentang Foundations on Difficult Soils Tabel 11.6 Expansive Soil Classification System berikut tabel tersebut :

Table 11.6 Expansive Soil Classification System*

Liquid limit	Plasticity Index	Potential swell (%)	Potential swell classification
<50	<25	<0.5	Low
50-60	25-35	0.5-1.5	Marginal
>60	>35	>1.5	High

Potential swell = vertical swell under a pressure equal to overburden pressure

*Based on data from O'Neill and Poormoayed (1980)

Sumber : Buku Braja M Das

Gambar 1.1 Tabel 11.6 Expansive Soil Classification System

Berdasarkan pengujian tanah yang sudah dilakukan dilaboratorium diketahui bahwa prediksi nilai total pengembangan tanah (have)

120 mm, maka solusi struktur pondasi yang disarankan Pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam, hal ini didasarkan pada Buku Braja M. Das Principles of Foundation Engineering Eight Edition pada BAB 11 tentang Foundations on Difficult Soils pada Tabel 11.8 Construction Procedures for Expansive Clay Soils.

Selain dari hasil pengujian tanah di laboratorium, terjadinya tanah ekspansif juga dapat dilihat dengan adanya kerusakan-kerusakan bangunan disekitar.



Sumber : Dokumentasi Pribadi

Gambar 1.3 Foto Kerusakan Bangunan Akibat Tanah Ekspansif di Tempat Studi Pustaka yang ditinjau

b. Rumusan Masalah

1. Bagaimana perhitungan daya dukung pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?
2. Bagaimana penurunan pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?
3. Bagaimana desain struktur pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?

c. Batasan Masalah

1. Perhitungan beban struktur seperti balok, kolom, dan atap, berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) th 1983 dan (PPIURG) th 1987. Dalam proses peninjauan ini penulis menggunakan program bantu ETABS V.19.1.0 dan Microsoft Office Excel 2019.
2. Perhitungan daya dukung pondasi
3. Tidak Meninjau Struktur Atas Gedung
4. Tidak Menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB)
5. Bangunan yang ditinjau adalah gedung RS. Universitas Muhammadiyah Jember.

d. Maksud dan tujuan

Adapun maksud dan tujuan penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Mengetahui perhitungan daya dukung pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?
2. Mengetahui penurunan pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?
3. Mengetahui Desain struktur pondasi Drilled-Shafts with Bells and Grade Beam dilihat dari beban yang bekerja pada pondasi?

2. TINJAUAN PUSTAKA

a. Tanah Ekspansif

Tanah ekspansif adalah tanah yang mengalami perubahan volume jika terjadi perubahan kadar air. Jika kadar air bertambah tanah akan mengembang (swell), jika kadar air berkurang tanah akan menyusut (shrinkage). Pondasi yang berada di atas tanah lempung ekspansif akan mengalami deformasi karena mengembang atau menyusutnya tanah.

b. Pertimbangan Pondasi Untuk Tanah Ekspansif

Jika tanah memiliki potensi pengembangan yang rendah, praktek konstruksi standar dapat diikuti. Namun, jika tanah memiliki potensi pengembangan marjinal atau tinggi, tindakan pencegahan perlu dilakukan, yang mungkin diperlukan

1. Mengganti tanah ekspansif dibawah pondasi
2. Mengubah sifat tanah ekspansif dengan kontrol pemadatan, pre-wetting, pemasangan penghalang kelembaban, atau stabilisasi kimia
3. Memperkuat struktur untuk menahan beban, membangun struktur yang kokoh cukup fleksibel untuk menahan beban tanah diferensial tanpa kegagalan, atau membangun pondasi dalam yang terisolasi di bawah kedalaman zona aktif.

Satu metode tertentu mungkin tidak cukup untuk semua situasi. Menggabungkan beberapa teknik mungkin diperlukan, dan pengalaman konstruksi lokal harus selalu dipertimbangkan.

Berikut adalah beberapa rincian mengenai teknik yang biasa digunakan untuk menangani tanah ekspansif.

c. Konstruksi Pada Tanah Ekspansif

Perawatan harus dilakukan dalam memilih jenis pondasi yang akan digunakan pada tanah ekspansif. Tabel 2.1 menunjukkan beberapa prosedur konstruksi yang direkomendasikan berdasarkan perkiraan mengangkat, ΔS, dan rasio panjang dan tinggi panel dinding. Sebagai contoh, tabel 2.1.

Tabel 2.1 Prosedur Konstruksi untuk Tanah Liat Ekspansif

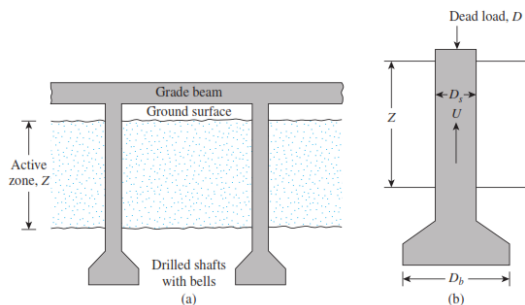
PREDIKSI KENAIKAN TOTAL (MM)	DIREKOMENDASIKAN KONSTRUKSI	METODE	CATATAN
L/H = 1,25 0 – 6,35	L/H = 2,50 12,7		
6,35 – 12,7	12,7 – 50,8	Tidak ada tindakan pencegahan Bangunan yang kaku Mentoleris Gerakan (tulangan baja seperlunya)	<ul style="list-style-type: none"> • Pijakan harus kecil dan dalam, konsisten dengan tanah, daya dukung. • Mats (rakit) harus tahan bengkok (<i>bending</i>) • Pelat harus dirancang untuk menahan tekukan dan harus tidak tergantung pada kemiringan balok • Dinding di atas alas harus serfleksibel alas. Tidak boleh ada sambungan vertikal yang kaku. • Dinding bata harus diperkuat dengan batang pengikat (<i>tie bars</i>) atau <i>bands</i>
12,7 – 50,8	50,8 – 101,6	Membangun redaman gerakan	<ul style="list-style-type: none"> • Kontak antara unit gerakan struktural harus dihindari, atau bahan fleksibel tahan air dapat dimasukkan ke dalam sambungan. • Dinding atau unit bangunan persegi panjang harus diangkat sebagai satu kesatuan • Pondasi seluler memungkinkan sedikit ekspansi tanah untuk mengurangi pengembangan tekukan. Jack yang bisa disesuaikan bisa merepotkan pemilik. Pemuatan tiga titik memungkinkan gerakan tanpa tekanan.
>50,8	>101,6	Membangun gerakan sendiri	<ul style="list-style-type: none"> • Poros berdiameter terkecil dan berjarak lebar yang cocok dengan beban harus ditempatkan. • Jarak bebas harus diperbolehkan di bawah balok kerapatan. • Lantai harus digantung pada balok kemiringan 305 sampai 460 mm di atas tanah.

*GROMKO, G.J., (1974). "REVIEW OF EXPANSIVE SOILS," JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 100, NO. GT6, PP. 667-687.

Sumber : Buku Braja M Das

Bagian bawah poros harus ditempatkan di bawah zona aktif dari tanah ekspansif. Untuk desain poros, itu gaya angkat, U, dapat diperkirakan dari persamaan.

$$U = \pi D_s Z \sigma'_{sw} \tan \phi'_{ps} \tag{2.1}$$



Sumber : Buku Braja M Das

Gambar 2.1 (a) Konstruksi poros yang dibor dengan lonceng dan balok pemikul beban; (b) definisi parameter dalam Persamaan. (2.1)

Bagian lonceng dari poros yang dibor akan bertindak sebagai jangkar untuk menahan pengangkatan memaksa. Mengabaikan berat poros yang dibor, dengan persamaan.

$$Q_{net} = U - D \quad (2.2)$$

d. Daya Dukung Tanah

1. Analisa Daya Dukung Berdasarkan data CPT

Bowles (1997:214), mengusulkan persamaan daya dukung menurut data uji CPT dengan rumus sebagai berikut ini:

a. Tanah tak berkoheksi (pasir, kerikil)

- Lajur : $q_{ult} = 28 - 0052(300-qc)^{1,5}$ (2.3)

- Persegi : $q_{ult} = 48 - 0,009(300-qc)^{1,5}$ (2.4)

b. Tanah berkoheksi (lempung, lanau)

- Lajur : $q_{ult} = 2 + 0,28 qc$ (2.5)

- Persegi : $q_{ult} = 5+0,34 qc$ (2.6)

Korelasi SPT dengan CPT untuk tanah pasir-kerikil diusulkan oleh Bowles (1997) adalah :

$$qc = 4N$$

Analisa Terzaghi memberikan pengaruh faktor bentuk terhadap kapasitas dukung ultimit yang didasarkan pada analisa pondasi rakit sebagai berikut:

1. Pondasi bujur sangkar:

$$q_u = 1,3 cNc + P_oNq + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (2.7)$$

2. Pondasi lingkaran:

$$q_u = 1,3 cNc + P_oNq + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (2.8)$$

3. Pondasi empat persegi Panjang

$$q_u = cNc (1+0,3B/L) + P_oNq + 0,5\gamma BN_\gamma (1-0,2B/L) \quad (2.9)$$

Mayerhof (1963) mengusulkan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas pondasi, sebagai berikut:

$$q_u = ScdcicC Nc + SqdqiqP_oNq + S_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5B\gamma N_\gamma \quad (2.10)$$

e. Faktor Aman

Menurut Hardiyatmo (2014), kapasitas dukung aman (safe bearing capacity) (qs) didefinisikan sebagai tekanan pondasi total terhadap tanah maksimum yang tidak mengakibatkan risiko keruntuhan kapasitas

dukung. Tinjauan kapasitas dukung ultimit neto, didefinisikan sebagai berikut:

$$F = \frac{q_{un}}{qn} = \frac{qu-Df\gamma}{q-Df\gamma} \quad (2.11)$$

$$qs = \frac{q_{un}}{f} \quad (2.12)$$

f. Pondasi Pilar yang di Bor (*Drilled-Shaft*)

1. Analisis dan Desain Pilar yang di Bor

Pilar-pilar yang dibor dipakai untuk mendukung beban-beban kompresif. Pilar yang dibor juga dipakai untuk mendukung beban-beban tarikan terutama di bawah menara listrik dan kaki-kaki menara antenna. Pilar yang dilubangi dapat juga mendukung beban-beban lateral atau kombinasi antara beban-beban vertical dan lateral. Kasus beban tarikan pada tiang-tiang pancang dalam Pasal 16-13 bisa ditulis (disini memakai Q sebagai ganti P) sebagai.

$$Q_{ult} = \sum Q_{si} + Q_b + W \quad (2.13)$$

Faktor-faktor keamanan yang berkisar antara 2 sampai 4 akan memberikan.

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (2.14)$$

Atau, bisa juga

$$Q_a = \frac{\sum Q_{si}}{SF_s} + \frac{Q_b}{SF_b} + \frac{W}{SF_w} \quad (2.15)$$

Persamaan terakhir ini lebih baik karena kitab isa memakai SFs = 3 atau 4 untuk komponen tahanan kulit karena ketidakpastian, SFb = 2 sampai 5 pada bell jika Qb dimasukkan dan SFw sekitar 1,4 karena volume beton dan beban akibat berat pilar sudah diketahui. Desain structural memerlukan tegangan beton yang diizinkan pada tarikan ditambah tegangan tarikan tulangan yang diizinkan yang cukup memadai untuk mendukung desain beban tarikan $Q_d \leq Q_a$.

g. Pembebanan

1. Beban Kombinasi Berfaktor

Pada perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung digunakan kombinasi yang dapat dilihat pada Tabel 2.33. Menurut SNI 1726 (2012:15) komponen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kekuatan rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi pada Tabel 2.2

Tabel 2.2 Kombinasi Beban untuk metode Unlimit

Beban	Metode Ultimit
Beban Mati	1,4D
Beban Hidup	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
Beban angin	1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9D + 1,0W
Beban gempa	1,2D + 1,0E + L 0,9D + 1,0E

Sumber : SNI 1726 (2012:15-16)

h. Penurunan (Settlement)

1. Analisa Penurunan

Penurunan (settlement) pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 2 komponen, yaitu:

1. Penurunan segera (immediate settlement)
2. Penurunan konsolidasi

Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan:

$$S = S_i + S_c \quad (2.16)$$

2. Penurunan Ijin

Tabel 2.3 Batasan Penurunan Maksimum (Showes 1962)

Tipe Gerakan	Faktor Pembatas	Batas Penurunan Maksimum (cm)
Penurunan Total	Drainase	15 – 30 cm
	Jalan masuk	30 – 60 cm
	Bangunan dinding bata	2,5 – 5 cm
	Bangunan Rangka Pondasi rakit	5 – 10 cm 8 – 30 cm

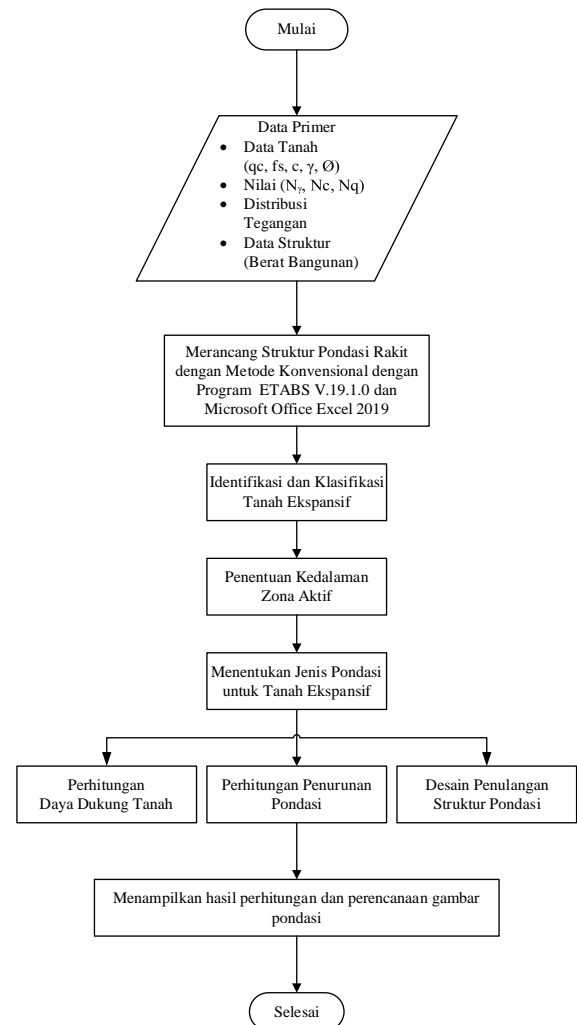
Sumber : Hardiyatmo, 2014

RSNI Geoteknik (2017:178) menjelaskan bahwasanya besar penurunan yang terjadi pada sebuah bangunan harus memenuhi persamaan berikut ini

$$S < 15 + \frac{b(cm)}{600} \quad (2.17)$$

3. METODOLOGI

a. Diagram Alir

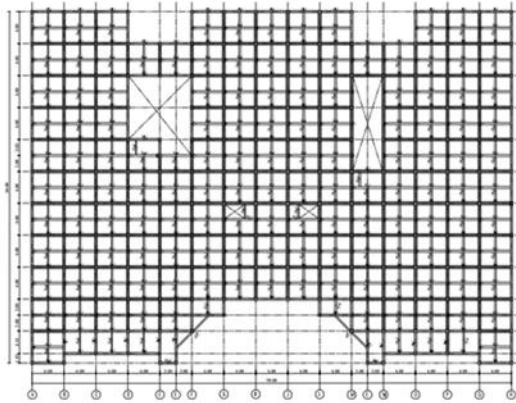


4. ANALISA DAN PEMBAHASAN

a. Data Struktur

Struktur portal bangunan gedung direncanakan dengan beton bertulang, dengan ukuran dimensi kolom 500 mm x 500 mm, untuk balok induk dengan ukuran dimensi 600 mm x 400 mm, balok anak 1 dengan ukuran dimensi 500 mm x 300 mm, balok anak 2 dengan ukuran dimensi 400 mm x 250 mm, untuk sloof 1 dengan ukuran dimensi 500 mm x 300 mm, sloof 2 dengan ukuran dimensi 200 mm x 150 mm, sedangkan untuk pondasi direncanakan menggunakan pondasi Drilled Shaft with Bells and Grade Beam.

b. Pemodelan Struktur



Sumber : Hasil Desain AutoCAD 2007

Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung RS UMJember

c. Pembebanan Struktur Utama

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

1. Beban mati yang bekerja pada pelat lantai

- Plafond + Penggantung = 18 kg/m²
- Berat keramik = 24 kg/m²
- Berat Pasir = 80 kg/m²
- Berat spesi = 42 kg/m²
- Berat Electrical = 15 kg/m²
- DL = 179 kg/m²

2. Beban mati tambahan pada balok

- Beban tembok bata = 1000 kg/m²
- DL = 1000 kg/m²

3. Beban mati yang bekerja pada pelat atap

- Air Hujan = 30 kg/m²
- Lapisan kedap air = 4,4 kg/m²
- Plafond+Penggantung = 18 kg/m²
- DL = 52,4 kg/m²

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup yang bekerja pada RS UMJember ini adalah sebagai berikut:

1. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai

- Beban guna LL = 250 kg/m²
- LLr = 250 kg/m²

2. Beban hidup yang bekerja pada pelat atap

- Beban guna LL = 100 kg/m²
- LLr = 100 kg/m²

3. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kabupaten Jember termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT.

$\tilde{N} \geq 5$ = Tanah Keras

$15 \geq \tilde{N} \geq 50$ = Tanah Sedang

$\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

$\tilde{N} = \frac{8,2}{0,45} = 18,22$ = Dari perhitungan nilai N rata-rata diperoleh jenis tanah kategori tanah sedang.

d. Hasil Analisa Pembebanan Struktur

Dari hasil analisis struktur dengan program bantu ETABS V.19.1.0, diperoleh besarnya reaksi perletakan untuk proses perencanaan pondasi. Berikut adalah reaksi perletakan struktur Gedung Rumah Sakit UMJember

Tabel 4.1 Rekap Joint Reaction Maksimal

No.	Beban	P	Mx	My
1	Mati	2213,1671	13,5499	14,675
2	Hidup	25,31	9,5096	9,47
3	Hidup Atap	3,4064	0,0839	0,0807
4	SIDL	7,8038	10,5793	10,2336
5	Comb.1	715,4483	37,7095	37,5578
6	Comb.2	672,7228	47,5378	47,3444
7	Comb.3	1096,4296	582,8888	582,8888
8	Comb.4	947,1012	186,3086	186,3086
9	Comb.5	1331,2124	578,7619	578,7619
10	Comb.6	1169,0838	182,121	182,121

Sumber : Hasil Perhitungan

e. Perencanaan Pondasi Driled Shaft with Bells

1. Kriteria yang digunakan dalam perencanaan pondasi Drilled Shaft with Bells sebagai berikut :

- a. Massa jenis beton bertulang : 240 kg/m³
- b. Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m³
- c. Mutu beton : 41,50 Mpa
- d. Mutu tulangan baja : fy 400 Mpa
- e. Diameter Tiang : 800 mm
- f. Diameter Bells : 1.000 mm
- g. Kedalaman : 8 meter

2. Data Tanah Berdasarkan Berdasarkan Uji Sondir

3.

Tabel 4.2 Hasil Pengujian Sondir Lapangan

KEDA-LAMAN	Cn	D _s	α	P	Δl	Q _s	C _s		
							C _s /(2Nk=14)		
m	Kg/cm ²	m	0,4	Keliling	cm	kN/m ²	Kg/cm ²	Kg/m ²	kN/m ²
8,2	190	0,8	0,4	2,5	0,2	272,73	13,6	135714,3	1357,1

Sumber : Hasil Perhitungan

f. Daya Dukung

1. Daya Dukung berdasarkan data Bahan Tegangan Ijin Beton ($\sigma_b' = 0.33 * f_c'$) x 1000 = 10375 kN/m²

Luas penampang tiang ($A_c = 0,502655 \text{ m}^2$)
 Daya dukung ijin tiang ($P_{ijin} = A * \sigma_b$) = 5215,044 kN

2. Berdasarkan Hasil Pengujian Sondir

$$P_{ijin} = ((Q_p + Q_s) / 3) * 2 * f$$

Q_p nilai konus rata-rata = 7321,03 kN/m²

Q_s jumlah hambatan lekat = 1909,12 kN/m

Daya dukung Ijin Tiang adalah

$$P_{ijin} = 6153,435 \text{ kN}$$

Tabel 4.3 Rekap Daya Dukung

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Drilled Shaft	P (kN)
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	5215,04
2	Pengujian CPT	6153,44
Daya Dukung Ijin Tiang Adalah		5215,04

Sumber : Hasil Perhitungan

g. Konfigurasi Pondasi

Berdasarkan perhitungan kebutuhan pondasi tiap kolom yang direncanakan, maka direncanakan satu tipe poer, berdasarkan kebutuhan jumlah tiang drill shaft yang direncanakan.

Tabel 4.4 Rekap data beban dari program ETABS V.19.1.0

DATA BEBAN FONDASI		Satuan
Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor	$P_{uk} =$	1990,27 kN
Momen arah x akibat beban terfaktor	$M_{ux} =$	120,10 kNm
Momen arah y akibat beban terfaktor	$M_{uy} =$	122,59 kNm
Tahanan aksial tiang	$f * P_n = P_u$	3650,00 kN

Sumber : Hasil Perhitungan

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{b \cdot \sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{a \cdot \sum x^2}$$

$$\sum y^2 = 2,88 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 2,88 \text{ m}$$

$$P = \frac{1990,27}{4} \pm \frac{120,10 \cdot 1,2}{2,88} \pm \frac{122,59 \cdot 1,2}{2,88}$$

$$P = 598,6898$$

Kontrol Beban

$$P_{max} = 598,6896 \text{ kN} < P_{ijin} = 3598,33 \text{ (OK)}$$

h. Perencanaan Poer pada Kolom

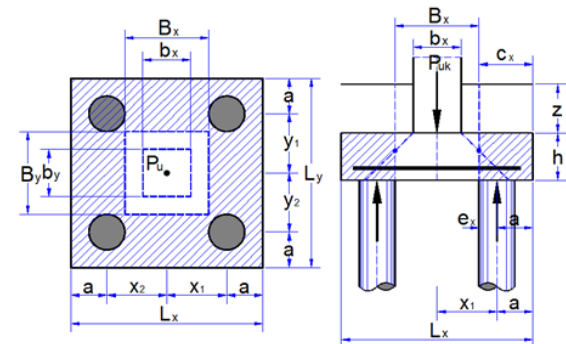
Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data – data perencanaan poer

- Pmax (1 tiang) = 598,6896 kN
- Jumlah tiang = 4 Buah
- Dimensi Poer = 5x5x1,5 m
- Mutu beton (f_c') = 51,4 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulagn = 22 mm
- Selimut beton = 75 mm
- Tinggi efektif (d) = 46,5 mm
- dx = 46,5 mm
- dy = 65,5 mm

i. Kontrol Geser Pons

Pile Cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan control kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada pile cap tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1



Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.2 Geser Pons Akibat Kolom

$$V_{c1} = 5425729 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 5904586 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 3617153 \text{ N}$$

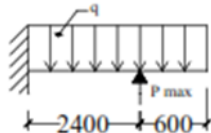
Dari ketiga V_c diatas diambil terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 3617153 N

$\phi V_c = 0,75 * 3617153 = 2712,86 > P_u 1990,27$
 (OK)

Jadi ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser pons.

j. Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom.



Sumber : Hasil Perhitungan
Gambar 4.3 Analisa Pile Cap

1. Penulangan Arah X

Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$C_x = (L_x - b_x) / 2 = 1,550 \text{ m}$$

Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_x = c_x - a = 0,950 \text{ m}$$

Berat beton

$$W_1 = c_x \cdot L_y \cdot h \cdot w_c = 66,96 \text{ kN}$$

Berat tanah

$$W_2 = c_x \cdot L_y \cdot z \cdot w_s = 50,22 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pilecap

$$M_{ux} = 2 \cdot P_{umax} \cdot e_x - W_1 \cdot c_x / 2 - W_2 \cdot c_x / 2 = 529,8346 \text{ kN/m}$$

Lebar pilecap yang ditinjau

$$b = L_y = 3600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap } h = 500 \text{ mm}$$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 64 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif plat } dx = h - d' = 436 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } f'c = 41,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastis baja } E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 1,0,85 \cdot (f'c)^{0,85} / f_y \cdot 600 / (600 + f_y) = 0,044976$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0,80$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [11 / 2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f'c)] = 10,912$$

$$M_n = M_{ux} / \phi = 662,293 \text{ kN/m}$$

$$\rho_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d^2) = 0,96778$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \cdot f'c / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f'c)}] = 0,0025$$

$$\text{Rasio tulangan minimum } \rho_{min} = 0,0025$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan } \rho = 0,0025$$

$$\text{Luas tulangan yang diperlukan } A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 3924,00 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan $D = 22$

Jarak tulangan yang diperlukan $S =$

$$\pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s = 349 \text{ mm}$$

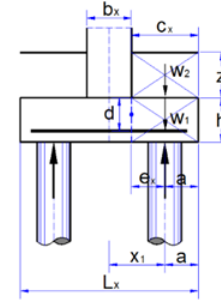
Jarak tulangan maksimum $S_{max} = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan $S = 200 \text{ mm}$

Digunakan tulangan $D 22 - S 200$

Luas tulangan terpakai $S = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s$

$$= 6842,39 \text{ mm}^2$$



Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.4 Pembebanan Pile Cap Kolom (Arah Sumbu X)

2. Penulangan Arah Y

Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$C_y = (L_y - b_y) / 2 = 1,550 \text{ m}$$

Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_y = c_y - a = 0,950 \text{ m}$$

Berat beton

$$W_1 = c_y \cdot L_x \cdot h \cdot w_c = 66,96 \text{ kN}$$

Berat tanah

$$W_2 = c_y \cdot L_x \cdot z \cdot w_s = 50,22 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pilecap

$$M_{uy} = 2 \cdot P_{umax} \cdot e_y - W_1 \cdot c_y / 2 - W_2 \cdot c_y / 2 = 1046,696 \text{ kN/m}$$

Lebar pilecap yang ditinjau

$$b = L_x = 3600 \text{ mm}$$

Tebal pilecap $h = 500 \text{ mm}$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 42 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif plat } dx = h - d' = 458 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } f'c = 41,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastis baja } E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 1,0,85 \cdot (f'c)^{0,85} / f_y \cdot 600 / (600 + f_y) = 0,055705$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0,80$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [11 / 2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f'c)] = 10,912$$

$$M_n = M_{uy} / \phi = 1308,4 \text{ kN/m}$$

$$\rho_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d^2) = 1,73259$$

Rasio tulangan yang diperlukan
 $\rho = 0,85 \left[\frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c)} \right) \right] = 0,0044$

Rasio tulangan minimum $p_{min} = 0,0025$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,0044$

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 7289 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang diperlukan $D = 22$

Jarak tulangan yang diperlukan

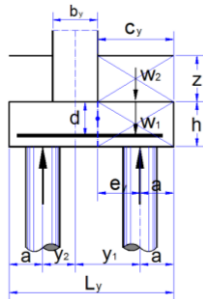
$S = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_s = 188 \text{ mm}$

Jarak tulangan maksimum $S_{max} = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan $S = 188 \text{ mm}$

Digunakan tulangan $D 22 - S 150$

Luas tulangan terpakai $S = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / S = 9123,19 \text{ mm}^2$

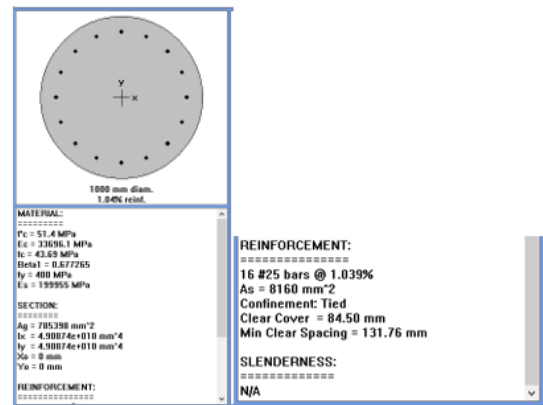


Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.5 Pembebanan Pile Cap Kolom (Arah Sumbu Y)

k. Perhitungan Tulangan Tiang Bor

Perhitungan tulangan tiang bor dihitung seperti kolom dengan menggunakan software SP Colum. Sebelumnya dianalisis dahulu gaya-gaya seperti aksial (P), gaya geser (V), dan Momen (M) menggunakan software ETABS V.19.1.0. Nilai gaya aksial yang didapat yaitu 410,450 kN, untuk nilai gaya gesernya didapat yaitu = 0,000 kN, dan nilai momen yang didapat yaitu : $M_x = 0,000 \text{ kNm}$ dan $M_y = 0,000 \text{ kNm}$. Nilai gaya-gaya diatas dimasukkan ke dalam software SP Column dan didapatkan nilai rasio tulangan sebesar 1,04%. Rasio ini cukup karena rasio tulangan kolom berada diantara 1% sampai 4%. Setelah mendapatkan rasio, didapatkan tulangan tiang bor yaitu : 25-D16 ($A_s = 8160 \text{ mm}^2$)



Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.6 Out Put Software SP Column

l. Penulangan Sloof

1. Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain pengikat horizontal antar poer harus diproporsikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$I/20 = 800/20 = 400 \text{ mm}^2$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Beban yang diterima sloof :

- Berat sendiri = $0,3 \times 0,5 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $\frac{4,5 \times 100}{100} = 450 \text{ kg/m}$
- qu = 666 kg/m

Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada RSNI 03-2847-2012 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini :

$$q_u = 1,2 \times 666 = 799,2 \text{ kg/m}$$

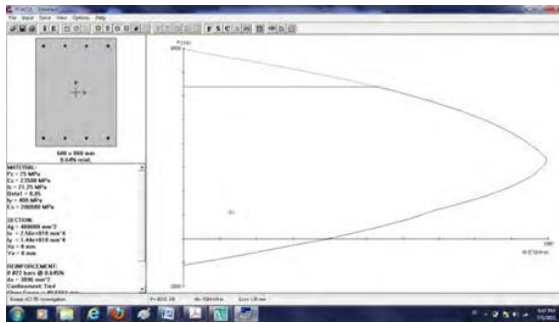
$$M_u = 1/12 \times q_u \times l^2$$

$$= 1/12 \times 799,2 \times 8^2$$

$$= 4262,4 \text{ kg/m} = 41,7999 \text{ kN}$$

$$= 417999 \text{ Nmm}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 20309,32 \text{ kg} = 199,0265 \text{ kN} = 1990265 \text{ N}$$



Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.7 Diagram Interaksi Sloof 30/50
 Dari analisis PCACOL didapat : $\rho=0,0127$
 Dipasang tulangan = 8D 16 ($A_s = 3041,1 \text{ mm}^2$)

2. Penulangan Geser Sloof

$V_u = \frac{1}{2} \times 799,2 \times 8 = 6393,6 \text{ kg} = 71700,117 \text{ N}$
 Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 300 \times 500 = 150000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 10 - 16/2 = 132 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 (1 + P_u / (14 A_g)) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 (1 + 20309,32 / (14 \cdot 150000)) 1 \sqrt{41,5} \times 300 \times 432 = 143303,86 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 143303,86$$

$$= 107477,89 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini :

$$d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$792/2 = 364,5 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\phi 10 - 300 \text{ mm}$
 ($A_v = 523,8 \text{ mm}^2$) Sengkang dua kaki

m. Penurunan Pondasi

1. Penurunan Izin

Penurunan izin $< 15 \text{ cm} + b/600$ (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman.

a) Perhitungan penurunan konsolidasi layer I

$$\Delta s_{c(1)} = \left[\frac{C_c(1) H_1}{1 + e_{0(1)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{0(1)} + \Delta \sigma'_{(1)}}{\sigma'_{0(1)}} \right]$$

$$\Delta \sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{1874,2739 \text{ kN}}{(2,40 + 1,33)(2,40 + 1,33)}$$

$$= 134,4744 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{0(1)} = 2 \times 15,38 + (6,666 \times 8,672)$$

$$= 88,58206 \text{ kN/m}^2$$

Jadi,

$$\Delta s_{c(1)} = \left[\frac{(0,14 \times 2,67)}{1 + 1,13} \right] \log \left[\frac{88,582 + 134,474}{88,582} \right]$$

$$= 0,07197058 \text{ m} \times 100 = 7,197 \text{ cm}$$

b) Perhitungan penurunan konsolidasi layer 2

$$\Delta s_{c(2)} = \left[\frac{C_c(2) H_2}{1 + e_{0(2)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{0(2)} + \Delta \sigma'_{(2)}}{\sigma'_{0(2)}} \right]$$

$$\Delta \sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_2)(B_g + z_2)}$$

$$= 37,53218 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{0(1)} = 88,58206 \text{ kN/m}^2$$

Jadi,

$$\Delta s_{c(1)} = \left[\frac{(0,05 \times 4)}{1 + 1,13} \right] \log \left[\frac{117,49195 + 37,5321}{117,491} \right]$$

$$= 0,01132 \text{ m} \times 100 = 1,1132 \text{ cm}$$

Total Penurunan

$$S_{c1} + S_{c2} = S_{total}$$

$$7,197 \text{ cm} + 1,113 \text{ cm} = 8,329 \text{ cm}$$

$$\text{Penurunan Izin} = S_{total} < 15 \text{ cm} + b/600$$

$$8,329 \text{ cm} < 15,4 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

2. Beda Penurunan (Differential Settlement)

Beda penurunan yang diperkirakan akan terjadi harus ditentukan secara saksama dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap bangunan Gedung tinggi di atasnya harus dicek untuk menjamin bahwa beda penurunan tersebut masih memenuhi kriteria kekuatan dan kemampuan alayanan sebesar 1/300.

$$\text{Total Penurunan Pada Pondasi (Base 47)}$$

$$= 8,32989 \text{ cm}$$

$$\text{Total Penurunan Pada Pondasi (Base 48)}$$

$$= 8,26351 \text{ cm}$$

$$\text{Perbedaan Penurunan (Stotal Base 47) - (Stotal Base 48)} = 0,06638 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar pondasi} = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat Beda Penurunan} < 1/300 = 0,00333 \text{ cm}$$

$$\text{Perbedaan Penurunan} = 0,06638/600$$

$$= 0,0001106 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Jadi, Perbedaan penurunan masih aman karena memenuhi syarat dari beda penurunan yaitu kurang dari beda penurunan yang disyaratkan.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

a. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis data, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa, Pada tanah lokasi pembangunan Gedung Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Jember, termasuk dalam jenis tanah ekspansif dengan kedalaman zona aktif sedalam 3 meter, dengan total kenaikan 120 mm, dalam buku Braja M

Das Principles of Foundation, Bab 11 tentang pondasi di tanah sulit Tabel 11.8 tentang konstruksi dan prosedur untuk tanah lempung ekspansif, disarankan untuk menggunakan pondasi Drilled Shaft with Bells.

1. Pada desain pondasi Drilled Shaft direncanakan pada kedalaman 8 meter dengan diameter tiang 0,80 m, daya dukung terpenuhi dengan angka keamanan lebih dari 3, dengan menggunakan kelompok tiang berjumlah 4 tiang, dan pada desain Bells pada pondasi Drilled Shaft, menggunakan diameter 1,0 m, daya dukung terpenuhi untuk mencegah beban angkat yang terjadi pada tanah ekspansif akibat swelling yang besar.
2. Penurunan pada pondasi grup sebesar 8,329 cm lebih kecil dari persyaratan penurunan pondasi sebesar 15,4 cm. dan perbedaan penurunan anatar tiang pondasi grup sebesar 0,000110634 cm lebih kecil dari persyaratan penurunan beda pondasi sebesar 0,00333 cm, jadi penurunan dikatakann aman.
3. Perhitungan beban struktur atas menggunakan software ETABS V.19.1.0 dengan memasukkan beban mati, beban hidup, beban mati tambahan, beban gempa dinamis sesuai SNI 2847-2019 dan didapatkan beban aksial kolom terbesar sebesar 1990,27 kN. Kapasitas dukung tiang tunggal dengan diameter 0,8 m didapatkan nilai sebesar 598,6896 kN dan kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 14393,32 dengan safety factor (SF) = 3. Tiang yang dibutuhkan untuk mampu menahan beban aksial terbesar kolom sebanyak 4 tiang dimana kapasitas dukung tiang kelompok 14393,32 kN lebih besar dari pada nilai beban aksial terbesar kolom sebesar 1990,27 kN. Kebutuhan tulangan pilecap ukuran 3600 mm x 3600 mm x 500 mm, didapatkan tulangan arah x untuk tulangan pokok D22-200 dan tulangan susut Ø12-150, sedangkan tulangan arah y untuk tulangan pokok D22-200 dan tulangan susut Ø12-150. Kebutuhan tulangan utama pada tiang drilled shaft digunakan software SP Column dimana didapatkan kebutuhan tulangan utama 25-D16 dimana luas

tulangan sebesar 8160 mm² dengan rasio tulangan 1,04%. Kebutuhan tulangan masih cukup efisien mengingat rasio tulangan 1% sampai 4%. Kebutuhan tulangan Sloof digunakan software SP Coulum dimana didapatkan kebutuhan tulangan 8D16 dimana luas tulangan $A_s = 3041,1 \text{ mm}^2$ dan tulangan geser Ø10 – 300 dengan luas tulangan $A_v = 523,8 \text{ mm}^2$, dengan Sengkang dua kaki.

b. Saran

Pondasi Drilled Shaft with Bells bisa jadi alternatif pilihan karena berdasarkan kondisi tanah dilapangan dengan angka pengembangan tanah yang cukup besar.

6. DAFTAR PUSTKA

- Arief Alihudien. 2021 "*Identifikasi Potensi Tanah Ekspansif Pada Lokasi Pembangunan Rumah Sakit UM Jember*". Jember : Jurnal Hexagon UMJember.
- Bowles, J. E. 1992. "*Analisis dan Desain Fondasi*". Jilid 1 Edisi keempat. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Bowles, J.E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. *Principles of Foundation Engineering 8th Edition*. USA: Cengage Learning.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi Bagian I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- Harianti, Erny dan Anugrah Pamungkas. 2013. *Desain Fondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta: ANDI

- Priyono, Pujo. 2019 “*Buku Ajar Struktur Beton Tahan Gempa*”. Jember : Pustaka Abadi
- Redi, dkk 2020, “*Studi Korelasi Indeks Plastis Dan Batas Susut Terhadap Perilaku Mengembang Tanah*”. Ejournal Kajian Teknik Sipil Vol.1 dan No.2 Universitas 17 Agustus 1945 Jakarta.
- SNI 03-1726-2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- SNI 03-1726-2012. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- SNI 03-1726-2019. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- SNI 8460-2017. *Persyaratan Perancangan Geoteknik*