

PERENCANAAN GEDUNG BEDAH SENTRAL TERPADU (GBST) RUMAH SAKIT BETHESDA YOGYAKARTA

Nisa Utami, Yayan Iswadena, Sri Tudjono^{*)}, Windu Partono^{*)}

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro
Jl. Prof Soedarto, Tembalang, Semarang. 50239, Telp.: (024)7474770, Fax.: (024)7460060

ABSTRAK

Struktur Gedung Bedah Sentral Terpadu Rumah Sakit Bethesda Yogyakarta didesain menggunakan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dimana struktur gedung sudah direncanakan sebelumnya pada tahun 2011, dan direncanakan ulang dengan analisis beban gempa menggunakan metode analisis statik ekuivalen. Gaya gempa dihitung berdasarkan wilayah zona gempa 4 dimana wilayah tersebut memiliki percepatan gempa yang cukup besar, sehingga harus didesain struktur yang tahan terhadap gempa. Untuk mewujudkan struktur tahan gempa digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Sistem rangka berupa rangka yang tersusun dari balok dan kolom, dimana kolom dibuat lebih kuat dari balok (strong column weak beam). Menghindari terjadinya kegagalan struktur pada pertemuan balok-kolom, maka sendi plastis direncanakan terjadi di balok dan untuk kolom hanya terjadi di kolom bagian atas pondasi. Perhitungan analisis kegempaan mengacu pada SNI gempa terbaru tahun 2012. Analisis struktur menggunakan program SAP2000 v14 untuk membantu pemodelan struktur dan mengetahui gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur. Material yang digunakan yaitu beton f'_c 30 MPa, sedangkan untuk besi tulangan pelat dan sengkang f_y 240 MPa serta besi tulangan utama f_y 400 MPa.

kata kunci : Kolom Kuat Balok Lemah

ABSTRACT

Integrated Surgical Operation Centre Building of Bethesda Hospital Yogyakarta designed by using Special Moment Resisting Frame System (SMRFS) while the structure was designed earlier in 2011, and re-designed with earthquake load analysis using equivalent static analysis methods. Seismic forces calculated based on area of the earthquake zone 4 as the region has a fairly large earthquake acceleration, so it must be designed earthquake-resistant structures. To realize earthquake resistant structures used Special Moment Resisting Frame System. Frame system is composed of a framework of beams and columns, where the columns are made stronger than the beam (strong column weak beam). To avoid failure of the structure at the beam-column joint, plastic form joint is planned to occur in the beams and columns only occur at the top of the column foundation. Calculation of seismic analysis refers to SNI latest earthquake in 2012. Structure analysis

^{*)} Penulis Penanggung Jawab

using program SAP2000 v14 to help modeling the structure and determine the forces acting on the structure. Materials used are concrete f_c 30 MPa, where as for steel reinforcement plates and cross bar 240 MPa f_y and longitudinal bar f_y 400 MPa.

keywords: *Strong Column Weak Beam*

PENDAHULUAN

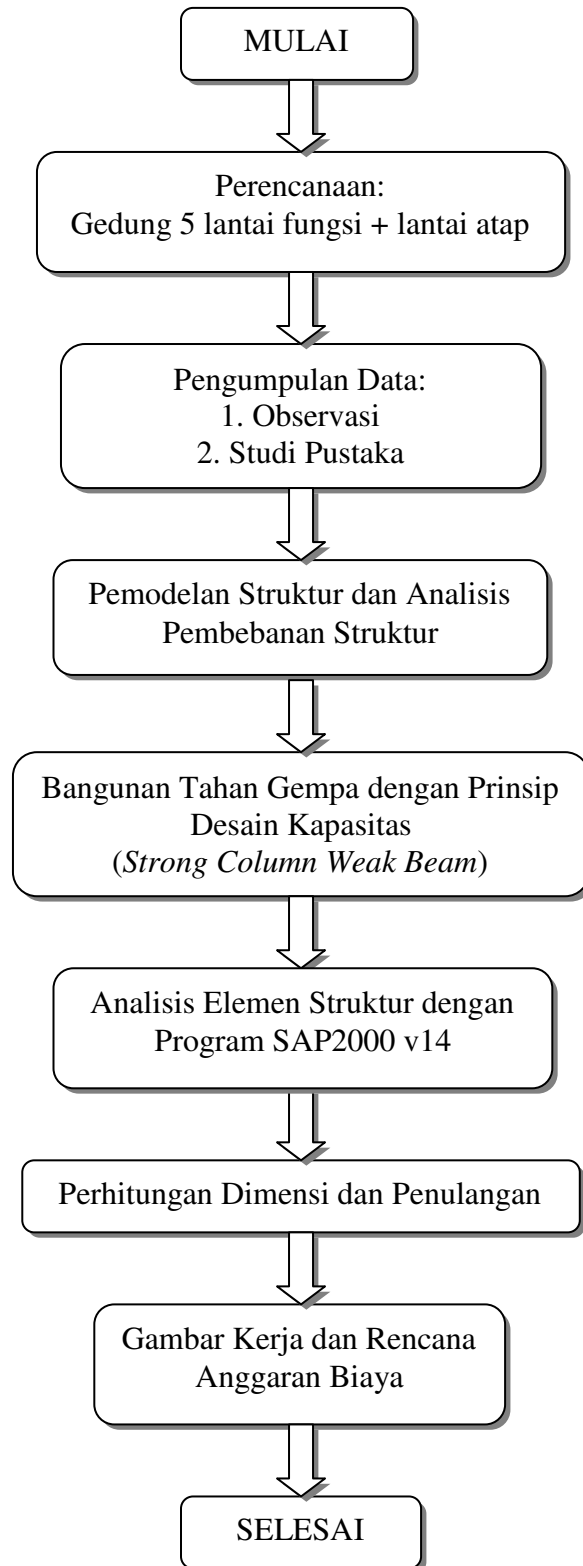
Perencanaan struktur gedung dipandang penting untuk mempunyai ketahanan terhadap gempa untuk menghindari terjadinya korban jiwa karena runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat. Kekuatan struktur gedung sangat terkait dengan keamanan dan ketahanan struktur dalam menahan atau menampung beban yang bekerja pada struktur tersebut. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung menetapkan suatu konsep Perencanaan Kapasitas (*Capacity Design*), dimana struktur gedung direncanakan mempunyai tingkat daktilitas yang cukup, sehingga struktur tetap berdiri walaupun berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Sistem struktur yang dipilih harus menghasilkan kekakuan maksimum dengan massa bangunan yang seminimal mungkin, maka akan dihasilkan sistem struktur yang ringan dan ekonomis namun kuat dalam menahan beban lateral yang bekerja pada struktur terutama beban lateral akibat gempa.

PERMASALAHAN

Beban gempa yang bersifat tak terprediksi menjadi faktor penting yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan struktur gedung bertingkat, sehingga perlu pemahaman akan peraturan gempa dan beton yaitu SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-2847-2002. Ruang lingkup perencanaan struktur Gedung Bedah Sentral Terpadu ditinjau dari segi teknis adalah disain struktur gedung direncanakan diaplikasikan di Yogyakarta yang merupakan wilayah rawan terhadap gempa, sehingga harus direncanakan bangunan yang boleh mengalami kerusakan tetapi tidak boleh runtuh ketika terjadi gempa bumi. Perencanaan dan perhitungan struktur primer, yaitu: balok induk, kolom, dan hubungan balok-kolom, perencanaan dan perhitungan struktur sekunder, yaitu: tangga, balok tangga, pelat lantai, *lift*, dan balok anak, perencanaan struktur menggunakan program SAP2000 v14, perencanaan tidak meninjau metode pelaksanaan konstruksi dan spesifikasi teknis, dan perencanaan tidak memperhitungkan sistem utilitas gedung, perencanaan saluran air bersih dan kotor, instalasi atau jaringan listrik, *finishing*, dan lain-lain.

METODOLOGI

Perencanaan dan analisis perhitungan struktur dilaksanakan pada seluruh struktur bangunan gedung sesuai dengan acuan-acuan maupun peraturan-peraturan yang berkaitan dengan struktur gedung. Sistematis tahapan perencanaan Gedung Bedah Sentral Terpadu ditunjukkan oleh bagan alir perencanaan yang ada pada Gambar 1.



Gambar 1. Bagan Alir Perencanaan

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Evaluasi Beban Gempa

Perhitungan analisis struktur gedung terhadap beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-2012, dimana analisis struktur gedung bertingkat dilakukan dengan Metode Statik Ekuivalen. Berdasarkan parameter tanah yang diperoleh dari rata-rata nilai N-SPT sampai kedalaman tanah 30 m, struktur bangunan direncanakan berdiri di atas tanah sedang. Analisis gempa rencana (V) dipengaruhi beberapa faktor seperti ditunjukkan pada persamaan 1, diantaranya yaitu faktor keutamaan (I_e) menurut kategori resiko bangunan terhadap gempa. Bangunan rumah sakit termasuk dalam kategori resiko IV, sehingga besarnya faktor keutamaan yaitu 1,5. Faktor lain yang mempengaruhi gempa rencana yaitu koefisien respons (R) dimana sistem struktur yang dipilih yaitu Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus, maka nilai koefisien respons diambil sebesar 8. Parameter percepatan respons (S_{DS}) besarnya tergantung pada wilayah gempa dan jenis tanah dimana struktur tersebut direncanakan, sedangkan untuk besarnya beban (W) merupakan beban mati total dari struktur gedung.

$$V = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \times W$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 v14 didapatkan nilai simpangan antar lantai arah-x dan arah-y akibat beban gempa ditunjukkan pada Tabel 1 kolom 2 dan 3.

Tabel 1. Kontrol Terhadap Simpangan Antar Lantai Arah-x dan Arah-y

| Lantai | δ_{xe} (cm) | δ_{ye} (cm) | Cd | Ie | δ_x (cm) | δ_y (cm) | Drift Δ_x (cm) | Drift Δ_y (cm) | Δ_a (cm) | Ket |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----|-----|--------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------|------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) |
| 1 | 0 | 0 | 5,5 | 1,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6,15 | OK |
| 2 | 0,483 | 0,485 | 5,5 | 1,5 | 1,771 | 1,778 | 1,771 | 1,778 | 6,15 | OK |
| 3 | 1,256 | 1,281 | 5,5 | 1,5 | 4,605 | 4,697 | 2,834 | 2,919 | 6,15 | OK |
| 4 | 1,972 | 2,033 | 5,5 | 1,5 | 7,231 | 7,454 | 2,625 | 2,757 | 6,15 | OK |
| 5 | 2,522 | 2,619 | 5,5 | 1,5 | 9,247 | 9,603 | 2,017 | 2,149 | 6,15 | OK |
| 6 | 2,861 | 2,993 | 5,5 | 1,5 | 10,490 | 10,974 | 1,243 | 1,371 | 6,15 | OK |
| 7 | 3,066 | 3,286 | 5,5 | 1,5 | 11,242 | 12,049 | 0,752 | 1,074 | 6,15 | OK |

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.6 simpangan antar lantai tingkat izin (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 2.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

dimana:

- C_d = faktor pembesaran defleksi
- δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan
- I_e = faktor keutamaan gempa

Defleksi di atas tidak boleh melebihi *drift* limit tingkat yang diizinkan (Δ_a) sesuai dengan Tabel 16 Pasal 7.12.1 SNI 03-1726-2012, dimana nilai *story drift* (Δ_a) yang diizinkan tidak

boleh melampaui 0,015 kali tinggi tingkat seperti pada Tabel 1 kolom 10. Kontrol terhadap simpangan antar lantai arah-x dan arah-y ditunjukkan pada Tabel 1 kolom 8 dan 9.

Perencanaan Struktur Tangga

Struktur tangga yang direncanakan dengan tinggi antar lantai (T) adalah 4,1 meter, panjang pekerjaan tangga adalah 3,36 m, dan kemiringan tangga (α) adalah 31,39°. Dari hasil perhitungan struktur tangga diperoleh besarnya momen yang bekerja pada tangga yaitu M11 untuk menghitung penulangan arah-x dan M22 untuk penulangan arah-y. Hasil perencanaan dari tangga ditunjukkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Kebutuhan Tulangan Tangga

| Tangga | Posisi | Arah Penulangan | Tulangan Terpasang |
|------------|--------|-----------------|--------------------|
| Lantai 1-4 | Bordes | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |
| | Tangga | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |
| Lantai 5 | Bordes | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |
| | Tangga | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |
| R. Mesin | Bordes | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |
| | Tangga | Arah-x | D10-75 |
| | | Arah-y | D10-100 |

Perencanaan Pelat Lantai

Asumsi perhitungan pelat lantai dilakukan dengan menganggap bahwa setiap pelat lantai dibatasi oleh balok, baik balok anak maupun balok induk. Ditentukan dimensi pelat lantai yang direncanakan pada pelat lantai denah lantai 2 pada As 3-4 dan D-G dengan $l_y = 4000$ mm dan $l_x = 4000$ mm. Menentukan nilai momen dilakukan dengan cara manual berdasarkan peraturan CUR 1 Bab 4 Pasal 7. Hasil perencanaan ditunjukkan pada Tabel 3.

Tabel 3. Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai

| l_y (m) | l_x (m) | β | Sistem Penulangan | Nilai Momen | Mu (kNm) | Mu/Ø | ρ | ρ digunakan | As (mm ²) | Tulangan Terpasang | As terpasang (mm ²) |
|--------------|--------------|---------|-------------------|-------------|----------|-------|--------|------------------|-----------------------|--------------------|---------------------------------|
| 4,00 | 4,00 | 1 | <i>two way</i> | Mlx | 3,486 | 4,358 | 0,0003 | 0,0058 | 78,5 | P10-125 | 551 |
| | | | | Mly | 3,486 | 4,358 | 0,0003 | 0,0058 | 78,5 | P10-125 | 551 |
| | | | | Mtx | 7,112 | 8,890 | 0,0006 | 0,0058 | 78,5 | P10-125 | 551 |
| | | | | Mty | 7,112 | 8,890 | 0,0006 | 0,0058 | 78,5 | P10-125 | 551 |

Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan untuk membatasi luasan pelat lantai agar tidak melebihi luasan yang diizinkan. Pada perencanaan balok anak (BA), dimensi tinggi balok anak diperkirakan dengan $h = (1/10 - 1/15) L$ dan perkiraan lebar balok anak diambil $b = (1/2 - 2/3) h$ menurut (Vis dan Gideon, 1997). Sehingga direncanakan dimensi balok anak yang ditinjau pada balok anak BA1 denah lantai 2 pada As 3-4 dan D-G dengan panjang bentang (L) adalah 10200 mm, tinggi balok anak (h) adalah 500 mm dan lebar balok anak (b) adalah 300 mm. Hasil perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.

Tabel 4. Kebutuhan Tulangan Balok Anak

| Tipe | b (mm) | h (mm) | D (mm) | D senggang (mm) | Posisi Tulangan | Mu (kNm) | Tulangan Terpasang | | Vu (kN) | Jumlah Tul Geser | Tul Geser Terpasang |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------|-------------|-----------------------|-------|------------|---------------------|------------------------|
| | | | | | | | Tarik | Tekan | | | |
| BA1 | 300 | 500 | 22 | 10 | tumpuan | 199,77 | 5D22 | 3D22 | 172,238 | 2 | 2D10-75 |
| | | | | | lapangan | 88,102 | 3D22 | 2D22 | | | 2D10-150 |

Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan elemen horisontal dari struktur, dan direncanakan untuk menerima lentur yang terjadi pada struktur. Perencanaan balok induk (BU) menurut Vis dan Gideon (1997), dimensi tinggi balok induk diperkirakan $h = (1/10 - 1/15) L$ dan perkiraan lebar balok induk $b = (1/2 - 2/3) h$. Direncanakan dimensi balok induk yang ditinjau pada balok induk BU1 denah lantai 2 pada As C4-D4 dengan ukuran panjang (L) adalah 10200 mm, lebar balok induk (b) adalah 400 mm, tinggi balok induk (h) adalah 900 mm. Tulangan utama balok induk diperoleh dari perhitungan tulangan tekan dan tarik secara bersamaan dengan mengasumsikan tulangan tekan mempunyai kapasitas 50% dari tulangan tariknya, sedangkan untuk perhitungan tulangan geser balok diperoleh dari besarnya gaya geser berdasarkan geser akibat beban gravitasi dan geser akibat beban gempa yang menyebabkan struktur bergoyang. Kebutuhan tulangan untuk menahan geser pada persamaan 3 dihitung pada posisi sendi plastis dan di luar sendi plastis. Nilai V_c tidak diperhitungkan pada posisi sendi plastis karena jika struktur menerima beban gempa yang arahnya bolak-balik, beton pada posisi tersebut akan hancur sehingga besarnya V_c adalah nol.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

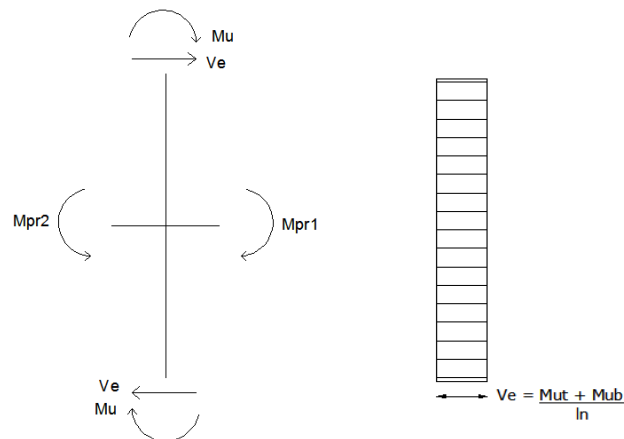
Hasil perencanaan tulangan balok induk ditunjukkan pada Tabel 5.

Tabel 5. Kebutuhan Tulangan Balok Induk

| Tipe | b (mm) | h (mm) | D (mm) | D senggang (mm) | Posisi Tulangan | Mu (kNm) | Tulangan Terpasang | | Vu (kN) | Jumlah Tul Geser | Tul Geser Terpasang |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------|-------------|-----------------------|-------|------------|---------------------|------------------------|
| | | | | | | | Tarik | Tekan | | | |
| BU1 | 400 | 900 | 22 | 10 | tumpuan | 956,96 | 10D22 | 5D22 | 387,027 | 3 | 3D10-50 |
| | | | | | lapangan | 703,24 | 8D22 | 4D22 | | | 2 |

Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom (K1) dengan dimensi kolom yang ditinjau pada denah lantai 1 pada As D-4 dengan ukuran panjang (L) adalah 4100 mm, lebar kolom (b) adalah 600 mm, tinggi kolom (h) adalah 800 mm. Perencanaan tulangan utama kolom menggunakan metode grafik kapasitas beton berdasarkan CUR 4 dilihat dari besarnya beban aksial dan momen yang bekerja, sedangkan untuk tulangan geser harus direncanakan kuat menahan gaya geser di kolom yang besarnya tergantung dari besar momen kapasitas (M_{pr}) ujung balok yang tertumpu pada kolom yang ditinjau. Momen yang bekerja di kolom dibuat 20% lebih besar dari momen kapasitas (M_{pr}) balok seperti pada persamaan 4, karena kolom direncanakan lebih kuat daripada baloknya. Diagram gaya-gaya yang bekerja di kolom ditunjukkan pada Gambar 2.



Gambar 2. Gaya-gaya yang Bekerja di Kolom

$$Mu = \frac{1,2 \times (M_{pr1} + M_{pr2})}{2}$$

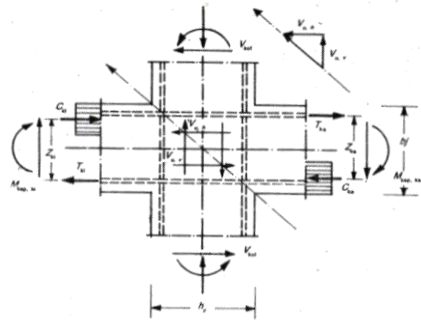
Hasil perencanaan tulangan utama dan tulangan geser kolom ditunjukkan pada Tabel 6.

Tabel 6. Kebutuhan Tulangan Kolom

| Tipe | b (mm) | h (mm) | D (mm) | D senggang (mm) | Pu (kN) | Mu (kNm) | Tulangan Utama | Vu (kN) | Posisi | Jumlah Tul Geser | Tul Geser Terpasang |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|------------|-------------|-------------------|------------|-----------------|---------------------|------------------------|
| K1 | 600 | 800 | 25 | 10 | 2387,2 | 1109,6 | 24D25 | 692,858 | Dalam bentang | 5 | 5D10-75 |
| | | | | | | | | | Di luar bentang | 3 | 3D10-100 |

Perencanaan Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok-kolom (HBK) mempunyai peranan yang sangat penting dalam perencanaan suatu struktur gedung bertingkat karena adanya gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok dan kolom dimana gaya tersebut bekerja akibat pengaruh dari balok dan kolom secara bersamaan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.



Gambar 3. Gaya yang Bekerja pada Hubungan Balok-Kolom

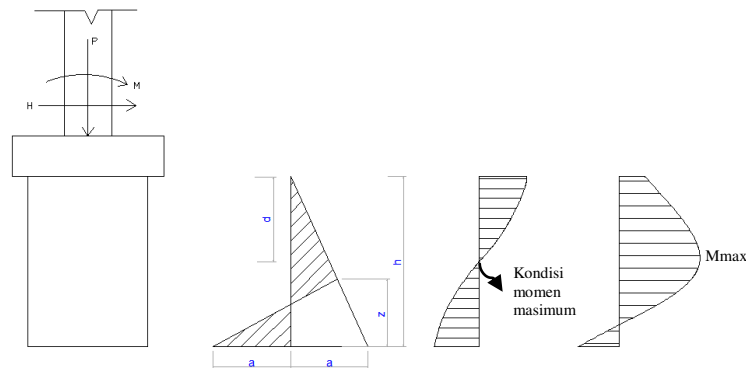
Nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 10D22 adalah $T_{s1} = 1899,7 \text{ kN}$, $C_{c1} = 1244,327 \text{ kN}$, $T_{s1}' = 655,368 \text{ kN}$. Untuk nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 5D22 adalah $T_{s2} = 949,85 \text{ kN}$, $C_{c2} = 618,743 \text{ kN}$, $T_{s2}' = 331,121 \text{ kN}$. Gaya yang dihasilkan dapat digunakan untuk merencanakan tulangan pengekang dengan besar gaya geser di *joint* seperti pada persamaan 5.

$$V_u = T_{s1} + C_{c2} + T_{s2}' - V_e$$

Perencanaan penulangan hubungan balok-kolom struktur gedung pada tengah portal dengan hasil jumlah tulangan pengekang 6 leg tulangan polos diameter 10 mm dengan jarak 75 mm, dan untuk tepi portal jumlah tulangan pengekang adalah 3 leg tulangan polos dengan diameter dan jarak yang sama dengan bagian tengah portal.

Perencanaan Pondasi

Pondasi pada struktur gedung ini direncanakan menggunakan pondasi sumuran dengan diameter 1800 mm. Adapun yang menjadi latar belakang pemilihan tipe pondasi tersebut adalah berdasarkan hasil penyelidikan tanah di lokasi perencanaan, kondisi tanah keras berada pada kedalaman -8 meter. Besarnya diameter pondasi ditentukan dari analisis daya dukung pondasi tiang tunggal, dimana beban yang dipikul oleh pondasi tidak boleh melebihi daya dukung tiang yang diizinkan. Untuk besarnya momen yang bekerja pada pondasi diperoleh dari pengaruh gaya geser akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom di atas pondasi, serta diperhitungkan terhadap tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif seperti ditunjukkan pada Gambar 4.



Gambar 4. Diagram Tekanan Tanah, Gaya Lintang, dan Bidang Momen sampai Kedalaman Tanah Keras

Nilai momen maksimum yang didapat pada kondisi gaya lintang nol digunakan untuk menghitung tulangan pondasi dengan menggunakan metode grafik kapasitas beton berdasarkan CUR 4. Hasil perhitungan tulangan diperoleh jumlah kebutuhan tulangan pondasi diameter 22 mm sebanyak 22 buah dan tulangan pengikat spiral diameter 13 mm dengan jarak 150 mm.

KESIMPULAN

Dalam perencanaan dan perhitungan analisis struktur tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012, seluruh elemen pada gedung dapat dibentuk menjadi suatu kesatuan sistem struktur. Pelat lantai dan balok berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan menyalurkan ke kolom, sementara kolom berfungsi untuk menahan beban lateral seperti beban gempa. Dimana perencanaan struktur gedung bertingkat ini didisain agar struktur memiliki perilaku duktail, sehingga memungkinkan untuk melakukan deformasi yang besar untuk mengakomodir gaya gempa yang terjadi dan menghasilkan perilaku struktur kolom kuat-balok lemah.

SARAN

Saran setelah dilakukan perencanaan struktur Gedung Bedah Sentral Terpadu berdasarkan SNI 03-1726-2012 sebaiknya dipilih metode analisis disain kapasitas (*capacity design*), agar tercapai perilaku kolom kuat-balok lemah. Dengan demikian akan dihasilkan disain yang kokoh, namun tetap ekonomis dan efisien.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional, 2010. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012)*, Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional, 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)*. Bandung: BSN.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- Buku Diktat Konstruksi Bangunan Sipil karangan Ir. Supriyono
- Kusuma, Gideon, 1995. *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Seri Beton 4*. Jakarta: Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono, 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sulistiyadi, H.P., _____. *Struktur Beton 2*. Buku Ajar. Yogyakarta: Diploma Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada.
- Christady, Hary, 2008. *Teknik Fondasi 2 (Cetakan ke-4)*. Yogyakarta: Beta Offset.