

BAB II

DASAR TEORI

2.1. Tinjauan Umum

Struktur bangunan merupakan sarana untuk menyalurkan beban yang diakibatkan penggunaan dan atau kehadiran bangunan di atas tanah. Struktur terdiri dari unsur-unsur atau elemen-elemen yang terintegrasi dan berfungsi sebagai satu kesatuan utuh untuk menyalurkan semua jenis beban yang diantisipasi ke tanah.

Dalam bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar yang diperlukan dan berhubungan dengan analisis dan perencanaan struktur, secara khusus konsep desain atau perencanaan struktur beton pracetak. Analisa beton pracetak secara khusus ditinjau dalam tiga kondisi, yaitu saat beton pracetak diangkat, dipasang (*erection*), dan saat semua elemen telah menyatu secara monolit dalam satu kesatuan sistem struktur. Hal-hal yang dibahas pada bab ini akan berguna dalam proses analisis maupun desain struktur yang akan dibuat dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Pembahasan dalam bab ini meliputi pembebanan dan kombinasi pembebanannya, konsep desain atau perencanaan struktur, dan metode konstruksi semi pracetak atau *overtopping* yang mengacu pada peraturan-peraturan maupun standart-standart perencanaan yang berlaku sehingga menghasilkan bangunan yang kuat, aman dan nyaman.

2.2. Beton Semi Pracetak (*Hybrid Concrete Construction*)

Beton semi pracetak atau *Hybrid Concrete Construction* (HCC) adalah sistem struktur yang elemen-elemennya merupakan perpaduan dari beton pracetak dan beton cetak di tempat atau *cast in place* (CIP). Dalam tugas ini direncanakan kolom memakai beton CIP, sedangkan balok dan plat menggunakan HCC. Elemen-elemen beton pracetak tersebut akan membentuk suatu kesatuan struktur

rangka kaku yang mampu menahan momen atau gaya lateral yang bekerja pada struktur.

Ada dua hal penting yang harus diperhatikan dalam menganalisa dan merencanakan beton semi pracetak (HCC) ini, yaitu:

1. Perencanaan elemen-elemen pracetak

Elemen-elemen pracetak harus direncanakan terhadap kondisi-kondisi yang dialami mulai dari proses fabrikasi sampai pada saat kondisi beban layan, termasuk didalamnya pengangkutan dari cetakan, penyimpanan, transportasi, dan ereksi. Dalam tugas akhir ini hanya akan dilakukan pendekatan perencanaan pada saat ereksi atau pengangkatan dan dalam kondisi beban layan.

2. Perencanaan sambungan (*joint*) elemen-elemen pracetak

Sifat natural dari elemen pracetak yang digabungkan menjadi kesatuan struktur, menyebabkan struktur beton pracetak tidak dapat mencapai kondisi monolit, seperti bila beton dicor di tempat. Untuk itu perlu diperhatikan pendetailan titik kumpul atau *joint* pada elemen-elemen ini sehingga mencapai kondisi sama seperti monolit (*monolithic emulation*).

2.2.1. Analisa dan Perencanaan Balok Beton Pracetak

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam analisa struktur balok beton pracetak adalah menentukan tebal balok pracetak, kemudian dilanjutkan analisa struktur balok pracetak. Dalam analisa dan desain elemen balok pracetak ini menggunakan analisa elastis dari referensi PBI 1971 yang diturunkan dalam rumus empirik untuk mendapatkan nilai parameter desain yang diinginkan.

Menurut analisa elastis, maka kuat rencana ditentukan dari tegangan ijin bahan. Berdasarkan referensi tersebut di atas, maka tegangan ijin yang dipakai dalam analisa dan desain elemen pracetak untuk pembebanan tetap adalah :

$$f_{c_{ijin}} = 0.33 f'_c \text{ dan } f_{s_{ijin}} = 0.58 f_y ,$$

Dimana : $f_{c_{ijin}}$ = tegangan ijin beton (Mpa)

f'_c = tegangan hancur atau kuat tekan beton (Mpa)

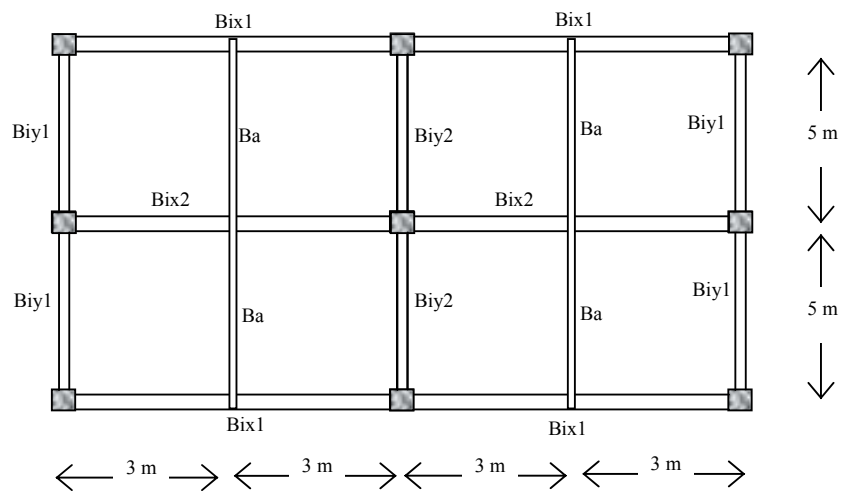
$f_{s_{ijin}}$ = tegangan ijin tulangan (Mpa)

f_y = tegangan leleh tulangan (Mpa)

Dalam proses perhitungan perencanaan elemen balok pracetak ini meliputi analisa balok pracetak saat pemasangan dan analisa balok pracetak saat pengangkatan.

2.2.1.1. Analisa Balok Pracetak Saat Pemasangan

Penentuan tebal balok pracetak ditentukan berdasarkan analisa balok pracetak saat pelaksanaan konstruksi pemasangan elemen pracetak, karena dalam kondisi tersebut balok pracetak mengalami kombinasi beban yang terbesar selama proses konstruksi. Berikut adalah gambar denah elemen pracetak.



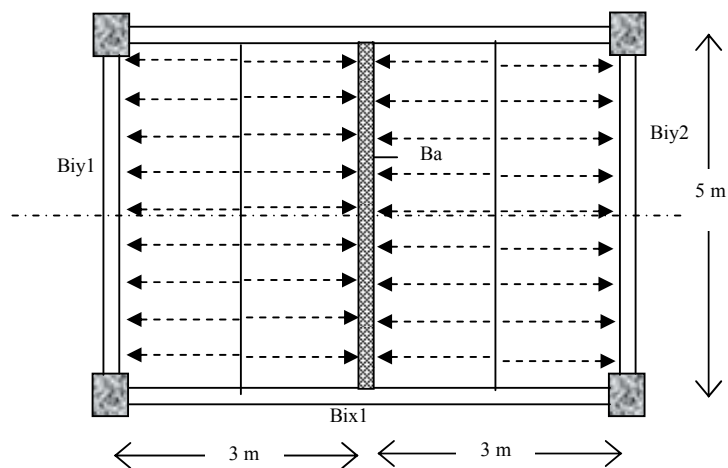
Gambar 2.1. Denah Type Balok Pracetak Saat Pemasangan

Type	Keterangan
Ba	Balok Anak
Bix1	Balok induk tepi arah-x
Bix2	Balok induk tengah arah-x
Biy1	Balok induk tepi arah-y
Biy2	Balok induk tengah arah-y

Tabel 2.1. Tipe balok pracetak

Beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak, plat dan balok anak yang menumpu pada balok induk, dan berat beton baru yang dituang di atasnya. Struktur dianalisa dengan permodelan struktur balok yang menumpu di atas tumpuan sendi dan rol (*simple beam*).

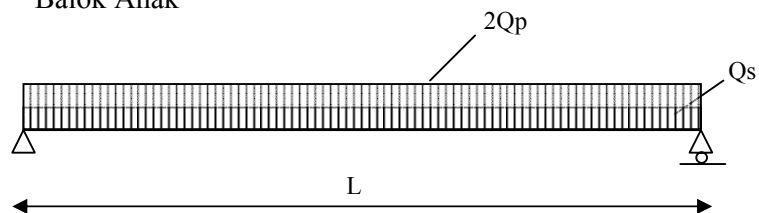
Dalam pelaksanaan, pelat pracetak akan ditumpangkan pada balok anak dan balok induk arah y. Berikut ini adalah gambar penyebaran beban plat lantai pada struktur saat pelaksanaan.



Gambar 2.2. Distribusi Beban Plat Lantai Pada Struktur

Berdasarkan gambar di atas dapat dibuat model pembebanan pada balok anak, balok induk arah x dan y sebagai berikut.

- Balok Anak



Gambar 2.3. Permodelan Beban Balok Anak

Dimana : Q_p = Beban merata plat lantai (t/m)

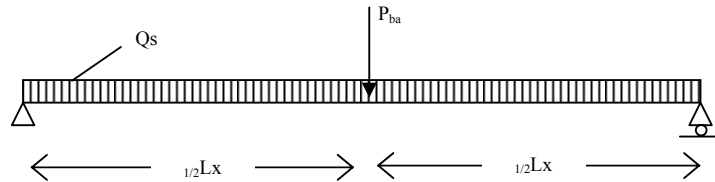
Q_s = Beban sendiri konstruksi (t/m)

L = Bentang balok anak (m)

Momen maksimal yang terjadi pada tengah bentang balok anak adalah :

$$M_{\max} = 1/8 Q_s \cdot L^2 + 1/8 \cdot Q_p \cdot L^2 \text{ (tm)} \quad (2.1)$$

- Balok Induk Arah x



Gambar 2.4. Permodelan Beban Balok Induk arah x

Dimana : P_{ba} = Beban terpusat dari balok anak (t)

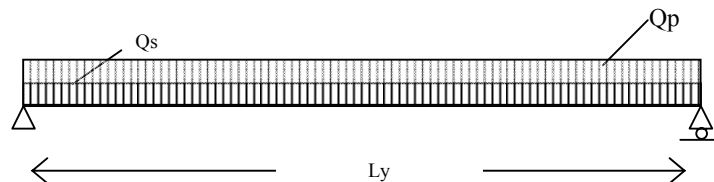
Q_s = Beban sendiri konstruksi (t/m)

L_x = Bentang balok induk arah x (m)

Momen maksimal yang terjadi pada tengah bentang balok induk x adalah :

$$M_{\max} = 1/4 P_{ba} \cdot L_x + 1/8 \cdot Q_s \cdot (1/2 L_x)^2 \text{ (tm)} \quad (2.2)$$

- Balok Induk Arah y



Gambar 2.5. Permodelan Beban Balok Induk arah y

Dimana : Q_p = Beban merata plat lantai (t/m)

Q_s = Beban sendiri konstruksi (t/m)

L_y = Bentang balok induk arah y (m)

Momen maksimal yang terjadi pada tengah bentang balok induk y adalah :

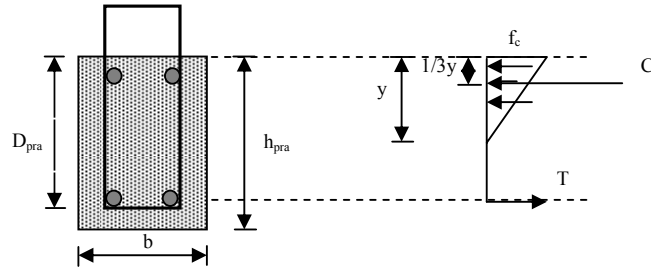
$$M_{\max} = 1/8 Q_s \cdot L_y^2 + 1/8 \cdot Q_p \cdot L_y^2 \text{ (tm)} \quad (2.3)$$

- Penentuan Tebal Minimal (dimensi) Balok Pracetak

Tebal minimal balok pracetak ditentukan berdasarkan perhitungan kapasitas momen penampang balok beton bertulang. Dalam menghitung momen

kapasitas penampang balok, luasan tulangan lentur sudah diasumsi terlebih dahulu.

Momen internal penampang elastis :



$$C = f_c \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \quad (2.4)$$

$$T = A_s \cdot f_s \quad (2.5)$$

Dimana : f_c = tegangan ijin beton ($0.33 \cdot f'_c$) (Mpa)

f_s = tegangan ijin tulangan baja ($0.56 \cdot f_y$) (Mpa)

b = lebar penampang balok (mm)

A_s = luas tulangan lentur penampang balok (mm²)

Dengan persamaan keseimbangan penampang, dapat ditentukan nilai y :

$$C = T$$

$$f_c \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot y = A_s \cdot f_s \quad (2.6)$$

$$y = \frac{2 \cdot A_s \cdot f_s}{f_c \cdot b} \quad (2.7)$$

Kapasitas momen penampang beton bertulang :

$$M_n = T \left(d - \frac{y}{3} \right) \quad (2.8)$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{y}{3} \right) \quad (2.9)$$

Tebal minimal ($d_{\min}$) diperoleh jika $M_n = M_u$

$$M_u = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{y}{3} \right) \quad (2.10)$$

$$d_{\min} = \frac{M_u}{A_s \cdot f_s} + \frac{y}{3} \quad (2.11)$$

Dimana : M_n = momen nominal penampang (Nmm)

M_u = momen eksternal penampang (Nmm)

$d_{\min}$ = tebal efektif minimal (mm)

Dimensi balok (b x h) telah diasumsikan sebelumnya, sehingga tebal balok pracetak adalah sebagai berikut :

- untuk balok anak :

$$h'_{ba} = h_{ba} - h_{plat} \quad (2.12)$$

- untuk balok induk arah x :

$$h'_{bix} = h_{bix} - h_{ba} \quad (2.13)$$

- untuk balok induk arah y :

$$h'_{biy} = h_{biy} - h_{plat} \quad (2.14)$$

Tebal balok pracetak tersebut dicek terhadap tebal efektif minimal (d) :

$$d = h'_{pra} - p - \phi_{sengkan} - \frac{1}{2} \phi_{tul.pokok} \quad (2.15)$$

Dimana : p = selimut beton (mm)

ϕ_s = diameter tulangan sengkang (mm)

ϕ_{tul} = diameter tulangan pokok (mm)

Syarat : $d \geq d_{min}$

Cek terhadap momen nominal penampang :

$$Mn = As.f_s(d - \frac{y}{3}) \quad (2.16)$$

Dengan syarat : $Mn \geq Mu$

Cek terhadap kelendutan saat pelaksanaan :

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI} + \frac{5.q.l^4}{384.EI} \leq \bar{\delta} \quad (2.17)$$

Dimana : δ = lendutan yang terjadi (mm)

P = beban terpusat yang bekerja pada penampang (N)

q = beban merata yang bekerja pada penampang (N/mm)

L = bentang elemen pracetak (mm)

E = modulus elastisitas bahan beton pracetak (MPa)

I = momen inersia penampang balok pracetak (mm⁴)

Lendutan ijin :

- untuk balok anak

$$\bar{\delta} = \frac{L}{240} (mm) \quad (2.18)$$

- untuk balok induk

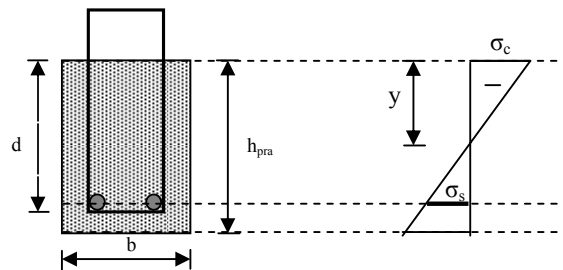
$$\bar{\delta} = \frac{L}{480} (mm) \quad (2.19)$$

- Analisa tegangan penampang

Balok pracetak harus ditinjau terhadap tegangan yang terjadi selama masa konstruksi atau pelaksanaan pemasangan dan pengecoran, dan saat balok sudah dalam kondisi komposit.

- tegangan saat aksi komposit belum terjadi

Tegangan balok pracetak saat masa konstruksi ditinjau akibat beban yang terjadi pada saat pelaksanaan, yaitu berat sendiri elemen pracetak, dan bahan beton yang dicor di atasnya pada saat pelaksanaan.



Dengan cara – n, didapat nilai y :

Angka ekivalensi bahan (n)

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.20)$$

Dimana : n = angka ekivalensi bahan

E_s = modulus elastisitas tulangan baja (Mpa)

E_c = modulus elastisitas beton (Mpa)

Persamaan statis momen penampang balok

$$by \cdot \frac{1}{2} y - nA_s(d - y) = 0 \quad (2.21)$$

$$\frac{1}{2} by^2 + nA_s \cdot y - nA_s d = 0 \quad (2.22)$$

Dimana b (lebar balok), n (angka ekivalensi), A_s (luas tulangan) sudah diketahui, maka nilai y dapat diperoleh dengan rumus ABC.

Tegangan yang terjadi pada penampang

$$\sigma_c = -\frac{Mu * y}{I_{pra}} \leq f_c \quad (2.23)$$

$$\sigma_s = \frac{Mu * (d - y)}{I_{pra}} \leq f_s \quad (2.24)$$

Dimana : σ_c = tegangan pada serat beton tertekan (Mpa)

σ_s = tegangan pada serat tulangan tertarik (Mpa)

Mu = momen eksternal yang terjadi pada penampang (Mpa)

d = tebal efektif balok pracetak (mm)

y = tebal area penampang tertekan (mm)

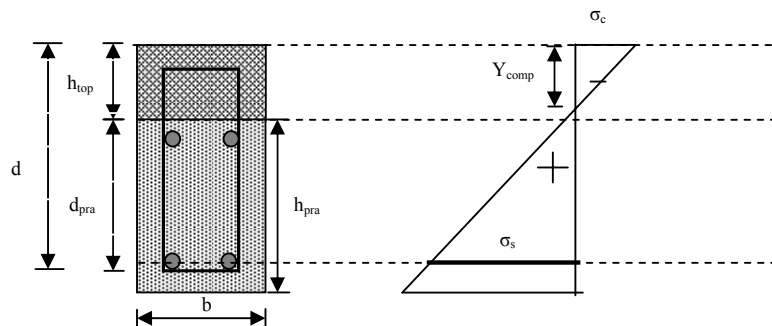
I_{pra} = momen inersia penampang pracetak (mm^4)

f_c = tegangan ijin beton = $0,33 * f'_c$ (Mpa)

f_s = tegangan ijin tulangan = $0,58 * f_y$ (Mpa)

- tegangan saat aksi komposit sudah terjadi

Tegangan balok pracetak saat masa beban layan ditinjau akibat beban yang terjadi pada kondisi beban layan, yaitu beban tetap tambahan, dan dan beban hidup yang bekerja pada balok komposit



Dengan cara – n, didapat nilai y :

Angka ekivalensi bahan (n)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Dimana : n = angka ekivalensi bahan

E_s = modulus elastisitas tulangan baja (Mpa)

E_c = modulus elastisitas beton (Mpa)

Persamaan statis momen penampang balok

$$by \cdot \frac{1}{2} y - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 + nA_s \cdot y - nA_s d = 0$$

Dimana b (lebar balok), n (angka ekivalensi), A_s (luas tulangan) sudah diketahui, maka nilai y dapat diperoleh dengan rumus ABC.

Tegangan yang terjadi pada penampang

$$\sigma_c = -\frac{Mu * y}{I_{pra}} \leq f_c$$

$$\sigma_s = \frac{Mu * (d - y)}{I_{pra}} \leq f_s$$

Dimana : σ_c = tegangan pada serat beton tertekan (Mpa)

σ_s = tegangan pada serat tulangan tertarik (Mpa)

Mu = momen eksternal yang terjadi pada penampang (Mpa)

d = tebal efektif balok (mm)

y = tebal area penampang tertekan (mm)

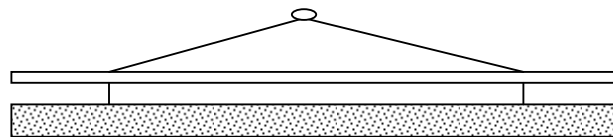
I_{pra} = momen inersia penampang utuh (mm⁴)

f_c = tegangan ijin beton = 0,33*f'c (Mpa)

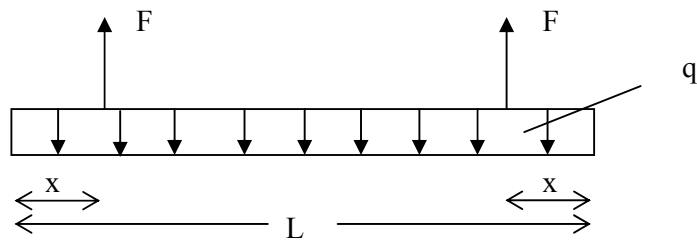
f_s = tegangan ijin tulangan = 0,58*fy (Mpa)

2.2.1.2. Analisa Balok Pracetak Saat Pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.



Gambar 2.6. Pengangkatan Balok Pracetak



Gambar 2.7. Model Pembebanan Balok Pracetak Saat Pengangkatan

Dimana :

$F = 1/2 \cdot q \cdot L$, dimana : F = gaya angkat balok anak (ton)

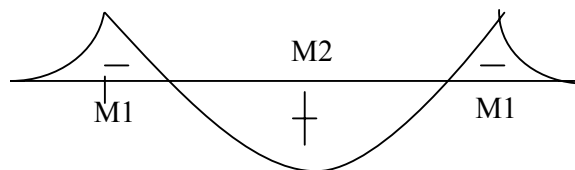
q_d = berat sendiri balok pracetak terfaktor,
dengan faktor beban $\phi=1.2$ (ton)

L = bentang balok pracetak (m)

Momen maksimum yang terjadi :

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2, \quad M2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L-2x)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 \quad (2.25)$$

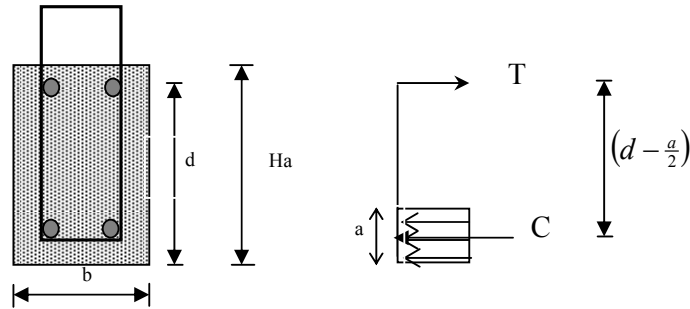
Sehingga, bidang momen yang terjadi pada balok adalah sebagai berikut :



Gambar 2.8. Bidang Momen Balok Pracetak Saat Pengangkatan

Untuk menentukan letak titik angkat dimana penampang balok masih mampu untuk menahan momen negatif, perlu menentukan kapasitas momen negatif balok dengan asumsi tulangan ekstra yang sudah ditentukan. Perhitungan kapasitas momen negatif penampang saat pengangkatan dilakukan dengan prosedur sebagai berikut.

Pada saat diangkat, ada bagian penampang balok yang mengalami momen negatif. Serat atas mengalami tarik, sehingga perlu tulangan. Asumsi tulangan 2Φ6 yang akan memberikan nilai luasan tulangan tarik A_s .



- Kapasitas Momen negatif :

$$T = A_s' \cdot f_y \quad (2.26)$$

$$C = 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (2.27)$$

Dimana : T = gaya tarik pada serat tertarik yang dilimpahkan pada tulangan (N)

C = gaya tekan pada serat tertekan penampang beton (N)

a = kedalaman penampang tertekan (mm)

d = kedalaman efektif penampang beton (mm)

b = lebar penampang balok beton (mm)

A_s' = luasan tulangan tarik (mm^2)

Jika $f_y = 400 \text{ MPa}$, $f_c' = 30 \text{ MPa}$, dan lebar penampang balok (b) diketahui, maka dengan keseimbangan $T = C$ nilai a didapatkan untuk perhitungan kapasitas momen penampang tarik (M_n).

Keseimbangan momen internal, $T = C$

$$a = \frac{A_s' \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (2.28)$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Nmm}) \quad (2.29)$$

Untuk menentukan titik angkat (x), momen yang terjadi pada titik angkat tersebut harus lebih kecil atau sama dengan kapasitas momen tarik terfaktor ($\Phi = 0.8$).

$$M_x \leq \phi M_n$$

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot x^2$$

Bila, $M_x = \Phi M_n$, maka didapatkan nilai $x_{\max}$:

$$x_{\max} = \sqrt{\frac{2 \cdot \phi M_n}{q_d}} \quad (2.30)$$

Dimana : M_n = kapasitas momen nominal penampang (tonm)

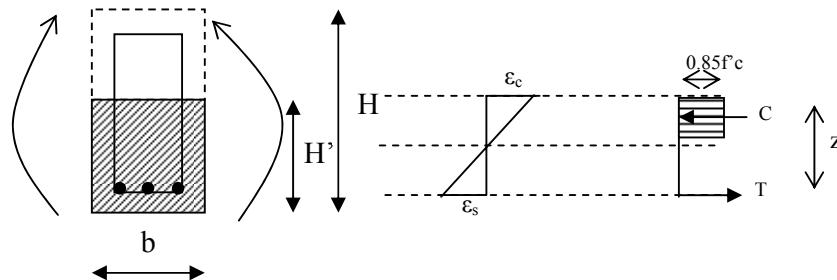
$x_{\max}$ = jarak titik angkat maksimal dari ujung bentang (m)

Nilai x memiliki batasan sebagai berikut :

$$0 < x \leq x_{\max}$$

Nilai x tersebut adalah batasan letak titik angkat balok anak dimana penampang dengan asumsi tulangan ekstra tertentu mampu menahan momen negatif yang terjadi akibat gaya angkat saat proses ereksi.

Perhitungan kapasitas momen positif dihitung dengan rumus kapasitas momen (M_n) struktur beton bertulang dengan tulangan tunggal yang telah dijelaskan sebelumnya yang secara singkat dapat dijabarkan sebagai berikut :



$$\begin{aligned} M_n &= T_s \cdot (d - z) \\ &= T_s \cdot (d - 0,5a) \\ &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \cdot \beta \cdot c) \\ &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \cdot 0,85 \cdot c) \\ &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,425 \cdot c) \end{aligned}$$

Cek : $M_n > M_2$(OK), dimana $M_2 = M_{\max}$ Eksternal Positif Balok

2.2.2. Analisa Struktur Plat Beton Pracetak Prategang

Elemen pelat yang dipakai dalam struktur ini adalah pelat beton pracetak-prategang. Hal ini dilakukan dengan harapan akan mendapatkan tebal pelat yang relatif lebih tipis, dengan lendutan yang dapat dikontrol.

Pelat pracetak-prategang dianalisa secara menyeluruh, yaitu dianalisa dalam kondisi pelaksanaan dan dalam kondisi beban layan. Analisa saat pelaksanaan dilakukan pada kondisi saat diangkat dan dipasang pada masing-masing tumpuan. Desain tebal dan jumlah tulangan yang dipakai adalah desain yang mampu menahan kombinasi beban yang bekerja dalam semua kondisi tersebut atau yang terbesar.

2.2.2.1. Penentuan Tebal Pelat Beton Pracetak

Tebal pelat pracetak-pratarik ditentukan dari tebal minimum pelat dalam kondisi utuh. Tebal pelat minimal dalam kondisi utuh diperoleh dengan rumus :

$$h \geq \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.31)$$

dan tebal tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana: $\beta = L_y / L_x$

L_n = panjang bersih plat

Berdasarkan tebal minimal pelat utuh tersebut ditentukan tebal pelat pracetak-prategang dengan persyaratan sebagai berikut :

$$h_{top} \geq 50mm, \text{ dimana } h_{top} = \text{tebal beton topping (mm)}$$

Sehingga tebal pelat pracetak-prategang adalah

$$h'_{plat} = h_{plat} - h_{top} \quad (2.32)$$

2.2.2.2. Analisa dan Perencanaan Plat Beton Pracetak Saat Konstruksi

Dalam analisa dan perencanaan elemen plat pracetak-pratarik ini ditinjau setiap meter lebar pelat, dengan menganggap elemen pracetak seperti penampang

balok yang bertumpu di dua tumpuan. Gaya prategang hanya diberikan pada satu arah saja karena peletakan pelat pracetak hanya pada dua tumpuan saat konstruksi.

Dalam perencanaan ini, gaya prategang sebesar P_i (kN) yang bekerja tiap meter lebar pelat ditentukan terlebih dahulu. Dengan asumsi bahwa pelat yang ditinjau berumur 28 hari, maka besar gaya prategang untuk analisa kekuatan penampang adalah :

$$P_{eff} = \phi . P_i \quad (2.33)$$

Dimana : P_{eff} = gaya prategang setelah terjadi *losses* (kN)

ϕ = faktor *losses* (0,8)

P_i = gaya prategang awal (kN)

Untuk mendapatkan nilai gaya prategang relatif hemat, maka gaya prategang perlu diletakkan pada nilai eksentrisitas tertentu untuk menghasilkan kapasitas menahan momen positif yang lebih kuat. Nilai eksentrisitas maksimal yang bisa diberikan pada penampang adalah :

$$e_{max} = 0.5h_{pra} - p - \Phi t_{ul_y} - 0.5\Phi_{strand} \quad (2.34)$$

Dimana : h_{pra} = tebal pelat pracetak (mm)

p = tebal selimut beton (mm)

Φt_{ul_y} = diameter tulangan pelat arah y (mm)

Φ_{strand} = diameter strand baja tendon prategang-pratarik (mm)

Sehingga tegangan akibat gaya prategang pada penampang adalah :

$$\begin{aligned} \sigma_{P_{top}} &= -\frac{P_{eff}}{A_{pre}} + \frac{P_{eff} . e}{S_t} \\ \sigma_{P_{bot}} &= -\frac{P_{eff}}{A_{pre}} - \frac{P_{eff} . e}{S_b} \end{aligned} \quad (2.35)$$

Dimana : σ_{top} = tegangan yang terjadi pada serat atas (Mpa)

σ_{bot} = tegangan yang terjadi pada serat bawah (Mpa)

P_{eff} = gaya prategang efektif (N)

e = eksentrisitas (mm)

A_{pre} = luas penampang pracetak (mm²)

$S_{t,b}$ = momen tahanan penampang serat atas atau bawah (mm)

- Analisa penampang saat pelat dipasang di tumpuan

Saat pelat dipasang pada tumpuan, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, dan beban pekerja. Jika beban yang bekerja dinyatakan dalam W_u , maka besarnya momen yang terjadi :

$$M_{\max} = \frac{1}{8} W_u L^2 \quad (2.36)$$

Dan tegangan maksimal yang terjadi pada tengah penampang pelat per meter lebar :

$$\begin{aligned} \sigma_{top} &= -\frac{M_{\max}}{S_t} (\text{tekan}) \\ \sigma_{pbot} &= \frac{M_{\max}}{S_b} (\text{tarik}) \end{aligned} \quad (2.37)$$

- Analisa penampang saat beton topping dituang

Saat pelat dipasang pada tumpuan, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, beban pekerja, dan beban beton yang dituang. Jika beban yang bekerja dinyatakan dalam W_u , maka besarnya momen yang terjadi :

$$M_{\max} = \frac{1}{8} W_u L^2$$

Dan tegangan maksimal yang terjadi pada tengah penampang pelat per meter lebar :

$$\begin{aligned} \sigma_{top} &= -\frac{M_{\max}}{S_t} (\text{tekan}) \\ \sigma_{pbot} &= \frac{M_{\max}}{S_b} (\text{tarik}) \end{aligned} \quad (2.38)$$

- Analisa penampang saat aksi komposit sudah terjadi

Saat pelat dipasang pada tumpuan, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, gaya prategang yang telah terpasang, beban mati tambahan, dan beban hidup, yang dalam perhitungannya diberi faktor beban (1.2DL+1.6LL). Jika beban yang bekerja dinyatakan dalam W_u , maka besarnya momen yang terjadi :

$$M_{\max} = \frac{1}{8} W_u L^2$$

Dan tegangan maksimal yang terjadi pada tengah penampang pelat per meter lebar :

$$\sigma_{top} = -\frac{M \max}{S_t}(\text{tekan})$$

$$\sigma_{Pbot} = \frac{M \max}{S_b}(\text{tarik})$$

Tegangan-tegangan yang telah dianalisa sepanjang sejarah pembebanan kemudian disuperposisikan sehingga akan diperoleh resultan akhir tegangan yang terjadi pada penampang pelat pracetak-pratarik tiap meter lebar.

Cek terhadap tegangan pada penampang berdasarkan syarat berikut :

$$\sigma_c \leq 0.45 f'c (MPa)$$

$$\sigma_t \leq 0.5 \sqrt{f'c} (MPa)$$

Langkah selanjutnya adalah menentukan jumlah strand tendon prategang-pratarik yang akan digunakan pada pelat pracetak pada arah x. Penentuan jumlah strand tendon prategang diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$n = \frac{P_i}{\phi \cdot f_{pu} \cdot A_{ps}} \quad (2.39)$$

Dimana : n = jumlah strand tendon yang dibutuhkan

Pi = gaya prategan awal (N)

f_{pu} = kuat batas strand prategang (MPa)

A_{ps} = luas strand tendon prategang (mm²)

φ = faktor batas tarik strand prategang (φ = 0.7)

Jarak antar strand prategang tiap meter lebar :

$$s = \frac{1000}{n} (\text{mm}) \quad (2.40)$$

Jumlah strand prategang tiap satu modul plat pracetak arah x :

$$N_{tot} = n \cdot L \quad (2.41)$$

Cek lendutan pelat pracetak-prategang dilakukan terhadap beberapa kondisi, yaitu saat peralihan, saat pengangkatan, saat pengecoran beton topping, dan saat kondisi komposit terjadi.

$$\text{Syarat lendutan : } \Delta_{ijin} = \frac{L}{360} \quad (2.42)$$

- Lendutan saat peralihan

Lendutan ini terjadi saat setelah terjadi gaya prategang, yaitu akibat gaya prategang dan akibat berat sendiri pracetak.

$$\Delta_{prestress1} = \frac{P.e.L^2}{8EI_{prec}} \quad (2.43)$$

$$\Delta_{Wprec1} = \frac{5.W_G.L^4}{384EI_{prec}} \quad (2.44)$$

Dimana : P = gaya prategang (N)

Wg = berat sendiri pelat pracetak (N)

e = eksentrisitas gaya prategang (mm)

L = bentang pelat yang ditinjau (mm)

E = modulus elastisitas beton (Mpa)

I = momen inersia pelat pracetak (mm⁴)

Lendutan total :

$$\Delta_{tot1} = \Delta_{prestress1} - \Delta_{Wprec1} \quad (2.45)$$

- Lendutan saat pengangkatan

Lendutan yang dihitung saat proses pengangkatan pelat pracetak untuk dipasang pada tumpuan. Umur beton diasumsikan 30 hari, dan berdasarkan tabel 8-2, T.Y. Lin digunakan angka pengali.

$$\Delta_{prestress2} = \Delta_{prestress1} * 1.80 \quad (2.46)$$

$$\Delta_{Wprec2} = \Delta_{Wprec1} * 1.85 \quad (2.47)$$

Lendutan total :

$$\Delta_{tot2} = \Delta_{prestress2} - \Delta_{Wprec2} \quad (2.48)$$

- Lendutan saat pengecoran beton topping (asumsi 30 hari, menggunakan angka pengali dari tabel 8-2, T.Y. Lin)

$$\Delta_{prestess3} = \Delta_{prestess1} * 1.80 \quad (2.49)$$

$$\Delta_{Wprec3} = \Delta_{Wprec1} * 1.85 \quad (2.50)$$

$$\Delta_{Wtopp} = \frac{5.W_{topp}.L^4}{384EI_{prec}} \quad (2.51)$$

Lendutan total :

$$\Delta_{tot3} = \Delta_{prestess3} - \Delta_{Wprec3} - \Delta_{Wtopp} \quad (2.52)$$

- Lendutan setelah kondisi komposit terjadi (ditambah beban dalam kondisi

$$\Delta_{prestess4} = \Delta_{prestess1} * 1.80$$

$$\Delta_{Wcomp} = \frac{5.W_{comp}.L^4}{384EI_{composit}} (1.85)$$

$$\Delta_{Wtetap} = \frac{5.W_{tetap}.L^4}{384EI_{composit}}$$

Lendutan total :

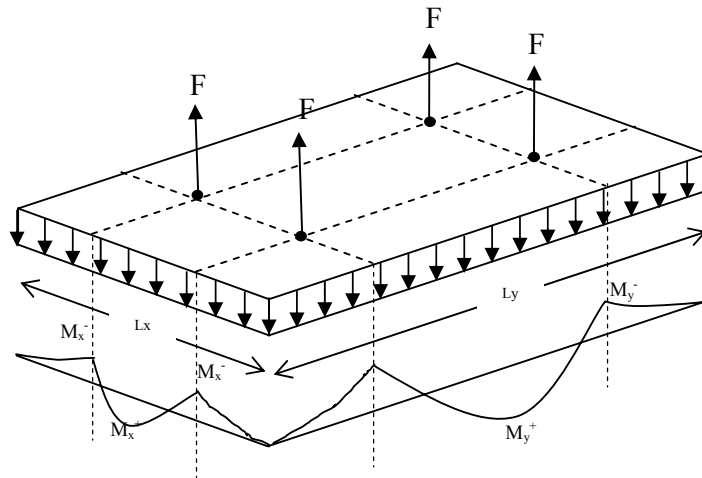
$$\Delta_{Total} = \Delta_{prestess4} - \Delta_{Wcomp} - \Delta_{Wtetap} < \Delta_{ijin} \quad (2.53)$$

2.2.2.3. Analisa Elemen Plat Beton Pracetak Saat Pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat plat pracetak diangkat dengan *crane*. Beban-beban yang bekerja pada plat adalah berat sendiri plat pracetak. Pada kondisi ini, plat yang diangkat dapat dimodelkan seperti plat yang menumpu diatas empat buah tumpuan.

Dalam pemodelan tersebut plat dianggap bertumpu pada empat titik tumpuan yang merupakan titik angkat dengan arah gaya dan reaksi tumpuan seperti pada gambar 2.9.

Cara mencari titik angkat yang paling optimal menggunakan metode coba-coba pada program SAP 2000 untuk mendapatkan nilai momen yang seimbang antara titik angkat dan momen lapangan saat diangkat, maka didapat nilai momen dan letak titik angkat yang paling aman.

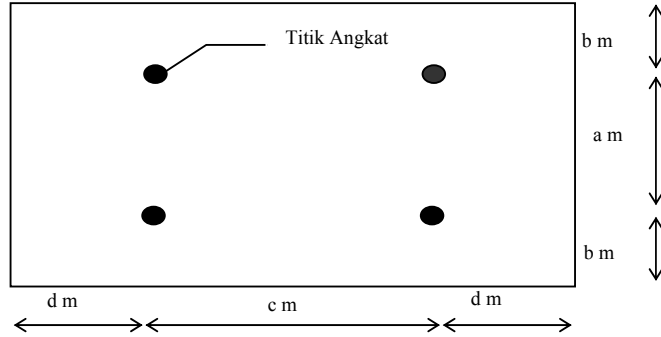


Gambar 2.9. Pemodelan Beban Plat Pracetak Saat Pengangkatan

Elemen pelat pracetak dimodelkan sebagai struktur shell yang diberi tumpuan sendi di empat titik. Tumpuan tersebut adalah letak titik angkatnya. Peletakan tumpuan dilakukan secara coba-coba untuk mendapatkan nilai momen lapangan dan momen pada titik angkat yang relatif kecil dan sama.

Untuk momen arah x ditahan oleh gaya prategang yang sudah diberikan pada penampang pelat pracetak-pratarik, sedangkan untuk momen arah y akan ditahan oleh tulangan non-prategang yang bekerja pada arah y.

Beban yang bekerja pada saat pengangkatan adalah berat sendiri pelat pracetak yang diangkat. Setelah beban dimasukkan ke dalam program dan dilakukan *trial-error*, maka akan didapat nilai momen lapangan (+) dan momen tumpuan atau pada titik angkat (-) baik pada arah x maupun y. Nilai momen tersebut yang akan digunakan sebagai parameter untuk pengecekan tulangan minimal yang diperlukan pelat pracetak saat pengangkatan pada arah y, dan pengecekan terhadap gaya prategang pada penampang saat pengangkatan pada arah x.



Gambar 2.10. Letak Titik Angkat Plat Pracetak

- Analisa penampang saat pengangkatan pada arah x
Tegangan penampang arah x akibat gaya prategang

$$\sigma_{Ptop} = -\frac{Pe_{ff}}{A_{pre}} + \frac{Pe_{ff}.e}{St} \quad (2.54)$$

$$\sigma_{Pbot} = -\frac{Pe_{ff}}{A_{pre}} - \frac{Pe_{ff}.e}{Sb} \quad (2.55)$$

Tegangan pada lapangan akibat gaya berat pelat saat diangkat (Mlx diketahui)

$$\sigma_{top2} = -\frac{Mlx.}{St} \quad (2.56)$$

$$\sigma_{bot2} = \frac{Mlx.}{Sb}$$

Tegangan pada tumpuan akibat gaya berat pelat saat diangkat (Mtx diketahui)

$$\sigma_{top3} = \frac{Mtx.}{St} \quad (2.57)$$

$$\sigma_{bot3} = \frac{Mtx.}{St}$$

Resultan tegangan pada penampang yang mengalami momen lapangan maksimal

$$\sigma_{top} = \sigma_{Ptop} + \sigma_{top2,3} \quad (2.58)$$

$$\sigma_{bot} = \sigma_{Pbot} + \sigma_{bot2,3} \quad (2.59)$$

Dengan syarat :

$$\begin{aligned}\sigma_{top} &\leq f'c_{ijin} \\ \sigma_{bot} &\leq f's_{ijin}\end{aligned}$$

- Analisa dan desain tulangan penampang saat pengangkatan pada arah y
Momen lapangan (Mly) dan momen tumpuan (Mtx) telah diketahui terlebih dahulu dari hasil analisa dengan program SAP 2000.

Mencari rasio tulangan dengan rumus persamaan :

$$\left(\frac{Mu}{b \times d_y^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right) \quad (2.60)$$

Dimana : Mu = momen eksternal yang terjadi pada pelat (Nmm)

b = lebar penampang (1000 mm)

dy = tebal efektif penampang terhadap tulangan arah y (mm)
= h_{pra} - selimut beton - 0,5Ø_{tul. y}

f'c = kuat tekan beton (MPa)

fy = tegangan leleh baja tulangan (Mpa)

Dari persamaan tersebut akan didapat nilai rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \quad (2.61)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,04335$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,04335 = 0,0325 \quad (2.62)$$

Rasio tulangan yang dipakai dalam perhitungan tulangan pelat, berdasarkan syarat berikut :

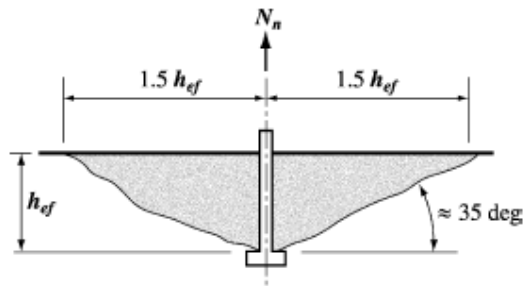
- bila, $\rho < \rho_{min}$ maka yang digunakan adalah $\rho_{min} = 0,0035$
- bila, $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, maka yang digunakan adalah ρ

Luas tulangan yang dibutuhkan didapat dari rumus :

$$As = \rho \cdot b \cdot d \text{ (mm}^2\text{)} \quad (2.63)$$

2.2.2.4. Analisa Kekuatan Angkur Pengangkatan

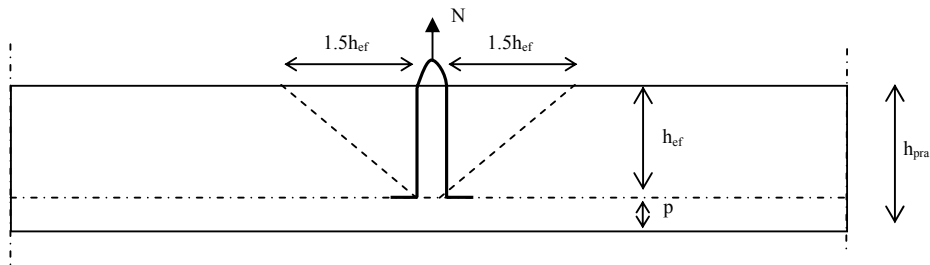
Analisa kekuatan angkur pengangkatan berguna untuk menentukan kedalaman angkur yang ditanam dalam beton pracetak. Analisa kekuatan angkur meliputi analisa kekuatan angkur baja terhadap tarik dan kekuatan pecah beton dari angkur angkat terhadap gaya tarik. Analisa ini mengacu pada ACI 318-05. Appendix D. Chapter 5.2.



Gambar 2.11. Bidang Pecah Beton Akibat Gaya Tarik Angkur

Sumber : ACI 318-05 Building Code Requirements For Strucural Concrete.

Bentuk angkur yang akan ditanam dalam pelat maupun balok pracetak mengambil analogi dari model Gambar 2.. diatas. Angkur yang direncanakan dalam elemen pracetak ini adalah menggunakan tulangan polos yang dibengkokkan pada ujungnya. Berikut gambar rencana pengangkuran elemen pelat pracetak.



Gambar 2.12. Pengangkuran Pelat Beton Pracetak

Gaya tarik nominal yang bekerja pada angkur harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Kekuatan baja angkur (N_{sa})

$$N_n \leq N_{sa}$$

$$N_{sa} = n \cdot A_{se} \cdot f_{uta}, \text{ dan } f_{uta} = 1.9 f_{ya} \quad (2.64)$$

$$f_{uta} \leq 860 \text{ MPa}$$

Dimana: N_n = gaya tarik pada angkur (N)

N_{sa} = kekuatan baja angkur (N)

n = jumlah angkur yang ditanam

A_{se} = luas tulangan angkur (mm^2)

f_{uta} = kekuatan tarik angkur baja (MPa)

f_{ya} = kekuatan leleh tarik angkur baja (MPa)

- Kekuatan pecah beton dari angkur tunggal terhadap gaya tarik (N_b)

$$N_n \leq N_b \rightarrow N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (2.65)$$

Dimana : N_n = gaya tarik pada angkur (N)

N_b = kekuatan pecah beton dari angkur tunggal (N)

k_c = 10 (*cast-in anchor*)

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

h_{ef} = tinggi efektif atau kedalaman angkur (mm)

Jika $N_n = N_b$ diketahui, maka dapat dicari kedalaman angkur minimal, dengan rumus sebagai berikut:

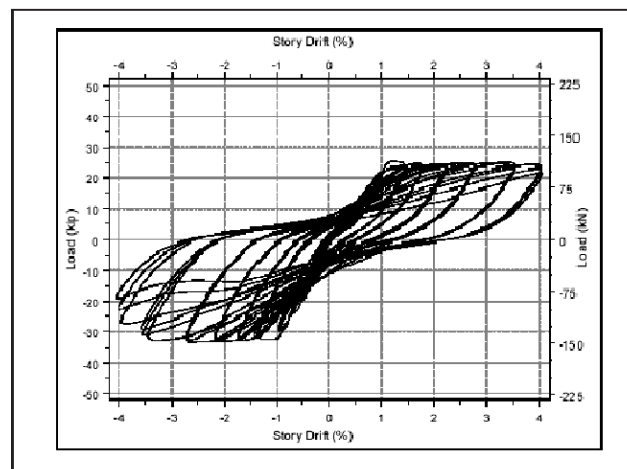
$$h_{ef}^{1.5} = \frac{N_n}{k_c \sqrt{f'_c}} \rightarrow h_{ef} = \sqrt[3]{\left(\frac{N_n}{k_c \sqrt{f'_c}} \right)^2} \quad (2.66)$$

2.2.3. Perencanaan Sambungan

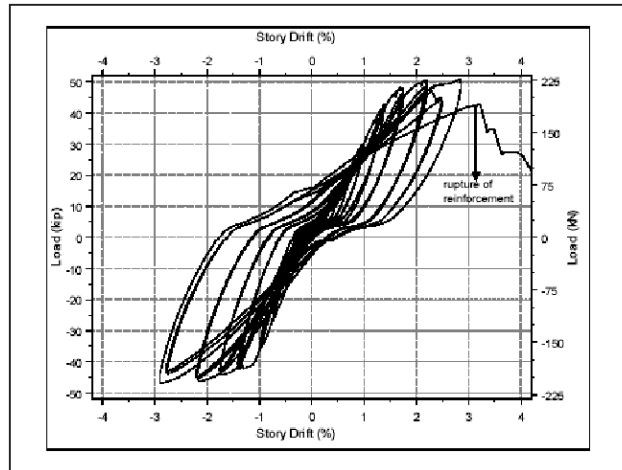
Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*).

Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton *cast in place* di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam *PCI Journal*, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas *strong coloumn weak beam*.

Pendetailan sambungan pada struktur beton semi pracetak (HCC), berdasarkan penelitian yang sudah dilakukan Bogazici dan Kocaeli University (*Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames*, *PCI Journal*, May-June 2006), menyatakan bahwa tipe sambungan pracetak jenis HCC sesuai untuk bangunan tahan gempa. Berikut ini diagram respon sambungan monolit dan sambungan komposit terhadap beban lateral berdasarkan penelitian.



Gambar 2.13. Respon Sambungan Monolit Terhadap Beban Lateral



Gambar 2.14. Respon Sambungan Komposit (HCC) Terhadap Beban Lateral

Sumber : Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames, PCI Journal, May-June 2006.

Sambungan monolit yang diteliti adalah sambungan antara kolom dan balok yang dibuat secara monolit. Sambungan komposit adalah sambungan antara balok dan kolom, dimana letak beton *cast in place* adalah pada balok dan joint kolom. Berdasarkan hasil penelitian tersebut, maka dapat diambil rekomendasi bahwa sambungan jenis HCC pada tugas akhir ini adalah sesuai untuk daerah gempa.

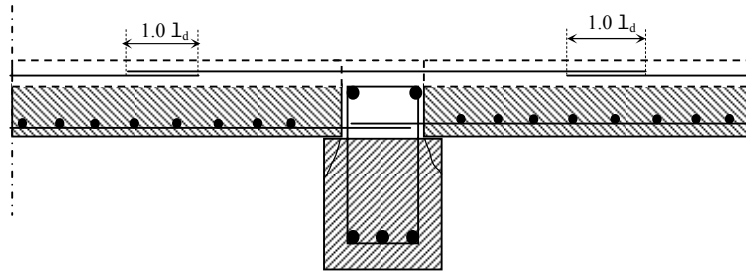
Dalam tugas akhir ini tidak akan dibahas mengenai analisa kapasitas dan perilaku pada sambungan tersebut. Tapi akan secara langsung membahas pendetailan sambungan berdasarkan aturan yang mengacu pada ACI 318M-2005.

a. Sambungan plat pracetak dengan balok pracetak

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

- kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan plat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.

- pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03- xxxx-2002 pasal 9.13.
- *grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.

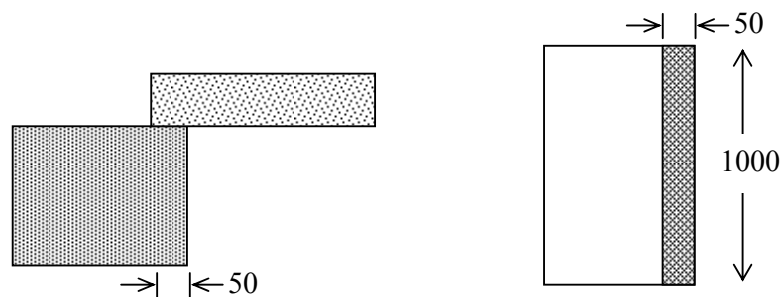


Gambar 2.15. Sambungan Plat Pracetak dengan Balok Pracetak

Perencanaan Tumpuan

Pada saat plat pracetak diletakkan pada tumpuan, yaitu tepi bagian balok, ada kemungkinan terjadinya retak akibat geser pada bagian ujung tumpuan plat pracetak. Ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 50 mm.

Tumpuan pelat pracetak ditinjau terhadap kekuatan nominal tumpuan dengan rumus dan persyaratan sebagai berikut :



Gambar 2.16. Peletakan Pelat Pracetak Pada Tumpuan

$$B_n = f_c * A_l \quad (2.67)$$

Dimana : B_n = kekuatan nominal tumpuan terhadap tekan (N)

f_c = tegangan ijin beton ($0.33f'_c$)

A_l = luas tumpuan (mm^2)

Besarnya gaya reaksi pada tumpuan harus lebih kecil daripada kekuatan nominal tumpuan

$$Vu \leq Bn \quad (2.68)$$

Tegangan tumpu harus lebih kecil dari pada nilai tegangan ijin tumpuan:

$$\sigma_b = \frac{Vu}{A} \leq 0.3 fc \quad (2.69)$$

Tegangan geser pada tumpuan harus lebih kecil dari pada nilai tegangan ijin pons:

$$v = \frac{Vu}{A_{geser}} \leq \tau_p \quad (2.70)$$

Dimana : v = tegangan geser tumpuan (Mpa)

Vu = gaya geser pada tumpuan (N)

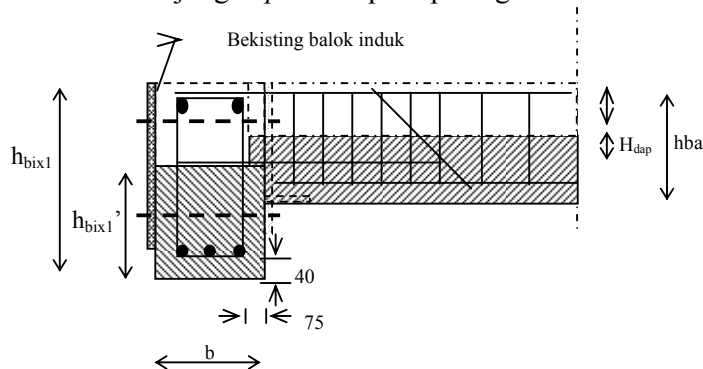
A_{gsr} = luas bidang geser (mm^2)

τ_p = tegangan ijin geser pons (Mpa), dengan nilai $\tau_p = 0.65\sqrt{fc}$

b. Sambungan balok anak dengan balok induk pracetak

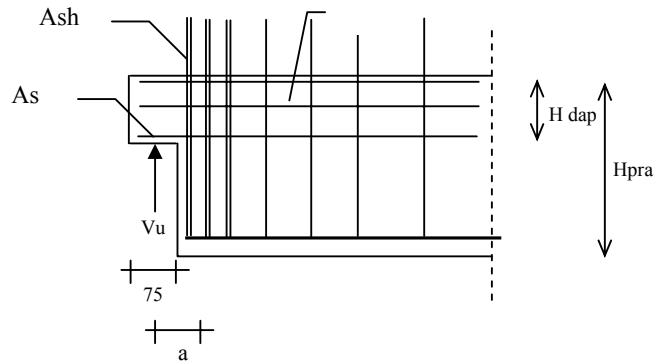
Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SK SNI 03-xxxx-2002.

Pada sambungan antara balok anak dengan balok induk, balok anak direncanakan memiliki ujung *dap-end* seperti pada gambar berikut.



Gambar 2.17. Pertemuan Balok Anak dan Balok Induk

Perencanaan *dapped-end beam*



Gambar 2.18. Dapped-end Beam

Menentukan luasan *bearing pad* yang diperlukan

$$Vu < .Pnb = 0.85 * fc * A_{perlu} \quad (2.71)$$

$$A_{perlu} = \frac{Vu}{0.85 * fc} \quad (2.72)$$

Dengan syarat : $A_{real} \geq A_{perlu}$

Chek kedalaman yang dibutuhkan (h_{dap} diketahui)

$$Vu \leq Vn = 0.2 * fs * B * d \quad (2.73)$$

Luas Tulangan Lentur pada ujung perpanjangan diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$Af = \frac{[Vu * a + Nu * (h - d)]}{(fs * jd)} \quad (2.74)$$

Dimana : Af = luas tulangan lentur pada ujung perpanjangan (mm^2)

Vu = gaya geser yang terjadi pada tumpuan (N)

a = jarak antara ujung dap dengan titik tangkap Vu (mm)

Nu = gaya tarik horizontal akibat Vu ($Nu = 0,2 Vu$) (N)

h = tinggi balok anak (mm)

d = tinggi efektif balok anak (mm)

fs = tegangan ijin baja tulangan (MPa)

j = koefisien = 0,875

Luas Tulangan Tarik pada ujung perpanjangan dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$A_n = \frac{N_u}{f_s} \quad (2.75)$$

Luas Tulangan Geser Friksi diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$A_{vf} = \frac{V_u}{f_s \cdot \mu} \quad (2.76)$$

Dimana : A_{vf} = luas tulangan geser friksi (mm^2)

f_s = tegangan ijin tulangan (MPa)

μ = koefisien geser friksi ($\mu = 3.4$)

Kombinasi luasan tulangan yang diperlukan pada daerah *dapped end*

$$A_{s1} = A_f + A_n \quad (2.77)$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3} \cdot A_{vf} + A_n \quad (2.78)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.04 \cdot (f_c / f_s) \cdot B \cdot d \quad (2.79)$$

Dari ketiga kombinasi tersebut dicari nilai A_s yang terbesar yang akan digunakan dalam desain *dapped end*.

Luas Tulangan Geser Langsung dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$A_h = 0.5 \cdot (A_s - A_n) \quad (2.80)$$

Dimana : A_h = luas tulangan geser langsung (mm^2)

A_s = luas tulangan pada ujung perpanjangan (mm^2)

A_n = luas tulangan tarik pada ujung perpanjangan (mm^2)

Luas Tulangan Tarik diagonal pada ujung *reentrant* dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$A_{sh} = \frac{V_u}{f_s} \quad (2.81)$$

Luas tulangan Tarik diagonal pada ujung perpanjangan dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut

$$A_v = \frac{V_u - 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{2 \cdot f_s} \quad (2.82)$$

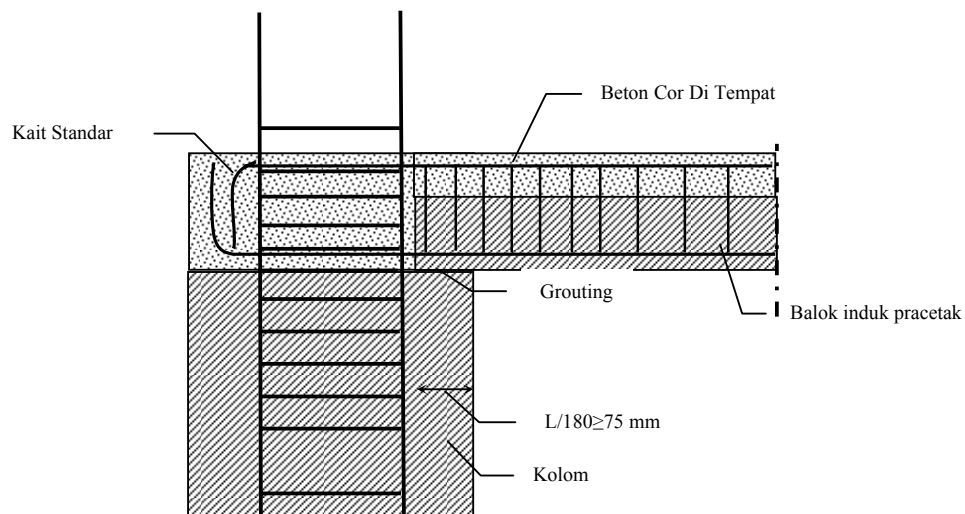
Chek terhadap kuat geser *dapped-end* dengan persyaratan sebagai berikut

$$Vu < Vn = (Av * fs + Ah * fs + 0.53 * \sqrt{fc} * b * d) \quad (2.82)$$

c. Sambungan balok induk pracetak dengan kolom

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

- kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkkan dengan amplitudo 5 mm.
- pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03- xxxx-2002 pasal 9.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- pemasangan dowel dan pemberian *grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.



Gambar 2.19. Sambungan Balok Pracetak dengan Kolom

Perencanaan Tumpuan

Sama halnya dengan panjang landasan balok induk saat ditumpu balok anak, panjang landasan tepi kolom saat ditumpu balok induk sedikitnya adalah 1/180 kali bentang bersih balok induk plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm.

Pada saat balok pracetak diletakkan di atas tepi ujung kolom, ada kemungkinan terjadinya keretakan beton pada kolom akibat geser. Untuk itu diperlukan pengecekan terhadap kekuatan tumpuan dalam menahan gaya tekan maupun geser yang terjadi pada tumpuan. Metode pengecekan telah dibahas pada bagian sambungan pelat dengan balok anak.

2.3. Beban-Beban Pada Struktur

Dalam melakukan analisa desain suatu struktur, perlu ada gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur. Perilaku suatu struktur sangat dipengaruhi oleh beban-beban yang bekerja padanya. Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan.

2.3.1. Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada struktur dan juga yang diasosiasikan timbul secara perlahan-lahan, dan mempunyai karakter *steady-states* yaitu bersifat tetap. Jenis-jenis beban statis menurut *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1983* adalah sebagai berikut.

a. Beban Mati

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, seperti misalnya penutup lantai, alat mekanis, dan partisi yang dapat dipindahkan. Semua metode untuk menghitung beban mati suatu elemen adalah didasarkan atas peninjauan berat satuan material yang terlihat dan berdasarkan volume elemen tersebut.

Tabel 2.2. Beban Mati Pada Struktur

Beban Mati	Besar Beban
Batu Alam	2600 kg / m ²
Beton Bertulang	2400 kg / m ²
Dinding pasangan ¹ / ₂ Bata	250 kg / m ²
Kaca setebal 12 mm	30 kg / m ²
Langit-langit + penggantung	18 kg / m ²
Lantai ubin semen portland	24 kg / m ²
Spesi per cm tebal	21 kg / m ²

b. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban-beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang – kadang dapat berarah horizontal. Beban hidup diperhitungkan berdasarkan pendekatan matematis dan menurut kebiasaan yang berlaku pada pelaksanaan konstruksi di Indonesia. Untuk menentukan secara pasti beban hidup yang bekerja pada suatu lantai bangunan sangatlah sulit, dikarenakan fluktuasi beban hidup bervariasi, tergantung dan banyak faktor. Oleh karena itu, faktor beban - beban hidup lebih besar dibandingkan dengan beban mati.

Tabel 2.3. Beban Hidup Pada Lantai Bangunan

Beban Hidup Lantai Bangunan	Besar Beban
Lantai Perkantoran / Restoran	250 kg / m ²
Lantai Ruang-ruang Balkon	400 kg / m ²
Tangga dan Bordes	300 kg / m ²
Lantai Ruang Alat dan Mesin	400 kg / m ²
Beban Pekerja	100 kg / m ²

2.3.2. Beban Gempa (*Earthquake Load/ EL*)

Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu faktor yang utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Lokasi gesekan ini terjadi disebut *fault zone*. Kejutan yang berkaitan dengan benturan tersebut akan menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dan gerakan. Gaya yang timbul disebut gaya inersia. Besar gaya tersebut bergantung pada banyak faktor yaitu:

- Massa bangunan
- Pendistribusian massa bangunan
- Kekakuan struktur
- Jenis tanah
- Mekanisme redaman dan struktur
- Perilaku dan besar alami getaran itu sendiri
- Wilayah kegempaan
- Periode getar alami

Besarnya Beban Gempa Dasar Nominal horizontal akibat gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{CI}{R} W_t, \quad (2.83)$$

dimana :

V = Beban Gempa Dasar Nominal

C = Faktor Respon Gempa

I = Faktor Keutamaan Struktur

R = Faktor Reduksi Gempa

W_t = Berat Bangunan (beban mati dan hidup yang direduksi)

Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut persamaan :

$$I = I_1 I_2 \quad (2.84)$$

Dimana I_1 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut Tabel 1.

Tabel 2.4 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Faktor Reduksi Gempa ditentukan berdasarkan perencanaan kinerja suatu gedung yaitu apakah gedung direncanakan berperilaku elastik penuh, daktilitas terbatas atau daktilitas penuh. Nilai dari faktor reduksi gempa ini dapat dilihat pada tabel 2.5 di bawah ini.

Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 3 SNI 1726-2002 ditetapkan nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.

Tabel 2.5 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktail Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail Penuh	5,3	8,5

Untuk menentukan harga C harus diketahui terlebih dahulu jenis tanah tempat struktur bangunan itu berdiri. Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 meter paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel 4, SNI 03-1726-2002, halaman 26.

Tabel 2.6 Jenis-jenis Tanah (SNI 03-1726-2002)

Jenis Tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata $\bar{V}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata - rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata - rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{V}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{V}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40$ % dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Dalam Tugas Akhir ini jenis tanah ditentukan berdasarkan nilai Kuat Geser Niralir rata – rata.

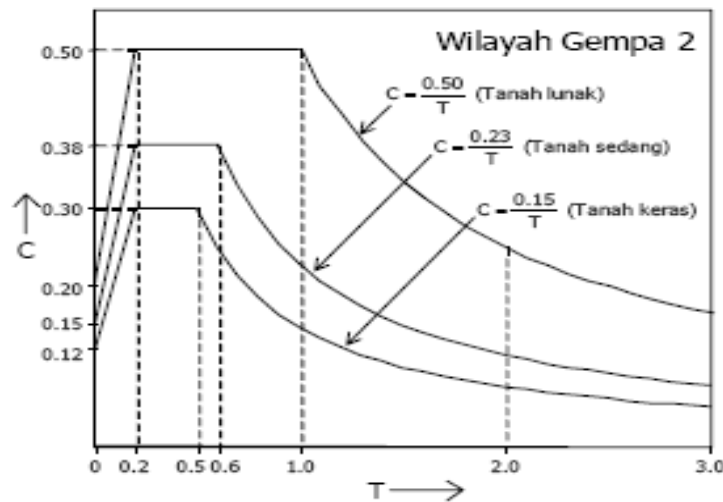
Perhitungan kuat geser niralir rata-rata:

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m ti}{\sum_{i=1}^m ti / S_{ui}} \quad (2.85)$$

Dimana :

- t_i = tebal lapisan tanah ke-i
 S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i yang harus memenuhi ketentuan bahwa $S_{ui} \leq 250$ kPa
 m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas tanah dasar
 $\bar{S}_u$ = kuat geser niralir rata-rata

Contoh Spektrum Respon Nominal Gempa Rencana untuk struktur yang terletak pada wilayah gempa 2 pada beberapa jenis tanah dasar, diperlihatkan pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.20 Respon Spektrum Gempa Rencana

T adalah waktu getar dari struktur bangunan pada arah-X (T_x) dan arah-Y (T_y). Untuk perencanaan awal, waktu atau periode getar dari bangunan gedung dihitung dengan menggunakan rumus empiris :

$$T_x = T_y = 0,06.H^{0,75} \quad (\text{dalam detik}) \quad (2.86)$$

H : Tinggi bangunan (dalam meter) = 40 m

Beban geser dasar nominal V menurut persamaan 2.1 harus dibagi sepanjang tinggi struktur bangunan gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot z_i)} V \quad (2.87)$$

dimana:

W_i = berat lantai tingkat ke-i

z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i

n = nomor lantai tingkat paling atas

Apabila rasio antara tinggi struktur bangunan gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0.1V$ harus dianggap beban horizontal terpusat yang bekerja pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan $0.9V$ sisanya harus dibagikan sepanjang tingkat struktur bangunan gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut persamaan 2.87.

Waktu getar alami fundamental struktur bangunan gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut:

$$T_1 = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (2.88)$$

dimana:

d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke-i akibat beban F_i (mm)

g = percepatan gravitasi sebesar 9.81 mm/detik^2

Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur bangunan gedung untuk penentuan faktor Respon Gempa C_I ditentukan dengan rumus-rumus empiris atau didapat dari analisis vibrasi bebas tiga dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung menurut persamaan 2.88.

2.3.3. Beban Angin (*Wind Load/WL*)

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 :

- Untuk struktur rangka ruang dengan penampang melintang berbentuk bujursangkar dengan arah angin 45° terhadap bidang-bidang rangka, koefisien angin untuk kedua bidang rangka di pihak angin masing-masing 0,65 (tekan) dan untuk kedua rangka di belakang angin masing-masing 0,5 (isap)
- Kecuali itu, masing-masing rangka harus diperhitungkan terhadap beban angin yang bekerja dengan arah tegak lurus pada salah satu bidang rangka, koefisien angin untuk rangka pertama di pihak angin adalah 1,6 (tekan) dan untuk rangka kedua di belakang angin adalah 1,2 (isap)
- Untuk atap segitiga majemuk, untuk bidang-bidang atap di pihak angin dengan $\alpha < 65^\circ$ koefisien $(0,2\alpha - 0,4)$ (tekan), dan untuk semua bidang atap di belakang angin untuk semua α adalah 0,4 (isap)
- Tekanan tiup (beban angin) di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2

2.3.4. Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Untuk keperluan desain, analisis dan sistem struktur perlu diperhitungkan terhadap kemungkinan terjadinya kombinasi pembebanan (*Load Combination*) dan beberapa kasus beban yang dapat bekerja secara bersamaan selama umur rencana. Menurut *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1983*, ada 2 kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau pada struktur yaitu Kombinasi Pembebanan Tetap dan Kombinasi Pembebanan Sementara. Disebut pembebanan tetap karena beban dianggap dapat bekerja terus menerus pada struktur selama umur rencana. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati (*Dead Load*) dan beban hidup (*Live Load*).

Kombinasi pembebanan sementara tidak bekerja secara terus menerus pada struktur, tetapi pengaruhnya tetap diperhitungkan dalam analisa. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Nilai - nilai beban tersebut di atas dikalikan dengan suatu faktor magnifikasi yang disebut faktor beban, tujuannya agar struktur dan

komponennya memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap berbagai kombinasi beban.

Faktor beban memberikan nilai kuat perlu bagi perencanaan pembebanan pada struktur.

SKSNI Beton 03-xxxx-2002 menentukan nilai kuat perlu sebagai berikut:

❖ Untuk beban mati / tetap : $Q = 1.2$

❖ Untuk beban hidup sementara : $Q = 1.6$

Namun pada beberapa kasus yang meninjau berbagai kombinasi beban, nilai kombinasi kuat perlu yang diberikan:

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (2.89)$$

$$U = 1.2D + 0.5L \pm 1E \quad (2.90)$$

$$U = 1.2D + 0.5L \pm 1.6W + 0.5(A \text{ atau } R) \quad (2.91)$$

$$U = 0.9D \pm 1.6W \quad (2.92)$$

Bila beban angin W belum direduksi oleh faktor arah maka

$$W = 1.3$$

dimana: D = Beban Mati

L = Beban Hidup

E = Beban Gempa

A = Beban Atap

R = Beban Hujan

W = Beban Angin

2.3.5. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan merupakan suatu bilangan yang bersifat mereduksi kekuatan bahan, dengan tujuan untuk mendapatkan kondisi paling buruk jika pada saat pelaksanaan nanti terdapat perbedaan mutu bahan yang ditetapkan sesuai standar bahan yang ditetapkan dalam perencanaan sebelumnya. SKSNI Beton 2002 pasal 11-3 menetapkan berbagai nilai F untuk berbagai jenis besaran gaya yang didapat dan perhitungan struktur.

Tabel 2.7. Reduksi Kekuatan

Kondisi Pembebanan	Faktor Reduksi
Beban lentur tanpa gaya aksial	0.80
Gaya aksial tarik, aksial tarik dengan lentur	0.80
Gaya aksial tekan, aksial tekan dengan lentur • Dengan tulangan Spiral • Dengan tulangan biasa	0.70 0.65
Geser dan Torsi	0.75
Tumpuan Pada Beton	0.65

2.4. Konsep Desain Perencanaan Struktur

2.4.1. Desain Terhadap Beban Lateral (Gempa)

Dalam mendesain struktur, kestabilan lateral adalah hal terpenting karena gaya lateral mempengaruhi desain elemen - elemen vertikal dan horisontal struktur. Mekanisme dasar untuk menjamin kestabilan lateral diperoleh dengan menggunakan hubungan kaku untuk memperoleh bidang geser kaku yang dapat memikul beban lateral.

Beban lateral yang paling berpengaruh terhadap struktur adalah beban gempa dimana efek dinamisnya menjadikan analisisnya lebih kompleks. Tinjauan ini dilakukan untuk mengetahui metode analisis, pemilihan metode dan kriteria dasar perancangannya.

2.4.1.1. Metode Analisis Struktur Terhadap Beban Gempa

Metode analisis yang dapat digunakan untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa terhadap struktur adalah sebagai berikut:

1. Metode Analisis Statis

Merupakan analisis sederhana untuk menentukan pengaruh gempa tetapi hanya digunakan pada bangunan sederhana dan simetris, penyebaran kekakuan massa menerus, dan ketinggian tingkat kurang dari 40 meter.

Analisis statis prinsipnya menggantikan beban gempa dengan gaya - gaya statis ekuivalen bertujuan menyederhakan dan memudahkan perhitungan, dan disebut Metode Gaya Lateral Ekuivalen (*Equivalent Lateral Force Method*),

yang mengasumsikan gaya gempa besarnya berdasar hasil perkalian suatu konstanta /massa dan elemen struktur tersebut.

2. Metode Analisis Dinamis

Analisis Dinamis dilakukan untuk evaluasi yang akurat dan mengetahui perilaku struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang. Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur bangunan dengan karakteristik sebagai berikut:

- ❖ Gedung - gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan
- ❖ Gedung - gedung dengan luncuran - luncuran bidang muka yang besar
- ❖ Gedung - gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata
- ❖ Gedung - gedung dengan yang tingginya lebih dan 40 meter

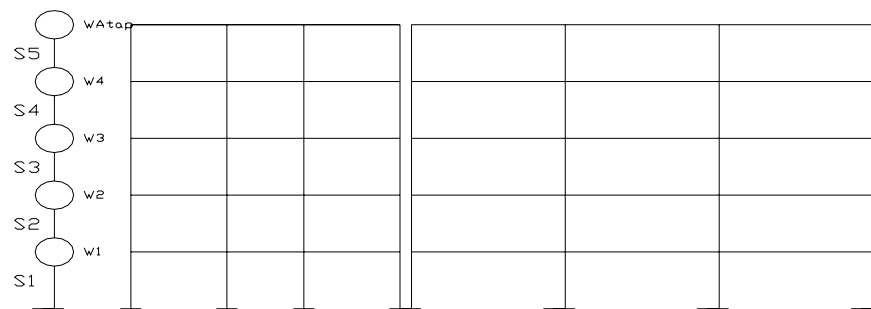
Metode ini ada dua jenis yaitu Analisis Respon Dinamik Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) yang memerlukan rekaman percepatan gempa rencana dan Analisis Ragam Spektrum Respon (*Spectrum Modal Analysis*) dimana respon maksimum dan tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respon Rencana (*Design Spectra*).

2.4.1.2. Pemilihan Cara Analisis

Pemilihan metode analisis untuk perencanaan struktur ditentukan berdasarkan konfigurasi struktur dan fungsi bangunan berkaitan dengan tanah dasar dan wilayah kegempaan. Untuk struktur bangunan kecil dan tidak bertingkat, elemen struktural dan non struktural tidak perlu didesain khusus terhadap gempa, tetapi diperlukan detail struktural yang baik. Untuk struktur bangunan sedang digunakan metode Analisis Beban Statik Ekuivalen, sebaiknya memeriksa gaya gempa yang bekerja dengan menggunakan Spektrum Respon Gempa Rencana sesuai kondisi struktur. Untuk struktur bangunan yang cukup besar menggunakan analisis dinamik, metode Analisis Ragam Spektrum respon. Sedangkan untuk struktur bangunan tidak merata ke arah vertikal dengan menggunakan Analisis Modal.

Untuk analisis dinamis biasanya struktur dimodelkan sebagai suatu sistem dengan massa - massa terpusat (*Lumped Mass Model*) untuk mengurangi jumlah derajat kebebasan pada struktur.

Semua analisis tersebut pada dasarnya untuk memperoleh respon maksimum yang terjadi akibat pengaruh percepatan gempa yang dinyatakan dengan besaran perpindahan (*Displacement*) sehingga besarnya gaya - gaya dalam yang terjadi pada struktur dapat ditentukan lebih lanjut untuk keperluan perencanaan.



Gambar 2.21 Pemodelan Struktur dan Lump

2.4.2. Denah dan Konfigurasi Bangunan

Dalam mendesain struktur perlu direncanakan terlebih dulu denah struktur setiap lantai bangunan, sehingga penempatan balok dan kolom sesuai dengan perencanaan ruang.

2.4.3. Material Struktur

Penggunaan bahan – bahan secara tepat dan efisien membutuhkan pengetahuan yang luas akan sifat – sifat mekanisnya. Diantara sifat – sifat ini yang paling penting adalah kekuatan, kekakuan dan elastisitas. Secara umum ada 4 bahan struktur utama, yaitu : pasangan bata, kayu, baja, dan beton bertulang. Berikut ini akan dijelaskan jenis-jenis material struktur :

1. Struttur Baja (*Steel Structure*)

Struktur baja sangat tepat digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi, karena material baja mempunyai kekuatan serta daktilitas yang tinggi

apabila dibandingkan dengan material-material struktur lainnya. Di beberapa negara, struktur baja tidak banyak dipergunakan untuk struktur bangunan rendah dan menengah, karena ditinjau dari segi biaya, penggunaan material baja untuk bangunan ini dianggap tidak ekonomis.

2. Struktur Komposit (*Composite Structure*)

Struktur komposit merupakan struktur gabungan yang terdiri dari dua jenis material atau lebih. Umumnya struktur komposit yang sering dipergunakan adalah kombinasi antara baja struktural dengan beton bertulang. Struktur komposit ini memiliki perilaku diantara struktur baja dan struktur beton bertulang, digunakan untuk struktur bangunan menengah sampai tinggi .

3. Struktur Kayu (*Wooden Structure*)

Struktur kayu merupakan struktur dengan ketahanan cukup baik terhadap pengaruh gempa, dan mempunyai harga yang ekonomis. Kelemahan daripada struktur kayu ini adalah tidak tahan terhadap kebakaran dan digunakan pada struktur bangunan tingkat rendah.

4. Struktur Beton Bertulang Cor Di Tempat (*Cast In Situ reinforced Concrete structure*)

Struktur beton bertulang ini banyak digunakan untuk struktur bangunan tingkat menengah sampai tinggi. Struktur ini paling banyak digunakan dibandingkan dengan struktur lainnya.

5. Struktur Beton Pracetak (*Precast Concrete Structure*)

Merupakan struktur beton yang dibuat dengan elemen-elemen struktural yang terbuat dari elemen pracetak. Umumnya digunakan pada struktur bangunan tingkat rendah sampai menengah. Kelemahan struktur ini adalah kurang monolit, sehingga ketahanannya terhadap gempa kurang baik.

6. Struktur Beton Prategang (*Prestress Concrete Structure*)

Penggunaan sistem prategang pada elemen struktural akan berakibat kurang menguntungkan pada kemampuan berdeformasi daripada

struktur dan akan mempengaruhi karakteristik respon terhadap gempa. Struktur ini digunakan pada bangunan tingkat rendah sampai menengah. Sistem prategang yang digunakan ada dua cara, yaitu :

- Sistem *Post-Tensioning*

Pada sistem ini beton dicor ditempat, kemudian setelah mencapai kekuatan 80% f'_c diberi gaya prategang. Biasanya untuk lantai dan balok.

- Sistem *Pre-Tensioning*

Pada sistem ini beton telah dicetak dan sebelumnya diberi gaya prategang di pabrik dan kemudian dipasang di lokasi. Sistem ini biasa digunakan untuk komponen balok, pelat dan tangga.

2.5. Perencanaan Struktur Atas (*Upper Structure*)

Struktur atas adalah struktur bangunan dalam hal ini adalah bangunan gedung yang secara visual berada di atas tanah yang terdiri dari\$ struktur sekunder seperti pelat, tangga, lift, balok anak dan struktur portal utama yaitu kesatuan antara balok, dan kolom.

Perencanaan struktur portal utama direncanakan dengan menggunakan prinsip *strong column weak beam*, dimana sendi-sendi plastis diusahakan terletak pada balok- balok.

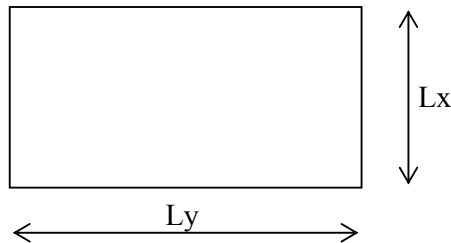
2.5.1. Perencanaan Pelat

Pelat adalah struktur planar kaku yang secara khas terbuat dari material monolit dengan tinggi yang kecil dibandingkan dengan dimensi struktur lainnya. Untuk merencanakan pelat beton bertulang yang perlu dipertimbangkan tidak hanya pembebanan, tetapi harus juga ukuran dan syarat-syarat dan peraturan yang ada. Pada perencanaan ini digunakan tumpuan terjepit penuh untuk mencegah pelat berotasi dan relatif sangat kaku terhadap momen puntir.

Pelat merupakan panel-panel beton bertulang yang mungkin bertulangan dua atau satu arah saja tergantung sistem strukturnya. Apabila pada struktur pelat perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek < 2 , maka akan

mengalami lendutan pada kedua arah sumbu. Beban pelat dipikul pada kedua arah oleh empat balok pendukung sekeliling panel pelat, dengan demikian pelat menjadi suatu pelat yang melentur pada kedua arah. Dengan sendirinya pula penulangan untuk pelat tersebut harus menyesuaikan. Apabila panjang pelat sama dengan lebarnya, perilaku keempat balok keliling dalam menopang pelat akan sama. Sedangkan apabila perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek < 2 , balok yang lebih panjang akan memikul beban yang lebih besar dari balok yang pendek (penulangan satu arah).

Dimensi bidang pelat L_x dan L_y dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 2.22 L_y dan L_x pada Pelat

Langkah perhitungan penulangan pelat adalah sebagai berikut ini:

1. Menentukan syarat-syarat batas, tumpuan dan panjang bentang.
2. Menentukan tebal pelat lantai (berdasarkan rumus SKSNI T-15-1991-03 Ayat 3.2.5 butir 3 sub butir 3)

$$h_{\max} \leq \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \quad (2.93)$$

$$h_{\min} \geq \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \quad (2.94)$$

Dimana: h = ketebalan pelat (mm)

β = L_y / L_x

L_n = bentang terpanjang (mm)

f_y = mutu tulangan baja (Mpa)

3. Memperhitungkan beban-beban yang bekerja pada pelat lantai (q_u), yang terdiri dari beban mati (DL) dan beban hidup (LL).
4. Mencari gaya-gaya dalam dengan SAP 2000.
5. Mencari tulangan pelat

Berdasarkan Buku CUR 1, langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat adalah sebagai berikut :

- a. Menetapkan tebal penutup beton sesuai dengan syarat.
- b. Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
- c. Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.
- d. Membagi M_u dengan $b \times d^2$, $\left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right)$

Dimana b = lebar pelat per meter panjang (mm)

d = tinggi efektif (mm)

- e. Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

$$\left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2.95)$$

- f. Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.96)$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \quad (2.97)$$

- g. Mencari luas tulangan yang dibutuhkan

$$(A_s = \rho \times b \times d \times 10^6) \quad (2.98)$$

2.5.2. Perencanaan Struktur Portal Utama

Perencanaan portal mengacu pada SKSNI 03-1726-2002 dimana struktur dirancang sebagai portal dengan daktilitas terbatas, dimana penempatan sendi-sendi plastis pada balok (*strong column weak beam*). Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat

dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti itulah yang kita kenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas*.

2.5.2.1 Prinsip Dasar Desain Kapasitas

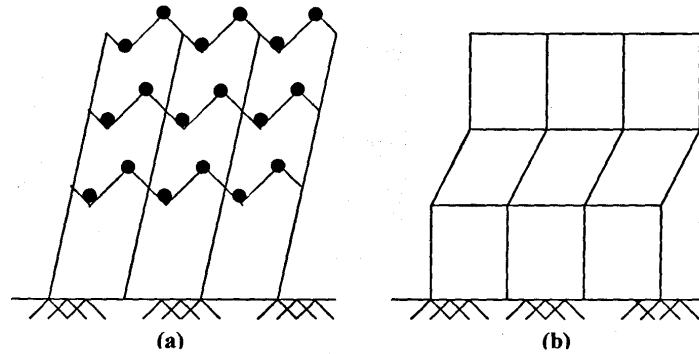
Dalam Konsep Desain Kapasitas, untuk menghadapi gempa kuat yang mungkin terjadi dalam periode waktu tertentu, maka mekanisme keruntuhan suatu portal dipilih sedemikian rupa, sehingga pemencaran energi gempa terjadi secara memuaskan dan keruntuhan yang terjadi secara katastropik dapat dihindarkan. Gambar 2.4. memperlihatkan dua mekanisme khas yang dapat terjadi pada portal-portal rangka. Mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok lebih dikehendaki daripada mekanisme dengan pembentukan sendi plastis yang terpusat hanya pada ujung-ujung kolom suatu lantai, karena:

1. Pada mekanisme pertama (Gambar 2.4 a) penyebaran energi gempa terjadi dalam banyak unsur, sedangkan pada mekanisme kedua (Gambar 2.4 b) penyebaran energi terpusat pada sejumlah kecil kolom-kolom struktur.
2. Daktilitas kurvatur yang dituntut dari balok untuk menghasilkan daktilitas struktur tertentu, pada umumnya jauh lebih mudah dipenuhi daripada kolom yang seringkali tidak memiliki cukup daktilitas akibat gaya aksial tekan yang bekerja.

Guna menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, *Konsep Desain Kapasitas* diterapkan untuk merencanakan agar kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok portal (*Strong Column-Weak Beam*). Keruntuhan geser balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar.

Pada prinsipnya, dengan *Konsep Desain Kapasitas* elemen-elemen utama penahan beban gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa, sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastisitas yang cukup besar tanpa runtuh, sedangkan elemen-elemen lainnya diberi kekuatan yang

cukup, sehingga mekanisme yang telah dipilih dapat dipertahankan pada saat terjadi gempa kuat.



Gambar 2.23 Mekanisme Khas yang Dapat Terjadi pada Portal

2.5.2.2 Perencanaan Struktur Balok

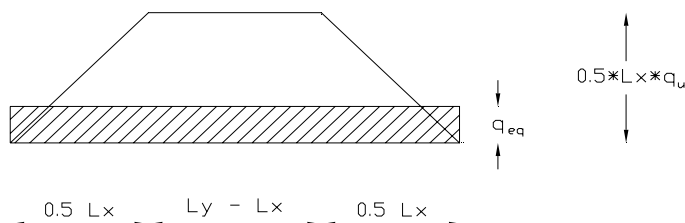
Dalam pra desain tinggi balok menurut SKSNI 03-1726-2002 merupakan fungsi dan bentang dan mutu beton yang digunakan. Secara umum pra desain tinggi balok direncanakan $L/10 - L/15$, dan lebar balok diambil $1/2H - 2/3H$ dimana H adalah tinggi balok.

Pada perencanaan balok maka pelat dihitung sebagai beban dimana pendistribusian gayanya menggunakan metode amplop. Dalam metode amplop terdapat 2 macam bentuk yaitu pelat sebagai beban segi tiga dan pelat sebagai beban trapesium.

Adapun persamaan bebannya adalah sebagai berikut:

Perataan beban pelat pada perhitungan balok

- Perataan Beban Trapesium



Gambar 2.24 Perataan Baban Trapesium

Momen Maximum beban trapesium berdasarkan grafik dan tabel penulangan beton bertulang adalah :

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w(3L^2 - 4a^2)}{24} \\
 &= \frac{\frac{1}{2} * L_x * q_u \left\{ (3 * L_y^2) - \left(4 * \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 \right) \right\}}{24} \\
 &= \frac{\frac{1}{2} * L_x * q_u \left\{ (3 * L_y^2) - \left(4 * \frac{1}{4} * L_x^2 \right) \right\}}{24} \\
 &= \frac{1}{48} * L_x * q_u * (3L_y^2 - L_x^2) \quad \dots\dots\dots(1)
 \end{aligned}$$

Momen max beban segi empat berdasarkan grafik dan tabel penulangan beton bertulang adalah :

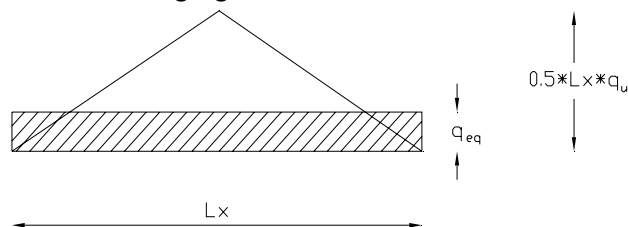
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} * w * L^2 \\
 &= \frac{1}{8} * q_{ek} * L_y^2 \quad \dots\dots\dots (2)
 \end{aligned}$$

$$\text{Pers (1)} = \text{Pers (2)}$$

$$\frac{1}{48} * L_x * q_u * (3L_y^2 - L_x^2) = \frac{1}{8} * q_{ek} * L_y^2$$

$$q_{ek} = \frac{L_x * q_u * (3L_y^2 - L_x^2)}{6L_y^2}$$

- Perataan beban segitiga



Gambar 2.25 Perataan Beban Segitiga

Momen Maximum beban trapesium berdasarkan grafik dan tabel penulangan beton bertulang adalah :

$$\begin{aligned} M_{\text{Max}} &= \frac{1}{12} * w * L^2 \\ &= \frac{1}{12} * \frac{1}{2} * Lx * q_u * Lx^2 \\ &= \frac{1}{24} * q_u * Lx^3 \quad \dots\dots\dots (1) \end{aligned}$$

Momen Maximum beban trapesium berdasarkan grafik dan tabel penulangan beton bertulang adalah :

$$M_{\text{Max}} = \frac{1}{8} * q_{\text{eq}} * Lx^2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

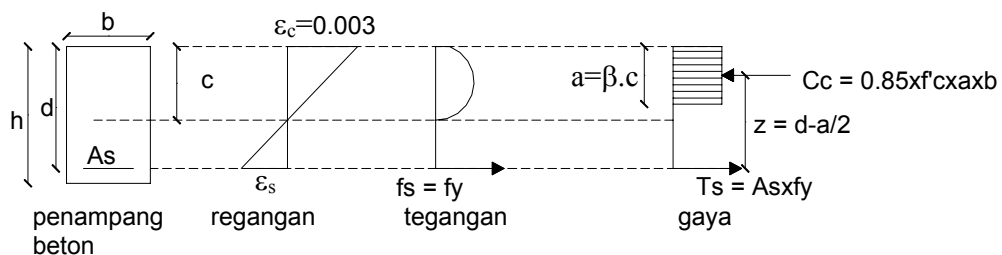
Pers (1) = Pers (2)

$$\frac{1}{24} * q_u * Lx^3 = \frac{1}{8} * q_{\text{eq}} * Lx^2$$

$$q_{\text{eq}} = \frac{1}{3} * q_u * Lx$$

Perhitungan penulangan balok struktur beton menggunakan program SAP 2000 ataupun manual sebagai berikut :

Perencanaan Lentur Murni



Gambar 2.26Tegangan, regangan dan gaya yang terjadi pada perencanaan lentur murni beton bertulang

Dari gambar didapat⁽¹⁹⁾ :

$$C_c = 0,85.f_c'.a.b \quad (2.99)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (2.100)$$

Sehingga:

$$0,85.f_c'.a.b = A_s.f_y \quad (2.101)$$

Dimana

$$a = \beta.c$$

$$A_s = \rho.b.d$$

dan besarnya nilai β untuk mutu beton :

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85$$

$$f_c' > 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30)$$

Pada Tugas Akhir ini digunakan $f_c' = 40 \text{ Mpa}$, sehingga didapat:

$$0,85.f_c'.\beta.c.b = A_s.f_y$$

$$0,85.f_c'.0,85c.b = \rho.b.d.f_y$$

$$0,7225.b.c.f_c' = \rho.b.d.f_y$$

$$c = \frac{\rho.b.d.f_y}{0,7225.b.f_c'}$$

$$c = 1,384\rho.\frac{f_y}{f_c'}.d \quad (2.102)$$

Besarnya momen yang mampu dipikul oleh penampang adalah:

$$M_u = C_c (d - 0,5a) \text{ atau } T_s (d - 0,5a)$$

$$= A_s.f_y (d - 0,5.0,85c)$$

$$= A_s.f_y (d - 0,425c) \quad (2.103)$$

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia (RSNI) Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung 2002 pasal 11.3, dalam suatu perencanaan diambil faktor reduksi kekuatan ϕ , dimana besarnya ϕ untuk lentur tanpa beban aksial adalah sebesar 0,8; sehingga didapat:

$$M_u = \phi.A_s.f_y (d - 0,425c) \quad (2.104)$$

$$= 0,8.\rho.b.d.f_y (d - 0,425c)$$

Substitusi harga c,

$$M_u = 0,8.\rho.b.d.f_y (d - 0,425.1,384\rho.\frac{f_y}{f_c'}.d) \quad (2.105)$$

Bentuk di atas dapat pula dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{Mu}{b.d^2} = 0,8.\rho.fy \left(1 - 0,588.\rho \frac{fy}{fc'} \right) \quad (2.106)$$

dimana:

Mu = momen yang dapat ditahan penampang (Nmm)

b = lebar penampang beton (mm)

d = tinggi efektif beton (mm)

ρ = rasio luas tulangan terhadap luas efektif penampang beton

fy = mutu tulangan (Mpa)

fc' = mutu beton (Mpa)

Dari rumus di atas, apabila momen yang bekerja dan luas penampang beton telah diketahui, maka besarnya rasio tulangan ρ dapat diketahui untuk mencari besarnya kebutuhan luas tulangan.

Persentase Tulangan Minimum, Balance dan Maksimum

a. Rasio tulangan minimum (ρ_{min})

Rasio tulangan minimum ditetapkan sebesar $\frac{fy}{1.4}$

b. Rasio tulangan balance (ρ_b)

Dari gambar regangan penampang balok (Gambar 2.4) didapat:

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + fy/E_s} \quad (2.107)$$

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia (RSNI) Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung 2002 pasal 10.5(2) ditetapkan Es sebesar 2×10^5 Mpa, sehingga didapat

$$\frac{c}{d} = \frac{600}{600 + fy} \quad (2.108)$$

Keadaan balance:

$$0,85.fc'. \beta.c.b = \rho.b.d.fy$$

$$\rho = \frac{0,85.fc'.\beta.c.b}{b.d.fy}$$

$$\rho = \frac{600}{600 + fy} \beta \frac{0,85.fc'}{fy} \quad (2.109)$$

- c. Rasio tulangan minimum ($\rho_{\max}$)

Berdasarkan SKSNI 03-xxxx-02 pasal 3.3.3-3 besarnya $\rho_{\max}$ ditetapkan sebesar $0,75\rho_b$.

Perhitungan Tulangan Ganda

Apabila $\rho > \rho_{\max}$ maka terdapat dua alternatif :

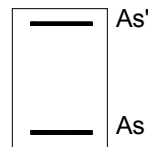
- Sesuaikanlah ukuran penampang balok
- Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap

Dalam menghitung tulangan rangkap, total momen lentur yang dilawan akan dipisahkan dalam dua bagian: $Mu_1 + Mu_2$

Dengan:

Mu_1 = momen lentur yang dapat dilawan oleh $\rho_{\max}$ dan berkaitan dengan lengan momen dalam z. Jumlah tulangan tarik yang sesuai adalah $As_1 = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$

Mu_2 = momen sisa yang pada dasarnya harus ditahan baik oleh tulangan tarik maupun tekan yang sama banyaknya. Lengan momen dalam yang berhubungan dengan ini sama dengan $(d - d')$.



Jumlah tulangan tarik tambahan As_2 sama dengan jumlah tulangan tekan As' , yaitu:

$$As_2 = As' = \frac{Mu - Mu_1}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')} \quad (2.110)$$

Perhitungan Geser dan Torsi

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Tahun 2002 pasal 13.3 ditentukan besarnya kekuatan gaya nominal sumbu beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \quad (2.111)$$

atau besarnya tegangan yang dipikul beton adalah:

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \quad (2.112)$$

Untuk penampang yang menerima beban aksial, besarnya tegangan yang mampu dipikul beton dapat dituliskan sebagai berikut:

$$v_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \quad (2.113)$$

Sedangkan besarnya tegangan geser yang harus dilawan sengkang adalah:

$$\phi v_s = v_u - \phi v_c \quad (2.114)$$

Besarnya tegangan geser yang harus dipikul sengkang dibatasi sebesar:

$$\phi v_s \max = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \quad (2.115)$$

Untuk besarnya gaya geser yang mampu dipikul oleh penampang ditentukan dengan syarat sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.116)$$

Dimana :

V_u = gaya lintang pada penampang yang ditinjau.

V_n = kekuatan geser nominal yang dihitung secara $V_n = V_c + V_s$

V_c = kekuatan geser nominal sumbangan beton

V_s = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

v_u = tegangan geser yang terjadi pada penampang

v_c = tegangan geser nominal sumbangan beton

v_s = tegangan geser nominal sumbangan tulangan geser

ϕ = faktor reduksi kekuatan = 0,75

b = lebar balok (mm)

d = tinggi efektif balok (mm)

f'_c = kuat mutu beton (Mpa)

Berdasarkan persamaan 2.114, tulangan geser dibutuhkan apabila $v_u > \phi v_c$. Besarnya tulangan geser yang dibutuhkan ditentukan dengan rumus berikut⁽¹⁹⁾:

$$A_v = \frac{(v_u - \phi v_c) b.s}{\phi f_y} \quad (2.117)$$

dimana:

A_v = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam mm^2

s = jarak sengkang dalam mm

Rumus di atas juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{(v_u - \phi v_c) b.1000}{\phi f_y} \quad (2.118)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam mm^2 .

Namun apabila $v_u > \frac{1}{2} \phi v_c$ harus ditentukan besarnya tulangan geser minimum sebesar (RSNI Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Tahun 2002):

$$A_v = \frac{b_w s}{3 f_y} \quad (2.119)$$

dimana:

A_v = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam mm^2

s = jarak sengkang dalam mm

Rumus ini juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{b_w 1000}{3 f_y} \quad (2.120)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam mm^2 .

Jarak sengkang dibatasi sebesar $d/2$, namun apabila $\phi v_s > \frac{1}{3} \sqrt{f_c'}$ jarak sengkang maksimum harus dikurangi setengahnya.

Perhitungan tulangan torsi dapat diabaikan apabila memenuhi syarat berikut:

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (2.121)$$

Suatu penampang mampu menerima momen torsi apabila memenuhi syarat:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)} < \phi v_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \quad (2.122)$$

Besarnya tulangan sengkang untuk menahan puntir ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_t = \frac{T_n s}{2 A_o f_{yv} \cot \theta} \quad (2.123)$$

dengan $T_n = \frac{T_u}{\phi}$.

Sedangkan besarnya tulangan longitudinal yang harus dipasang untuk menahan puntir dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \quad (2.124)$$

dimana:

- A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
- A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm²
- A_{oh} = luas yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, mm²
- A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s, mm²
- A_l = luas tulangan longitudinal yang memikul puntir, mm²
- f_{yh} = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan geser, Mpa
- f_{yt} = kuat leleh tulangan torsi longitudinal, Mpa
- f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- p_{cp} = keliling luar penampang beton, mm
- p_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, mm
- s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm

2.5.2.3 Perencanaan Struktur Kolom

Perencanaan kolom dilakukan melalui pengecekan momen dan beban aksial yang bekerja pada penampang terhadap diagram interaksi P-M yang diperoleh dari penampang yang telah ditentukan dimensi serta tulangannya. Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom tersebut bila diplotkan ternyata berada dalam diagram interaksi dari kolom yang dibuat maka beban tersebut dapat dipikul oleh kolom. Begitu juga sebaliknya apabila suatu kombinasi beban tersebut ada di luar diagram maka kapasitas kolom tidak memenuhi, sehingga dapat menyebabkan runtuh.

• Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Kekuatan Geser yang disumbangkan beton :

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right) \cdot (\sqrt{f'_c} / 6) \cdot b \cdot d \quad (2.125)$$

Syarat perlu tulangan geser : $V_u > \phi * V_c / 2$

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad (2.126)$$

$$A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} : s \text{ daerah sendi plastis} = d / 4 \quad (2.127)$$

s daerah luar sendi plastis = d/2

Jika $V_u < \phi * V_c / 2$, maka digunakan tulangan geser minimum dengan cara :

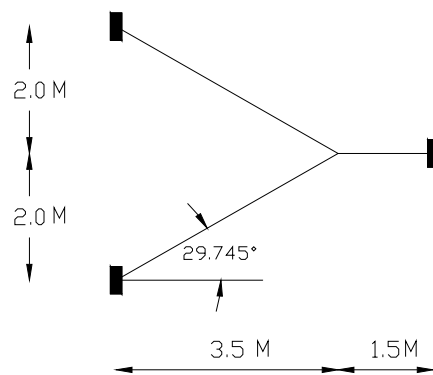
$$A_v = b_w * s / 3 * f_y \quad (2.128)$$

$$S = A_v * 3 * f_y / b_w \quad (2.129)$$

A_v = jumlah luas penampang kedua kaki sengkang.

2.5.3. Perencanaan Tangga

Struktur tangga digunakan untuk melayani aksesibilitas antar lantai pada gedung yang mempunyai tingkat lebih dari satu. Tangga merupakan komponen yang harus ada pada bangunan berlantai banyak walaupun sudah ada peralatan transportasi vertikal lainnya, karena tangga tidak memerlukan tenaga mesin.



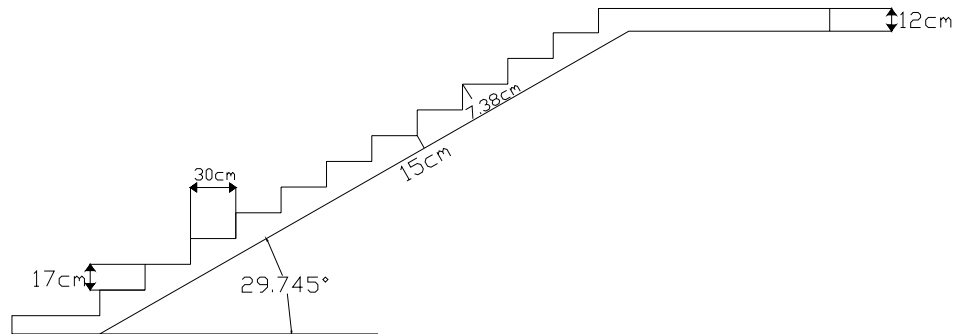
Gambar 2.27 Sketsa tangga

Adapun parameter yang perlu diperhatikan pada perencanaan struktur tangga adalah sebagai berikut:

- ❖ Tinggi antar lantai
- ❖ Lebar Antrede
- ❖ Jumlah anak tangga
- ❖ Kemiringan tangga
- ❖ Tebal pelat beton
- ❖ Tinggi Optrede
- ❖ Lebar bordes
- ❖ Lebar anak tangga
- ❖ Tebal selimut beton
- ❖ Tebal

pelat

tangga



Gambar 2.28 Pendimensian Tangga

Menurut *Buku Diktat Konstruksi Bangunan Sipil yang disusun Ir. Supriyono*

$$o = \tan \alpha \times a \quad (2.39)$$

$$2 \times o + a = 61 \sim 65 \quad (2.40)$$

dimana : o = oprade (langkah naik)

a = antrede (langkah datar)

Langkah-langkah perencanaan penulangan tangga :

1. Menghitung kombinasi beban W_u dari beban mati dan beban hidup.
2. Menentukan tebal selimut beton, diameter tulangan rencana, dan tinggi efektif arah x (d_x) dan arah y (d_y).
3. Dari perhitungan SAP 2000, didapatkan momen pada tumpuan dan lapangan baik pada pelat tangga maupun pada bordes.
4. Menghitung penulangan pelat tangga dan bordes.

Langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat tangga adalah sebagai berikut ⁽¹⁹⁾:

- a. Menetapkan tebal penutup beton menurut Buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang.
- b. Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y .

c. Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.

d. Membagi Mu dengan $b \times d^2 \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$

dimana b = lebar pelat per meter panjang

d = tinggi efektif

e. Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2.95)$$

f. Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.96)$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \quad (2.96)$$

g. Mencari luas tulangan yang dibutuhkan

$$(As = \rho \times b \times d \times 10^6) \quad (2.97)$$

2.5.4. Perencanaan Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dalam gedung dan satu tingkat ke tingkat lain. Perencanaan lift disesuaikan dengan pemikiran jumlah lantai dan perkiraan jumlah pengguna lift. Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (*lift pit*) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus.

Langkah-langkah perencanaan balok perletakkan mesin dan balok pengatrol mesin :

1. Menghitung beban yang bekerja pada balok, berupa beban mati dan beban hidup.
2. Menghitung momen dan gaya lintang yang bekerja pada balok tersebut..
3. Menghitung penulangan balok.

- Tulangan utama

Langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat tangga adalah sbb :

- Menetapkan tebal penutup beton menurut Buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang.
- Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
- Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.
- Membagi M_u dengan $b \times d^2 \left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right)$

dimana b = lebar pelat per meter panjang

d = tinggi efektif

- Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

$$\left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2.95)$$

- Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.96)$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \quad (2.97)$$

- Mencari luas tulangan yang dibutuhkan

$$(A_s = \rho \times b \times d \times 10^6) \quad (2.98)$$

- Tulangan geser

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung 2002, langkah-langkah perhitungan tulangan geser pada balok adalah sebagai berikut :

- Menghitung nilai kuat geser penampang atau gaya lintang yang bekerja (V_u).
- Menghitung nilai kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

$$(V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \quad (2.111)$$

- Memeriksa apakah diperlukan tulangan geser minimum

$$\phi \times \frac{V_c}{2} < V_u < \phi \times V_c \quad (2.130)$$

dimana ϕ = faktor reduksi geser = 0,75 (RSNI 2002)

- d. Memeriksa apakah diperlukan tulangan geser

$$V_u > \phi V_c / 2 \quad (2.131)$$

Bila kondisi $\phi \times \frac{V_c}{2} < V_u < \phi \times V_c$ terjadi, maka :

- e. Mencari jarak tulangan geser (sengkan)

Syarat : $s < d/4$ (daerah sendi plastis)

$s < d/2$ (daerah luar sendi plastis)

- f. Mencari luas tulangan geser minimum yang diperlukan ($A_{v_{min}}$)

$$A_{v_{min}} = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (2.132)$$

dimana b = lebar balok (mm)

s = jarak tulangan geser (mm)

f_y = tegangan leleh tulangan geser (Mpa)

Bila $V_u > \phi V_c / 2$ terjadi, maka :

- g. Mencari jarak tulangan geser (sengkan)

Syarat : $s < d/4$ (daerah sendi plastis)

$s < d/2$ (daerah luar sendi plastis)

- h. Mencari kuat geser nominal tulangan geser (V_s)

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad (2.133)$$

- i. Mencari luas tulangan geser yang diperlukan (A_v)

$$A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} \quad (2.134)$$

dimana : V_s = kuat geser tulangan geser (N)

s = jarak tulangan geser (mm)

f_y = tegangan leleh tulangan geser (Mpa)

d = jarak tulangan geser (mm)

2.6. Perencanaan Struktur Bawah (*Sub-Structure*)

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

- Fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut
- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

2.6.1 Penentuan Parameter Tanah

Kondisi tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Tanah adalah landasan pendukung suatu bangunan. Untuk dapat mengetahui susunan lapisan tanah yang ada, serta sifat - sifatnya secara mendetail, untuk perencanaan suatu bangunan yang akan dibangun maka dilakukan penyelidikan dan penelitian. Pekerjaan penyelidikan dan penelitian tanah ini merupakan penyelidikan yang dilakukan di laboratorium dan lapangan.

Maksud dan penyelidikan dan penelitian tanah adalah melakukan investigasi pondasi rencana bangunan untuk dapat mempelajari susunan lapisan tanah yang ada, serta sifat-sifatnya yang berkaitan dengan jenis bangunan yang akan dibangun di atasnya.

2.6.2. Analisis Daya Dukung Tanah

Analisis Daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung tanah (*Bearing Capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dan

segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan geser. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dan tanah dan biasanya diberi simbol q_{ult} . Daya dukung ini merupakan kemampuan tanah mendukung beban, dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan. Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, rumusnya adalah:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{FK} \quad (2.135)$$

Perancangan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada perletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko adanya erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah dan gangguan tanah di sekitar pondasi.

2.6.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

A. Perhitungan Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang

Analisis- analisis kapasitas daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat - sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

1. Berdasarkan kekuatan bahan

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu:

$$P_{tiang} = \sigma_b * A_{tiang}$$

Dimana : P_{tiang} = kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang (kg)

σ_b' = tegangan tekan izin bahan tiang (kg/cm^2)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm^2)

2. Berdasarkan Data N-SPT

a. Metode Meyerhof

$$P_{tiang} = P_{pu} + P_s \quad (2.136)$$

$$P_{pu} = 400 \cdot N \cdot A_p, \quad (2.137)$$

dimana :

N = N rata-rata pada jarak 8B di atas ujung tiang - 3B di bawah tiang.

A_p = Luas penampang tiang pancang

$P_s = A_s \cdot f_s$, dimana ;

A_s = Luas selimut tiang pancang

$$f_s = \chi_m \cdot N, \quad (2.138)$$

($\chi_m = 2.0$ untuk tiang pancang dengan perpindahan volume yang besar, $\chi_m = 1.0$ untuk tiang pancang yang mempunyai volume kecil ; N = N-SPT rata-rata)

b . Japan Road Association

$$R_p = q_d \cdot A \quad (2.139)$$

Dimana : Q_d = tahanan ujung tiang pancang (ton)

q_d = tahanan ujung tiang pancang yang bekerja dalam luasan penampang tiang pancang (t/m^2)

A = luas penampang tiang pancang (m^2)

$$R_f = O \cdot \sum (l_i \cdot f_i) \quad (2.140)$$

Dimana : O = Keliling tiang pancang (m)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

$$R_u = q_d \cdot A + O \sum l_i \cdot f_i \quad (2.141)$$

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad (2.142)$$

B. Daya Dukung Ijin Tiang Group (P_{all} Group)

Dalam pelaksanaan jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dan satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang. Teori membuktikan dalam daya

dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi.

$$Eff = 1 - \frac{\varphi}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m * n} \right] \quad (2.143)$$

dimana :
 m : jumlah baris
 n : jumlah tiang
 φ : arc tan (d/s), dalam derajat
 d : diameter tiang
 s : jarak antar tiang

$$P_{\text{all group}} = Eff \times P_{\text{all 1 tiang}} \text{ (daya dukung tiang tunggal)} \quad (2.144)$$

C. Pmax Yang Terjadi Pada Tiang Akibat Pembebanan

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma P_v}{n} \pm \frac{M_x * Y_{\text{max}}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{M_y * X_{\text{max}}}{n_x \Sigma x^2} \dots\dots\dots (2.142)$$

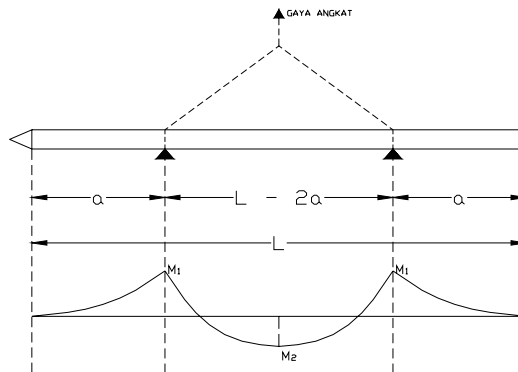
Dimana:

P_{max} : beban max yang diterima 1 tiang pancang
 ΣP_v : jumlah beban vertikal
 n : banyaknya tiang pancang
 M_x : momen arah X
 M_y : momen arah Y
 X_{max} : absis max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang
 Y_{max} : ordinat max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang
 N_x : banyak tiang dalam satu baris arah x
 N_y : banyak tiang dalam satu baris arah y
 Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang
 Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang
 P_{max} di dapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan P_{eff}

D. Penulangan Tiang Pancang

- Akibat Pengangkatan

Kondisi I



Gambar 2.29 Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik

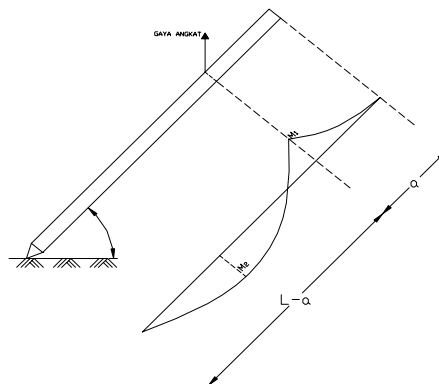
$$M_1 = \frac{1}{2} q \cdot a^2 \dots \dots \dots (2.143)$$

$$M_2 = \frac{1}{8} * \left(q(l - 2a)^2 - \frac{1}{2} q \cdot a^2 \right) \dots \dots \dots (2.144)$$

$$\frac{1}{2} q \cdot a^2 = \frac{1}{8} * \left(q(l - 2a)^2 - \frac{1}{2} q \cdot a^2 \right)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad \quad \quad (2.145)$$

Kondisi II



Gambar 2.30 Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a \quad (2.146)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L-a) - \left(\frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left(\frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L-a)} \right) \quad (2.147)$$

$$\begin{aligned} M_1 &= M_2 \\ \frac{1}{2} * qa^2 &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \\ 2a^2 - 4aL + L^2 &= 0 \dots\dots\dots (2.148) \end{aligned}$$

- **Akibat Penumbukan Hammer**

Berdasarkan rumus *News Engineering Formula* :

$$P = \frac{Wr \cdot H}{\Phi(s + c)} \quad (2.149)$$

Dimana :

P = Gaya akibat pemancangan

Wr = Berat *hammer*

H = Tinggi jatuh

Φ = faktor reduksi (0,2)

s = Final settlement rata-rata (3,5 cm)

c = koef. tumbuk untuk *double acting* sistem *hammer* (0,1)

Langkah – langkah penulangan :

Diketahui Pu

$$e_{\min} = 15 + 0,03 H$$

$$Mu = Pu \cdot e$$

Kedua ujungnya dianggap sendi, diperoleh harga k = 1

$$r = 0,3 \cdot h$$

$$K = \frac{k \cdot Lu}{r}$$

Untuk rangka bergoyang :

$$K > 22 \rightarrow \text{pengaruh kelangsingan diperhitungkan}$$

$$I_{gk} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad E_c = 4700 \sqrt{f'c}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_{gk} \cdot 0,4}{(1 + \beta d)}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot Lu)^2}$$

$$C_s = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{(\phi \cdot P_c)}\right)} \geq 1 \quad ; \quad C_m = 1$$

$$M_n = C_s \cdot M_u$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

$$e_a = \frac{M_n}{P_n}$$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{(f_y + 600)}$$

$$a = \frac{P_u}{(0,85 \cdot f_c \cdot b)} \quad ; \quad a_b = 0,85 \cdot c_b$$

$$e = e_a + \frac{1}{2} h - d'$$

$$a < a_b \text{ , maka}$$

$$A_s = A_s' = \frac{P_u \cdot \left(e - d + \left(\frac{P_u}{2 \cdot R_l \cdot b} \right) \right)}{f_y \cdot (d - d')}$$

Jika $A_s = -$ (negative) , digunakan A_s min 1% A_g

- **Keamanan Dalam Menahan Gaya Lateral (Horizontal)**

Dari hasil SAP 2000 (Kombinasi Pembebanan cara ASD : tanpa Load Factor).

, pada tumpuan didapatkan M_x , M_y , P_v , dan H

M_u dan P_u menjadi beban vertikal max. yang bekerja pada tiap pancang dan dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$P_{\text{tiang}} = \frac{\Sigma P_v}{n} \pm \frac{M_x * Y_{\text{max}}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{M_y * X_{\text{max}}}{n_x \Sigma x^2} \dots \dots \dots (2.150)$$

Dimana:

P_{max} : beban max yang diterima 1 tiang pancang

ΣP_v : jumlah beban vertikal

n : banyaknya tiang pancang

M_x : momen arah X

M_y : momen arah Y

X_{max} : absis max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

Y_{max} : ordinat max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

N_x : banyak tiang dalam satu baris arah x

N_y : banyak tiang dalam satu baris arah y

Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang 1.

Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang

P_{tiang} adalah besar gaya aksial yang bekerja pada tiap tiang pancang. Kemudian gaya H mengakibatkan momen pada tiang pancang. Besar Momen yang diakibatkan oleh gaya H dicari dengan grafik Brooms. Langkah – langkahnya sebagai berikut :

1. Menghitung $H_u = SF.H$ (SF = Angka keamanan = 2 – 2,5)

2. Menghitung $\frac{H_u}{C_u.B^2}$,

dimana : C_u = kohesi tanah pada ujung tiang pancang
 B = lebar atau diameter tiang pancang

3. $\frac{H_u}{C_u.B^2}$ diplotkan pada grafik Brooms, didapatkan nilai $\frac{M_u}{C_u.B^2}$

4. Menghitung $M_u = C_u.B^2$

5. Menghitung $M_{\text{tiang}} = M_u/n$ (n = jumlah tiang pancang)

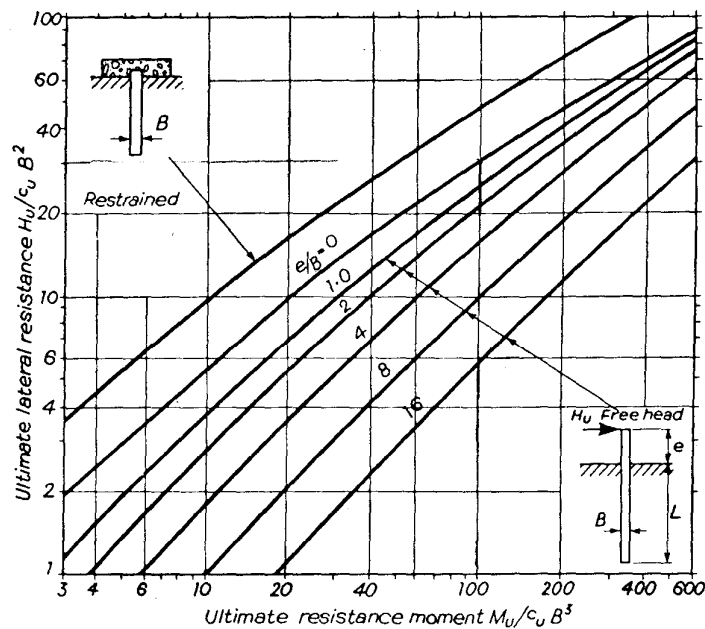
6. P_{tiang} dan M_{tiang} adalah gaya yang dipakai untuk penulangan memanjang tiang pancang.

Karena perhitungan penulangan menggunakan cara LRFD, maka P_{tiang} dan M_{tiang} dikalikan dengan suatu nilai load faktor. Nilai Load Faktor ini diambil 1.3.

Penulangan tiang pancang sama halnya dengan penulangan kolom. Yaitu menentukan dahulu dimensi dan tulangannya. Kemudian membuat diagram interaksi dan dilakukan pengecekan gaya.

Langkah – langkah perhitungan tulangan geser tiang pancang :

1. Menghitung V tiang = H_u / n
 H_u disini masih dalam keadaan ASD
2. Mengikuti cara penulangan geser pada balok.



Gambar 2.31 Grafik Broome's tiang panjang pada tanah kohesif