5.24 Momen tumpuan as 1 ($E=E^6$)..... 118

5.25 Momen tumpuan as 1 ($E=5E^5$)..... 120

5.26 Momen tumpuan as 1 ($E=E^5$)..... 120

5.27 Momen tumpuan as 1 ($E=E^4$)..... 120

5.28 Momen tumpuan as 1 (E=0)..... 122

5.29 Momen tumpuan as 2 ($E=E^{10}$)..... 122

5.30 Momen tumpuan as 2 ($E=E^7$)..... 122

5.31 Momen tumpuan as 2 ($E=E^6$)..... 124

5.32 Momen tumpuan as 2 ($E=5E^5$)..... 124

5.33 Momen tumpuan as 2 ($E=E^5$)..... 124

5.34 Momen tumpuan as 2 ($E=E^4$)..... 126

5.35 Momen tumpuan as 2 (E=0)..... 126

6.1 Gaya geser pada penampang kritir dan sendi plastis..... 146

6.2 Kolom eksterior dan interior..... 151

6.3 Diagram tegangan regangan kolom saat balance..... 174

6.4 Diagram tegangan regangan kolom saat patah tarik..... 176

6.5 Diagram tegangan regangan kolom saat patah tarik..... 177

6.6 Diagram tegangan regangan kolom saat patah desak..... 179

6.7 Diagram tegangan regangan kolom saat patah desak..... 180

6.8 Grafik interaksi kolom ukuan 400/850..... 186

6.9 Grafik interaksi kolom ukuan 400/750..... 187

6.10 Grafik interaksi kolom ukuan 400/650..... 188

DAFTAR TABEL

5.1	Dimensi rencana kolom	55
5.2	Berat tiap lantai	64
5.3	Gaya geser horisontal	65
5.4	Waktu getar bangunan arah X	66
5.5	Waktu getar bangunan arah Y	66
5.6	Momen rencana balok portal as-E	79
5.7	Momen rencana balok portal as-F	81
5.8	Momen rencana balok portal as-2	83
5.9	Momen rencana balok portal as-3	98
5.10	Momen tumpuan balok portal as-A	113
5.11	Momen tumpuan balok portal as-E	113
5.12	Momen tumpuan balok portal as-H	113
5.13	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E10)	117
5.14	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E7)	117
5.15	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E6)	117
5.16	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=5E5)	119
5.17	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E5)	119
5.18	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E4)	119
5.19	Momen tumpuan balok portal as-1 (E=0)	121

6.62 Gaya geser rencana dinding geser 237
6.63 Tulangan dinding geser kondisi jepit 240
6.64 Tulangan dinding geser kondisi fleksibel 240
6.65 Tulangan dinding geser kondisi sendi 241
7.1 Simpangan arah X 249
7.2 Simpangan arah Y 249
7.3 Interstorey drift arah X 251
7.4 Interstorey drift arah Y 251
7.5 Gaya geser dasar struktur frame wall 252
7.6 Momen rencana balok arah X-2 254
7.7 Momen rencana balok arah X-3 254
7.8 Momen rencana balok arah Y-F 255
7.9 Momen rencana balok arah Y-E 255
7.10 Momen rencana kolom F-2 dan F-3 257
7.11 Momen rencana kolom E-2 dan E-3 258
7.12 Perbandingan $M_{kap,b}$ dengan $M_{n,kol}$ 260

dibagi menjadi 6 wilayah gempa yang berbeda-beda, dengan daerah 1 adalah daerah paling rawan gempa dan daerah 6 merupakan daerah aman dari bahaya gempa.

Kerusakan akibat gempa dapat direduksi dengan merencanakan struktur gedung yang daktail dengan asumsi perencanaan sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok. Konsep struktur bangunan daktail akan memberikan kekuatan elemen yang lebih besar pada struktur utama, sehingga diharapkan kerusakan yang terjadi adalah kerusakan daktail. Kerusakan daktail akan memberikan indikator yang jelas selama proses kerusakan struktur. Selain itu, struktur gedung yang daktail lebih mudah memencarkan energi lesapan gempa pada titik-titik plastis sesuai yang direncanakan.

Untuk merencanakan struktur tahan gempa, ada beberapa cara yang dapat ditempuh, diantaranya menggunakan dinding geser *(shear wall)*. Menurut Dowrick (1987) pemberian dinding geser pada bangunan akan mengurangi defleksi lateral pada struktur vertikal, menjamin tidak berpindahnya sendi plastis yang direncanakan pada struktur sebelum runtuh dan melindungi komponen nonstruktur.

Di samping itu struktur dinding geser mempunyai kekuatan untuk menahan gaya horisontal yang cukup besar dan mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan kolom, sehingga memberikan kekakuan tambahan terhadap struktur secara keseluruhan. Kekakuan yang cukup besar ini diharapkan dapat mengendalikan simpangan lateral yang terjadi. Dengan kondisi ini akan sulit membuat struktur jepit pada dasar pondasi (Widodo, 1995).

Apabila gaya aksial akibat gempa terlalu besar, maka perencanaan dapat memanfaatkan pondasi untuk mereduksi gaya gempa tersebut (Muto, 1993). Dalam hal ini, pondasi sengaja dipilih sebagai tempat disipasi energi dengan catatan letak

membahas keuntungan dan kerugian pemakaian dinding geser pada struktur bertingkat banyak ditinjau dari segi kekuatan, kekakuan dan simpangan horisontal. Tinjauan penelitian ini portal lintang tanpa dinding geser dan portal lintang dengan dinding geser. Hasil yang didapat adalah kekakuan tingkat dari struktur dengan menggunakan dinding geser jauh lebih besar sehingga daya tahan struktur terhadap gaya horisontal juga semakin besar. Dalam penelitian ini belum membahas perilaku *frame-wall ductile* dan analisis strukturnya menggunakan program bantu *microfeap* dengan frame 2D.

Syafrudin dan Iryawan (1999) menganalisis dan merencanakan penulangan struktur dinding geser dengan program bantu SAP90 2D, serta efektifitas dinding geser dalam menahan beban gempa pada bangunan bertingkat banyak. Pada penelitiannya, didesain penulangan dinding geser pada beberapa sturktur dengan jumlah tingkat yang berbeda-beda. Hasil yang didapat adalah dalam perencanaan dinding geser, rasio antara tinggi dan lebar dari dinding geser mempunyai aspek rasio yang kecil sehingga dinding geser mempunyai kekakuan yang lebih dan perilaku dinidng geser lebih didominasi oleh geser. Dalam penelitian ini belum membahas rasio tinggi dan lebar dinding geser yang ekonomis serta pengaruh variasi kekakuan balok pondasi terhadap dinding geser pada bangunan yang daktail.

2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan beberapa penelitian di atas dapat dikemukakan gambaran umum sebagai berikut.

1 peneliti terdahulu belum menggunakan prinsip desain *frame-wall ductile* pada analisis dan desain struktur bangunan bertingkat banyak,

2 analisis dan desain dinding geser pada penelitian terdahulu belum memperhitungkan adanya elemen pembatas (*boundary elements*),

3 perletakan pondasi hanya ditinjau sebagai jepit, belum menganalisa pengaruh variasi kekakuan balok pondasi pada struktur yang menyebabkan perletakan pondasi sesuai dengan kekakuan yang ditimbulkan balok pondasi tersebut,

4. struktur yang dimodelkan pada penelitian terdahulu baru menggunakan portal 2D pada program aplikasinya.

Dengan memperhatikan masalah-masalah di atas, maka pada tugas akhir ini penulis mencoba menganalisis pengaruh variasi kekakuan balok pondasi pada struktur dinding geser dengan memeperhitungkan adanya elemen pembatas (*boundary elements*) yang sepengetahuan penulis belum pernah diteliti, khususnya di lingkungan Teknik Sipil UII. Kemudian dari hasil mekanika program SAP90 3D didesain dinding geser, kolom dan balok pada struktur *frame-wall ductile*.

analisis beban gempa ekuivalen statik yang sesuai dengan PPTGUG (1987) sebagai berikut ini,

3.2.1 Gaya geser dasar (V)

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horisontal total yang besarnya dipengaruhi oleh persamaan berikut,

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot Wt \tag{3-1}$$

dengan : C = koefisien gempa dasar

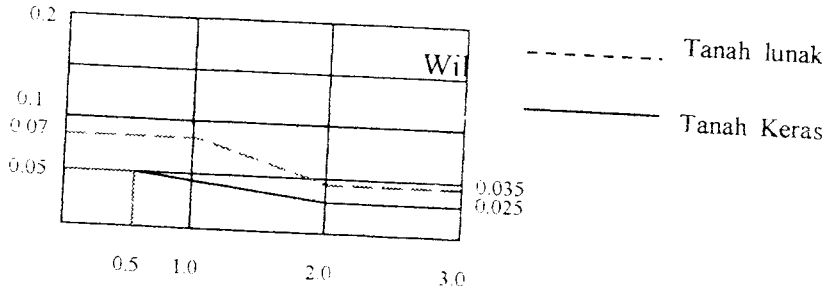
I = faktor keutamaan gedung

K = faktor jenis gedung

Wt = berat total struktur

3.2.2 Koefisien gempa dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat. Di dalam penelitian numeris ini, diasumsikan letak bangunan berada pada wilayah gempa III sehingga koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari Gambar 3.2 sebagai berikut,



Gambar 3.2. Koefisien gempa dasar pada wilayah gempa III

Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur. Untuk struktur *frame-wall*, rumus untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut imi,

$$T = \frac{0.09Hn}{\sqrt{B}} \qquad (3\text{-}2)$$

T = waktu getar alami struktur

Hn = tinggi struktur permukaan yang dikekang

B = lebar bangunan

3.2.3 Faktor keutamaan gedung (*I*)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi suatu bangunan semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil.

Untuk mengetahui apakah asumsi yang digunakan benar maka dilakukan pemeriksaan regangan dengan persamaan berikut dimana nilai c dihitung dengan persamaan berikut ini,

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$\varepsilon`_s = \frac{c - d`}{c}(0{,}003) \qquad (3\text{-}26)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c}(0{,}003) \qquad (3\text{-}27)$$

apabila nilai dari persamaan (3-26) dan (3-27) lebih besar dari regangan leleh bajanya (ε_y) maka asumsi mengenai tegangan baja benar selanjutnya untuk menghitung momen tahanan nominal menjadi

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \qquad (3\text{-}28)$$

dengan :

$$M_{n1} = 0{,}85.f`_c.a.b.\left(d - \frac{1}{2}a\right) \text{ atau } M_{n1} = A_{s1}.f_y.\left(d - \frac{1}{2}a\right) \qquad (3\text{-}29)$$

$$M_2 = A_{s`}.f_y.(d - d`) \qquad (3\text{-}30)$$

b. Balok Bertulangan Rangkap Kondisi II

Pada kondisi ini adalah kasus di mana anggapan tulangan baja tarik telah luluh akan tetapi baja desak belum luluh pada saat regangan beton mencapai 0,003. Jika ε's < εy dan εs ≥ εy untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan berikut :

$$(0{,}85.f_c.b.\beta_1)c^2 + (600.A_{s`} - A_s.f_y)c - 600.d`.A_{s`} = 0 \qquad (3\text{-}31)$$

Untuk mencegah terjadinya lebar retak yang berlebihan pada balok akibat gaya tarik diagonal yang berlebihan maka kuat luluh tulangan geser tidak boleh lebih besar dari 400 Mpa dan pembatasan nilai kuat geser V_s :

$$\mathbf{V_s = \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}.b_w.d} \qquad (3\text{-}45)$$

SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan untuk komponen struktur tahan gempa dengan daktilitas 3 disepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen pendukung kearah tengah bentang dikedua ujung komponen harus dipasang sengkang tertutup. Sengkang tertutup pertama harus dipasang sejarak 50 mm dari muka komponen struktur pendukung dan jarak spasi maksimum yang diperbolehkan tidak boleh lebih dari :

a. seperempat tinggi efektif balok,

b. delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,

c. dua puluh empat kali diameter sengkang,

d. $\dfrac{1600.f_y.A_{s,1}}{\left[\left(A_{s,a}+A_{s,b}\right).f_y\right]}$

dengan :

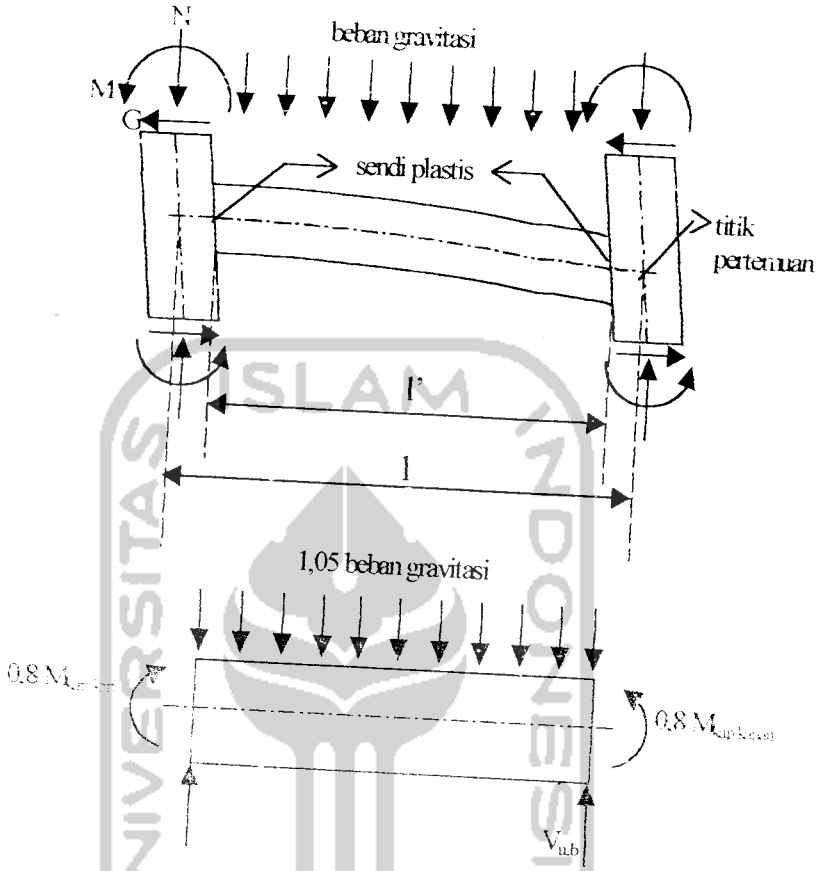
$A_{s,1}$ = luas satu kaki tulangan sengkang,

$A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal atas,

$A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah,

f_y = kuat leleh tulangan longitudinal

3.5.4 Persyaratan kuat geser balok portal



Gambar 3.8 Balok portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

Kuat geser perlu bagi balok portal yang dibebani oleh berat sendiri dan beban gravitsi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadinya momen-momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok portal itu dengan tanda yang berlawanan, menurut persamaan berikut ini,

$$V_{u,b} = 0,8 \cdot \frac{(M_{kap,ki} + M_{kap,ka})}{l'} + 1,05\, V_g \qquad (3\text{-}48)$$

syarat:

$$V_{u,b} \leq V_{ultimit} \quad \text{atau} \quad V_{u,b} \leq \phi_{geser}\, V_{nominal} \tag{3-49}$$

Disaerah sendi plastis, kontribusi beton dianggap tidak ada ($V_c = 0$)

$$V_n = V_c + V_s \tag{3-50}$$

dimana :

$$V_s = \frac{(A_v . fy . d)}{s} \tag{3-51}$$

$\phi_{geser} = 0,6$

Dalam segala hal, kuat geser perlu balok tidak boleh melebihi dari persamaan ini,

$$V_{u,b} = 1,05 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} V_{E,b} \right) \tag{3-52}$$

dimana :

V_g = gaya geser balok akibat berat sendiri, gravitasi dengan memperhitungkan beban hidup tereduksi.

$V_{D,b}$ = gaya geser akibat beban mati.

$V_{L,b}$ = gaya geser akibat beban hidup.

$V_{E,b}$ = gaya geser akibat beban gempa.

K = faktor jenis bangunan.

3.6 Desain Kolom Tahan Gempa

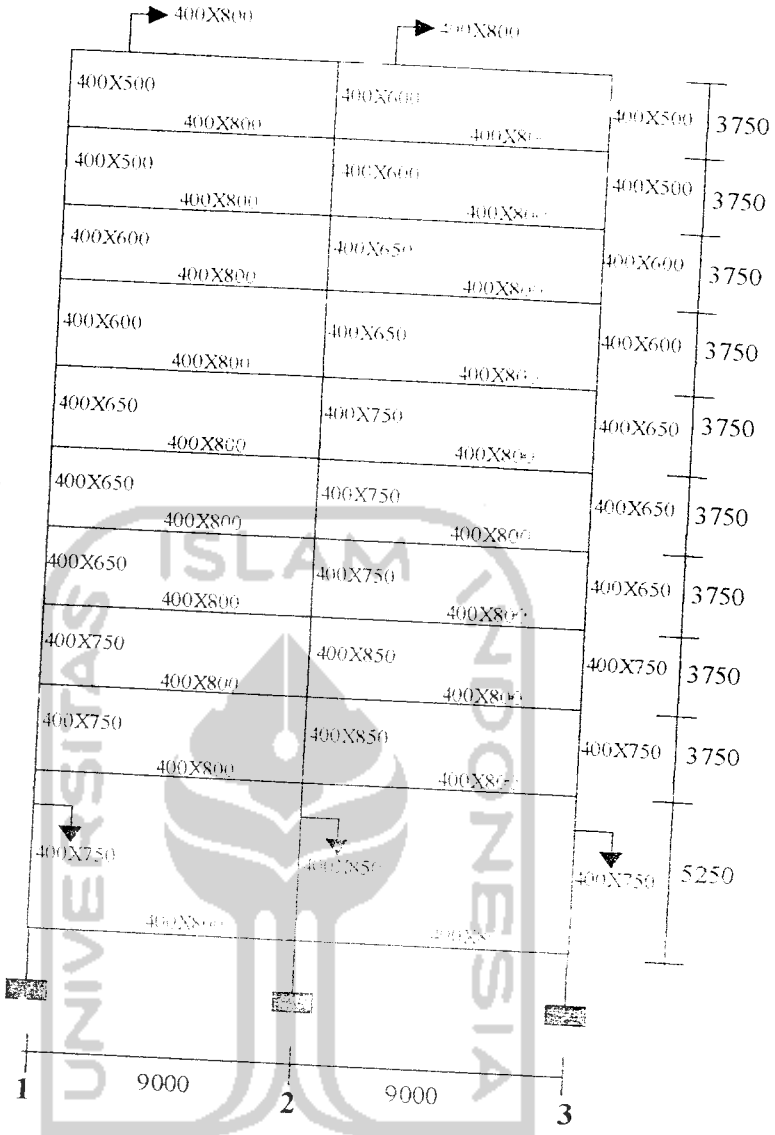
Dalam segala hal, kuat lentur rancang kolom portal berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang harus dapat menampung kombinasi pembebanan berfaktor oleh beban gravitasi dan oleh beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100 % dalam satu arah, 30% dalam arah tegak lurus pada arah tersebut).

Bressler telah mendapatkan bahwa harga-harga P_i yang dihitung dengan menggunakan persamaan (3.69) di atas, sangat cocok dengan hasil percobaan dimana penyebaran (deviasi) maksimum 9,4% dan rata-rata 3,3%. Ramamurthy juga melaporkan hasil-hasil percobaan dan menyimpulkan bahwa persamaan (3.69) dapat digunakan untuk menaksir beban batas dengan ketelitian yang cukup baik.

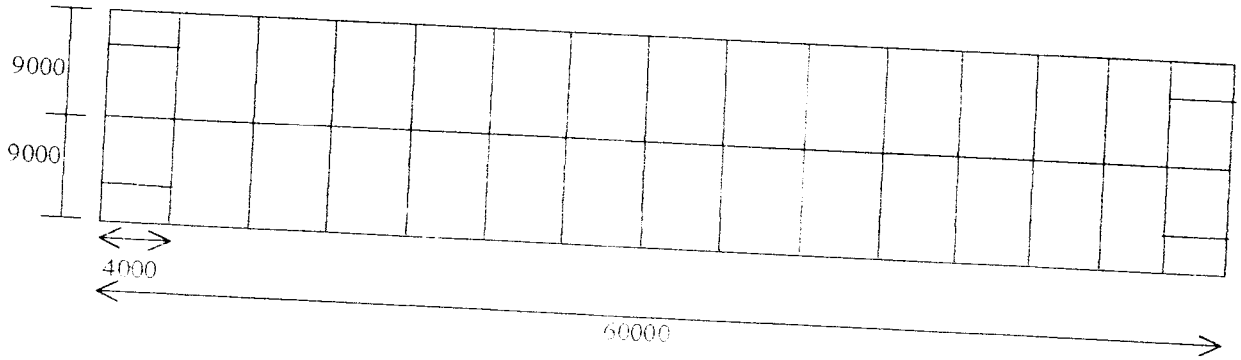
Pannell menyajikan hasil-hasil percobaan tambahan dalam bahasannya serta menyatakan bahwa persamaan (3.69) boleh jadi kurang layak bila diterapkan untuk beban aksial yang kecil, seperti misalnya kalau P_n/P_o berada di dalam batas harga yang kurang dari 0,06. Untuk hal-hal yang demikian, unsur harus direncanakan untuk lentur saja (Wang dan Salmon, 1993)

Untuk menentukan harga-harga dari P_x dan P_y, diperlukan diagram interaksi $P_n - M_{nx}$ dan $P_n - M_{ny}$ di dalam lentur uniaksil masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y. Oleh karena sifat simetris dalam hal ini hanya diperlukan diagram tunggal $P_n - M_{nx}$ atau $P_n - M_{ny}$ yang berlaku untuk lentur di kedua arah. Informasi tentang interaksi dapat diperoleh dengan menggunakan keseimbangan, rumus pendekatan atau menggunakan diagram P_n-M_n yang tidak berdimensi.

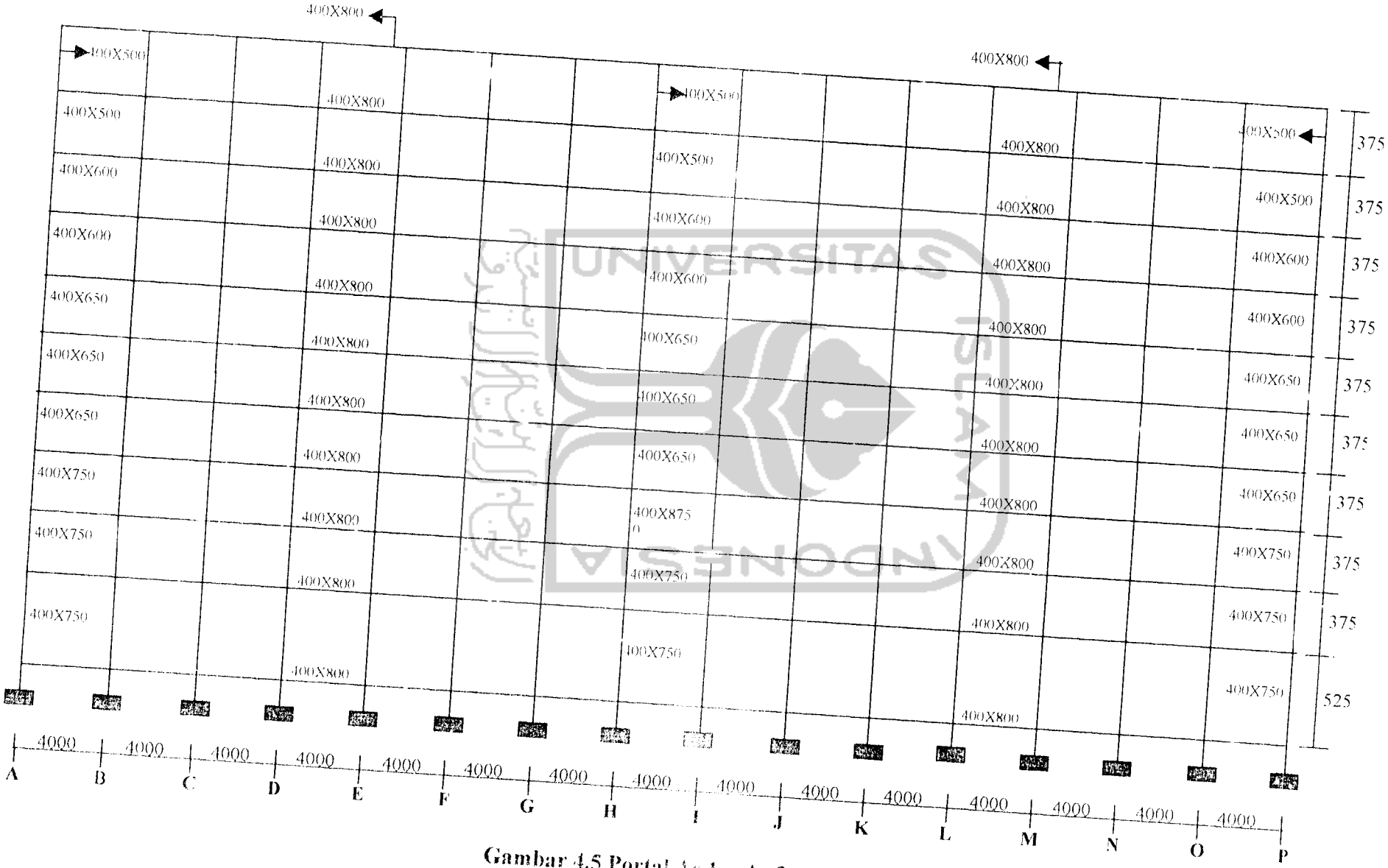
Di dalam lentur biaksial dan tekan, tegangan tekan merata sebesar 0,85.f'c dianggap bekerja di daerah tekan yang dibatasi oleh tepi-tepi dari penampang dan garis lurus sejarak $a = \beta_1.x$ dari serat dengan regangan maksimum (sudut penampang) yang sejajar dengan garis netral.



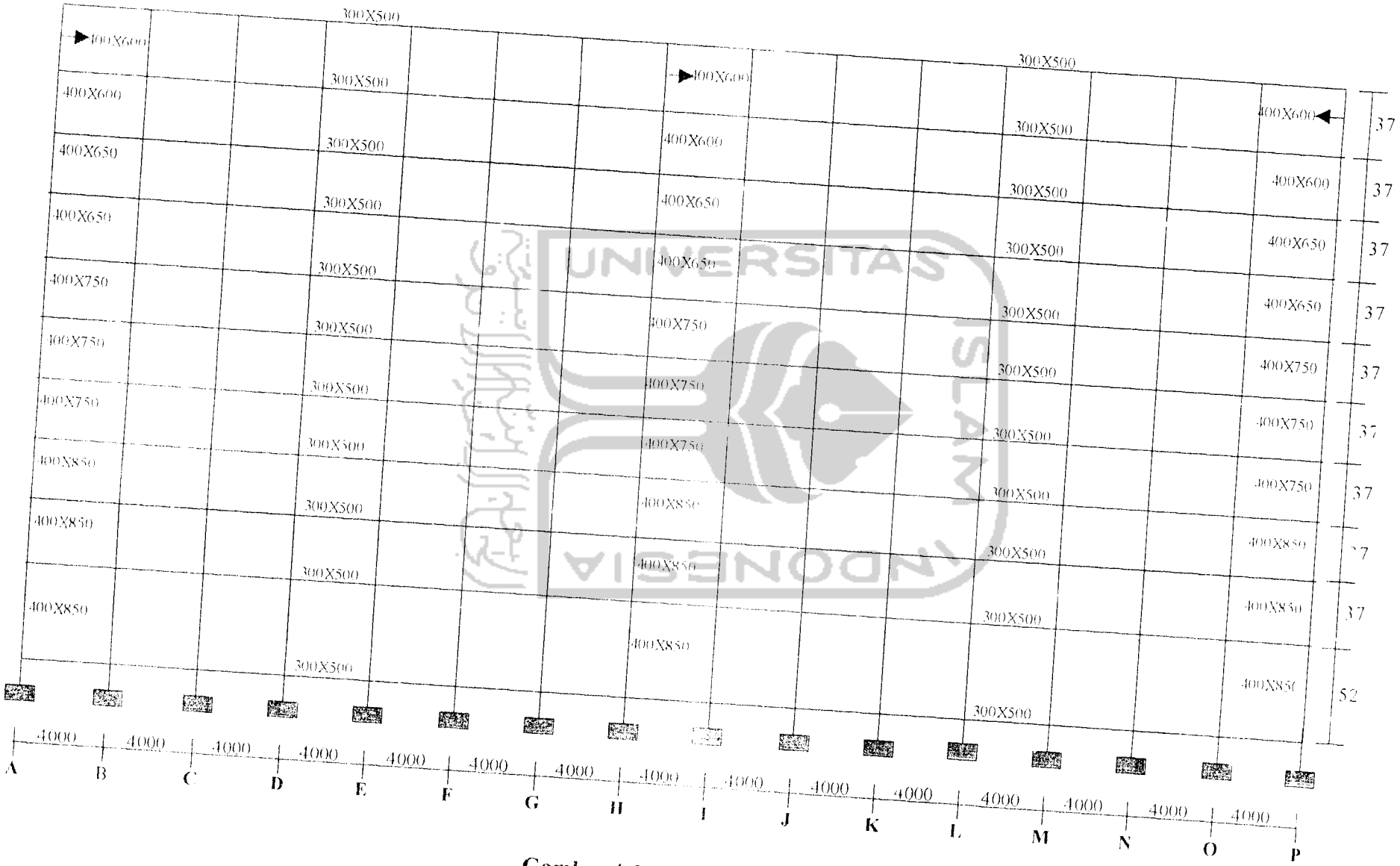
Gambar 4.3 Portal as A = as P



Gambar 4.4 Denah tampak atas



Gambar 4.5 Portal As 1 = As 3



Gambar 4.6 Portal As 2

h. Berat balok arah y = 288.0,4.0,8.2400.0,00981 = 2169,8 kN

Wm = 12510 kN

2. Beban hidup

a. Beban hidup = 0,3.18.60.250.0,00981 = 795 kN

Maka berat total lantai 2 = 12510 + 795 = 13305 kN

i. Berat lantai 1

1. Beban tetap (mati)

a. Berat plat = 18.60.492.0,00981 = 5212,6 kN

b. Berat *shear wall* = 2.5,5.4,5.0,3.2400.0,00981 = 349,6 kN

c. Berat tembok penuh = 337.(4,5-0,8).250.0,00981 = 3058,0 kN

d. Berat tembok ½ penuh = 120.(4,5-0,8) 0,5.250.0,00981 = 544,5 kN

e. Berat kolom eksterior = 32.4,5.0,4.0,75.2400.0,00981 = 1017,1 kN

f. Berat kolom interior = 16.4,5.0,4.0,85.2400.0,00981 = 576,4 kN

g. Berat balok arah x = 180.0,3.0,5.2400.0,00981 = 635,7 kN

h. Berat balok arah y = 288.0,4.0,8.2400.0,00981 = 2169,8 kN

Wm = 13564 kN

2. Beban hidup

a. Beban hidup = 0,3.18.60.250.0,00981 = 795 kN

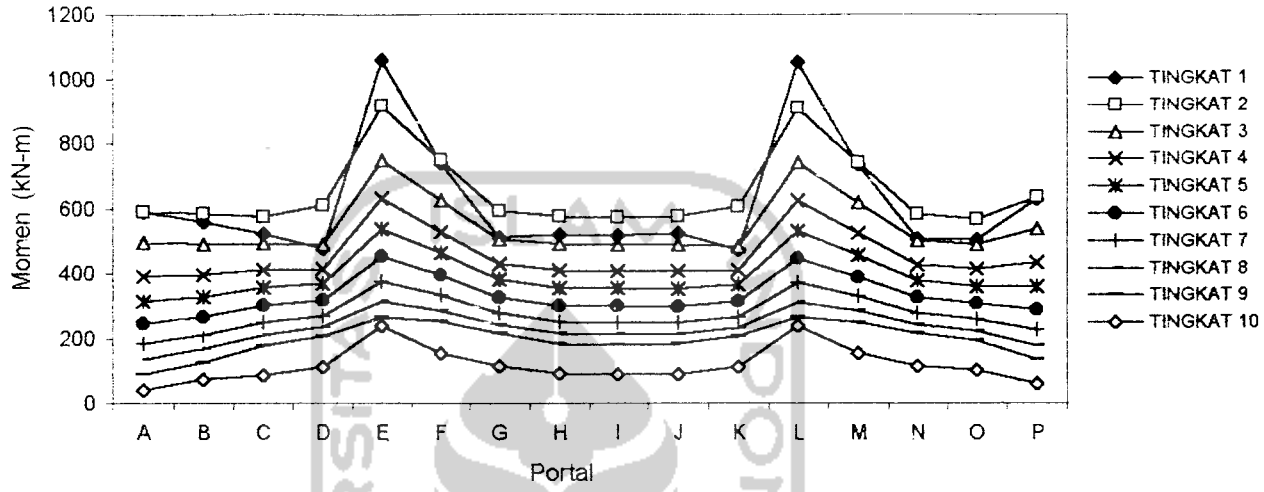
Maka berat total lantai 1 = 13564 + 795 = 14359 kN

Tabel 5.25 Momen tumpuan balok portal as-2 dengan E=1E4

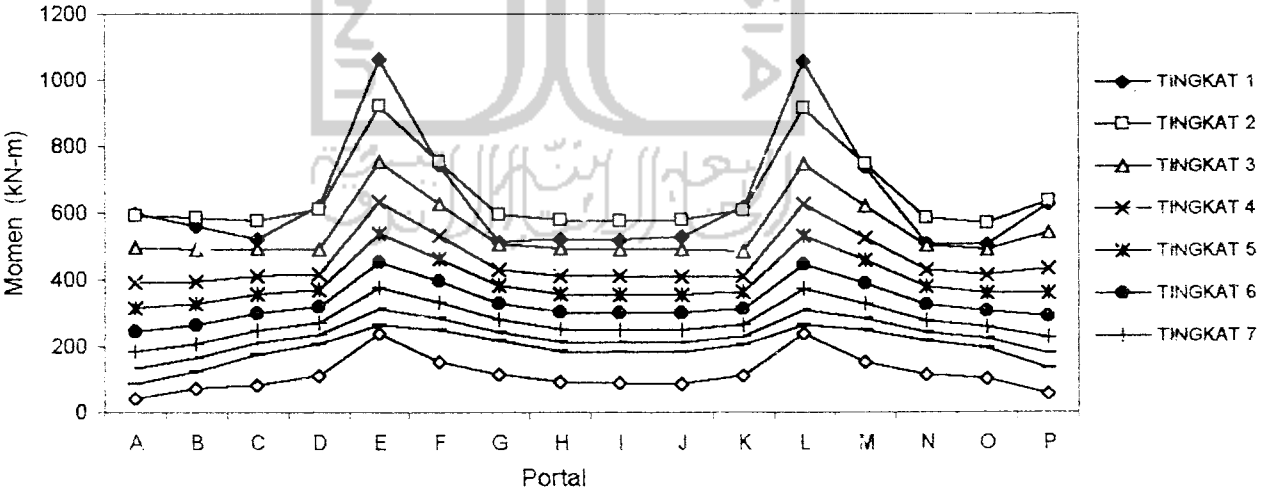
Portal	Lantai									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	597.53	587.788	493.421	390.345	312.99	244.404	182.633	134.826	87.212	39.982
B	555.683	581.842	488.226	393.914	326.422	263.485	207.677	165.718	124.146	72.386
C	529.368	572.855	490.312	410.107	355.405	298.794	247.662	208.96	174.038	83.211
D	473.273	608.027	487.296	414.588	367.953	315.534	268.132	233.493	205.113	109.798
E	1058.63	915.62	749.266	630.71	536.72	451.002	374.921	311.15	263.571	236.651
F	739.394	748.156	623.271	527.811	460.174	391.926	331.097	283.644	249.139	151.241
G	511.183	590.821	503.938	428.801	380.247	326.686	277.99	242.197	214.593	112.681
H	521.033	575.631	489.879	409.707	355.895	300.533	250.602	213.41	183.246	90.474
I	516.077	573.341	488.233	407.777	353.408	297.705	247.467	210.103	179.832	87.819
J	524.299	574.735	487.358	406.525	352.449	296.862	246.927	209.895	180.544	86.954
K	470.279	603.732	482.597	409.502	362.816	310.67	263.713	229.935	204.602	111.045
L	1052.24	908.993	742.527	624.154	530.202	445.023	370.128	308.339	263.191	237.365
M	734.084	741.648	618.435	523.369	455.656	387.853	327.875	281.668	248.682	151.314
N	507.997	583.236	500.628	426.111	377.453	324.408	276.473	241.553	214.341	112.637
O	504.387	565.937	488.309	411.991	359.3	305.426	257.002	220.723	192.048	101.416
P	628.484	633.126	536.461	432.337	356.892	287.362	224.937	177.217	132.823	58.09

Tabel 5.26 Momen tumpuan balok portal as-2 dengan E=0 (sendi)

Portal	Lantai									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	595.472	589.845	495.21	391.307	313.506	244.639	182.704	134.818	87.166	39.942
B	559.223	584.169	489.68	394.734	326.84	263.659	207.709	165.084	124.081	72.462
C	521.369	575.392	491.809	411.025	355.953	299.106	247.832	209.06	174.106	83.243
D	619.498	611.083	488.754	415.487	368.517	315.877	268.341	233.638	205.227	109.879
E	1063.69	919.667	751.892	632.296	537.636	451.5	375.179	311.283	263.648	236.703
F	742.094	751.261	625.174	528.933	460.817	392.265	331.26	283.72	249.176	151.246
G	512.208	593.157	505.457	429.724	380.825	327.037	278.202	242.341	214.705	112.749
H	522.146	577.864	491.361	410.578	356.417	300.831	250.766	213.509	183.313	90.507
I	517.153	575.547	489.701	408.641	353.925	297.998	247.625	210.195	179.891	87.846
J	525.454	576.946	488.806	407.374	352.956	297.149	247.083	209.986	180.604	86.977
K	615.636	606.611	484	410.359	363.359	311.004	263.918	230.076	204.711	111.122
L	1057.37	912.849	744.993	625.644	531.077	445.512	370.389	308.478	263.273	237.421
M	736.768	744.543	620.23	524.426	456.273	388.187	328.04	281.749	248.723	151.321
N	508.782	585.335	502.087	426.999	378.015	324.756	276.687	241.701	214.456	112.709
O	505.927	567.549	489.758	412.797	359.799	305.716	257.165	220.822	192.115	101.459
P	624.552	635.95_	538.125	433.315	357.437	287.645	225.059	177.258	132.824	58.077



Gambar 5.34 Momen tumpuan balok portal as-1 (E=1E4)



Gambar 5.35 Momen tumpuan balok portal as-1 (E=0)

Dimana $\varphi = 1,25$ untuk fy $\leq$ 400 MPa.

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada elemen balok lantai 1, di bawah ini:

$M_{nak}^{-} = 1157,01$ kNm, $M_{kap}^{-} = 1,25.1157,01 = 1446,2625$ kNm

$M_{nak}^{+} = 484,6$ kNm, $M_{kap}^{-} = 1,25.484,6 = 605,75$ kNm

2. Gaya Geser Rencana Balok.

Gaya geser rencana balok didapatkan dari nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{u.b} = 0,70.\frac{Mkap + Mkap'}{\ln} + 1,05.Vg \qquad (6.2)$$

$$V_{u.b} = 1,05.(V_{D.b} + V_{L.b} + \frac{4,0}{K}.V_{E.b}) \qquad (6.3)$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada elemen balok portal F pada lantai 1, di bawah ini:

$M_{kap}^{-} = 1446,2625$ kNm, $M_{kap}^{+} = 605,75$ kNm

$V_D = 123,479kN; V_L = 23,027kN; V_E = 335,473kN$

ln = 8,15 m

$$V_{u.b.1} = 0,70.1,25.\frac{1446,2625 + 605,75}{8,15} + 1,05.146,506 = 374,1394kN$$

$$V_{u.b.2} = 1,05.(123,479 + 23,027 + \frac{4}{1}.335,473) = 1562,82kN$$

Dipakai $V_{u.b}$=

$$\left[1,05.V_g - 0,7.\phi_o.\left(\frac{M_{nak.b} + M_{nak.b'}}{\ln}\right) + \frac{\ln - d}{\ln}x\left(V_{u.b} - 1,05.V_g - 0,7\left(\frac{M_{nak.b} + M_{nak.b'}}{\ln}\right)\right)\right]$$

$$\left[153,8 - 0,7.\left(\frac{1446,26 + 605,75}{8,15}\right) + \frac{8,15 - 0,57}{8,15}x\left(563,75 - 153,8 - 0,7\left(\frac{1446,26 - 605,75}{8,15}\right)\right)\right]$$

$V_{u.b}$ terpakai = 343,323 kN

Tabel 6.11 Gaya geser balok portal 2 dengan kombinasi momen di as kolom

Balok Lantai	Mkap (kNm)		Ln (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	$1{,}05V_g$ (kN)	V_E (kN)	$V_{u.b.1}$ (kN)	$V_{u.b.2}$ (kN)	$V_{u.b}$ terpakai (kN)
	Mkap -	Mkap +								
1	1186,637	552,25	8,6	66,33	12,027	82,2748	314,31	259,19654	1402,3769	237,801362
2	823,5125	387,625	8,6	70,43	13,487	88,1128	223,246	211,33905	1025,7461	197,870139
3	823,5125	387,625	8,6	76,307	14,599	95,4513	208,718	218,6775	972,0669	205,208589
4	803,4875	376,875	8,6	82,217	15,745	102,860	194,267	222,95512	918,7815	211,22491
5	730,775	376,125	8,6	87,38	16,726	109,311	172,521	221,93194	833,8995	210,931784
6	664,1375	342,5	8,6	91,045	17,414	113,882	149,175	216,30146	740,41695	206,297697
7	565,0875	291	8,6	94,415	18,051	118,089	120,983	205,19123	626,2179	197,696409
8	459,8375	229,875	8,6	96,846	18,482	121,094	86,79	191,26864	485,6124	185,230389
9	325,725	140,875	8,6	98,792	18,752	123,421	47,827	170,89504	324,2946	167,3621
10	249,55	92,7875	8,6	65,364	11,774	80,9949	14,979	115,82575	143,9067	113,253687

Tabel 6.12 Gaya geser balok portal 3 dengan kombinasi momen di as kolom

Balok Lantai	Mkap (kNm)		Ln (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	$1{,}05V_g$ (kN)	V_E (kN)	$V_{u.b.1}$ (kN)	$V_{u.b.2}$ (kN)	$V_{u.b}$ terpakai (kN)
	Mkap -	Mkap +								
1	972	490,87375	8,6	34,164	5,588	41,7396	270,406	190,5785	1177,4448	17[illegible]310061
2	733,7375	304,79875	8,6	34,496	6,2	42,7308	186,535	148,39583	826,1778	136,846392
3	597,075	245,8	8,6	36,037	6,502	44,6659	169,91	130,42358	758,28795	122,047254
4	527,5375	211,2225	8,6	37,453	6,767	46,431	152,688	121,59553	687,7206	114,253883
5	522,875	237,59875	8,6	38,699	7	47,9839	131,468	125,35773	600,14955	117,800293
6	404,3125	178,48625	8,6	39,555	7,161	49,0518	112,493	108,34818	521,5224	103,245937
7	404,3125	178,48625	8,6	40,215	7,279	49,8687	90,619	109,16508	430,4685	104,062837
8	249,55	92,783125	8,6	40,49	7,315	50,1952	65,496	85,025655	325,27845	82,433625
9	152,1125	38,97025	8,6	40,711	7,351	50,4651	36,954	69,906659	205,6719	68,6859098
10	129,2875	20,473875	8,6	24,766	3,805	29,9995	12,129	45,236899	80,94135	44,2801354

Tabel 6.13 Gaya geser balok portal F kombinasi momen di muka kolom

Bal Lant	Mkap (kNm)		Ln (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	$1{,}05V_g$ (kN)	V_E (kN)	$V_{u.b.1}$ (kN)	$V_{u.b.2}$ (kN)	$V_{u.b}$ terpakai (kN)
	Mkap -	Mkap +								
1	1338,375	570,4625	8,15	123,479	23,027	153,831	335,473	358,76784	1562,8179	330,101871
2	1086,0625	469,2175	8,15	112,546	22,398	141,691	323,613	308,66911	1500,8658	287,361503
3	985,425	426,3625	8,15	113,697	22,608	143,12	277,888	294,69253	1310,2499	275,350789
4	978,925	370,67625	8,25	115,096	22,935	144,932	235,553	288,07208	1134,2552	270,027821
5	970,24488	399,75	8,25	114,89	22,[illegible]	144,721	208,831	290,02399	1021,8117	271,707067
6	871,8125	362,625	8,25	115,715	23,129	145,786	179,314	276,71139	898,905	260,206881
7	733,7375	304,79875	8,35	116,49	23,309	146,789	153,235	255,6176	790,37595	[illegible]43,56623
8	644,1125	223,6375	8,35	118,311	23,666	149,075	128,074	240,00774	686,98665	229,771093
9	524,6625	179,9025	8,4	121,295	24,331	152,907	107,48	226,29949	604,3233	218,966269
10	152,11063	128,375	8,4	67,638	9,833	81,3445	78,578	110,5618	411,37215	107,987902

Tabel 6.23 Tulangan geser balok portal 2 kombinasi momen balok di muka kolom

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Di Luar daerah sendi plastis				
	$V_{u.b}$ (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai ϕ_{10} – S	$V_{u.b}$ (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai ϕ_{10} - S
1	237,80136	396,3356	61,827458	60	209,82305	142,4079	207,2972	118,20914	110
2	197,8701	329,7835	67,159904	65	179,81591	128,7148	170,9784	129,53818	125
3	205,2086	342,0143	64,758187	60	187,15454	128,7148	183,2094	120,89021	120
4	202,4195	337,3658	58,666385	55	187,53684	115,0217	197,5397	100,19269	100
5	210,9318	351,553	46,915718	45	195,74119	95,8514	230,3839	71,59077	70
6	206,2977	343,8295	47,969594	45	192,48293	95,8514	224,9535	73,318987	70
7	190,1549	316,9248	45,846411	45	180,43599	84,4406	216,2861	67,178933	60
8	185,2304	308,7173	47,065274	45	176,58109	84,4406	209,8612	69,235596	65
9	167,3621	278,9368	45,050955	45	163,2563	73,0297	199,0641	63,127248	60
10	113,2337	188,7228	66,586382	65	110,22149	73,0297	110,6727	113,54526	110

Tabel 6.24 Tulangan geser balok portal 3 kombinasi momen balok di muka kolom

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Di Luar daerah sendi plastis				
	$V_{u.b}$ (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai ϕ_{10} - S	$V_{u.b}$ (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai ϕ_{10} - S
1	211,91191	353,1865	62,709722	60	187,22032	128,7148	183,3191	120,81792	120
2	161,75777	269,5963	82,153312	80	144,48724	128,7148	112,0973	197,58045	195
3	154,29654	257,1609	76,963619	75	137,90846	115,0217	114,8257	172,36583	170
4	143,29362	238,8227	82,873337	80	128,81415	115,0217	99,66855	198,57853	195
5	131,0802	218,467	75,495893	75	118,65859	95,851448	101,9129	161,83787	160
6	123,28874	205,4812	70,711404	70	111,77777	84,440561	101,8557	142,65143	140
7	114,14694	190,2449	76,374538	75	104,18014	84,440561	89,19301	162,90364	160
8	96,015815	160,0264	78,52688	75	88,575883	73,029674	74,59679	168,45724	160
9	78,394897	130,6582	81,149736	65	73,579966	61,618788	61,01449	173,77635	135
10	53,738385	89,56397	118,38326	65	49,645951	61,618788	21,12446	501,92398	135

l_{ka} = bentang balok sebelah kanan, diukur dari titik pertemuan ketitik pertemuan,

l_{nka} = bentang bersih balok sebelah kanan,

M_{nak}= kuat momen lentur aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

Dalam tugas akhir ini, karena gempa arah X maupun arah Y ditahan oleh struktur portal rangka terbuka, maka menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, gaya aksial dan momen rencana untuk kolom harus diperhitungkan pula terhadap 30 % arah tegak lurusnya. Oleh karena itu, untuk menyederhanakan perhitungan pada tugas akhir ini, 30 % arah tegak lurus dari sumbu utama yang ditinjau dijumlahkan secara aljabar agar tetap dapat digunakan rumus-rumus unaksial yang ada.

1. Momen rencana kolom

a. Momen rencana kolom lantai 1 interior atas (elemen 22)

ϕ_o = 1,25 untuk fy ≤ 400 Mpa

K = 1

ω_d = 1

l_{bx} = 4,00 m

l_{nbx} = 3,6 m

l_{bx} l_{nbx} = 4/3,6 = 1,1111

l_{by} = 9,00 m

l_{nby} = 8,15 m

l_{by} l_{nby} = 9/8,15 = 1,1043

h_{kolom} = 5,25 m

Khusus untuk kolom lantai 1 bawah (dasar) dimana sendi plastis dimungkinkan terjadi, maka $\alpha_{k\ bawah} = 0$. Untuk itu, momen rencana kolom lantai 1 bawah hanya dihitung berdasarkan besar gaya gempa yang diperoleh dari hasil analisa struktur dengan program bantu SAP90, yang besarnya,

$$M_u, k_{lt\ 1\ bawah\ x} = M_{E, kx} + 0{,}3.M_{E, ky} \qquad (6.6)$$

$$M_u, k_{lt\ 1\ bawah\ x} = 119{,}698 + 0{,}3.238{,}008 = 191{,}1004\ \text{kN-m}$$

$$M_u, k_{lt\ 1\ bawah\ y} = 0{,}3.119{,}698 + 238{,}008 = 273{,}9174\ \text{kN-m}$$

Perhitungan momen rencana kolom yang lain dilakukan dengan cara yang sama dan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 6.25. Momen rencana kolom ini nilainya tidak boleh melampaui momen maksimal pada kolom. Apabila momen rencana kolom nilainya melebihi momen maksimum yang terjadi, yang dipakai dalam perhitungan adalah momen maksimum kolom yang diperoleh dari perhitungan dibawah ini,

2. Momen maksimum kolom

   Momen maksimuun yang terjadi pada kolom dihitung dengan menggunakan persamaan (3.79) diatas,

a. Momen maksimum koiom 1 atas dan bawah arah x

$M_u, k_{1\ x\ atas} = 1{,}05.[\ 0 + 0 + 4.(\ 386{,}214 + 0{,}3.596{,}889\ ) = 2374{,}179\ \text{kN-m}$

$M_u, k_{1\ x\ bawah} = 1{,}05.[\ 0 + 0 - 4.(\ 386{,}214 + 0{,}3.596{,}889\ ) = -2374{,}179\ \text{kN-m}$

b. Momen maksimum kolom 1 atas dan bawah arah y

$M_u, k_{1\ x\ atas} = 1{,}05.[\ 6{,}742 + 3{,}799 + 4.(\ 0{,}3.386{,}214 + 596{,}889\ ) = 3004{,}631\ \text{kN-m}$

$M_u, k_{1\ x\ bawah} = 1{,}05.[\ 6{,}742 + 3{,}799 - 4.(\ 0{,}3.386{,}214 + 596{,}889\ ) = -2982{,}495\ \text{kN-m}$

Perhitungan momen maksimal kolom lainnya dilakukan dengan cara yang sama dan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 6.29 dibawah ini,

Tabel 6.26 Momen rencana kolom F-2 dan F-3 pada muka kolom

Lan Tai	Ko lom	$M_{E,k}$		α_{ka}	α_{kb}	$M_{nak,\ b\text{-}x}$ (kNm)		$M_{nak,\ b\text{-}y}$ (kNm)		$M_{u,\ k\text{-}x}$		$M_{u,\ k\text{-}y}$	
		Atas	Bawah			Neg	Pos	Neg	Pos	Atas	Bwh	Atas	Bwh
1	2	596,889	-	0,52768	-	949,31	441,8	1718,559	785,536	855,863	191,10*	1166,84	273,92*
	3	541,862	-	0,53225	-	777,6	392,699	1718,559	785,536	758,187	148,86*	1134,27	338,95*
2	2	519,158	534,248	0,54063	0,47231	658,81	310,1	1575,32	734,544	791,741	324,303	1237,11	504,478
	3	401,959	476,187	0,56190	0,46774	586,99	243,839	1575,32	734,544	766,366	279,335	1256,22	482,158
3	2	459,969	441,12	0,55846	0,45936	658,81	310,1	1443,216	673,332	850,196	328,03	1273,99	489,443
	3	317,469	313,392	0,51667	0,43809	477,66	196,64	1443,216	673,332	651,973	241,869	1126,84	440,962
4	2	377,883	363,67	0,53674	0,44154	642,79	301,5	1303,048	654,704	829,092	328,421	1188,96	487,144
	3	302,008	296,986	0,52509	0,48333	422,03	168,978	1303,048	654,704	633,033	261,446	1098,68	498,726
5	2	334,997	326,143	0,53387	0,46325	584,62	300,9	1151,424	552,439	742,049	323,157	1048,99	440,988
	3	279,668	273,144	0,53632	0,47491	418,3	190,079	1151,424	552,439	607,953	250,701	1002,59	423,671
6	2	311,359	292,49	0,56327	0,46613	531,31	274	1045,741	502,217	711,346	295,921	1005,26	403,482
	3	250,106	241,788	0,55109	0,46368	323,45	142,789	1045,741	502,217	520,550	201,584	921,607	369,767
7	2	260,009	241,414	0,55512	0,43673	452,07	232,8	925,3886	451,949	593,114	235,665	849,568	328,763
	3	212,741	203,727	0,56878	0,44890	323,45	142,789	925,3886	451,949	498,011	181,866	833,484	318,239
8	2	221,813	208,374	0,57925	0,44488	367,87	183,9	821,9326	337,324	520,830	185,86	778,732	251,963
	3	171,732	161,286	0,61208	0,43121	199,64	74,2265	821,9326	337,324	396,546	109,732	772,818	221,969
9	2	179,095	161,115	0,79014	0,42074	260,58	112,7	697,2431	320,425	470,597	111,479	764,008	186,051
	3	119,236	108,838	0,71360	0,38792	121,69	31,1762	697,2431	320,425	295,512	61,4402	645,240	157,478
10	2	58,421	47,854	1	0,21086	199,64	74,23	586,6362	271,053	408,058	35,5592	691,141	66,0763
	3	58,421	47,854	1	0,28639	103,43	16,3791	586,6362	271,053	299,558	29,7013	651,902	83,2336

Ket * : $M_{E,\ k\ lt\ I\ bawah\ x} = M_{E,\ b\text{-}x} + 0{,}3.M_{E,\ b\text{-}y}$