

Desain Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Pada Gedung Bertingkat Pasar Mardika Ambon Dengan Sni-1726-2012 Dan Sni-2847-2013

Lambertus Waas¹, V. Johannes², TH.J.M Sahureka³

¹Mahasiswa Universitas Kristen Indonesia Maluku, Jalan OT Pattimaipauw Talake - Ambon

Gmail : lambeth9@gmail.com

^{2,3}Staf Pengajar Universitas Kristen Indonesia Maluku, Jalan OT Pattimaipauw Talake – Ambon

Gmail : vectorjohannes@gmail.com

Abstract

Mardika Market, Ambon City, Maluku Province has long been an important part of economic activity in Ambon City, this market is planned to be revitalized into a Modern Market with five floors which function as a buying and selling area so as to provide comfort and safety for visitors and sellers in the market. . The purpose of this research is to determine the type and magnitude of the parameters used and to design a performance-based earthquake resistant reinforced concrete structure using the Direct Displacement Based Design (DDBD) method. The revitalization of the Mardika Market Multi-storey Building is planned with a life safety performance target (ATC 40). The type and magnitude of the design earthquake strength parameters are calculated based on SNI-1726-2012 and the basic shear force according to the DDBD method. SAP 2000 Version 20.2.0 is used to simplify the process of structural modeling and structural analysis. detailing of the main structural elements using SNI-2847-2013 regarding requirements for structural concrete for buildings. In SNI-1726-2012 Article 14, the earthquake response is indicated by the probability of an earthquake occurring, namely 2% within 50 years or an earthquake with a return period of 500 years. Parameter of Acceleration Response Period 0.2 seconds (Sms) 1.292g and a period of 1 second (Sm1) 1.231g. Parameters Spectra Acceleration Period 0.2 seconds (Sds) 0.8616g and Period 1 second (Sd1) 0.8208g. The Mardika Market Structure is in the seismic design category D so that the building structure system is designed with a special moment-bearing reinforced concrete frame system (SRPMK), and the modeling category with multiple response spectrums. The basic shear force using the DDBD method for X direction: 75,079 tonnes and Y direction: 73,708 tonnes, maximum beam and column size respectively, beam 50/90, column 90/90 cm.

Keywords: Parameter, *life safety*, Design

1. PENDAHULUAN

Pasar merupakan suatu tempat yang penting untuk sebuah Kota, Pasar Mardika Kota Ambon Provinsi Maluku sudah sejak dahulu menjadi bagian penting untuk aktivitas ekonomi di Kota Ambon, Pasar ini juga masih terlihat tradisional dan bangunan pasar yang terdiri dari dua lantai ini belum cukup untuk menampung pedagang yang mengakibatkan banyak pedagang berjualan di badan jalan, oleh karena itu akan dilakukan Revitalisasi Pasar Mardika menjadi Pasar Modern dengan memiliki 5 lantai yang difungsikan menjadi area jual beli sehingga memberikan kenyamanan dan keamanan bagi Pengunjung maupun penjual di Pasar Mardika.

Pada tahun 2016, *National Earthquake Information Center* (NEIC) mencatat sebanyak 20.000 gempa bumi terjadi setiap tahunnya di seluruh dunia. Dimana hampir 80% gempa bumi terjadi di sepanjang lempeng pasifik atau yang biasa disebut “*ring of fire*” termasuk Indonesia” (Arga Yudhistira Prakosa, Ari Wibowo, Wisnumurti : 2). Berdasarkan data *USGS 20 Large Earthquake in the World* pernah terjadi gempa besar dengan Magnitude 8.5 pada tahun 1938 dengan

kedalaman 25 Km didaerah *Banda Sea*, Provinsi Maluku Indonesia. Daerah Maluku merupakan titik pertemuan tiga lempeng diantaranya lempeng Pasifik, lempeng Indo-Australia dan lempeng Eurasia sehingga Maluku merupakan daerah yang rawan terhadap gempa. “Konsep perencanaan bangunan tahan gempa yang konvensional (*force based seismic design*) dinilai tidak efisien, dikarenakan pada kondisi riil perilaku keruntuhan struktur saat terkena gempa adalah inelastis (*material non-linier*)” (Arga Yudhistira Prakosa, Ari Wibowo, Wisnumurti : 2).

Hal ini mendorong adanya pengembangan konsep desain alternatif yang disebut *Performance Based Seismic Design* (PBSD). *Performance Based Seismic Design* (PBSD) merupakan konsep mendesain bangunan berbasis kinerja. Salah satu metode pada PBSD yang dikembangkan yaitu *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Pada DDBD nilai *displacement* atau perpindahan lebih ditekankan sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain.

2. KAJIAN PUSTAKA

2.1. Kinerja Struktur

Deformasi lateral pada saat *performance point* harus dicek terhadap deformasi limit yang ditentukan dalam ATC -40, 1996. Deformasi limit pada berbagai tingkat kinerja dilihat pada tabel 1.

Tabel 1. Batasan Simpangan pada Tingkat Kinerja Struktur (ATC- 40, 1996: 11-4)

Batas Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Struktural Stability
Simpangan Total Maksimum	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 V_y/P_i
Simpangan Inelastis Maksimum	0.005	0.005-0.015	Tidak ada Batasan	Tidak ada Batasan

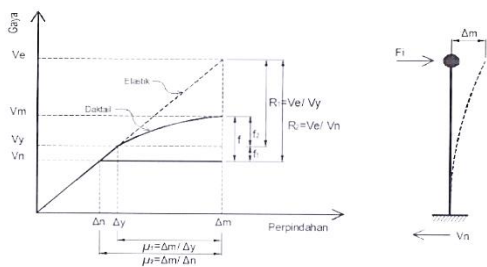
Pembebanan beban Gempa menurut SNI 1726 tahun 2012

Perencanaan beban gempa yang terbaru diatur dalam peraturan SNI 1726 tahun 2012. Perencanaan beban gempa harus melalui berbagai langkah yang sudah ditentukan dalam peraturan.

2.2. Metode Direct Displacement Based Design (DDBD)

Beban gempa akan menyertakan gaya dan perpindahan pada struktur. Kemampuan struktur berdeformasi pada respon elastik akan berhubungan langsung dengan kekakuan sistem, tetapi untuk struktur pada saat respon inelastik, maka hubungannya akan menjadi rumit, sehingga akan terjadi perpindahan sesaat juga riwayat perpindahan selama respon gempa. (Pristley et al. 2007 : 1)

Dalam desain berbasis gaya, beban gempa desain didesain pada saat respon elastik, akan tetapi dalam keadaan yang sebenarnya struktur akan mampu untuk menyerap energi gempa (*dissipating energy*) dalam bentuk deformasi inelastik, sehingga dalam desain berbasis gaya ini di berikan faktor modifikasi respon, R . Faktor modifikasi respon ini adalah perbandingan nilai gaya pada saat respon elastik dengan gaya desain. Hubungan gaya dan perpindahan pada beberapa kondisi diilustrasikan pada **Gambar 1**.



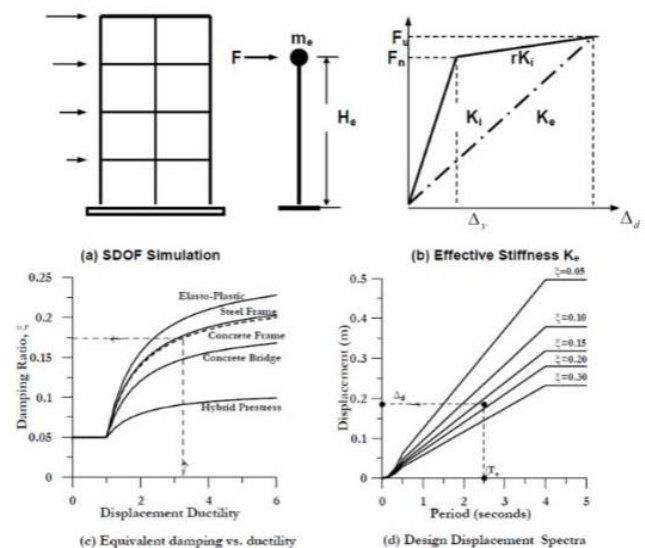
Gambar 1. Kurva Gaya dan Perpindahan Pada Respon Elastik dan Inelastik Sistem Akibat Gempa (Pristley et al. 2007 & SNI 1726 2002)

Pada Gambar 1, dapat dilihat bahwa dalam desain berbasis gaya, gaya geser desain yang di gunakan

adalah gaya geser nominal, V_n yang nilainya di ambil dari gaya geser elastik, V_e dibagi dengan faktor modifikasi respon, R . Nilai R ini ditentukan dengan pendekatan preskriptif yang nilainya bergantung pada kemampuan sistem untuk berdeformasi inelastis atau menyerap energi gempa.

Dengan pendekatan perpindahan maka nilai faktor modifikasi respon R akan bernilai sama dengan nilai daktilitas perpindahan (*displacement ductility*), μ suatu sistem. Daktilitas tersebut akan berpengaruh terhadap deformasi suatu sistem struktur akibat respon gempa (misalnya perpindahan, *curvature*, regangan dll). Dari Gambar 1 dapat ditarik kesimpulan bahwa pada kondisi inelastik, kekuatan/gaya kurang berpengaruh dibandingkan dengan perpindahan. Gaya geser, V_y dan V_n mempunyai pengaruh kecil pada perpindahan akhir, Δ_m . Hal ini akan lebih logis untuk menggunakan perpindahan (*displacement*) sebagai *basic design*. (Pristley et al. 2007 : 2)

Metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) muncul untuk mengatasi kelemahan – kelemahan dalam desain dengan metode desain berbasis gaya atau *Force Based Design* (FBD). Metode DDBD Menekankan pada nilai *Displacement* sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain. Perbedaan mendasar dari metode *Force Based Design* adalah DDBD ditandai dengan struktur akan didesain oleh satu derajat kebebasan (*Single Degree of freedom/ SDOF*) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastik awal. Konsep desain berbasis perpindahan *Direct Displacement Based Design* secara umum diilustrasikan pada Gambar 2



Gambar 2. Konsep *Direct Displacement Based Design* (Pristley et al. 2007 : 64)

Dari **Gambar 2** dapat dijelaskan secara lebih terperinci konsep *DDBD* sebagai berikut:

Gambar (a) Mengidealisasikan sistem berderajat kebebasan banyak (*MDOF*) ke sistem berderajat kebebasan tunggal (*SDOF*).

Gambar (b) Nilai gaya geser pada keadaan inelastic maksimum dapat dihitung dengan mengetahui karakteristik kekakuan efektif struktur hasil idealisasi respon histeretik inelastis struktur pada sistem berderajat kebebasan tunggal (*SDOF*) dengan representasi kinerja pada respon perpindahan puncak.

Gambar (c) Karakteristik redaman *viscous* ekuivalen (*equivalent viscous damping*) dari struktur atau sistem struktur dihitung berdasarkan karakteristik redaman elastis awal dan nilai *displacement ductility* dari sistem struktur, hubungan antara keduanya dihitung dengan persamaan 1.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \dots\dots\dots (1)$$

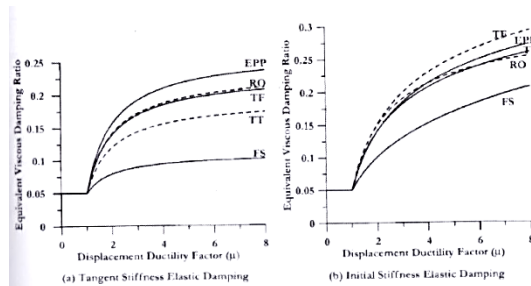
Dimana :

ξ_{eq} : redaman ekuivalen sistem

ξ_{el} : redaman elastis awal yang biasanya bernilai 5%

ξ_{hyst} : redaman *hysteretic* dari sistem struktur yang nilainya akan bergantung pada nilai *displacement ductility* sistem yang didesain.

Hal ini berarti bahwa kemampuan berdeformasi masing-masing sistem struktur akan mempengaruhi nilai redaman pada struktur saat respon gempa. Kemampuan berdeformasi suatu struktur akan dipengaruhi oleh sistem struktur, denah bangunan, material bangunan, dan ketinggian bangunan. Untuk mengetahui hubungan daktilitas perpindahan dan redaman *viscous* ekuivalen untuk berbagai sistem struktur lihat Gambar 3.



Gambar 3. Desain Redaman *Viscous* Ekuivalen Untuk Redaman Elastis Awal 5% (*Pristley et al. 2007 : 86*)

Dari **Gambar 3 (a)** adalah grafik target kekakuan saat redaman elastis awal 5% sedangkan **(b)** adalah kekakuan awal pada saat redaman elastis awal 5%. Dari gambar tersebut maka redaman *viscous* ekuivalen untuk berbagai sistem struktur dapat dihitung sebagai berikut :

Dinding Beton Jembatan (*TT*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2a)$$

Rangka Beton Bertulang (*TF*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2b)$$

Rangka Baja (*RO*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2c)$$

Rangka Pratekan *Hybrid* (*FS*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.168 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2d)$$

Fisction Slider (*EEP*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.670 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2e)$$

Bilinier Sistem Isolasi (*BI, r=0.2*) :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2f)$$

Gambar (d) Respon spektrum gempa desain seperti yang tercantum dalam berbagai *Design Code* merepresentasikan respon gempa elastis dengan redaman 5%. Dalam desain berbasis *DDBD*, desain respon gempa tidak lagi pada keadaan elastis akan tetapi dengan karakteristik redaman inelastis dari struktur, maka respon gempa elastis akan di konversi ke redaman inelastis struktur akan diubah dalam format Spektra Perpindahan (*displacement spectra*) untuk mengetahui nilai periode efektif sistem berderajat kebebasan tunggal (*SDOF*), Saat respon perpindahan puncak dengan redaman inelastis dari sistem. Nilai periode efektif sistem ini yang nantinya akan sangat mempengaruhi besar nilai kekakuan efektif sistem sehingga nilai gaya geser dasar pada saat keadaan inelastis dapat ditentukan.

2.3. Konsep *DDBD* Untuk Sistem Rangka

Dasar dari prosedur *DDBD* adalah struktur tidak didesain lagi dengan karakteristik elastik awal, akan tetapi struktur akan didesain dengan karakteristik inelastik struktur pada tingkat kinerja desain. Secara berurutan *step-by-step* perhitungan nilai gaya geser dasar desain dengan metode *DDBD* untuk sistem rangka sebagai berikut :

1. Desain Perpindahan Tingkat

Desain perpindahan untuk sistem rangka ditentukan berdasarkan inelastik *mode shape* dan tinggi masing-masing lantai. Perhitungan nilai inelastic *mode shape* dihitung berdasarkan jumlah lantai rencana.

$$\text{Untuk } n \leq 4, \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \dots\dots\dots (3a)$$

$$\text{Untuk } n > 4, \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \dots\dots\dots (3b)$$

Desain perpindahan atau profil perpindahan rencana untuk sistem rangka dapat dihitung dengan persamaan 3a dan 3b, dimana profil perpindahan rencana dipengaruhi oleh nilai simpangan desain struktur yang didesain.

Untuk lantai pertama :

$$\Delta_1 = \theta \times H_1 \dots\dots\dots (4a)$$

Untuk lantai berikutnya :

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1} \dots\dots\dots(4b)$$

Dimana :

θ : simpangan desain (*drift design*) pada tingkat kinerja desain.

2. Desain Perpindahan SDOF yang setara (Ekuivalen)

Desain perpindahan tingkat MDOF harus dikonversi kedalam sistem SDOF, dimana perpindahan maksimum merupakan ekuivalen dari desain perpindahan tingkat MDOF, sehingga dapat dihitung dengan Persamaan 5.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \dots\dots\dots(5)$$

Dimana :

Δ_d : Perpindahan maksimum desain SDOF, m

m_i : massa pada tingkat ke- i , ton

Δ_i : perpindahan pada lantai ke- i , m

3. Massa Efektif

Massa efektif untuk sistem SDOF pada sistem rangka dihitung dengan Persamaan 6.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \dots\dots\dots(6)$$

Dimana :

m_e : massa efektif, ton/g

4. Tinggi Efektif

Tinggi efektif struktur yang setara dengan sistem SDOF (lihat pada **Gambar 2a**), dapat dihitung dengan Persamaan 7.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \dots\dots\dots 7$$

Dimana :

H_e : tinggi efektif struktur, m

5. Desain Daktilitas Perpindahan (Displacement Ductility)

Daktilitas perpindahan untuk sistem SDOF ekuivalen di tentukan dengan karakteristik perpindahan leleh sistem dan dapat dihitung dengan Persamaan 8.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \dots\dots\dots 8$$

Dimana :

μ : daktilitas perpindahan sistem

Δ_d : perpindahan rencana SDOF ekuivalen sistem

Δ_y : perpindahan leleh SDOF ekuivalen sistem

Perpindahan leleh untuk sistem rangka ditentukan dengan karakteristik simpangan leleh (*yield drift*) pada rangka dan dapat dihitung dengan Persamaan 9.

$$\Delta_y = \theta_y \times H_e \dots\dots\dots 9$$

Dimana :

θ_y : simpangan leleh (*yield drift*) pada *frame*

Simpangan leleh pada rangka untuk tingkat ke- i dipengaruhi dengan karakteristik geometri bangunan dan kekuatan elemen itu sendiri. Kekakuan elemen dipengaruhi oleh nilai regangan material, panjang balok juga efektif balok.

$$\text{Rangka beton : } \theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \dots\dots\dots(10a)$$

$$\text{Rangka baja : } \theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \dots\dots\dots(10b)$$

Dimana :

L_b : panjang bentang bersih balok rangka

h_b : tinggi balok efektif pada rangka

ε_y : regangan material tulangan pada balok (f_{ye}/E)

f_{ye} : yield strength tulangan (1,1 f_y)Mpa

6. Redaman Viscous Ekuivalen (Equivalent Viscous Damping)

Nilai redaman *viscous* ekuivalen untuk sistem SDOF dihitung dengan Persamaan 2.11a untuk *frame* beton bertulang, untuk *frame* baja nilainya dihitung Persamaan 2.11b

Rangka beton bertulang :

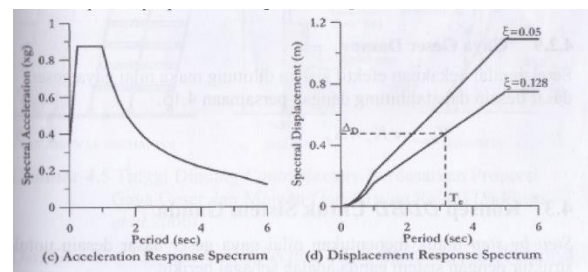
$$\xi_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots(11a)$$

Rangka baja :

$$\xi_F = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots(11b)$$

7. Periode Efektif

Nilai periode efektif sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) pada saat respon perpindahan puncak dengan redaman inelastic dari sistem dihitung dengan mengkonversi respon spektrum desain ke grafik spektra perpindahan (S_d) dengan mengkoreksi ke tingkat redaman *viscous* ekuivalen (ξ_{eq}). Lalu pada grafik spektra perpindahan ditarik nilai perpindahan rencana (Δ_d) sehingga nilai periode efektif sistem dapat diketahui. Untuk lebih jelasnya konversi kurva respon spektrum desain ke spektra perpindahan dapat dilihat pada **Gambar 4**



Gambar 4. Respon Spektrum Desain dan *Spectra Displacement* (Pristley et al. 2007)

Nilai *spectra displacement* (S_d) dihitung dengan persamaan 12 dan Nilai *spectra displacement* (S_d) pada tingkat redaman *viscous* ekuivalen (ξ_{eq}) harus dikalikan faktor koreksi untuk tingkat redaman yang dihitung dengan persamaan 13.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot (g) \dots\dots\dots(12)$$

$$R_\xi = \left(\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(13)$$

Dimana :

S_d : *spectra displacement*, m

S_a : *spectra acceleration*, g

g : percepatan gravitasi (9.81 m/s²)

R_ξ : faktor koreksi *spectra displacement* pada tingkat redaman

T : periode getar fundamental, detik

8. Kekakuan Efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai massa efektif dan periode efektif dan dihitung dengan persamaan 14.

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \dots\dots\dots(14)$$

Dimana :

K_e : kekakuan efektif sistem, KN/m

9. Gaya Geser Dasar

Setelah nilai kekakuan efektif sistem dihitung maka nilai gaya geser dasar desain dapat dihitung dengan persamaan 15.

$$V_{Base} = K_e \Delta_d \dots\dots\dots(15)$$

2.4. Perencanaan Struktur Berdasarkan SNI 2847-2013

1. Balok

Menurut SNI 2847, pasal 21.5 menjelaskan perencanaan elemen struktur balok adalah sebagai berikut: Gaya aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi

$$A_g f'_c / 10 \dots\dots\dots(16)$$

Bentang bersih untuk komponen struktur, l_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari yang lebih kecil 0,3h dan 250 mm.

Tulangan Longitudinal

Untuk tulangan atas maupun bawah, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \dots\dots\dots(17)$$

tetapi tidak kurang dari $1,4b_w d / f_y$, dan rasio tulangan, ρ , tidak boleh melebihi 0,025. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah. Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari d/4 dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan jika:

- Dalam joint;
- Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint; dan

- Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

Tulangan Transversal

Menurut pasal 21.5.3.2 SNI 2847:2013, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- d/4;
- Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal; dan
- 150 mm

2. Kolom

Menurut SNI 2847:2013, pasal 21.6 perencanaan elemen struktur kolom adalah berikut :

- Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

Kuat Lentur Minimum Kolom

Menurut pasal 23.4.2.2 SNI 2847:2013, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Keterangan:

$\sum M_{nc}$ = jumlah momen nominal balok yang bertemu di joint

$\sum M_{nb}$ = jumlah momen nominal kolom yang bertemu di joint

Tulangan Memanjang

- Luas tulangan memanjang A_{st} , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g .
- Pada kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah batang tulangan longitudinal minimum 6.

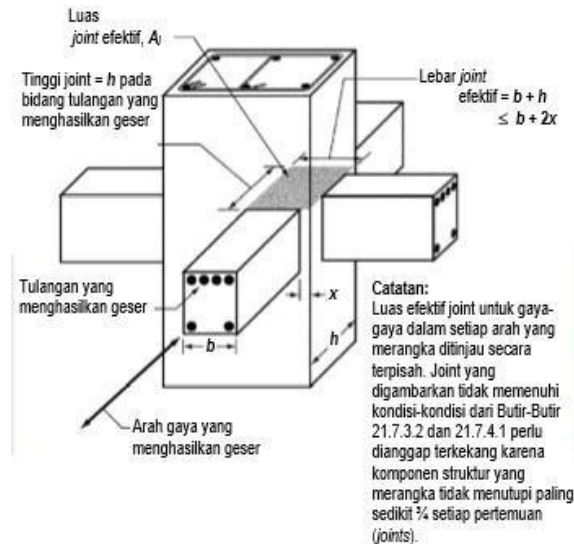
Tulangan Transversal

Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang l_o dari muka *joint* dan pada kedua sisi sembarang penampang dimana pelelehan lentur terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari a, b, dan c:

- Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi;
- 1/6 bentang bersih komponen struktur; dan
- 450 mm.

3. Hubungan Balok Kolom

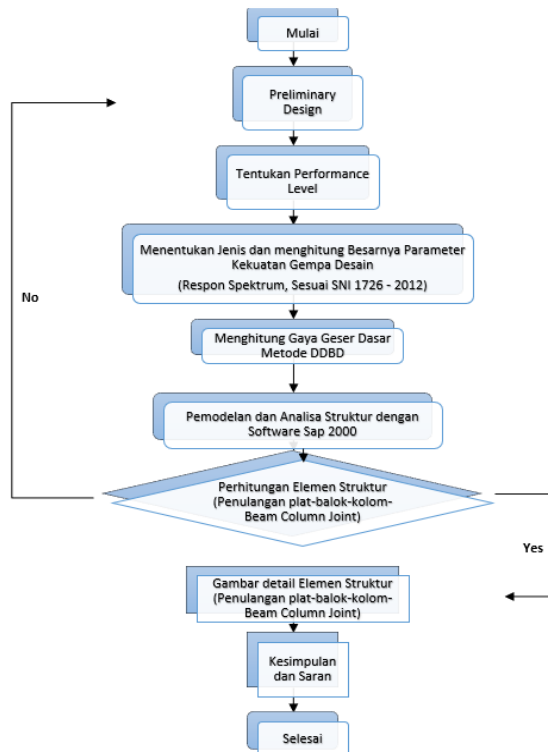
Sebagaimana dijelaskan pada pasal 21.7.4.1 SNI 2847:2013, bahwa V_n join tidak boleh melebihi dari yang ditetapkan.:



Gambar 5. Luas Join Efektif (Sumber : SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1)

3. METODE PENELITIAN

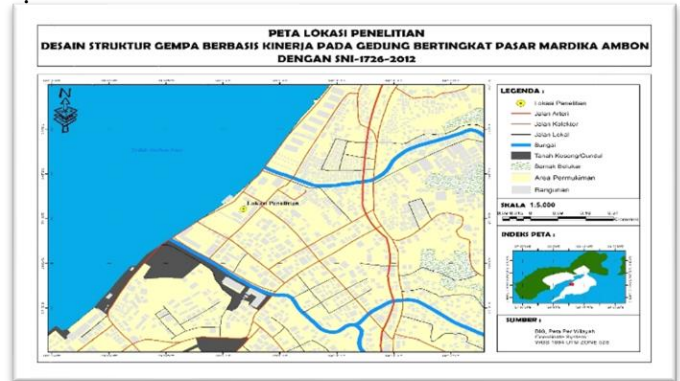
3.1. Alir Penelitian



Gambar 6. Bagan Alir Penelitian

3.2. Waktu dan Lokasi Penelitian

Waktu yang diperlukan untuk penelitian ini adalah 4 Bulan, dengan Lokasi penelitian di Kota Ambon, dengan objek penulisan pada pembangunan gedung Pasar Mardika Kota Ambon.



Gambar 7 Peta Lokasi (Google Earth, 2020)

3.3. Teknik Pengumpulan Data

Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Data Primer (Observasi)
 - Data Teknis
 - a. Hasil soil test
 - b. Gambar site plan, denah lantai 1 s/d lantai 5
 - Data Non Teknis
 - a. Lokasi/letak bangunan
 - b. Kondisi/sistem struktur bangunan sekitar

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Informasi Umum Perencanaan

Berikut ini merupakan data-data perencanaan bangunan gedung :

Fungsi Gedung	:	Pasar
Sistem Struktur	:	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
Struktur Utama	:	Beton Bertulang
Lokasi bangunan	:	Kota Ambon
Tinggi Bangunan	:	21 m
Tinggi Lantai 1	:	5 m
Tinggi Antar Lantai 2, 3, 4 dan 5	:	4 m
Mutu Beton Kolom dan Balok (f'_c)	:	35 Mpa
Modulus Elastisitas beton (E_c)	:	$4700 \sqrt{f'_c} = 27805,6$ Mpa
Mutu Beton Pelat Lantai (f'_c)	:	35 Mpa
Mutu Baja Kolom dan Balok (f_y)	:	400 Mpa
Mutu Baja Pelat Lantai (f_y)	:	240 Mpa
Berat Jenis Beton	:	2400 kg/m ³

Beban Mati Tambahan		
Beban mati per m ²		
Keramik, spesi	:	1,1 kN/m ² = 110 kg/m ²
Mechanical Duct	:	0,19 kN/m ² = 19 kg/m ²
Pengantungan	:	0,1 kN/m ² = 10 kg/m ²
Plafond	:	0,05 kN/m ² = 5 kg/m ²
Dinding 1/2 bata	:	2,3 kN/m ² = 230 kg/m ²
Lapisan waterproofing	:	0,05 kN/m ² = 5 kg/m ²

Beban hidup per m ²		
Lantai Pasar	:	6 kN/m ² = 600 kg/m ²
Lantai Parkiran	:	1,92 kN/m ² = 192 kg/m ²
Lantai Atap	:	0,96 kN/m ² = 96 kg/m ²

Peraturan yang digunakan

1. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. SNI 1726 : 2012
2. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. SNI 2847 : 2013
3. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. SNI 1727 : 2013

Berikut ini merupakan data-data perencanaan bangunan gedung :

Fungsi Gedung	: Pasar
Sistem Struktur	: Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
Struktur Utama	: Beton Bertulang
Lokasi bangunan	: Kota Ambon
Tinggi Bangunan	: 21 m
Tinggi Lantai 1	: 5 m
Tinggi Antar Lantai 2, 3, 4 dan 5	: 4 m

Mutu Beton Kolom dan Balok (f'_c)	: 35 Mpa
Modulus Elastisitas beton (E_c)	: $4700 \sqrt{f'_c} = 27805,6 \text{ Mpa}$
Mutu Beton Pelat Lantai (f'_c)	: 35 Mpa
Mutu Baja Kolom dan Balok (f_y)	: 400 Mpa
Mutu Baja Pelat Lantai (f_y)	: 240 Mpa
Berat Jenis Beton	: 2400 kg/m^3

Beban Mati Tambahan

Beban mati per m^2

Keramik, spesi	: $1,1 \text{ kN/m}^2 = 110 \text{ kg/m}^2$
Mechanical Duct	: $0,19 \text{ kN/m}^2 = 19 \text{ kg/m}^2$
Penggantungan	: $0,1 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$
Plafond	: $0,05 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kg/m}^2$
Dinding 1/2 bata	: $2,3 \text{ kN/m}^2 = 230 \text{ kg/m}^2$
Lapisan waterproofing	: $0,05 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup per m^2

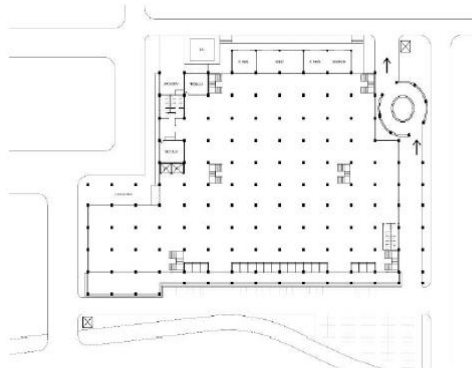
Lantai Pasar	: $6 \text{ kN/m}^2 = 600 \text{ kg/m}^2$
Lantai Parkiran	: $1,92 \text{ kN/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$
Lantai Atap	: $0,96 \text{ kN/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$

Peraturan yang digunakan

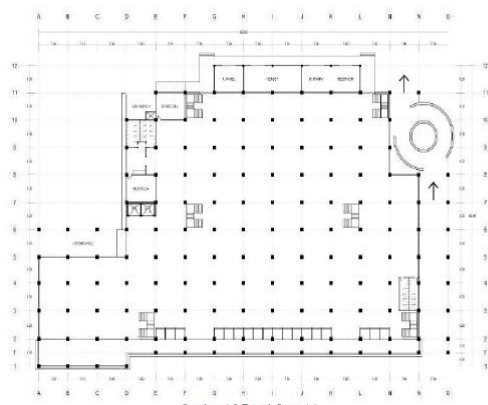
1. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, SNI 1726 : 2012
2. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI 2847 : 2013
3. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, SNI 1727 : 2013

Luas Lantai Bangunan Gedung

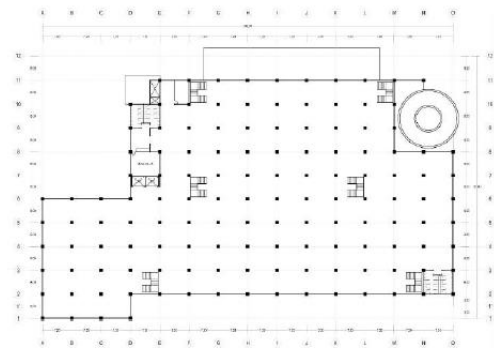
1. Lantai 1 : $4634,20 \text{ m}^2$
2. Lantai 2 : $4364,54 \text{ m}^2$
3. Lantai 3 : $4364,54 \text{ m}^2$
4. Lantai 4 : $4364,54 \text{ m}^2$
5. Lantai 5 : $4364,54 \text{ m}^2$



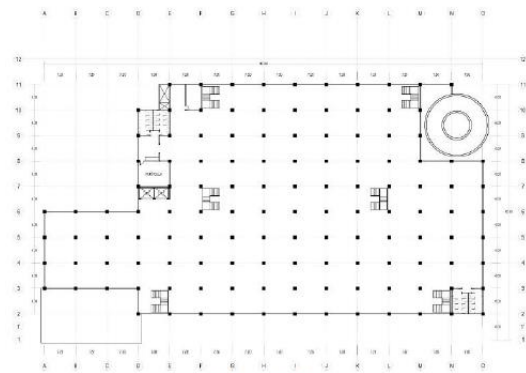
Gambar 4.1 Site Plan



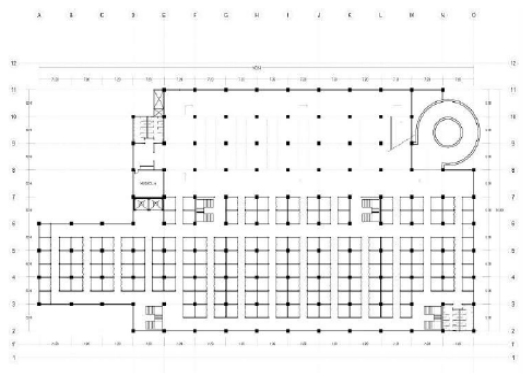
Gambar 4.2 Denah Lantai 1



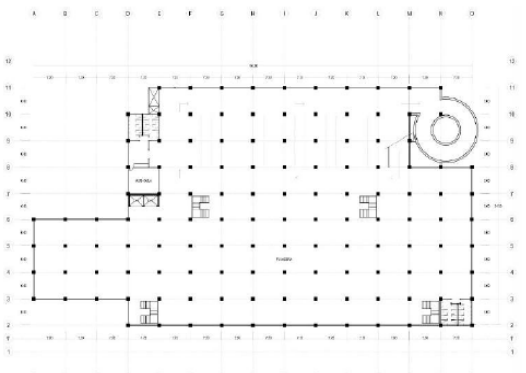
Gambar 4.3 Denah Lantai 2



Gambar 4.4 Denah Lantai 3



Gambar 4.5 Denah Lantai 4



Gambar 4.6 Denah Lantai 5

4.2. Respon Gempa Elastis

Pada SNI 1726 : 2012 Pasal 14, respon gempa didesainkan probabilitas terjadinya gempa yaitu 2% dalam kurun waktu 50 tahun atau gempa periode ulang 500 tahun ($2/3 \times S_{ms}$). Respon Gempa 5% (redaman dasar yang melekat).

Lokasi Bangunan

Kota : Kota Ambon

Latitude / Lintang : -3,687766465832

Longitude / Bujur : 128,18406135938,

Peruntukan Bangunan : Pasar

Parameter Beban Gempa

Kategori Resiko Berdasarkan Peruntukan : II

Faktor Keutamaan Gempa

(I_e):1

Percpt. batuan dasar periode 0.2 dt

(S_s):1,436 g

Percpt. batuan dasar periode 1.0 dt

(S_1):0,513 g

Klasifikasi Situs : SE

Fak. Koefisien situs periode 0.2 dt

(F_a): 0,90 g

Fak. Koefisien situs periode 1.0 dt

(F_v): 2,40 g

Parameter respon percepatan pada periode 2.0 detik

(S_{ms}).

$SMs = F_a \times S_s$

$= 0,90 \times 1,436 = 1,292g$

Parameter respon percepatan pada periode 1.0 detik

(S_{m1}).

$Sm1 = F_v \times S_1$

$= 2,40 \times 0,513 = 1,231g$

Parameter spektral percepatan pada periode 0.2 detik (S_{ds}).

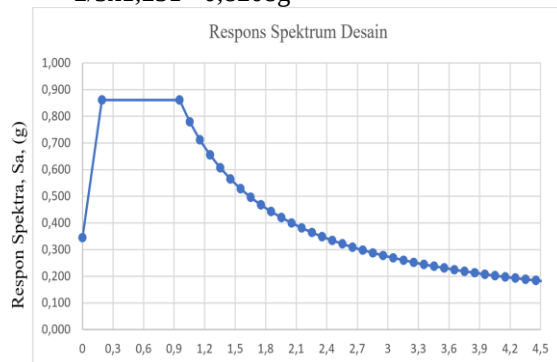
$S_{ds} = 2/3 \times S_{ms}$

$= 2/3 \times 1,292 = 0,8616g$

Parameter spektral percepatan pada periode 1.0 detik (S_{d1}).

$S_{d1} = 2/3 \times S_{m1}$

$= 2/3 \times 1,231 = 0,8208g$



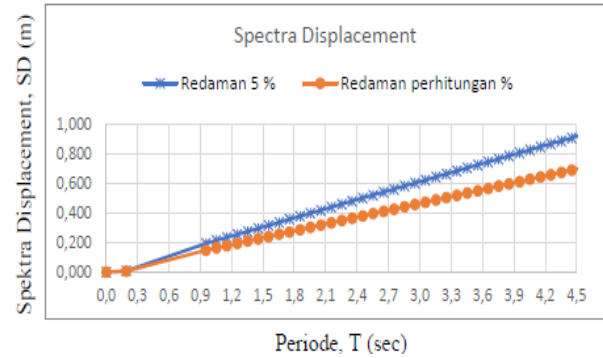
Gambar 8. Desain Respons Spektrum Elastik (Redaman 5%) Wilayah Ambon

4.3. Penentuan Sistem Struktur

Menurut SNI03-1726-2012 pada tabel 9, gedung yang direncanakan ini termasuk Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pada Point C5 (SRPMK) Tabel 9 Menjelaskan bahwa Pada Kategori desain Seismik Pasar Mardika Termasuk KDS D.

Hasil Desain Gaya Geser Dasar Dengan DDBD untuk Sistem Rangka Arah X-X

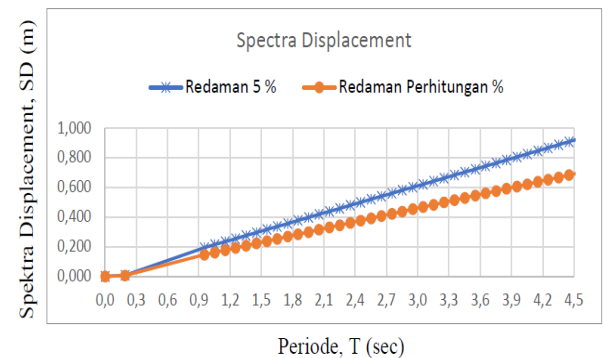


Gambar 9 Spectra Displacement Pada Redaman 10,1%

Tabel 2. Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x

Level	Tinggi	Mass	Di	$m_i \times D_i$	V_b	F_i	F_i
	Hi (m)	mi (ton)	(m)		(ton)	(ton)	(kN)
5	21	2.716,30	0,330	896,37	78.727,49	21.283,21	208.718,03
4	17	4.976,27	0,280	1.393,35	78.727,49	20.845,70	204.427,54
3	13	4.976,27	0,230	1.144,54	78.727,49	17.123,29	167.922,99
2	9	4.571,79	0,170	777,20	78.727,49	11.627,57	114.028,12
1	5	5.245,53	0,100	524,55	78.727,49	7.847,71	76.960,18
0	0	-	0,000	-	78.727,49	-	-
Σ		22.486,17		4.736,01		78.727,49	772.056,87

Hasil Desain Gaya Geser Dasar Dengan DDBD untuk Sistem Rangka Arah Y-Y



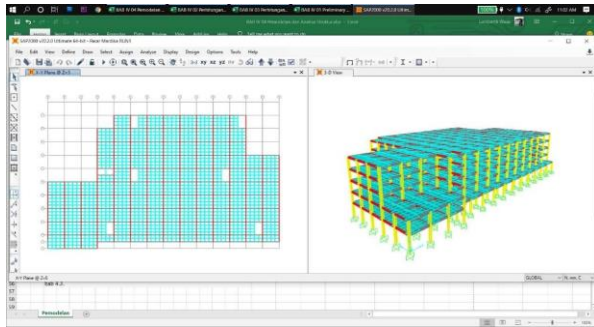
Gambar 10 Spectra Displacement Pada Redaman 10,3%

Tabel 3 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y

Level	Tinggi H_i (m)	Mass m_i (ton)	D_i (m)	$m_i \times D_i$	V_b (ton)	F_i (ton)	F_i (kN)
5	21	2.716,30	0,330	896,37	77.287,14	20.893,82	204.899,46
4	17	4.976,27	0,280	1.393,35	77.287,14	20.464,32	200.687,48
3	13	4.976,27	0,230	1.144,54	77.287,14	16.810,02	164.850,79
2	9	4.571,79	0,170	777,20	77.287,14	11.414,84	111.941,94
1	5	5.245,53	0,100	524,55	77.287,14	7.704,14	75.552,17
0	0	-	0,000	-	77.287,14	-	-
Σ		22.486,17		4.736,01		77.287,14	757.931,84

4.4. Pemodelan dan Analisa Struktur

Struktur dimodelkan dan di analisis 3 Dimensi dengan menggunakan program SAP 2000 v20. Proses analisis sesuai data beban rencana yang dibuat untuk beban gempa dalam perhitungan kekuatan gempa desain berdasarkan respons spektrum, Sesuai SNI 1726 - 2012 dan setelah mendapatkan waktu T_{efektif} dalam perhitungan periode efektif dengan metode DDBD untuk mendapatkan gaya geser dasar pada struktur dan kemudian diinput pada program sesuai arah sumbu x dan y. Pada pembebanan beban mati, beban hidup dan kombinasi beban mengacu SNI 1726:2012 diinput sesuai prosedur program.

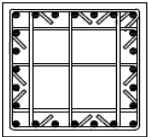
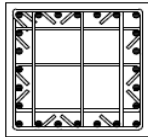


Gambar 11. Hasil Pemodelan dan Analisa Struktur 3 Dimensi

Gambar Detail Element Struktur Utama

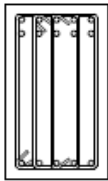
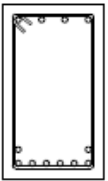
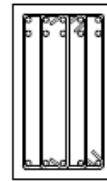
Gambar Detail Element Struktur Berdasarkan Hasil Perhitungan Struktur Sesuai SNI 2847-2013.

KOLOM

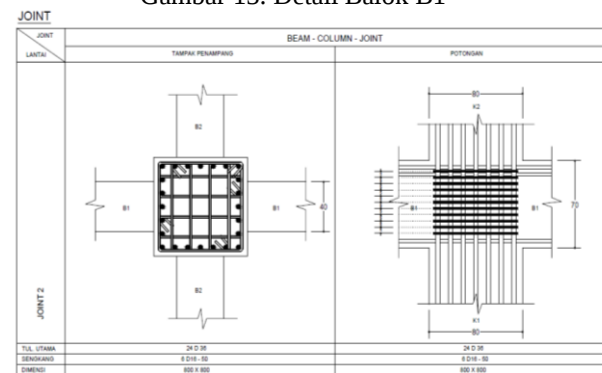
KOLOM	KOLOM K1	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. UTAMA	24 D 36	24 D 36
SENGKANG	5 Ø16 - 100	5 Ø16 - 200
DIMENSI	800 x 800	

Gambar 12. Detail Kolom K1

BALOK

TYPE	BALOK B1 (700 x 400)		
	TUMP. KIRI	LAPANGAN	TUMP. KANAN
POTONGAN			
TUL. ATAS	10 D 25	4 D 25	10 D 25
TUL. BAWAH	5 D 25	8 D 25	5 D 25
SENGKANG	5Ø 10 - 100	Ø 10 - 150	5Ø 10 - 100

Gambar 13. Detail Balok B1



Gambar 4.14. Detail beam-column-joint

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan Pembahasan materi maka yang dapat penulis simpulkan sebagai berikut :

- Parameter yang digunakan dari SNI 1726 – 2012 untuk mendesain bangunan gedung Pasar Mardika Kota Ambon dengan gempa periode ulang 500 tahun adalah sebagai berikut.
 - Parameter Respon Percepatan Periode 0.2 detik (S_{ms}) dan Periode 1 detik (S_{m1}) dengan hasilnya masing-masing 1.292g dan 1.231g.
 - Parameter Spektra Percepatan Periode 0.2 detik (S_{ds}) dan Periode 1 detik (S_{d1}) dengan hasilnya masing-masing 0.8616g dan 0.8208g.
 - Periode Respon Spektrum T_0 : 0.191 Detik dan T_s : 0.953 Detik

5.2. Saran

Saran yang dapat penulis sampaikan dari hasil penulisan yang telah dibuat bahwa.

- Dalam melakukan analisa dan desain struktur dengan SAP2000 harus diperhatikan input data dengan baik dan teliti dikarenakan jika salah menginput data maka hasil yang dikeluarkan oleh program akan salah juga, perlu diketahui

bahwa setiap program SAP2000 dengan versi yang berbeda memiliki cara input data yang berbeda pula dan semakin terbaru suatu program maka untuk memahami cara penggunaannya membutuhkan pengetahuan yang kompleks tentang program tersebut.

2. Pada Gedung Pasar Mardika yang di desain dengan metode DDBD Sebaiknya dilakukan Pemisahan Struktur pada bangunan utama dengan tujuan untuk mengurangi gaya geser dasar yang bekerja pada struktur dan juga memperhitungkan perpindahan respon inelastic berdasarkan SNI 1726 – 2012 Pasal 7.12.3.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonymous, *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya*, SNI 1727-2013
- Anonymous, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*, SNI 2847-2013
- Anonymous, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, SNI 1726-2012
- Anugrah Pamungkas dan Erny Harianti, *Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*, Andi Offset, Yogyakarta 2018
- Arga Yudhistira Prakosa, Ari Wibowo, Wisnumurti, *Desain rekayasa gempa berbasis kinerja dengan metode direct displacement based design (DDBD)*, Jurnal Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
- Noor Cholis Idham, Ph.D, IAI, *Prinsip – Prinsip Desain Arsitektur Tahan Gempa*, Andi Yogyakarta, Yogyakarta, Januari 2014
- Tavio dan Usman Wijaya, *Buku Panduan Desain Struktur Beton Bertulang Dasar Sesuai ACI 318M-14 Code*, Andi Yogyakarta, Surabaya dan Jakarta , Juni 2019
- Tavio dan Usman Wijaya, *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design) Edisi 2*, Andi Yogyakarta, Surabaya dan Jakarta , Januari 2018
- Wiryanto Dewobroto, *Komputer Rekayasa Struktur Dengan SAP2000*, Dapur Buku, Jakarta, April 2013
- Wiryanto Dewobroto (2005), *Perancangan Balok Beton Bertulang Dengan SAP2000*, Jurnal Teknik Sipil UPH, Vol.1 No.2 Juni 05