

## PERILAKU JEMBATAN BENTANG MENERUS AKIBAT BEBAN GEMPA RENCANA SNI-1726-2002 DENGAN PETA GEMPA 2010

**Suyadi**

Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Lampung  
Jl. Soemantri Brojonegoro No. 1, Gedong Meneng, Bandar Lampung, Indonesia.  
email: adi\_unila@yahoo.co.id

**Abstract:** Map of the earthquake in 2010 is planned to revise map of earthquake before, in some places have different values design response spectra. Obviously for the building has been completed to designed and has not been implemented in the field to do the analysis of behaviors the building due to earthquake load changes. This analysis aims to know how big the difference in behavior due to continuous span bridge earthquake load plan according to SNI-1726-2002 with the earthquake load plan according earthquake map 2010. Effect of quake included by way of dynamic analysis using SAP 2000 program assistance in the model response spectra. Earthquake loads applied to the model of continuous span bridge with span number 5 (five) pieces. From the results obtained by the analysis of the difference displacement and ductility due to earthquake load plan according to SNI-1726-2002 with the earthquake load plan according earthquake map 2010. Displacement caused by the earthquake load plan according earthquake map 2010 more than 30% compared to the amount of displacement due to earthquake loads SNI plan 1726-2002. This is understandable given the magnitude of the response spectra according map 2010 earthquake larger than the response spectra according SNI-1726-2002.

**Keywords:** structural behaviors, design spectra, long-span bridges, displacement

**Abstrak:** Peta gempa 2010 yang direncanakan untuk merevisi peta gempa sebelumnya, pada beberapa tempat mempunyai perbedaan nilai respon spektra desain. Tentunya untuk bangunan yang telah selesai direncanakan dan belum dilaksanakan di lapangan harus dilakukan analisis terhadap perilaku bangunan akibat perubahan beban gempa tersebut. Analisis ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar perbedaan perilaku jembatan bentang menerus akibat beban gempa rencana sesuai SNI-1726-2002 dengan beban gempa rencana sesuai peta gempa 2010. Pengaruh gempa dimasukkan dengan cara analisis dinamis menggunakan bantuan program SAP 2000 dalam model respon spektra. Beban gempa diaplikasikan pada model jembatan bentang menerus dengan jumlah bentang sebanyak 5 (lima) buah. Dari hasil analisis diperoleh perbedaan *displacement* dan daktilitas akibat beban gempa rencana sesuai SNI-1726-2002 dengan beban gempa rencana sesuai peta gempa 2010. *Displacement* yang terjadi akibat beban gempa rencana sesuai peta gempa 2010 lebih besar 30% dibandingkan besarnya displacement akibat beban gempa rencana SNI-1726-2002. Hal ini dapat dimengerti mengingat bahwasannya besarnya nilai puncak respon spektra sesuai peta gempa 2010 lebih besar dibandingkan dengan respon spektra sesuai SNI-1726-2002.

**Kata kunci:** perilaku struktur, spektra desain, jembatan bentang panjang, *displacement*

### PENDAHULUAN

Jembatan merupakan bagian terpenting dalam sarana transportasi darat. Umumnya jembatan digunakan untuk penghubung jalan yang melintasi sungai, bukit, pegunungan maupun penghubung antar akses jalan (persimpangan tak sebidang). Terkadang sesuai analisis teknis dan kebutuhan di lapangan diperlukan jembatan dengan bentangan yang cukup panjang. Faktor kenyamanan pengguna adalah salah satu variabel penting dalam menentukan jenis dan

model jembatan bentang panjang. Biasanya jembatan dengan bentang menerus dapat menjadi salah satu pilihan untuk mengatasi hal tersebut. Dengan mempertimbangkan berbagai hal terkadang jembatan direncanakan dengan kombinasi antara perletakan sederhana dan bentang menerus. Sesuai dengan hasil desain rencana Jembatan Way Robok dengan panjang bentang total  $\pm 215$  m. Lokasi Way Robok yang terletak di daerah kota Liwa Kabupaten Lampung Barat pada tahun 1994 pernah terjadi gempa yang cukup membuat kerusakan besar.

Dari data hasil desain, diperoleh bahwa jembatan tersebut direncanakan menggunakan 5 (lima) buah bentang, dengan 3 (tiga) buah bentang menerus. Jembatan tersebut belum akan dilaksanakan di lapangan dan pastinya didesain bukan menggunakan beban gempa rencana sesuai peta gempa 2010.

Berdasarkan sejarah kegempaan yang pernah terjadi, maka diperlukan analisis untuk mengetahui pemilihan letak bentang menerus dan bentang perletakan sederhana sehingga dapat ditentukan letak bentang menerus dan letak bentang sederhana dengan tepat. Analisis ini sekaligus untuk mengetahui seberapa besar perbedaan perilaku yang terjadi akibat beban gempa rencana yang berbeda. Dari hal tersebut akan diperoleh model dengan perilaku terhadap beban gempa yang paling baik.

## TUJUAN PENELITIAN

Tujuan analisis ini adalah mengetahui perbedaan perilaku jembatan bentang menerus akibat beban gempa rencana sesuai SNI-1726-2002 dan berdasarkan peta gempa 2010. Selain itu analisis ini juga untuk mengetahui apakah kapasitas desain akibat beban gempa rencana sesuai SNI 2002 masih mampu menahan beban gempa rencana sesuai peta gempa 2010.

## TINJAUAN PUSTAKA

### Pembebanan Jembatan

Beban yang harus dianalisis dalam suatu perencanaan jembatan terbagi atas 3 (tiga) kelompok yaitu Beban Permanen (berat sendiri; beban mati tambahan; efek rangkai dan susut; efek prategang dan tekanan tanah), Beban Lalu Lintas (beban lajur "D", beban truk "T" gaya rem dan gaya sentrifugal) dan Beban Lingkungan (beban angin, beban gempa dan beban temperatur). Sesuai dengan peraturan pembebanan untuk jembatan, semua beban yang bersifat tetap, transien dan khusus harus dikombinasikan dalam keadaan batas daya layan dan batas daya ultimit. Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Aksi rencana

ditentukan dari aksi nominal yaitu mengalikan aksi nominal dengan faktor beban yang memadai.

### Beban Gempa pada Jembatan

Berdasarkan standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan SNI 833:2008, bahwa terdapat 4 (empat) prosedur analisis (lihat Gambar 1), dimana prosedur 1 dan 2 sesuai untuk perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis.

Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometrik yang rumit dan atau berdekatan dengan patahan gempa aktif. Pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkat kecermatan

Sesuai dengan SNI 2833:2008 bahwa koefisien geser dasar (*base shear*) ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$C_{elastic} = A R S$$

atau

$$C_{elastic} = 1.2 A S (T)^{-2/3} \leq 2.5 A \quad (1)$$

$$C_{plastic} = A R S / Z \quad (2)$$

dimana:

A = Akselerasi puncak di batuan dasar

R = Respon batuan dasar

S = Amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah

Z = faktor reduksi (berkaitan dengan resiko dan duktilitas)

T = Periode alami struktur

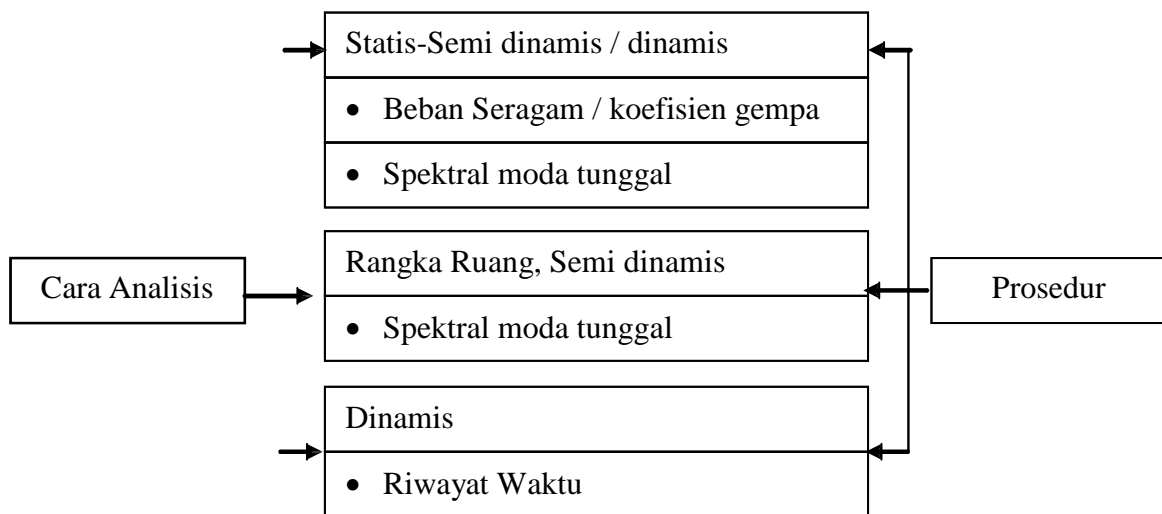
### Respon Spektra

Konsep respon spektra dikenalkan oleh M.A. Biot pada tahun 1932, yang dipopulerkan oleh G.W. Housner. Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat-kebebasan-tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Respon spektra menurut UBC 1997 seperti terlihat Gambar 2.

**Tabel 1.** Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit

Aksi	Layan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
<b>Aksi Permanen</b>												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangak												
Pratekan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
<b>Aksi Transien</b>												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	x	o	o	o	o		x	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	x	o	o	o	o		x	o	o	o		
Beban pejalan kaki		x						x				
Gesekan perletakan	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran / hanyutan /hidrostatik	o		o	x	o	o	o		x	o		o
Beban angin			o	o	x	o	o		o	x		o
<b>Aksi Khusus</b>												
Gempa												x
Tumbukan												
Getaran	x	x										
Pelaksanaan								x				x

x : Beban yang selalu aktif  
o : Beban yang boleh dikombinasikan dengan beban aktif



**Gambar 1.** Prosedur analisis tahan gempa

**Tabel 2.** Kategori kinerja seismik

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$	D	C
0,20 - 0,29	C	B
0,11 - 0,19	B	B
$\leq 0,10$	A	A

**Tabel 3.** Prosedur Analisis berdasarkan Kategori Kinerja Seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

**Tabel 4.** Faktor modifikasi respon (Rd) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah

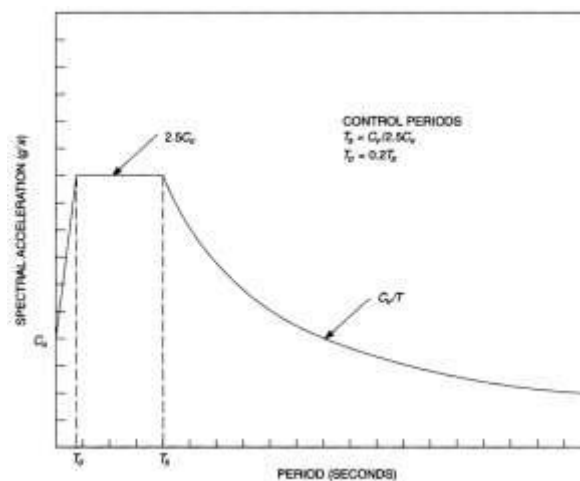
	Kolom atau pilar	Penghubung ( <i>conection</i> ) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, Pilar atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (a)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3 - 4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5 - 6			
Pile cap beton	2 - 3			

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar.

Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor  $R_d = 2,5$  untuk hubungan pada kepala jembatan.

Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom.

**Gambar 2.** Kurva respon spektra menurut UBC 1997

**Tabel 5.** Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )

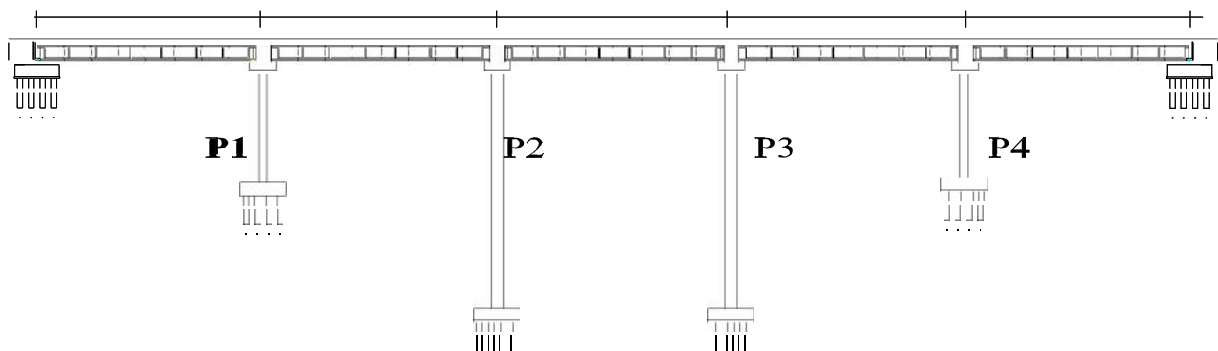
Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

**Tabel 6.** Kategori disain seismik berdasarkan parameter respon percepatan periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori Resiko	
	I, II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabel 7.** Kategori disain seismik berdasarkan parameter respon percepatan periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I, II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

**Gambar 3.** Model jembatan yang dianalisis

### Seismic Design Category

Guna menentukan kriteria disain seismik dari suatu struktur, maka penentuan kategori resiko bangunan struktur tersebut haruslah dilakukan. Kategori resiko bangunan berdasarkan Draft SNI 2010 terdapat 4 (empat) kategori mulai dari kategori resiko rendah (I) sampai kategori resiko tinggi (IV). Berdasarkan draft SNI 2010 sesuai kategori resiko bangunan, akan dapat ditentukan nilai Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ ) seperti terlihat pada Tabel 5.

Jika merujuk pada draft SNI 2010, maka Kategori Disain Seismik ditentukan berdasarkan nilai respon percepatan pada

periode pendek dan pada periode 1 detik seperti pada Tabel 6.

### Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan material mengembangkan regangannya dari pertama kali leleh hingga akhirnya putus. Atau, daktilitas bisa juga kita artikan seberapa plastis material tersebut. Sendi plastis adalah kondisi ujung-ujung elemen struktur yang semula kaku (*rigid*) atau terjepit sempurna, kemudian menjadi sendi (*pinned*) karena material penyusunnya (dalam hal ini baja) telah mengalami kondisi plastis. Daktilitas struktur adalah daktilitas secara keseluruhan. Khususnya dalam memikul beban

lateral (gempa). Daktilitas struktur didefinisikan sebagai nilai rasio antara perpindahan maksimum yang mampu dicapai oleh struktur ( $\Delta_D$ ) terhadap perpindahan disaat terjadi kelelahan pada struktur ( $\Delta_Y$ ).

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_Y} \quad (3)$$

## METODE PENELITIAN

Guna mendapatkan tujuan yang maksimal dan lingkup yang tidak terlalu luas, maka dilakukan pembatasan-pembatasan sebagai berikut ini. (1) Model jembatan yang ditinjau adalah model seperti jembatan rencana Way Robok dengan ketinggian pier P1 dan P4 = 28 m dan Pier P2 dan P3 = 60 m, seperti terlihat pada gambar di bawah ini. (2) Analisis menggunakan cara *Pushover Analysis* (analisis static nonlinier) dengan data respon spectra yang dihasilkan dari beberapa alternative model yaitu Nilai PGA sesuai Peta Gempa yang berlaku pada SNI 03-1726-2002. Beban respon spektra juga ditinjau berdasarkan *Bridge Design Manual* (LRFD) tahun 2010 dengan data dari Peta Gempa Draft SNI 2010. (3) Jumlah model yang dianalisis berjumlah 5 model jembatan dengan masing-masing respon spectra dengan model sesuai point „b“. (4) Untuk kegiatan analisa performance pier jembatan, maka disusun rangkaian kegiatan yang akan dilakukan seperti diagram *flow chart* pada Gambar 4.

## ANALISIS HASIL

### Respon Spektra Desain

Dalam analisa ini, respon spektra digunakan untuk entry beban gempa. Dalam hal ini digunakan 2 (dua) nilai respon spektra. (1) Menurut UBC 1997 dengan nilai PGA berdasar SNI 03-1726-2002, Respon spektra rencana berdasarkan SNI 03-1726-2002 merupakan modifikasi dan adaptasi model respon spektrum rencana UBC 1997. Wilayah Jembatan Way Robok berdasarkan peta zonasi gempa 2002 termasuk dalam wilayah 1. Berdasarkan data SPT test termasuk dalam kategori *stiff soil profile* (tanah sedang), sehingga untuk zonasi gempa 2002 wilayah 5 diperoleh nilai  $C_a = 0,32$  dan  $C_v = 0,5$ . (2) Menurut Peta Hazard Gempa Indonesia 2010. Dari data SPT test lokasi jembatan Way Robok termasuk *site class* „D“

(tanah sedang), lokasi jembatan Way robok pada  $5^{\circ}0'18.30''$  Ls dan  $104^{\circ}7'19.28''$  BT. Untuk data kajian sesuai Peta Hazard Gempa Indonesia 2010 digunakan level gempa 2% dalam 50 tahun (periode ulang gempa 2500 tahun).

Sehingga diperoleh nilai sebagai berikut:

$$S_{PGA} = 0,6 \text{ g}; S_s = 1,2 \text{ g} \text{ dan } S_1 = 0,6 \text{ g}$$

$$\text{Faktor amplifikasi PGA } (F_{PGA}) = 1,0$$

$$\text{Koefisien periode pendek } (F_a) = 1,02 \text{ dan}$$

$$\text{Koefisien periode 1 detik } (F_v) = 1,5$$

$$PGA_M = F_{PGA} \times S_{PGA} = 0,60$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,22$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 0,90$$

Selanjutnya, untuk mendapatkan parameter respon spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek dan perioda 1.0 detik dapat diperoleh melalui perumusan berikut ini:

$$SDS = \mu S_{MS} \text{ dan } SD1 = \mu S_{M1} \text{ untuk gempa}$$

$$2500 \text{ tahun, maka } \mu = 2/3 \text{ sehingga}$$

$$SDS = 2/3 \times 1,22 = 0,82$$

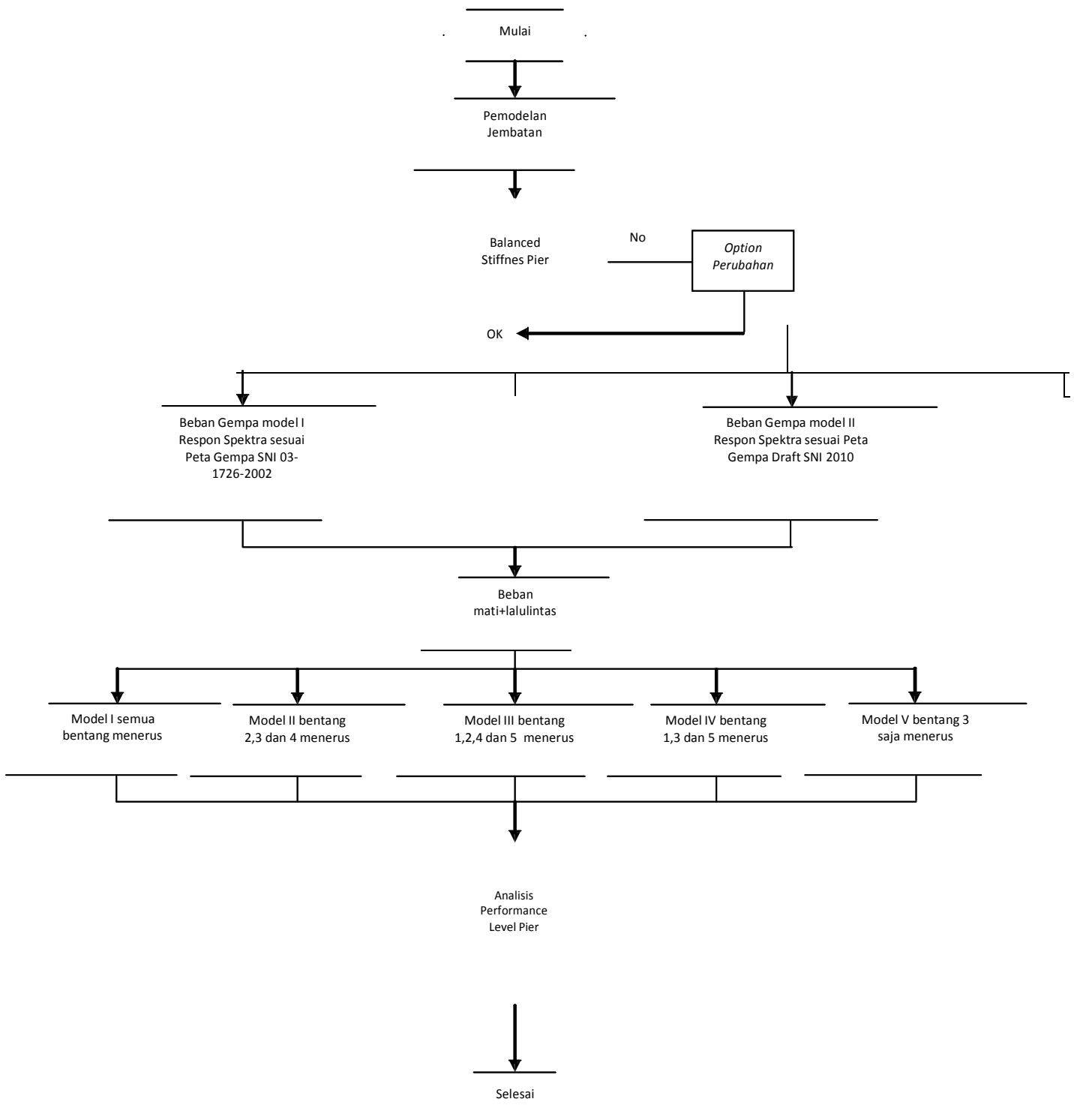
$$SD1 = 2/3 \times 0,90 = 0,60$$

Dari kedua data respon spektra tersebut dapat digambarkan pada Gambar 7.

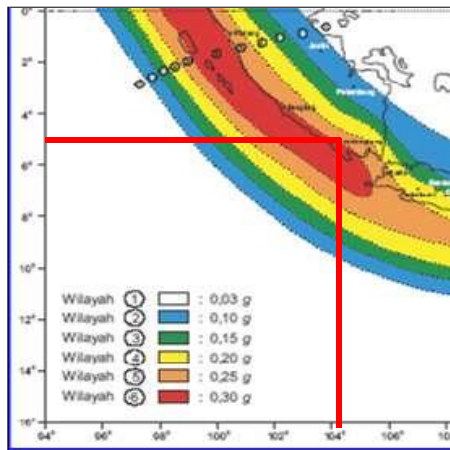
### Seismic Design Category

Sesuai ASCE 7-05 *Seismic Design Category* ditentukan berdasarkan percepatan saat *short period* dan *long period*. Data respon spektra di atas jika dikorelasikan akan diperoleh data-data sebagai berikut ini. (1) Respon spektra sesuai SNI 03-1726-2002, jika dikorelasikan akan diperoleh nilai-nilai,  $SDS = 0,8 \text{ g}$  termasuk *Seismic Design Category* „D“, dan  $SD1 = 0,5 \text{ g}$  termasuk *Seismic Design Category* „D“, jadi berdasarkan nilai  $SDS$  dan  $SD1$  termasuk dalam SDC D. (2) Respon spektra sesuai Peta Hazard Gempa Indonesia 2010. Dari perhitungan diperoleh nilai,  $SDS = 0,82 \text{ g}$  termasuk *Seismic Design Category* „D“, dan  $SD1 = 0,60 \text{ g}$  termasuk *Seismic Design Category* „D“, jadi berdasarkan nilai  $SDS$  dan  $SD1$  termasuk dalam SDC D.

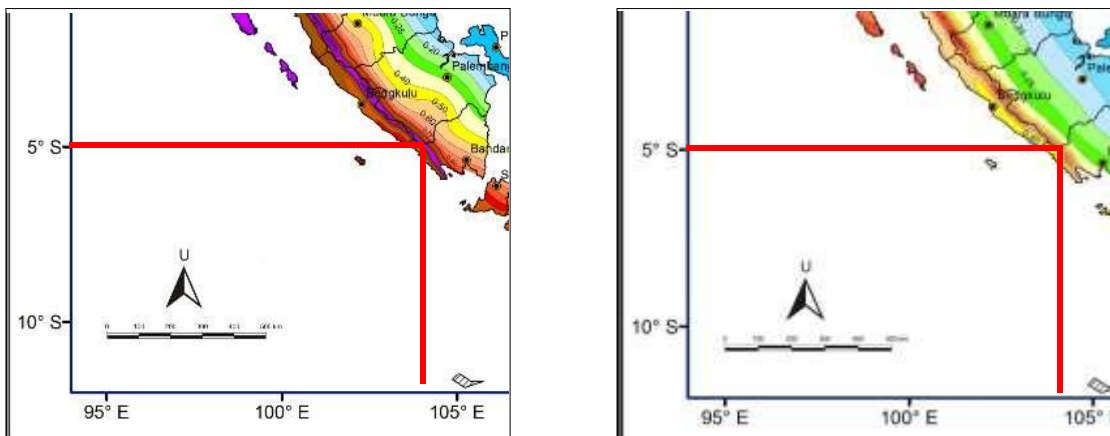
Sesuai hasil ketiga model respon spektra maka termasuk dalam *Seismic Design Category* (SDC) „D“, sehingga perlu dilakukan *Pushover Analysis* dan pengontrolan kapasitas *design*.



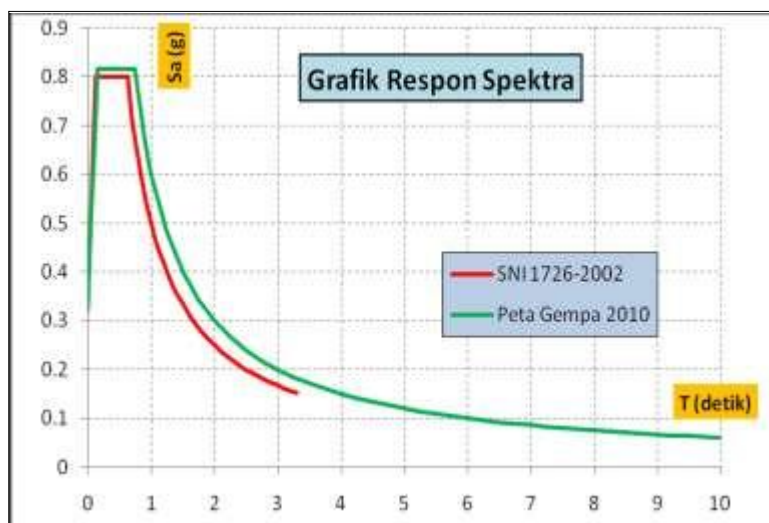
Gambar 4. Flow chart analisis



**Gambar 5.** Lokasi Way Robok pada peta Zona Gempa Indonesia tahun 2002



**Gambar 6.** Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik ( $S_s$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar sesuai draft SNI 2010



**Gambar 7.** Respon spektra desain lokasi analisis



### Displacement

Sesuai peraturan pembebanan jembatan maka gaya gempa dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut: (1) Kombinasi beban 1: 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang; (2) Kombinasi beban 2: 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

Berdasarkan hasil *running* program dan perhitungan berdasarkan ketentuan yang ada, maka diperoleh data *displacement* arah memanjang sebagai berikut: (1) akibat *input* gempa dengan fungsi respon spektra sesuai SNI-1726-2002 dapat dilihat dalam Tabel 8, (2) akibat *input* gempa dengan fungsi respon spektra sesuai peta gempa 2010 dapat dilihat dalam Tabel 9.

Dari hasil yang ditampilkan, terlihat bahwa: (1) secara keseluruhan struktur, hanya model II dan V yang mampu menahan *displacement* arah memanjang akibat kedua macam beban gempa rencana, (2) pier P1 pada model IV tidak mampu menahan *displacement* arah memanjang

akibat beban gempa rencana, (3) besarnya peningkatan *displacement* arah memanjang akibat gempa rencana sesuai peta gempa 2010 adalah 30% lebih besar dibandingkan dengan akibat gempa rencana sesuai SNI-1726-2002. Hal di atas dapat dianalisis karena besarnya puncak respon spektra desain sesuai peta gempa 2010 lebih besar 30% dibandingkan dengan respon spektra desain pada SNI-1726-2002.

### Daktilitas

Dari hasil kajian dan analisa yang telah dilakukan diperoleh nilai-nilai daktilitas struktur sebagai berikut: (1) akibat *input* gempa dengan fungsi respon spektra sesuai SNI-1726-2002 dapat dilihat dalam Tabel 10 dan Tabel 11, (2) akibat *input* gempa dengan fungsi respon spektra sesuai peta gempa 2010 dapat dilihat dalam Tabel 12 dan Tabel 13.

Sesuai hasil yang dipaparkan dapat disimpulkan bahwa: (1) semua pier dari berbagai model memenuhi persyaratan daktilitas, (2) daktilitas pier paling besar pada model II, berarti struktur pada model II merupakan struktur paling daktil.

**Tabel 8.** Longitudinal displacement dengan fungsi respon spektra sesuai SNI-1726-2002

Model	Displacement P1 (m)		Displacement P2 (m)	
	Demand	Capacity	Demand	Capacity
I	0,497	0,559	0,532	0,558
II	0,483	0,932	0,533	0,989
III	0,444	0,453	0,478	0,508
IV	0,340	0,236	1,013	2,638
V			1,013	2,638

**Tabel 9.** Longitudinal displacement dengan fungsi respon spektra peta gempa 2010 periode ulang gempa 2500 tahun

Model	Displacement P1 (m)		Displacement P2 (m)	
	Demand	Capacity	Demand	Capacity
I	0,645	0,559	0,690	0,558
II	0,628	0,932	0,693	0,989
III	0,577	0,453	0,621	0,508
IV	0,442	0,236	1,317	2,638
V			1,317	2,638

**Tabel 10.** Daktilitas arah memanjang pada pier P1

No	Model	Arah Memanjang			Keterangan
		$\Delta_{pd}$	$\Delta_{yi}$	$\mu_D$	
1	I	0,140243	0,191582	1,732	Daktilitas OK < 5
2	II	0,168306	0,228310	1,737	Daktilitas OK < 5
3	III	0,129782	0,171374	1,757	Daktilitas OK < 5
4	IV	0,130860	0,156814	1,834	Daktilitas OK < 5
5	V				

**Tabel 11.** Daktilitas arah memanjang pada pier P2

No	Model	Arah Memanjang			Keterangan
		$\Delta_{pd}$	$\Delta_{yi}$	$\mu_D$	
1	I	0,652666	0,251786	3,592	Daktilitas OK < 5
2	II	0,614558	0,233583	3,631	Daktilitas OK < 5
3	III	0,045023	0,249833	1,180	Daktilitas OK < 5
4	IV	0,066180	0,543892	1,122	Daktilitas OK < 5
5	V	0,066180	0,543892	1,122	Daktilitas OK < 5

**Tabel 12.** Daktilitas arah memanjang pada pier P1

No	Model	Arah Memanjang			Keterangan
		$\Delta_{pd}$	$\Delta_{yi}$	$\mu_D$	
1	I	0,187209	0,234549	1,798	Daktilitas OK < 5
2	II	0,147236	0,176733	1,833	Daktilitas OK < 5
3	III	0,024581	0,241063	1,102	Daktilitas OK < 5
4	IV	0,142496	0,184473	1,772	Daktilitas OK < 5
5	V				

**Tabel 13.** Daktilitas arah memanjang pada pier P2

No	Model	Arah Memanjang			Keterangan
		$\Delta_{pd}$	$\Delta_{yi}$	$\mu_D$	
1	I	0,052495	0,349658	1,150	Daktilitas OK < 5
2	II	0,623591	0,240042	3,598	Daktilitas OK < 5
3	III	0,047412	0,275073	1,172	Daktilitas OK < 5
4	IV	0,063626	0,504719	1,126	Daktilitas OK < 5
5	V	0,063626	0,504719	1,126	Daktilitas OK < 5

## KESIMPULAN

Dari semua analisis yang telah dilakukan dan merujuk pada tujuan dari analisis ini diperoleh beberapa kesimpulan antara lain: (1) daktilitas dari pier P1 dan P2 untuk semua model memenuhi persyaratan maksimum daktilitas yaitu  $\mu_D \leq 5$  untuk *multiple* pier, (2) hanya model II dan V yang mampu menahan

*displacement* yang terjadi akibat beban gempa, (3) model II mempunyai daktilitas paling besar dibandingkan dengan model yang lain, (4) besarnya *displacement* struktur akibat respon spektra desain peta gempa 2010 lebih besar 30% dibandingkan dengan akibat respon spektra desain berdasarkan SNI-1726-2002, (5) Nilai puncak respon spektra desain peta gempa 2010 lebih besar 30% dibandingkan

dengan respon spektra disain berdasarkan SNI-1726-2002.

#### DAFTAR PUSTAKA

Caltrans, 2010, *Seismic Design Criteria Version 1.6*, California Department of Transportation Sacramento, California.

Dewobroto, Wiryanto, 2005, *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*, Civil Engineering National Conference: Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism Unika Soegijapranata, Semarang

Imbsen, Roy A, 2006, *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges Requested by: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Highway Subcommittee on Bridge and Structures*, TRC/Imbsen & Associates, Inc.

Panitia Teknik Bangunan dan Konstruksi, 2001, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002*, Departemen Kimpraswil, Bandung.

Suyadi, 2011, Analisis Perilaku Pier Tinggi pada Jembatan Bentang Menerus terhadap Beban Gempa, *Tesis*, Institut Teknologi Bandung, Bandung.

Suyadi, 2012, Analisis Model Jembatan Bentang Menerus akibat Beban Gempa, *Rekayasa Jurnal Sipil dan Perencanaan*, vol. 16 no1, hal 43-48.

WSDOT, 2010, *Bridge Design Manual (LRFD) PT 10-041*, Bridge and Structures Offices through Administrative and Engineering Publications, Olympia, WA 98504-7304

Anonim, 2008, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan*, SNI 2833:2008, Badan Standarisasi Nasional.

Anonim, 2005, *Pembebanan untuk Jembatan*, RSNI T-02-2005, Badan Standarisasi Nasional.