

NON - SEISMIC AND SEISMIC STUDY OF JOINTLESS COMPOSITE RETROFITTED BRIDGES USING LINK SLAB

KAJIAN NONSEISMIK DAN SEISMIK JEMBATAN KOMPOSIT SEDERHANA MULTI BENTANG YANG DIRETROFITTING MENGGUNAKAN LINK SLAB

Hidayat Sugihardjo

Staf Pengajar pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Kampus ITS Keputih Sukolilo Surabaya 60111
e-mail : hidajat_sugihardjo@yahoo.com ; hidayat@ce.its.ac.id

ABSTRACT

In Indonesia, bridges normally use a simply-supported system or a multisimple-span system with expansion joints. Several problems have occurred due to the use of expansion joints in bridges, i.e. corrosion problem on girders and supports due to rainwater intrusion, users' discomfort, high cost in maintenance, as well as reduction in bridge lifetime. In terms of seismic consideration, a multisimple-span bridge might highly be damaged due to the span separation at the expansion joints. In the study, the existing expansion joints in the bridges were retrofitted by using continuous slab construction with link slab system. The study was conducted on the composite bridges with various spans, namely 12, 16, 20, 25, and 30 m span, in accordance with the Composite Bridge Upper Structures Standard from the Indonesian Ministry of Public Works. The loadings adopted for the analyses referred to the 2005 RSNI standard and the analyses were carried out by two different ways. Firstly, a non-seismic analysis (static loading) was carried out in the study, in which two methods were applied to model the link slab, namely the analytical and numerical methods. Secondly, according to the previous study, the application of link slab was studied under seismic (dynamic) consideration in a multisimple-span flyover composite bridge with 4x20 meter spans. For the seismic analysis, it uses the elastomeric bearing supports and the retrofitting method was conducted with two alternatives according to the various link slab location. The methods used in the analyses were the Simple Methode, Response Spectrum, and Time History Analyses using five earthquake records with various frequency contents. The Peak Ground Acceleration (PGA) of the earthquake records were scaled to the spectral acceleration in Seismic Region-1 of 2005 RSNI standard by equalizing their intensities. The results of the study indicate that for bridges under static loading, the debond length of the link slab could be approximated between 5.5 and 14.5 percent of the bridge span. For all the bridge spans, it can be concluded that the shorter the debond length, the higher the reinforcement stress in the link slab and the longer the bridge span, the shorter the debond length. Another result of the study is the use of the link slab may significantly reduce the horizontal displacement of the bridge due to seismic loading. The induced tensile stress in the link slab reinforcement, which was previously designed based on the static loading, was still under safe side of designed seismic loading (max. 22.3 percent of yield stress of the steel) and the crack occurred in the link slab was still under the value required by AASHTO. Another important thing that requires attention in the bridge retrofitted with the link slab was the additional horizontal force which can be up to 79 percent at the abutment, despite a force reduction of 59 percent in the bridge pier.

Keywords: composite bridge, link slab, retrofitting, non-seismic, seismic

ABSTRAK

Jembatan di Indonesia umumnya menggunakan sistem di atas dua perletakan atau sistem sederhana multi bentang, yang ditandai dengan adanya *expansion joint*. Dengan adanya *expansion joint* tersebut muncul beberapa permasalahan yaitu: akibat intrusi air hujan timbul korosi pada balok pemikul dan perletakannya, mengurangi kenyamanan pemakai jembatan, biaya yang tinggi dalam perawatan serta berkurangnya umur jembatan. Akibat beban gempa, jembatan sederhana multi bentang sangat mungkin rusak akibat terpisahnya bentang jembatan pada *expansion joint*. Dalam studi ini, *expansion joint* yang ada diretrofitting dengan konstruksi lantai menerus menggunakan *link slab*. Studi dilakukan pada jembatan komposit dengan bentang 12, 16, 20, 25 dan 30 m menggunakan Standar Bangunan Atas Jembatan Komposit dari Kementerian Pekerjaan Umum. Pembebanan mengacu pada standar RSNI 2005 dan analisis dilakukan dengan dua cara. Pertama, analisis non seismik (statik) dimana dua metode digunakan untuk memodelkan link slab yaitu secara analitik dan numerik. Kedua, atas dasar studi tersebut, dikaji secara seismik (dinamik) aplikasi link slab pada jembatan layang komposit sederhana bentang 4x20 meter. Pada analisis seismik, digunakan perletakan elastomer dan *retrofitting* dilakukan dengan 2 alternatif, berdasarkan penempatan link slab yang berbeda. Metoda yang digunakan adalah Metoda Simplikasi, Analisis Respon Spektrum dan Analisis Riwayat Waktu dengan lima rekaman gempa dengan kandungan frekuensi yang berbeda. *Peak Ground Acceleration* (PGA) rekaman-rekaman gempa diskalakan ke spektral percepatan Daerah Gempa-1 RSNI 2005 dengan cara menyamakan intensitasnya. Hasil studi menunjukkan, pada pembebanan statik, panjang zona nirlekat link slab berkisar antara (5,5-14,5)% dari bentang balok. Untuk setiap bentang balok, makin pendek zona nirlekat, makin besar tegangan tulangan pada link slab dan semakin panjang bentang jembatan semakin kecil panjang zona nir lekatnya. Hasil lain, penggunaan link slab mengurangi dispersemen jembatan arah longitudinal akibat beban gempa cukup signifikan. Tegangan tarik yang terjadi pada tulangan link slab, yang sebelumnya sudah didisain dengan beban statik, masih sangat aman terhadap beban gempa rencana (maksimum 22,3% tegangan leleh) dan retak yang terjadi pada link slab masih di bawah yang disyaratkan ASSHTO. Hal lain yang perlu mendapat perhatian pada *retrofitting* jembatan dengan menggunakan link slab adalah timbulnya gaya tambahan horisontal sampai 79% pada abutmen, meskipun di sisi lain ada pengurangan gaya pada pilar sebesar 59%.

Kata-kata Kunci: jembatan komposit, link slab, *retrofitting*, nonseismik, seismik

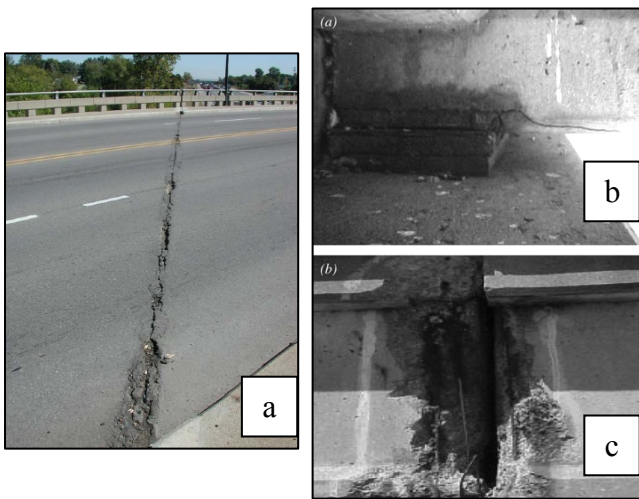
PENDAHULUAN

Sebagian besar struktur jembatan yang ada di Indonesia, terutama pada jalan-jalan nasional dan provinsi, menggunakan material beton, beton pratekan atau komposit baja dan beton. Selain itu sistem strukturnya juga merupakan sistem struktur sederhana diatas 2 perletakan atau sederhana bentang banyak yang di hubungkan dengan *expansion joint*.

Permasalahan yang muncul pada jembatan yang mempunyai lebih dari satu bentang yang menggunakan expansion joint adalah seiring berjalannya waktu maka expansion joint tersebut akan mengalami kelelahan dan penurunan kekuatan yang berakhir dengan terjadinya retak seperti Gambar 1a, Lepech (2005). Pada saat terjadi retak maka akan terbentuk celah kecil yang akan mengakibatkan air hujan masuk kedalam celah tersebut. Hal ini akan mengakibatkan rusaknya perletakan dan korosi pada balok jembatan seperti pada Gambar 1b dan 1c, Qian (2009). Akibat dari semua ini akan memberikan ketidak nyamanan bagi para pengguna jalan dan dapat mengakibatkan kegagalan struktur bila dibiarkan terjadi korosi secara terus menerus. Untuk menyelesaikan masalah tersebut maka penggunaan *link slab* dapat menjadi suatu alternatif penyelesaian masalah yang timbul sebagai akibat adanya kerusakan pada expansion joint.

Studi penggunaan link slab akibat pembebanan nonseismik telah banyak dilakukan. Caner dan Zia (1998) melakukan penelitian akibat beban statik dengan cara eksperimental pada balok baja dan beton bertulang. Studi analitik, disain dan retrofitting link slab pada jembatan pratekan untuk bentang yang bervariasi dan dengan pembebanan statik sesuai standar RSNI-2005 juga telah dilakukan, Sugihardjo dan Supani (2008, 2009)

Qian (2009) telah melakukan eksperimental dan disain link slab pada jembatan komposit dengan memperhitungkan daerah paling lemah pada *interface* antara link slab dan lantai kendaraan. Rekomendasi penambahan penghubung geser (*shear connector*) pada daerah transisi antara zona nirlekat (*debond zone*) dan pelat lantai kendaraan telah meningkatkan kinerja jembatan komposit sederhana bentang-banyak nirsambungan (*jointless*). Hasil studi ini telah diaplikasikan pada disain dan metoda penyambungan jembatan komposit sederhana dengan memperhitungkan variasi bentang menurut RSNI 2005 oleh Irawan (2010) dan Sugihardjo et al. (2010).



Gambar 1. Efek kelelahan dan penurunana expansion joint
 (a) Deteriorasi pada lantai kendaraan jembatan
 (b) Perletakan girder yang rusak; (c) Korosi penulangan ujung girder

Selama berlangsungnya gempa, jembatan sederhana dengan bentang-banyak (*multisimple-span bridges*) sangat mudah rusak

karena terpisahnya balok jembatan pada expansion joint, Cooper et al. (1994). Cara yang lazim digunakan untuk mencegah terpisahnya balok jembatan terhadap yang lain, adalah dengan menambahkan kabel atau batang bulat untuk merangkai balok-balok menjadi satu, FHWA (1995). Cara ini ternyata kurang efektif, karena kabel dan batang bulat mempunyai disipasi energi gempa yang rendah, sehingga banyak yang rusak akibat gempa-gempa besar, Feng et al. (2000). Contoh terlepasnya bentang jembatan akibat beberapa gempa ditunjukkan pada Gambar 2.

Setelah gempa Northridge 1994, Cooper et al. (1994) menyarankan penggunaan link slab sebagai tambahan pada jembatan yang sudah diretrofit dengan kabel ataupun perpanjangan perletakan. Terbukti setelah gempa Izmit di Turki pada tahun 1999, Ada 32 jembatan layang yang telah diretrofit dengan link slab menunjukkan kinerja seismik yang baik, Youd et al. (2000). Di Indonesia penggunaan link slab sebagai konstruksi *retrofitting* dapat dijumpai pada jembatan layang Janti, Yogyakarta, Yugian-toro et al. (2007).



Gambar 2. Terpisahnya bentang jembatan dari perletakannya:
 (a) Gempa Alaska 1964; (b) Gempa Kobe 1995

Fungsi link slab adalah sebagai elemen tarik dan tekan. Metoda retrofitting tanpa memperhitungkan kemampuan tekan dapat menyebabkan kerusakan pada ujung balok akibat gempa kuat. Studi analitik dan disain retrofitting pada jembatan balok pratekan sederhana bentang-banyak dengan meninjau kinerja seismik telah dilakukan oleh Caner et al. (2002). Dalam studi ini *retrofitting* dilakukan, dimana ujung balok jembatan tidak monolit (tidak terintegrasi dengan abutmen) atau yang biasa dikenal sebagai *semi integral bridge*. Respon seismik pada *retrofitting* jembatan layang komposit tiga dan empat bentang juga sudah distudi (Sugihardjo, 2011a; 2011b)

Dalam penelitian ini akan distudi penggunaan link slab sebagai metoda retrofitting pada jembatan komposit. Analisis statik dilakukan pada variasi bentang 12, 16, 20, 25 dan 30 meter dan dinamik pada jembatan layang bentang-banyak 4x20 meter nirsambungan dengan lima rekaman gempa dengan kandungan frekuensi yang berbeda. Penelitian kinerja seismik yang akan dilakukan berdasar metoda yang telah dilakukan Caner et al. (2002) dan

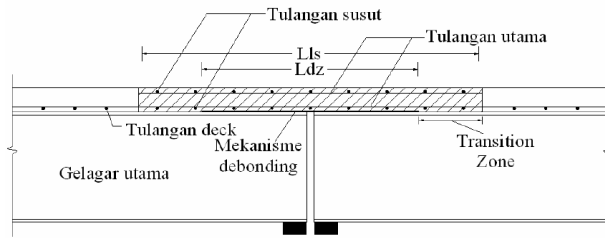
merupakan rangkuman dan pengembangan dari analisis nonseismik dan seismik dari studi terdahulu Irawan (2010), Sugihardjo et al. (2010) dan (Sugihardjo, 2011a; 2011b).

Fungsi utama link slab adalah mencegah pergerakan longitudinal balok pada jembatan sederhana multi bentang. Reretrofitting dengan link slab diharapkan tidak saja meningkatkan kinerja seismik jembatan, juga meminimalkan beaya pemeliharaan.

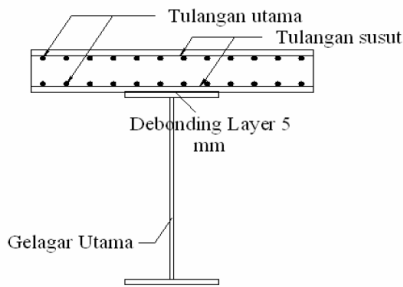
ANALISIS NONSEISMIK

a) Konstruksi Link Slab

Model dari link slab pada konstruksi jembatan bisa dilihat pada beberapa model jembatan di negara-negara lain dan juga di Indonesia, misal Jembatan Janti di Yogyakarta. Bentuk skematis yang sering digunakan di Australia dapat dilihat pada Connal (2006). Bentuk skematik dari link slab pada jembatan komposit baja dan beton yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 3, Irawan (2010) dan Sugihardjo et al. (2010), yang merupakan pengembangan studi dari Qian (2009).



(a)



(b)

Gambar 3. (a) Detail penulangan link slab arah memanjang; (b) Detail penulangan link slab arah melintang

b) Analisis Link Slab Metode Klasik

Dalam studi ini link slab akan dikaji dengan menggunakan dua metoda yaitu metoda klasik atau analitik dan metoda numerik. Metoda klasik yang diperkenalkan oleh Caner (1998) digunakan dalam studi ini. Model analitis yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 4. Link slab didisain sedemikian rupa sehingga kekakuannya cukup kecil, hingga asumsi balok dengan perletakan sederhana tetap berlaku. Hal ini bisa terjadi karena adanya zona nirlekat yang disediakan, sehingga terjadi mekanisme *debonding*. Link slab juga harus mampu memikul momen akibat adanya rotasi yang terjadi pada balok yang tertumpu diatas dua perletakan akibat beban hidup dengan memperhitungkan faktor kejutan dan beban mati tambahan.

Akibat beban hidup dan beban mati tambahan, besarnya rotasi pada ujung balok, θ , bisa dihitung dengan Persamaan (1) sebagai berikut:

$$\theta = \frac{PL_{sp}^2}{16E_c I_{sp}} + \frac{qL_{sp}^2}{24E_c I_{sp}} \quad (1)$$

dengan:

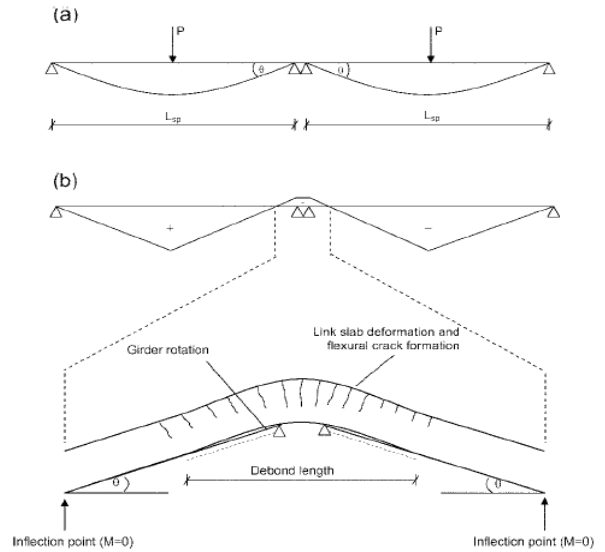
P = Beban garis / pisau (KEL)

L_{sp} = Panjang bentang jembatan

E_c = Modulus elastisitas beton

I_{sp} = Momen inersia sekunder dari girder (termasuk slab)

q = Beban terbagi rata (UDL) termasuk beban mati tambahan



Gambar 4. Skema balok tertumpu diatas dua perletakan dengan link slab dan beban terpusat, Canner (1998):

(a) Rotasi pada balok; (b) Distribusi momen dan deformasi link slab.

Dengan menggunakan azas kontinuitas, dimana rotasi pada titik balik momen lentur pada link slab dan girder harus sama atau besarnya sama dengan Persamaan (1). Kapasitas momen lentur yang disediakan oleh penampang link slab harus cukup kuat menahan rotasi yang ada. Dengan menggunakan metode energi, momen lentur M_a pada link slab yang tidak retak dapat dihitung dengan Persamaan (2) sebagai berikut:

$$M_a = \frac{2E_c I_{ls,g}}{L_{dz}} t \quad (2)$$

dengan :

$I_{ls,g}$ = Momen inersia sekunder dari link slab (tidak retak) dan

L_{dz} = Panjang zona nirlekat

Tegangan yang terjadi pada penulangan link slab, σ_s , juga diperhitungkan terhadap momen retak, rasio penulangan dan kedalaman dari zona tekan beton yang tidak retak yang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (3). Besarnya tegangan yang diijinkan dibatasi hingga 40 persen terhadap tegangan leleh, σ_y , sehingga besarnya tegangan yang bekerja adalah :

$$\sigma_s = \frac{\frac{2E_c I_{ls,g}}{L_{dz}}}{A_s \left(d - \frac{1}{2} kd\right)} \leq 0,40 \sigma_y \quad (3)$$

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2(n\rho)}$$

dengan :

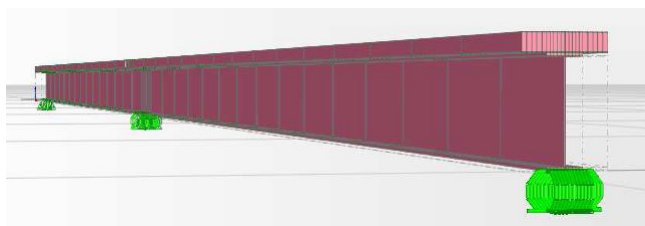
A_s = Luas tulangan tarik

d = Panjang lengan momen dari penampang (jarak antara gaya tarik pada baja dan blok tegangan tekan beton)

k = Koefisien blok tekan penampang beton
 n = Rasio modulus elastisitas baja terhadap beton dan
 ρ = Rasio tulangan

c) Analisis Link Slab Metode Numerik

Analisis link slab dengan model elemen hingga selain menggunakan model balok juga menggunakan elemen solid tiga dimensi untuk analisis akibat perbedaan temperatur, SAP2000 (2009). Bentuk pemodelan elemen solid pada struktur jembatan komposit dapat dilihat pada Gambar 5. Pemodelan tersebut terdiri dari dua balok girder komposit yang tertumpu pada dua tumpuan sederhana, expansion joint yang ada diganti dengan link slab. Perletakan diidealkan sebagai sendi dan rol, karena dari hasil studi, asumsi ini memberikan respon yang maksimum.



Gambar 5. Pemodelan struktur jembatan komposit dengan metode elemen hingga

d) Perilaku link slab pada zona transisi

Pada zona transisi antara link slab dan pelat lantai kendaraan, yang panjangnya lebih kurang 2,5% dari dua kali bentang balok, dapat terjadi konsentrasi tegangan yang menyebabkan terjadinya retak pada beton. Untuk mengatasi masalah ini, Qian (2009) menambahkan shear connector pada zona transisi untuk mentransfer gaya aksial total yang terjadi pada link slab. Jumlah konektor yang diperlukan searah panjang balok, N , dapat dihitung dengan Persamaan (4).

$$N = \frac{\sigma_{ls} w_s t_s}{N_g N_r Q_n} \quad (4)$$

dengan:

σ_{ls} = tegangan pada link slab (berdasarkan regangan maksimum material)

w_s = lebar link slab = lebar jembatan

t_s = tebal link slab

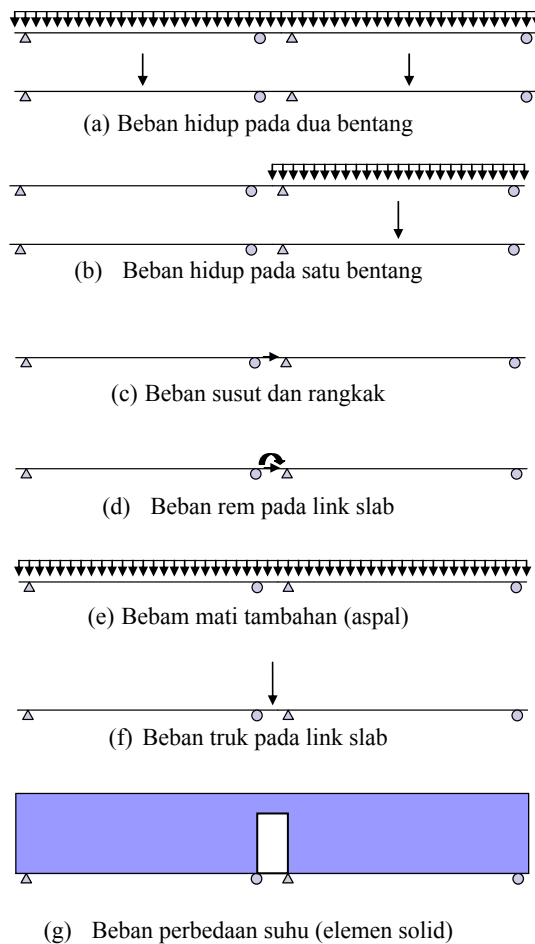
N_g = jumlah balok utama pada jembatan

N_r = jumlah konektor per bar

Q_n = kekuatan satu konektor

e) Skema dan Kombinasi Pembebanan

Dalam penelitian ini, beban dan kombinasinya mengacu kepada RSNI 2005. Untuk mendapatkan respon yang maksimum dari struktur jembatan, maka beberapa skema pembebanan dilakukan sedemikian rupa seperti pada Gambar 6. Untuk analisis perbedaan suhu antara diatas dan dibawah lantai kendaraan, pada model balok diberikan regangan akibat rangkai sebesar 0,000104 dan regangan akibat susut sebesar -0,00036 yang bekerja hanya pada link slab. Gaya rem bekerja pada ketinggian 1,8 meter dari permukaan link slab dan perbedaan temperatur antara permukaan atas dan bagian bawah slab berturut-turut adalah 40°C dan 15°C, BMS (1992). Untuk semua skema pembebanan, Gambar 6a sampai 6f, analisis menggunakan elemen balok, kecuali untuk pembebanan temperatur menggunakan elemen solid seperti ditunjukkan pada Gambar 6g.



Gambar 6. Skema pembebanan pada struktur jembatan

ANALISIS SEISMIK

Metoda penelitian yang digunakan mengadopsi dasar-dasar yang telah dilakukan oleh Caner et al. (2002) dengan aturan mengacu pada RSNI (2005). Hasil analisis dan disain link slab nonseismik diambil kedepan kemudian dikontrol dengan pembebanan seismik. Analisis seismik menggunakan 3 metoda, yaitu Metoda Statik Ekuivalen, Respon Spektrum dan *Time History Analysis* (THA) dengan 5 riwayat beban gempa dengan kandungan frekuensi yang berbeda. Prosedur disain retrofitting seismik dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

a) Langkah-1:

Kontrol besarnya tebal retak yang terjadi pada link slab, ω (mm), dimana besarnya tidak boleh melebihi 0,33 mm, ASSHTO (2007):

$$\omega = 0,000011\beta f_{ls} \sqrt[3]{d_c A} \quad (5)$$

dengan

β = perbandingan jarak antara serat tarik terluar ke garis netral terhadap jarak antara titik berat tulangan pokok dan garis netral

f_{ls} = tegangan tulangan link slab, dibatasi 0,4 σ_y (MPa)

d_c = tebal penutup beton dihitung dari serat tarik terluar titik berat tulangan terdekat (mm) dan

A = luas efektif tulangan (mm²)

b) Langkah-2:

Menghitung besarnya dispersemen longitudinal perletakan akibat beban gempa pada sebuah sistim jembatan di atas 2 perletakan:

$$\delta_{perletakan} = \frac{T_{Eq}^*}{k_{eff}} = \frac{CISW_t}{k_{eff}} \quad (6)$$

Dimana:

T_{EQ}^* = beban gempa rencana minimum, RSNI bagian 7.7.1

C = koefisien respon seismik elastis = koefisien geser dasar untuk zona gempa, perioda dan kondisi tanah tertentu

I = faktor kepentingan

S = faktor tipe bangunan

W_T = berat satu bentang jembatan dan

k_{eff} = kekakuan efektif, dimana diasumsikan sebagai setengah kekakuan lateral bangunan bawah pada sistim di atas 2 perletakan.

Perioda alam struktur jembatan untuk menghitung koefisien respon seismik elastis dapat dihitung sebagai berikut:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gk_{eff}}} \quad (7)$$

Dimana: g = percepatan gravitasi

Besarnya dispersemen longitudinal perletakan yang dihitung dengan Persamaan (2) tidak boleh melebihi kemampuan pergerakan maksimum perletakan tipe rol. Untuk perletakan elastomer tipe geser, besarnya dispersemen longitudinal yang diijinkan sebelum terjadi slip adalah:

$$\delta_{ijin} = \frac{\tau A_b}{k_{perletakan}} \quad (8)$$

dengan:

τ = tegangan geser yang terjadi, dimana besarnya 20% dari tegangan normal (σ) pada perletakan akibat beban mati pada regangan geser elastomer 70%, Iverson dan Pfeifer (1986);

A_b = luas permukaan perletakan elastomer dan

$k_{perletakan}$ = kekakuan geser perletakan elastomer

Besarnya kekakuan geser perletakan elastomer adalah:

$$k_{perletakan} = \frac{GA_b}{H} \quad (9)$$

dengan:

G = modulus geser perletakan dan

H = tinggi bantalan elastomer diantara pelat baja.

c) Langkah-3:

Menghitung besarnya gaya gempa statik yang bekerja pada link slab dengan metoda simplifikasi atau pendekatan:

$$T_{LS}^* = CISW_{T(1+2)} \quad (10)$$

dengan: $W_{T(1+2)}$ = berat dari 2 bentang yang berdekatan di setiap sisi link slab.

d) Langkah-4:

Kontrol apakah penulangan yang telah didisain nonseismik masih memenuhi syarat akibat gaya-gaya dalam yang timbul akibat pembebanan seismik. Jika pada beban nonseismik tegangan pada tulangan beton link slab dibatasi 40% tegangan lelehnya, maka untuk beban seismik dibatasi 50%, Caner et al. (2002). Pada Analisis Riwayat Waktu, nilai PGA (*Peak Ground Acceleration*) gempa diperoleh dengan menyamakan intensitas gempa-gempa tersebut dengan respon spektrum redaman 5% RSNI

(2005), sehingga spektra respon disainnya kompatibel, Caner et al. (2002); AASHTO (2007). Spektra kecepatan dan percepatan dihitung dengan bantuan Program SREL, Wahyudi (1990) dan besarnya intensitas gempa:

$$I = \int S_v dT \quad (11)$$

Dimana:

S_v = percepatan spektra dan

dT = diferensiasi perioda

e) Langkah-5:

Langkah terakhir mengontrol ulang tegangan-tegangan pada setiap elemen jembatan seperti abutmen, pilar dan balok jembatan akibat adanya redistribusi gaya yang disebabkan oleh adanya link slab.

HASIL PENELITIAN DAN DISKUSI HASIL

a) Analisis dan disain nonseismik:

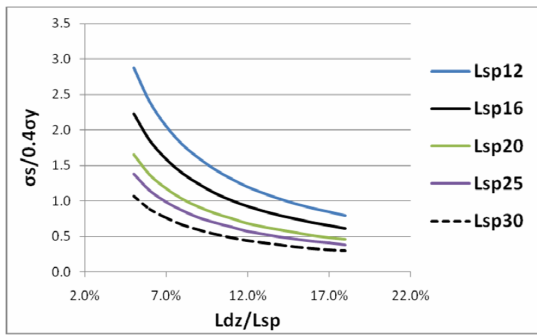
Dari kajian untuk tiap bentang jembatan komposit, Lsp, didapatkan hasil demensi profil WF dari baja Bj 41, seperti pada Tabel 1. Demensi balok baja hasil desain lebih besar dari standar Direktorat (1993). Hal ini bisa disebabkan oleh dua hal yaitu untuk memenuhi persyaratan rotasi maksimum dan karena digunakannya standar beban yang baru. Dengan tebal link slab sebesar 195 mm (tebal lantai kendaraan 200 mm dikurangi tebal roof paper 5 mm sebagai material nirlekat) dan lebar 1200 mm, didapatkan besarnya rotasi maksimum pada link slab sebesar 0,00374. Rotasi ini memenuhi syarat maksimum, yaitu sebesar 0,00375, Qian (2009). Rasio tulangan dengan $\sigma_y = 390$ MPa didapatkan sebesar 2,6 % atau D22-100. Dengan mutu beton $f'_c = 35$ MPa, didapatkan panjang zona nirlekat (L_{dz}) optimum untuk setiap balok, dimana tegangan tulangan mendekati $0,4\sigma_y$. Panjang link slab didapatkan (5,5-14,5)%, dimana terlihat pada Tabel 1 kolom (4), semakin panjang bentang jembatan, semakin pendek panjang zona nirlekatnya. Pemasangan link slab diusahakan seminimum mungkin sehingga volume pekerjaan penggantian expansion joint dengan link slab sesedikit mungkin.

Tabel 1. Hasil analisis link slab, Irawan (2010)

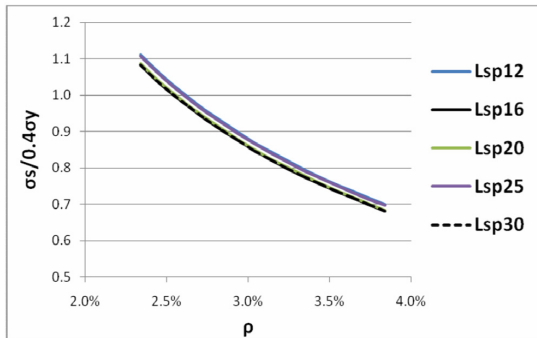
Lsp (m)	Penampang balok WF	θ (rad)	Ldz/Lsp (%)	$\sigma_s/0,4\sigma_y$ (%)	Penulangan link slab
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
12	400x400x21x21	0,00363	14,5	99,27	D22-100
16	460x400x30x50	0,00374	11,5	96,76	D22-100
20	900x300x15x23	0,00347	8,5	97,09	D22-100
25	925x400x24x38	0,00364	7,0	98,84	D22-100
30	1200x500x20x35	0,00335	5,5	96,74	D22-100

Besarnya rotasi pada link slab nilainya sama dengan rotasi yang terjadi pada gelagar utama. Untuk setiap bentang balok, semakin pendek zona nirlekat maka semakin besar tegangan pada tulangan, seperti terlihat pada Gambar 7. Dengan demikian besarnya tegangan pada tulangan merupakan fungsi dari rasio tulangan untuk panjang zona nirlekat dan rotasi link slab tertentu, seperti terlihat pada Gambar 8. Pada Gambar 8 ini terlihat untuk semua bentang balok, besarnya rasio tulangan berkisar 2,6% untuk mengoptimalkan tulangan mencapai $0,4\sigma_y$.

Berdasarkan Persamaan (4), kebutuhan *stud connector* dengan diameter 19 mm, tinggi 100 mm, yang dipasang pada zona transisi per baris tiga buah, untuk masing-masing bentang balok dapat dilihat pada Tabel 2.



Gambar 7. Panjang zona nirlekat vs tegangan tulangan, Irawan (2010)



Gambar 8. Rasio tulangan vs tegangan tulangan, Irawan (2010)

Tabel 2. Kebutuhan tambahan stud connector pada zona transisi, Sugihardjo et al. (2010)

Bentang balok	Tinggi balok	Panjang zona transisi	Jumlah total	Jarak longitudinal
Lsp (m)	(mm)	(mm)	(buah)	(mm)
12	400	600	3x4	150
16	460	800	3x6	135
20	900	1000	3x6	165
25	925	1250	3x9	140
30	1200	1500	3x9	170

Kombinasi tegangan yang terjadi akibat beban hidup, beban mati tambahan dan perbedaan temperatur dari Gambar 5 pada titik-titik kritis sekitar link slab maksimum 6,73 MPa, lebih kecil dari tegangan tekan beton, dimana besarnya tegangan ijin sementara boleh diambil lebih besar 25 % dari tegangan ijinnya atau 1,25 (0,45 f'_c) = 19,68 MPa.

b) Analisis dan disain seismik:

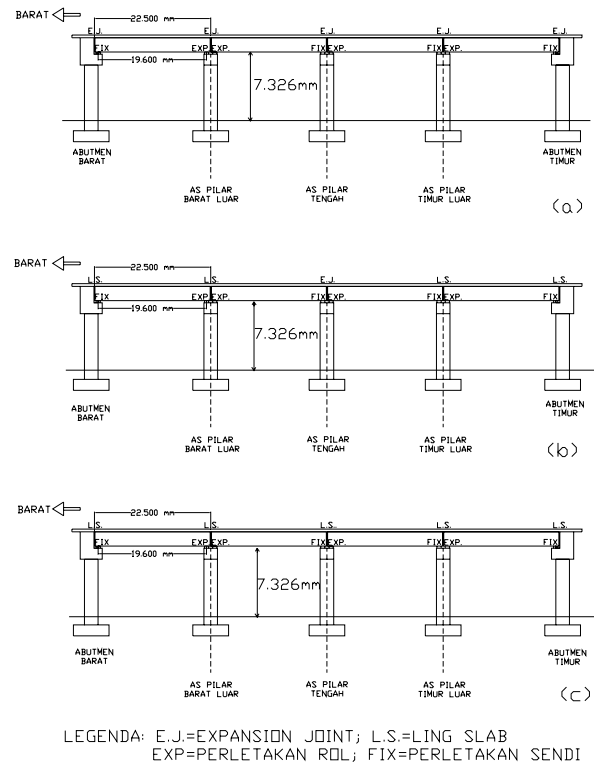
Sebagai studi kasus untuk menerapkan prosedur *retrofitting* diatas, diteliti model jembatan layang komposit 4 bentang 4x20 meter, seperti terlihat pada Gambar 9 dengan denah dan potongan bangunan atas seperti pada Gambar 10. Retrofitting dilakukan dengan 2 metoda, **Retrofitting-1**: semua expansion joint diganti link slab kecuali pilar tengah, jenis perletakan tetap seperti struktur asli. **Retrofitting-2** semua expansion joint diganti link slab, sehingga panjang total jembatan setelah diretrofitting 80 m. Hal ini masih memungkinkan, karena kalau mengacu pada panjang jembatan baja integral, bisa mencapai panjang 160 m untuk daerah dengan iklim sedang, Dicleli et al. (2003).

Tinggi teoretis pilar dan abutmen sama yaitu 7 meter (dihitung dari permukaan *pile cap* ke titik berat balok pilar) terjepit didalam tanah sedalam 1 meter. Ukuran balok pilar 1,3x1,3 meter dengan bentang 8,4 meter as-as kolom, sehingga didapat tinggi

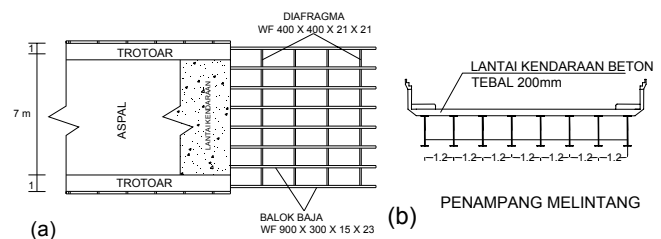
bebas jembatan sebesar 7,326 meter (tinggi bantalan elastomer 26 mm). Pilar terdiri dari 2 kolom dengan diameter 1,1 m. Penampang abutmen 0,75x10 m. Balok jembatan dari profil WF buatan ukuran 900x300x15x23 mm, lantai kendaraan dari beton bertulang, dengan tebal 200 mm, sedang ukuran link slab 1,7x9x0,195 m. Lantai kendaraan dipisah oleh expansion joint selebar 50 mm.

Sebagai perletakan digunakan bantalan elastomer (*elastomeric bearing pads*) tipe tetap (*fix*) dan geser (*expansion*) ukuran 300x150x26 mm, dengan tinggi elastomer diantara pelat baja 14 mm, tebal pelat baja dan pembungkus masing-masing 3 mm dengan kekerasan 60⁰, Honel (2011)

Material yang digunakan, untuk bangunan bawah, lantai kendaraan dan link slab digunakan mutu beton dengan f'_c =35 MPa, tulangan dengan σ_y =390 MPa. Sedang untuk balok baja jembatan digunakan material Bj 41 dengan σ_y =250 MPa dan untuk perletakan elastomer diasumsikan besarnya modulus geser $G=0,8$ MPa, SNI (2008), Caner et al. (2002).



Gambar 9. Potongan memanjang jembatan (a) Struktur asli; (b) Retrofitting-1 dan (c) Retrofitting-2



Gambar 10. (a) Denah dan (b) Penampang melintang jembatan

Untuk analisis struktur, bangunan bawah dianggap terjepit penuh pada pondasi sehingga kekakuan lateralnya sebesar $3EI/L^3$, dimana E =modulus elastisitas beton; I =momen inersia kolom pilar atau abutmen (jika dianggap ada retak, maka dapat digunakan I_{eff}); dan L = tinggi kolom pilar atau abutmen.

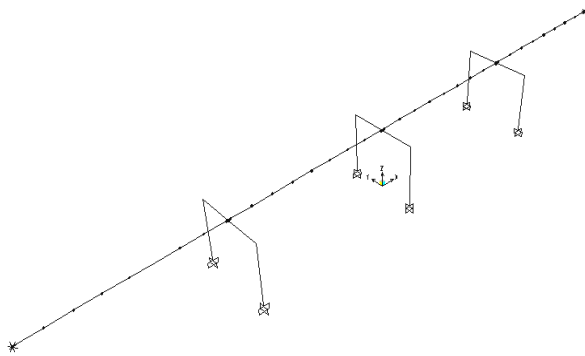
Dengan profil baja dari WF 900x300x15x23 berat satu bentang jembatan, yang terdiri dari berat baja, lantai kendaraan, diafragma, aspal, trotoar dan pagar didapat 1.542 kN.

Dari data tulangan link slab D22-100 mm, maka dari Persamaan (5) untuk β diasumsikan 2, tegangan tulangan pada link slab $40\% \sigma_y = 156$ MPa, tebal selimut beton $d_c = 51$ mm dan $A = 10.200$ mm² (dengan menganggap tinggi luas efektif sebesar 2 kali selimut beton), didapat lebar retak $\omega = 0,254$ mm lebih kecil yang diijinkan 0,33 mm. Retak selebar 77% dari retak ijin ini dapat diatasi dengan penggunaan beton *Engineered Cementious Composite* (ECC) yang mempunyai kekuatan tarik 350 kali beton normal, Kim et al. (2004).

Berdasarkan data-data dan asumsi jepit diatas, kekakuan lateral kolom pilar didapat 17.469 kN/m dan abutmen 85.449 kN/m, sehingga kekakuan efektif untuk satu sistim jembatan sederhana $k_{eff} = 60.219$ kN/m (rata-rata dari kekakuan abutmen ditambah 2 kekakuan kolom). Berdasarkan Persamaan (7) didapat periode untuk sistim jembatan sederhana diatas 2 perletakan $T = 0,27$ detik. Jika jembatan dibangun pada Daerah Gempa-1 dan di atas tanah lunak, didapat koefisien geser dasar 0,23, RSNI (2005). Jika diasumsikan jembatan untuk jalan raya utama dan struktur jembatan masih dalam keadaan elastis jika terjadi gempa (tidak ada plastifikasi), sehingga didapat faktor keutamaan 1,2 dan faktor tipe bangunan 3.

Dari Persamaan (6) besarnya dispelemen longitudinal perletakan elastomer tipe geser yang terjadi $\delta_{perletakan} = 21,2$ mm sebesar $\delta_{perletakan} = 21,2$ mm. Nilai ini bisa jauh lebih besar jika diasumsikan bangunan bawah dalam kondisi retak. Kekakuan geser perletakan dapat diperoleh dari Persaman (9). Untuk luas permukaan perletakan 45.000 mm², tinggi elastomer diantara pelat baja 14 mm dan modulus geser 0,8 MPa, diperoleh $k_{perletakan} = 2.571$ kN/m. Dengan jumlah balok 8 untuk satu bentang, besarnya reaksi vertikal tiap perletakan balok didapat 96,4 kN, sehingga tegangan tekan pada perletakan yang terjadi $\sigma = 2,14$ MPa. Besarnya tegangan geser yang terjadi diasumsikan $20\% \sigma$, didapat $\tau = 0,428$ MPa.

Besarnya kemampuan dispelemen longitudinal perletakan sebelum slip $\tau = 0,428$ MPa dihitung dengan Persamaan (8) didapat $\delta_{ijin} = 7,5$ mm. Kemampuan geser perletakan ini jauh lebih kecil dibandingkan dengan dispelemen longitudinal yang terjadi akibat gempa, 21,2 mm. Balok-balok jembatan dapat terlepas dari perletakannya atau bahkan jatuh ke bawah, sehingga perlu dilakukan *retrofit-ting*, untuk menyediakan kekakuan lateral yang cukup.

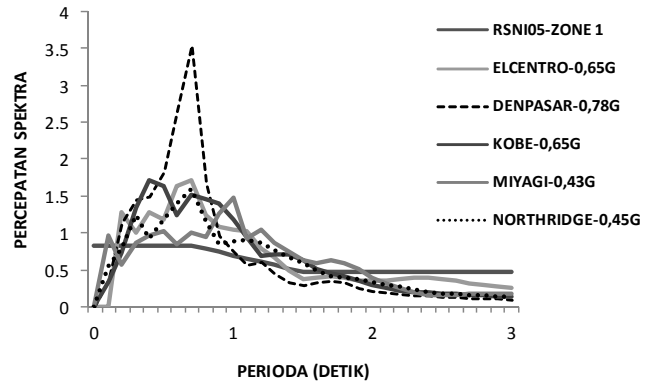


Gambar 11. Model 3D struktur jembatan

Dengan Metoda Simplikasi, besarnya gaya gempa statik yang bekerja pada link slab pada satu pilar dapat dihitung dengan Persamaan (10). Untuk jembatan dengan $CIS = 0,828$ dan berat satu bentang 1.542 kN, didapat $T^*_{LS} = 1,276$ s $kN T^*_{LS} = 1276$ kN. Dengan luas tulangan 38.000 mm²/m,

tegangan yang terjadi pada link slab dengan anggapan retak terjadi penuh pada ketebalannya, didapat 37,3 MPa. Nilai ini jauh lebih kecil dari tegangan ijin seismik sebesar $50\% \sigma_y = 195$ MPa.

Untuk analisis dinamik, balok jembatan dimodelkan dengan satu balok pengganti yang mempunyai properti fisik delapan kali balok aslinya, dan dimodelkan sebagai elemen balok 2D. Bangunan bawah dimodelkan elemen balok 3D, dimana abutmen dimodelkan sebagai pegas linier lateral dengan kekakuan lateral, $k = 85.449$ kN/m. Perletakan dimodelkan sebagai elemen balok 2D, dengan beberapa konstrain sesuai fungsinya sebagai perletakan tetap (sendi) atau bergerak (rol), dimana kekakuan gesernya sebesar 2.571 kN/m untuk tiap perletakan. Model struktur jembatan 3D seperti ditunjukkan pada Gambar 11 dan dianalisis menggunakan SAP 2000 (2009).



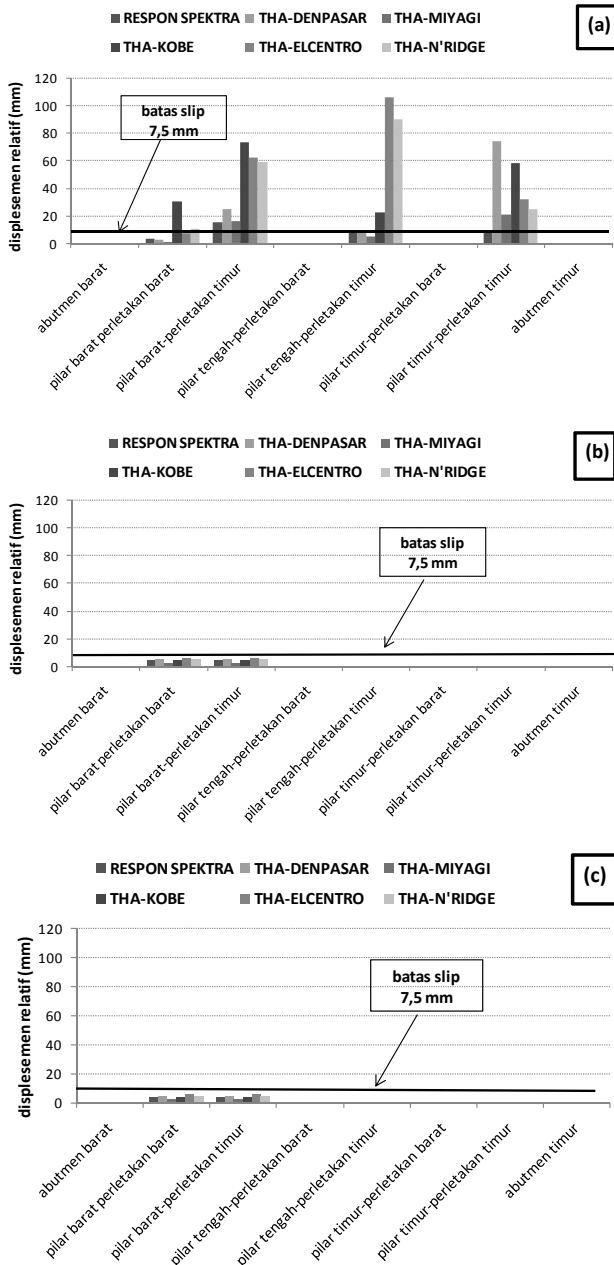
Gambar 12. Skala beberapa gempa terhadap spektra disain RSNI 2005 Daerah Gempa 1, I=1,2 dan S=3; redaman 5%.

Tabel 3. Periode dan partisipasi massa struktur jembatan arah logitudinal

Moda	Periode			Partisipasi massa		
	Struktur asli (detik)	Retrofit ting-1 (detik)	Retrofit ting-2 (detik)	Struktur asli (%)	Retrofit ting-1 (%)	Retrofit ting-2 (%)
1	0.35803	0.27890	0.27506	58	99	99
2	0.27201	0.19971	0.19660	63	99	99
3	0.25356	0.18803	0.18625	83	99	99
4	0.23432	0.18216	0.18070	99	99	99
5	0.20328	0.18145	0.18044	99	99	99
6	0.19644	0.14613	0.13914	99	100	100
7	0.18909	0.07189	0.07053	99	100	100
8	0.18584	0.06138	0.06038	100	100	100
9	0.14308	0.04987	0.04675	100	100	100
10	0.07188	0.04704	0.04674	100	100	100
11	0.06528	0.04684	0.04329	100	100	100
12	0.05756	0.04329	0.04069	100	100	100

Sebagai kontrol Metoda Simplikasi, dilakukan Analisis Respon Spektrum untuk Daerah Gempa-1, RSNI (2005) dan Analisis Riwayat Waktu linier dengan 5 riwayat gempa El Centro-1940 PGA 0,65, Denpasar-1976 PGA 0,78, Kobe-1995 PGA 0,65, Miyagi-1978 PGA 0,43 dan Northridge-1994 PGA 0,45 untuk menghitung tegangan tulangan pada link slab. Analisis gempa hanya dilakukan dalam arah longitudinal. Nilai PGA gempa diperoleh dengan cara menyamakan intensitasnya menggunakan Persamaan (11) dan hasilnya ditunjukkan pada Gambar 12, untuk Faktor Keutamaan I=1,2, Tipe Struktur S=3 dan redaman 5%.

Besarnya perioda dan partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 3 untuk Struktur Asli, Retrofitting-1 dan Retrofitting-2, dimana terlihat struktur jembatan dengan cara Retrofitting-2 menghasilkan perioda pada moda-1 paling kecil (struktur paling kaku) dari pada Struktur Asli dan Retrofitting-1, dan partisipasi massa pada struktur asli dan semua retrofitting sudah mencapai 100% pada moda ke-8.

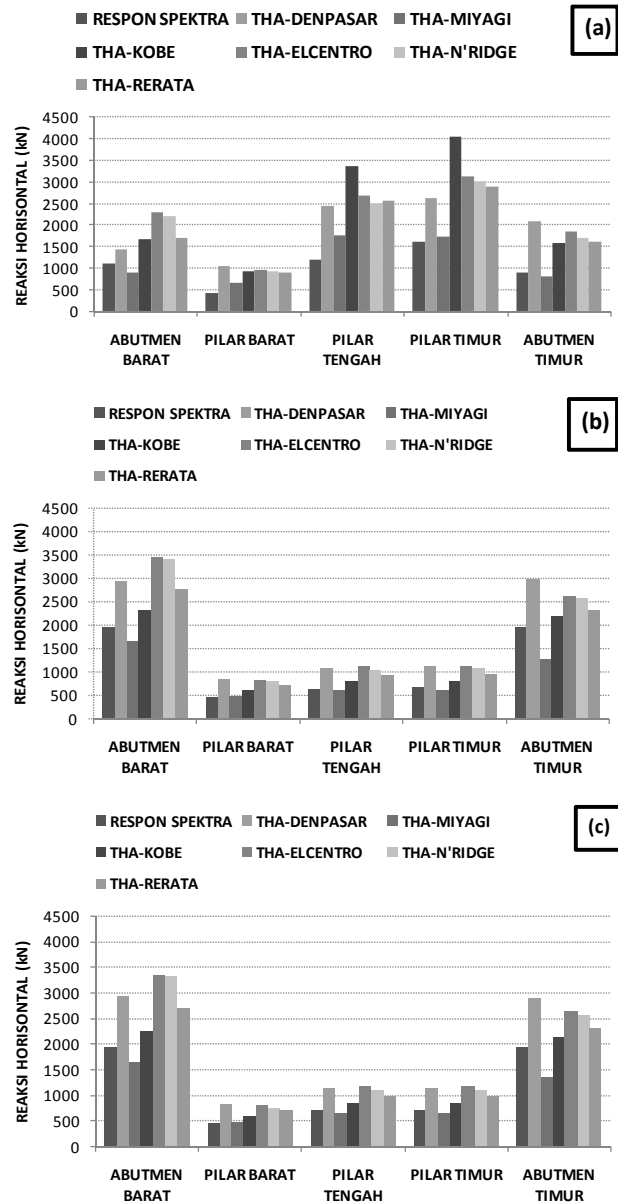


Gambar 13. Displesemen perletakan relatif maksimum: (a) Struktur Asli; (b) Retrofitting-1; (c) Retrofitting-2

Dari Gambar 13 (a), terlihat untuk Struktur Asli hampir semua perletakan tipe geser melebihi batas slipnya 7,5 mm, yang mengindikasikan balok jembatan bisa jatuh ke bawah. Setelah dilakukan retrofitting semua perletakan berdisplesemen atau bergeser di bawah batas slip-nya, yang ditunjukkan Gambar 13 (b) dan (c). Variasi displesemen yang sangat besar (sampai 106 mm), misal akibat gempa El Centro pada Gambar 13(a), mengindikasikan sangat perlu dilakukan Analisis Riwayat Waktu untuk me-

ngetahui perilaku struktur jembatan, meskipun intensitasnya telah disamakan.

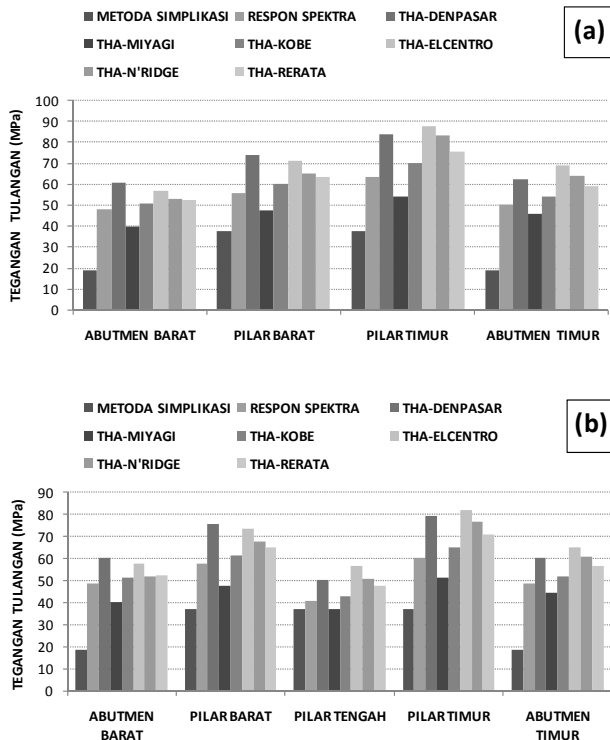
Distribusi gaya horisontal akibat gempa pada bangunan bawah untuk Struktur Asli dan yang diretrofitting dapat dilihat pada Gambar 14. Terlihat akibat retrofitting, apabila Disain Respon Spektra dianggap sebagai acuan, gaya horisontal pada abutmen bisa bertambah sampai 79% dan pada pilar berkurang sampai 59%. Nilai ini sangat bergantung dari kekakuan bangunan bawah. Ke 2 alternatif retrofitting menghasilkan distribusi gaya horisontal yang hampir sama, sedang Analisis Riwayat Waktu menghasilkan nilai yang lebih konservatif dibandingkan Metoda Respon Spektra. Adanya tambahan gaya horisontal pada abutmen dapat diatasi dengan penjangkaran (*tie back*) dibelakang abutmen.



Gambar 14. Reaksi horisontal maksimum (a) Struktur Asli; (b) Retrofitting-1; (c) Retrofitting-2

Dari Gambar 15, jika ditinjau tegangan tarik yang terjadi pada tulangan link slab, baik Metoda Respon Spektra maupun Analisis Riwayat Waktu selalu lebih besar dari Metoda Simulasi. Hal ini dikarenakan adanya tambahan tegangan yang terjadi akibat momen pada link slab meskipun link slab dianggap sudah retak. Tetapi semua tegangan tarik yang terjadi pada link slab

maksimum hanya $24,3\% \sigma_y$, dimana nilai ini masih jauh dari persyaratan $40\% \sigma_y$ untuk disain nonseismik dan $50\% \sigma_y$ untuk disain seismik. Jadi disain nonseismik pada link slab yang telah dilakukan masih aman jika diaplikasikan pada retrofitting jembatan. Jika dilihat dari Gambar 15 (b), *Retrofitting-2* menghasilkan tegangan tarik pada link slab sedikit lebih kecil dan merata dari pada *Retrofitting-1*.



Gambar 15. Tegangan maksimum pada tulangan link slab: (a) Retrofitting-1; (b) Retrofitting-2

KESIMPULAN DAN SARAN

Dari kajian analitik yang telah dilakukan, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

- Besarnya panjang zona nirlekat berkisar antara (5,5-14,5)% bentang balok dan rasio tulangan utama yang diperoleh kurang lebih 2,6%.
- Untuk semua bentang jembatan semakin pendek zona nirlekat, semakin besar tegangan pada tulangan link slab dan semakin panjang bentang jembatan semakin kecil panjang zona nirlekatnya
- Standar jembatan gelagar komposit Departemen Pekerjaan Umum yang digunakan sebagai acuan ukuran profil ternyata tidak memenuhi syarat rotasi maksimum untuk pemasangan link slab sehingga profil gelagar harus diperbesar. Hal ini perlu diperhatikan pada pekerjaan penggantian expansion joint dengan link slab, apalagi kalau jembatan dituntut memenuhi beban dengan standar beban baru.
- Penulangan link slab hasil disain nonseismik masih aman jika diaplikasikan pada retrofitting jembatan terhadap beban seismik. Tegangan tarik yang terjadi pada tulangan link slab akibat beban mati dan gempa hanya sebesar $22,3\% \sigma_y$ lebih kecil dari persyaratan akibat beban nonseismik, sebesar $40\% \sigma_y$ dan beban seismik sebesar $50\% \sigma_y$.
- Adanya tambahan gaya horisontal sampai 79% pada abutmen akibat gempa, harus menjadi perhatian utama dalam pekerjaan *retrofitting*, meskipun hal ini dapat diatasi misal dengan

penjangan dibelakang abutmen. Hal yang menguntungkan, gaya horisontal pada pilar berkurang sampai 59%.

- Retak yang terjadi pada tulangan link slab yang sebelumnya telah didisain nonseismik sampai mencapai tegangan $40\% \sigma_y$, masih dibawah yang disyaratkan AASHTO, yaitu 0,33 mm. Untuk mengatasi retak ini, disarankan menggunakan beton *Engineered Cementitious Composite* (ECC) sebagai material link slab, yang mempunyai kekuatan tarik 350 kali beton normal.
- Analisis Riwayat Waktu dengan beban gempa yang mempunyai kandungan frekuensi yang berbeda tetap diperlukan untuk mengetahui kinerja seismik jembatan pada pekerjaan *retrofitting* menggunakan link slab.

DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO LRFD. (2007). *Bridge Design Specification*, Washington, D.C.
- BMS. (1992). *Bridge Management Systems*. Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Caner, A and Zia, P. (1998). "Behavior and Design of Link Slab For Jointless Bridge Decks." *PCI Journal*, May-June, pp. 68-80.
- Caner, A., Dogan, E. and Zia, P. (2002). "Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slab." *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 85-93.
- Connal, J. (2006). "Integral Abutment Bridges." *Australian and US Practice*. Maunsell Australia Pty Ltd.
- Cooper, J. D., Friedland, I. M., Buckle, I. G., Nimis, R. G., and Bobb, N. M. (1994). "The Northridge earthquake: Progress made, lessons learned in seismic resistant bridge design." *Public Roads*, Vol.58, No.1, pp. 40-48.
- Dicleli, M. and S.M. Albhaisi. (2003). "Maximum length of integral bridges supported on steel H-piles driven in sand." *Engineering Structures*, Vol. 25, Oct. pp. 1491-1504.
- Direktorat Bina Program Jalan. (1993). *Standar Jembatan Komposit*. Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Federal Highway Administration (FHWA). (1995). "Seismic retrofitting manual for highway bridges." *Report No. FHWA-RD-94-052*, McLean, Va.
- Feng, M. Q., Kim, J. M., Shinozuka, M., and Purasinghe, R. (2000). "Viscoelastic dampers at expansion joints for seismic protection of bridges." *Journal of Bridge Engineering*, Vol.5. No.1, pp. 67-74.
- Honel. (2011). *Elastomeric Bridge Bearing*. Honel Structural Products Ltd., Pinetown, South Africa.
- Irawan, F. (2010). "Studi Penggunaan, Perbaikan dan Metoda Sambungan untuk Jembatan Komposit Menggunakan Link Slab." Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil ITS, Surabaya
- Kim, Y., Fischer, G. and Li, V.C. (2004). "Performance of bridge deck link slabs designed with ductile engineered cementitious composite." *ACI Structural Journal*, V.101, No.6. November-December 2004, pp. 792-801.
- Lepech, M and Li, V.C. (2005). "Design and Field Demonstration of ECC Link Slab for Jointless Bridge Decks." *The 3rd International Conference on Construction Materials*, CONMAT'05.
- Qian, S., Michael, D., Lepech, Y. Kim, Y. and Li, V.C. (2009). "Introduction of Transition Zone Design for Bridge Deck Link Slabs Using Ductile Concrete." *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 1, January-February 2009, pp. 96-105.
- RSNI. (2005). *Draf Standar Nasional Indonesia T-02-2005*, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.
- SAP2000. (2009). *Structural Analysis Program, version 14.1*. Computers and Structures, Inc., Berkeley.
- SNI. (2008). *Spesifikasi bantalan elastomer tipe polos dan tipe berlapis untuk perletakan jembatan*. Badan Standardisasi Nasional, SNI 3967:2008, Jakarta.

- Sugihardjo, H., Supani, dan Lukito, A. (2008). "Analisis Sistem Konstruksi Lantai Menerus (Link Slab) untuk Perbaikan Jembatan Balok Beton Pratekan di Atas Dua Tumpuan." *LPPM-ITS, Penelitian Produktif* Nomor Kontrak : 10576/I2.7/PM/2008 tanggal 1 April 2008, Surabaya.
- Sugihardjo, H., and Supani. (2009). "Introduction of Repairing and Joining Methods for Simply-Supported Prestressed Bridges Using Link Slab." *The 1st International on rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering (ICRMCE)*, 21-22 March 2009, Solo, Indonesia.
- Sugihardjo, H., Piscesa, B., dan Irawan, F. (2010). "Studi Penggunaan Link Slab pada Jembatan Komposit." *Prosiding Kolokium Jalan dan Jembatan: Peningkatan Penerapan Teknologi Jalan dan Jembatan untuk Keselamatan dan Kenyamanan Pengguna Jalan*, Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum, 11-12 Mei 2010, Bandung.
- Sugihardjo, H. (2011.a). "Kajian Akibat Beban Gempa Pada Retrofitting Jembatan Komposit 3 Bentang Menggunakan Link Slab." *Kolokium Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan*, Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum, 8-9 Juni 2011, Bandung.
- Sugihardjo, H., (2011.b). "Seismic Response On Jointless Composite Retrofitted Bridges Using Link Slab." *The 2nd International Conference of Earthquake Engineering and Disaster Mitigation (ICEEDM)*, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) and Indonesian Earthquake Engineering Association (IEEA), 19-20 July 2011, Surabaya, Indonesia.
- Wahyudi. D.I. (1990). "Program Bantu Untuk Pembuatan Spektra Respon Gempa." *Tugas Studi Individua Teknik Gempa*, tidak dipublikasikan, Fakultas Pasca Sarjana ITB.
- Youd, L. T., Bardet, J. P., and Bray, J. D. (2000). *Kocaeli, Turkey, earthquake of August 17, 1999 reconnaissance report, 2000-03, Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.
- Yugiantoro, H dan Vaza, H. (2007). *Konstruksi Lantai Kendaraan Menerus pada Jembatan Balok di Atas 2 Tumpuan*. Direktorat Bina Program Jalan, Direktorat Jenderal Bina Marga, Jakarta.