

KAJIAN PERGESERAN (*DSPLACEMENT*) ABUTMEN JEMBATAN ORDINER JALAN RAYA DI ATAS PONDASI SUMURAN PENGARUH GEMPA (STUDI KASUS RUNTUHNYA JEMBATAN BOOMPI KEEROM PAPUA PASKA GEMPA)

Pujiyanto^{1*}, Yusep Muslich², Sholihin As'ad²

¹Pascasarjana Program Studi Magister Teknik Rehabilitasi dan Pemeliharaan Bangunan Sipil, Universitas Sebelas Maret Surakarta, Jalan Ir. Sutami 36 A, Surakarta, 57126

²Fakultas Teknik, Magister Teknik Rehabilitasi dan Pemeliharaan Bangunan Sipil Program Pasca Sarjana UNS, Jalan Ir. Sutami 36 A, Surakarta, 57126

*Email: PUJIYANTO87TH@GMAIL.COM

Abstrak

Jembatan adalah prasarana vital yang dibutuhkan dalam mitigasi bencana. Dalam perencanaan kondisi gempa batas layanan(service limits) tidak dispesifikasikan dalam pedoman. Namun demikian, kondisi jembatan paska gempa dituntut tetap aman dioperasikan guna mendukung tanggap darurat bencana sebagaimana diatur dalam bab-1 pasal 1(8) PP N0.21 Tahun 2008. Pengalaman jembatan tipe ordinari tidak dilengkapi sistem penahan gempa standar. Sistem penahan gempa dibatasi oleh kapasitas tahanan geser landasan(bearing pads). Jembatan Boompai dibangun tahun 1993 di Papua yang merupakan wilayah gempa intensitas tinggi. Pada tanggal 15 April 2015 dilaporkan runtuh paska terjadi gempa dengan magnitudo 4,5 SR. Jembatan direncanakan mengikuti ketentuan BMS 1992. Ketentuan pedoman perencanaan jembatan sebelum SNI-1726-2016, jembatan tidak dioperasikan saat atau paska gempa. Penelitian bertujuan mengkaji kondisi jembatan setelah dibebani gempa rencana berdasarkan SNI-1726-2012 melalui pengujian model dengan alat perangkat lunak Plaxis 2D. Metode penelitian terdiri atas analisis data tanah dan struktur dokumen laporan konsultan, pemodelan struktur tanah, abutmen dan pondasi, analisis deformasi model, analisis kurva respon spektrum goyangan(displacement), membandingkan spesifikasi pedoman perencanaan tahanan gempa jembatan yaitu RSNI-2833-1992, SNI-2883-2008 dan goyangan maksimum akibat gempa. Hasil penelitian membuktikan gayangan puncak abutmen pengaruh gempa rencana menyebabkan kondisi batas layanan terlewati. Pergeseran akibat pembebanan gempa intensitas PGA 0,283g dan 1,2g masing-masing adalah 0,467m, dan 0,761m. Pergeseran(displacement) maksimum melebihi kapasitas geser maksimum elastomer 0,034 m atau jembatan dalam keadaan batas kondisi 2(LS-2). Pergeseran(displacement) abutmen dapat diakomodasi oleh jarak aman yang ditentukan dalam RSNI 2833 201x. Kondisi jembatan paska gempa aman diperasikan dengan beban kendaraan 50% pembebanan Ekstrim I SNI 1725 2016, dapat digunakan untuk mendukung mitigasi.

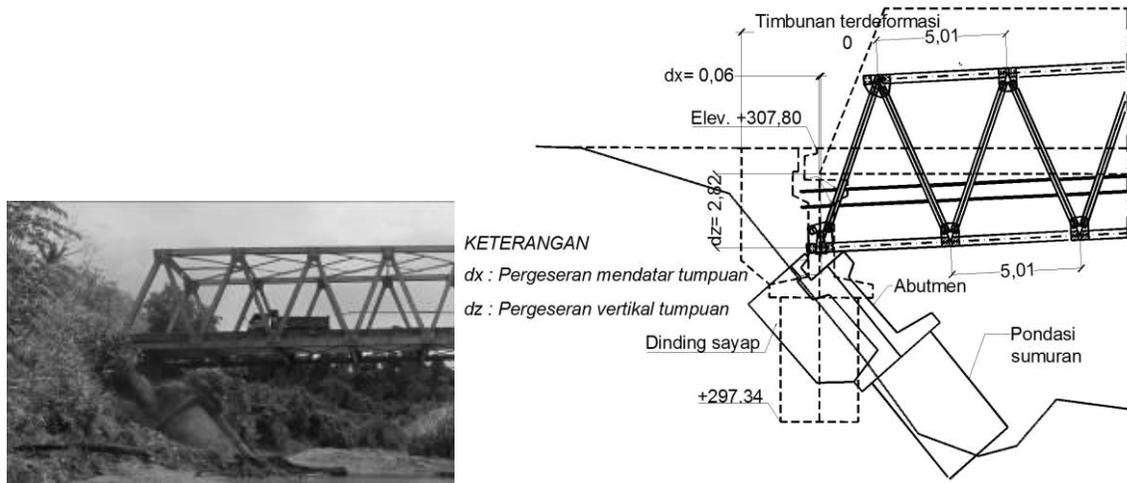
Kata kunci: bencana, gempa, jembatan, mitigasi, runtuh.

1. PENDAHULUAN

Jembatan Boompai dengan konstruksi rangka baja kelas lalu-lintas B dilaporkan runtuh, paska gempa tanggal 27 Januari 2015, Gambar 1. Pusat gempa dilaporkan berada di kedalaman 10 km di wilayah sekitar jembatan Boompai 29,5 km dari lokasi jembatan dengan magnitudo 4.5 SR, BMKG, 2015. Bencana alam memicu timbulnya beban-beban belum semuanya bisa diprediksi secara tepat. Pengalaman pengaruh gempa aktual tidak dapat ditahan oleh kekuatan bangunan sepenuhnya. Rusak berat seing ditemukan pada jembatan ordinari dengan kategori tidak penting, ditandai dengan jatuhnya bangunan atas dari abutmen. Kegiatan mobilisasi penyelamatan dan evakuasi kurban, harta benda, pemenuhan kebutuhan dasar tidak dapat dilakukan dengan rusaknya jembatan. Jembatan Boompai juga dilaporkan telah mengalami gerusan pada salah satu abutmen pada sisi arah Senggi.

Pergeseran perlu diakomodasi untuk menghindari jatuhnya bangunan bawah, sehingga masih bisa beroperasi untuk kegiatan mitigasi. Jembatan tetap operasional guna kegiatan mitigasi, paska terjadinya gempa diakomodasi dalam pedoman pembebanan jembatan terbaru SNI 1725 2016. Beban lalu-lintas dimasukan bersama beban akibat air sungai banjir, gesekan(friction), dan pengaruh gempa

dalam pembebanan kombinasi Ekstrim I SNI 1726 2016. Jembatan Boompai direncanakan berdasarkan pedoman spesifikasi BMS7-CA 1992. Dalam Pembebanan menurut BMS7-CA 1992, beban lalu-lintas tidak dimasukan bersama beban gempa. Penelitian bertujuan mengkaji kondisi jembatan dibawah beban pembebanan Ektrim I SNI-1726-2012 setelah dipengaruhi beban gempa.



Gambar 10 Kondisi terakhir jembatan mengalami displasmen pada salah satu abutmen, Arsip dokumen PT. Portal Enginnering Mandiri Perkasa, 2015

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

Tinjauan Pustaka

1.1.1 Pergeseran(*Displacement*) Abutmen

Pergeseran abutmen adalah parameter utama sebagai penentu kondisi batas kinerja jembatan. Kegagalan struktur jembatan ditentukan oleh besarnya pergeseran. Prilaku lateral abutmen tipe dinding ditunjukkan oleh bentuk hiperbolik hubungan beban lateral dan displasmen dilaporkan oleh, Lamnitzer dkk, 2009. Pergeseran signifikan gempa pada dinding penahan kaku dikemukakan oleh Wu dan Prakash, 2001.

1.1.2 Tipe Kerusakan Abutmen

Runtuh geser batas landasan elastomerik umumnya berkisar 400% hingga 600% tebal total karet dilaporkan oleh Yoon dkk., 2013. Tipikal kerusakan penting pada jembatan akibat gempa adalah rotasi dan jatuhnya bangunan atas ditumpu oleh landasan karet dilaporkan oleh, Unjoh , 2011. Respons spektrum pergeseran landasan(*bearing pad*) elastomerik menyebabkan patahnya angkur dilaporkan oleh Steelman dkk, 2011. Kerusakan abutmen tipe dinding akibat pergeseran mendatar(*lateral displacement*) di atas pondasi tiang pancang akibat tekanan tanah pernah dikemukakan, Gawit Hidayat, 2011.

Landasan Teori

1.1.3 Penilaian Kondisi Batas Jembatan

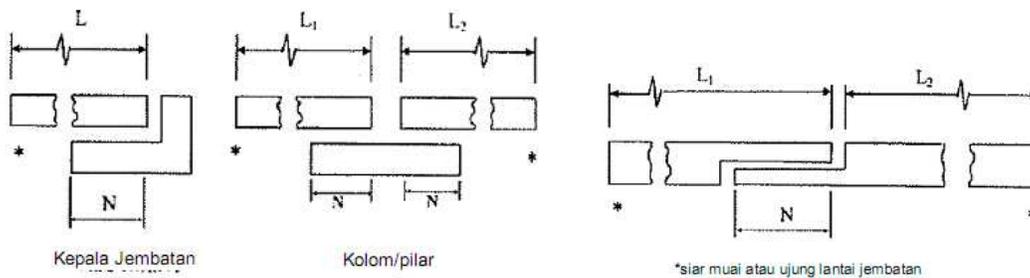
Kondisi batas layan (*Limit state 1*) atau LS-1 didefinisikan untuk displasmen sebelum tercapai kapasitas geser landasan (*bearing pads*), kondisi batas kontrol rusak (LS-2) dispesifikasikan untuk displasmen ketika bangunan atas jatuh dari landasan, terakhir ketika displasmen bangunan atas melampaui panjang dudukan(*seats*) yang tersedia pada balok kap, hal ini terjadi keruntuhan menyeluruh yang dispesifikasikan sebagai kondisi batas runtuh (LS-3) dikemukakan oleh Avsar, dkk., 2012. Indeks kerusakan (*damage index*) landasan elastomer dinyatakan dengan regangan geser(γ), kategori kerusakan ringan $150\% > \gamma > 100\%$, kerusakan sedang $200\% > \gamma > 150\%$, rusak $400\% > \gamma > 200\%$, dan runtuh $\gamma > 400\%$, yang diketengahkan oleh Zang dan Huo (2008). Panjang dudukan(*seat*) dimana tidak terdapat perlengkapan untuk membatasi gerakan relatif pada perletakan atau hubungan dilatasi(seperti peredam), suatu jarak bebas minimum antara ujung gelagar dan ujung tumpuan harus

diadakan, RSNI 2833, 201x. Panjang landasan ditentukan berdasarkan tinggi bangunan bawah, bentang jembatan, dan sudut kepengcangan(*skew*) jembatan, Tabel 1.

Tabel 11 Formula lebar bebas(*gap*) dudukan abutmen berdasarkan bentang jembatan

Lebar bebas dudukan abutmen		
RSNI 2833, 201X	$N = (-0,782 + 0,02L + 0,08H)(1 + 0,00125S^2)$	
BMS7-CA, 1992	$d_0 = 0,7 + 0,005L, L < 100 \text{ m}$	$d_0 = 0,7 + 0,005L, L > 100 \text{ m}$

Dimana N_0 adalah jarak bebas minimum antara ujung gelagar dengan ujung tumpuan dalam meter, H merupakan tinggi rata-rata bangunan bawah dalam meter, L merupakan panjang bentang jembatan dalam meter, dan S merupakan sudut kemiring(*skew*) dalam derajat, masing-masing dalam satuan meter, Gambar 2.



Gambar 11 Lebar bebas, gb. 8 RSNI 2833 201X, 2013

1.1.4 Analisis Displamen Struktur Abutmen

Penggunaan perangkat lunak Plaxis 2D untuk evaluasi pergerakan lateral abutmen, Turan dkk, 2013. Permasalahan elemen hingga seperti: kondisi-kondisi batas, kontitusi model *finis elemen*(FE) dapat dimodelakan dengan Plaxis secara sederhana, untuk memprediksi prilaku monotonik tanah tetap keakuratan, dikemukakan oleh Galavi dkk., 2013. Analisis

Analisis deformasi dinamis masa tanah dirumuskan dalam kerangka kerja mekanika kontinum. Mekanika kontinum didasarkan pada hukum kekekalan(masa, energi, momentum, momen, entropi) dan dibantu dengan perangkat matematika yang dibangun khusus untuknya. Persamaan dasar gerak dibawah pengaruh beban dinamis adalah sebagai berikut,

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \tag{1}$$

Dimana M adalah matrik massa, C adalah matrik peredam, K adalah matrik kekakuan, u adalah vektor displacement, dan F adalah gaya dinamik. Metode yang digunakan untuk peredam materi kental(*viscouse*) pada sistem adalah peredam Rayleigh. Besarnya peredam dihitung sebagai hubungan linier antara matrik massa dan matrik kekakuan, yang dirumuskan sebagai berikut,

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \tag{2}$$

Dimana α_R dan β_R adalah koefisien Rayleigh. Penyelesaian persamaan secara numerik digunakan skema integrasi Newmark. Skema integrasi Newmark didefinisikan sebagai berikut,

$$[c_0 M + c_1 C + K]\Delta U = F_{ext}^{t+\Delta t} + M(c_2 \dot{u}^t + c_3 \ddot{u}^t) + C(c_4 \dot{u}^t + c_5 \ddot{u}^t) - F_{int}^t \tag{3}$$

Dimana

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + c_6 \ddot{u}^t + c_7 \ddot{u}^{t+\Delta t}$$

Atau

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = c_1 \Delta u - c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u$$

Dimana $c_0, c_1, c_2, \dots, c_7$ adalah koefisien Newmark yang merupakan fungsi dari parameter Newmark dan waktu.

2. METODE PENELITIAN

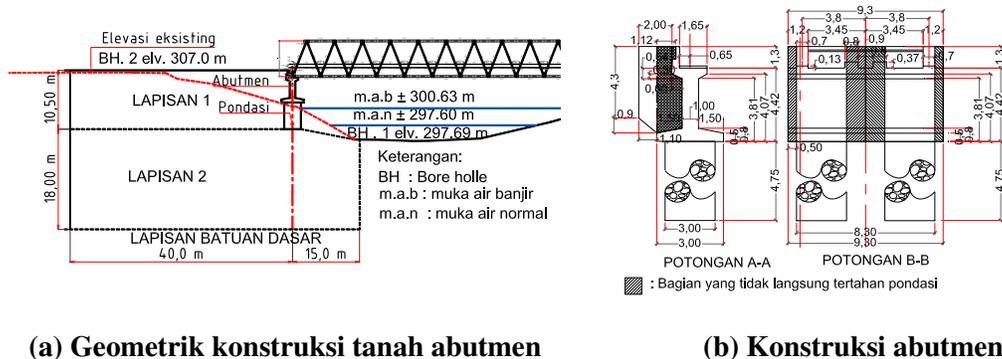
Lokasi penelitian

Subyek penelitian adalah jembatan Boompai berlokasi di wilayah kabupaten Keerom provinsi Papua. Jembatan Boompai dibangun tahun 1993 dengan konstruksi bangunan atas tipe rangka baja bentang 60 m dilaporkan tanggal 11 April 2015 mengalami keruntuhan. Keruntuhan terjadi pada salah satu abutmen arah Senggi mengalami pergeseran yang disertai guling dan penurunan sangat besar. Jembatan Boompai dibangun pada jalan Nasional trans Papua ruas Yety-Senggi. Sampai sekarang umur jembatan Boompai adalah sudah 22 tahun, dari umur layan rencana 50 tahun.

Geometrik

Model struktur tanah dan abutmen merupakan idealisasi dari penampang memanjang konstruksi tanah, abutmen, dan pondasi jembatan, Gambar 3a. Model dikembangkan dengan penggunaan perangkat lunak Plaxis 2D. Pemodelan geometrik didasarkan pada konsep regangan bidang penggunaan elemen segitiga 6 titik dengan mesh kerapatan medium. Pemodelan dalam perangkat Plaxis 2D dengan anggapan struktur merata arah tegak lurus bidang geometrik. Sistem Struktur Dinding Ekuivalen dua dimensi (SSDE2D) dikembangkan sesuai spesifikasi model dalam Plaxis. Pembangunan SSDE2D dilakukan sebagai berikut. Bagian bangunan awah abutmen yang ditahan langsung pondasi diperlakukan sebagai struktur dinding seragam memanjang, dan bagian yang lain (yang diarsir) dianggap beban tambahan, Gambar 3b. Pondasi sumuran berbentuk lingkaran dianggap persegiempat dengan luas sama, dan dimensi sisi-sisi ekuivalen adalah $B_e = \sqrt{0,25\pi r^2} = 2,67$ m, dimana B_e merupakan lebar ekuivalen pondasi. Hasil analisis akan divalidasi dengan hasil analisis model tiga dimensi Plaxis 3D V 1.6.

Pengaruh tahanan bangunan atas terhadap pergeseran mendatar diganti struktur jangkar pada puncak abutmen.



Gambar 12 Konstruksi tanah, abutmen dan pondasi

Kondisi batas antar muka

Batas-batas kondisi dibangun manual menggunakan fasilitas yang disediakan dalam menu perangkat lunak Plaxis. Kondisi batas adalah diidealkan sesuai lapangan yaitu: sisi kiri bersifat lolos air, sisi kanan bersifat sulit dilewati air, dan batas bawah kedap air.

Material

2.1. Material struktur tanah, abutmen dan pondasi

Model material tanah dan struktur abutmen masing-masing digunakan Mohr-Coulom (M-C) dan elastis linier. Nilai parameter tanah digunakan rata-rata hasil pengujian laboratorium contoh tanah dari kedalaman 2 meter dan 4 meter pada setiap titik uji, Tabel 2. Parameter tanah lapis 1 dan 2 masing-masing dipakai contoh tanah dari dua titik ubang bor(BH) 2 dan 1 yang diperoleh dari dokumen laporan penyelidikan tanah konsultan perencanaan, Gambar 3. Material pelat/ dinding abutmen dan pondasi digunakan beton mutu K225 spesifikasi teknis jembatan Dirjen Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia.

Tabel 12 Data material tanah dan struktur

Parameter	Simbol	Satuan	Material Tanah		Pelat/ Dinding
			Lap 1	Lap 2	
Jenis			Lempung keras		Beton
Model	Model		M-C		Elastis linier
Prilaku	Tipe		Undrained		Non porous
Berat isi basah	γ_{wet}	kN/m ³	11,66	10,73	24,50
Berat isi jenuh	γ_{sat}	kN/m ³	25,34	25,70	
Modulus Young	E_{ref}	kN/m ²	79458.43	72259.57	21894131.6
Angka poison	ν			0,3	0,2
Kohesi	c	kPa	22.09	18,49	
Sudut geser dalam	ϕ'	Derajad	28.08	27.32	
Sudut dilatansi	Ψ	Derajad	0	0	
Permeabilitas arah x	K_x	m/hari	0.000132	0.000134	
Permeabilitas arah y	K_y	m/hari	0.000132	0.000134	
Reduksi antar muka	R_{inter}			0,50	

2.2. Material Bantalan Elastomer

Landasan (*bearing pads*) digunakan material asli neoprene (*polycholoprene*) dengan spesifikasi teknis sebagai berikut: ukuran 610 mm x 520 mm x 12 mm, modulus geser $G = 23,79$ kN/mm, kekakuan $K = 4587$ kN/mm, perubahan panjang maksimum 8,4 mm.

3. HASIL PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN

Perhitungan Beban

Beban didasarkan pada ketentuan pembebanan kombinasi eksterm I SNI 1725 2016 tentang pembebanan kondisi gempa beserta banjir dan beban lalu-lintas 50 %, dengan meniadakan beban akibat tumbukan kapal (Tv) dan tumbukan kendaraan (Tc). Beban dibedakan menjadi beban akibat struktur yang langsung dan tidak langsung di atas pondasi. Setiap pondasi menahan setengah bagian abutmen dengan lebar = $L_a/2 = 9,3/2 = 4,65$ meter. Pondasi mempunyai lebar ekuivalen $B_e = 2,67$ m, sehingga bagian yang tidak langsung di atas pondasi lebarnya = $4,65 - 2,67 = 2,08$ m. Dimanan L_a adalah panjang abutmen,.

Bagian pangkal jembatan yang tidak langsung ditahan pondasi diperlakukan sebagai massa tambahan meliputi bagian abutmen (bagian arsir) dan bangunan atas, Gambar 3. Massa ini didistribusikan merata pada abutmen yang tertahan langsung oleh pondasi. Besarnya beban total = $W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 = 142,96 + 384,75 + 23.247 + 141.120 + 1066,24 + 2799.17 + 905.52 = 5095.55$ kN. Dimana W_1 adalah berat dinding sayap kiri dan kanan, W_2 merupakan berat abutmen, W_3

merupakan berat dinding belakang(*backwall*), W_4 merupakan berat balok pondasi, W_5 merupakan berat rangka baja pada abutmen, W_6 merupakan berat lantai dan totoar, dan W_7 merupakan berat tambahan lapis perkerasan. Beban tiap abutmen adalah= $5463.007/2= 2731.504\text{kN}$. Dan beban tiap pondasi= $2731.504/2= 1365.752\text{ kN}$, untuk panjang pondasi 2,67 meter maka beban per meter = $1365.752/ 2,67= 511.518\text{ kN/m}$.

Dalam SNI 1725, 2016, ditentukan bahwa beban tipe “D” tersebar arah melintang 100% seluruh balok,. Besarnya pengaruh beban kendaraan tipe “D” untuk jembatan berbenteng $L= 60$ meter adalah $q_1(\text{kPa}) = 9(0,5 + 15/L) = 6,75\text{ kPa}$ untuk beban terbagi rata(BTR) dan $P= 49\text{ kN/m}$ untuk beban terbagi garis (BTG). Pengaruh kendaraan yang bergerak diterapkan faktor pembesaran dinamis (FBD) pada beban BTG, dan besarnya $FBD(\%) = 40 - 0,25(L - 50) = 37,50\%$. Beban kendaraan pada jembatan dengan lebar jalur kendaran $b_j= 6,0$ meter adalah $= b_j \cdot q_1 \cdot L + b_j \cdot P \cdot (1 + FBD) = (6,0 \times 6,75 \times 60 + 6,0 \times 49)(1 + 0,375) = 2834.25\text{ kN}$. Dimana b_j adalah lebar jalur, P merupakan beban garis, q_1 merupakan beban terdistribusi merata, dan FBD merupakan faktor beban dinamis. Beban kendaraan setiap abutmen pada saat banjir dihitung 0,5 dari beban normal, Beban kendaraan ditahan oleh setiap pondasi $(2834.25 / 2) \times 0,5 / 2 = 354.2825\text{kN}$ dan beban per meter adalah $354.2825 / 2,67 = 132,89\text{ kN/m}$. Intensitas beban pejalan kaki ditahan trotoar $q_2= 5\text{ kPa}$. Dan total beban pejalan kaki ditahan trotoar adalah $= q_2 \times b_t \times L = 5,0 \times 1,0 \times 60 = 300,00\text{ kN}$. Dimana q_2 adalah intensitas beban pejalan kaki dan b_t merupakan lebar trotoar. Beban yang ditahan setiap pondasi $300,00 \times 0,5 / 2 = 75,00\text{ kN}$ sehingga beban per meter adalah $75,00 / 2,67 = 28,09$. Dimana q_2 adalah intensitas beban pejalan kaki, b_t merupakan lebar trotoar. Beban kendaraan diatas timbunan dihitung sebagai pengaruh tebal timbunan tanah 60 cm pada dinding

Kondisi Batas

Penilaian status batas/limit states(LS) kondisi jembatan mengenai tingkat kerusakan akibat pergeseran puncak abutmen terdiri atas LS-1 didefinisikan sebagai batas layan, LS-2 sebagai batas rusak, dan LS-3 sebagai batas runtuh, Tabel 3. Kondisi jembatan Boompai sebelum runtuh ditemukan gerusan pada salah satu abutmen pada sisi arah Senggi. Hasil analisis rasio embedment- diameter (D/B) pondasi sumuran didapatkan telah mencapai nilai 0,792. Bangunan atas ditemukan jatuh dari bantalan landasan(*bearing*) elastomerik.

Tabel 13 Pergeseran puncak abutmen dan kondisi status batas jembatan

Status Batas	Zang dan Huo (2008)*	BMS7-CA 1992	RSNI 2833, 201X**
LS-1 Layan(<i>service</i>)	$U_x < 8.4\text{ mm}$		
Rusak ringan	$8.4 \leq U_x < 12,6\text{ mm}$		
LS-2 Rusak sedang	$12,6 \leq U_x < 16,8\text{ mm}$		
Rusak	$16,8 \leq U_x < 33.6\text{ mm}$		
LS-3 Runtuh	$U_x \geq 33.6\text{ mm}$		
Jatuh		$U_x = 1000\text{ mm}$	$U_x = 418,0\text{ mm}$

*) Kapasitas geser bantalan landasmaterial elastomer

**) Jarak aman pusat tumpuan bangunan atas ke tepi luar sisi dudukan(*seattin*) abutmen

Data Akselrogram Terpilih(*selected*) dan Tak-Terskal(*Unscaled*).

Rekaman gempa yang diperoleh dari luar wilayah yang digunakan dalam analisis dinamis metode riwayat waktu perlu disesuaikan dengan akselerasi puncak(*peak ground acceleration*) wilayah yang ditinjau. Pasal 11.1.3. SNI 1726, 2012, paling sedikit tiga gerak tanah harus digunakan dalam analisis. Spektrum respon desain berdasarkan percepatan puncak tanah gempa yang dipertimbangkan(MCE-R) periode pendek(0,2 detik), $S_{DS} = 0,82\text{g}$ dan periode panjang(1 detik) $S_{DS} = 0,5\text{g}$ digunakan sebagai respon spektrum percepatan target. Tiga data akselrogram yang memiliki kesesuaian dengan target adalah peristiwa gempa Imperial Valley 9 Mei 1940, Parkfield 28 Juni 1966, dan San Fernando 9 Pebruaru 1971, Gambar 4a. Intensitas gempa masing-masing adalah Imperial

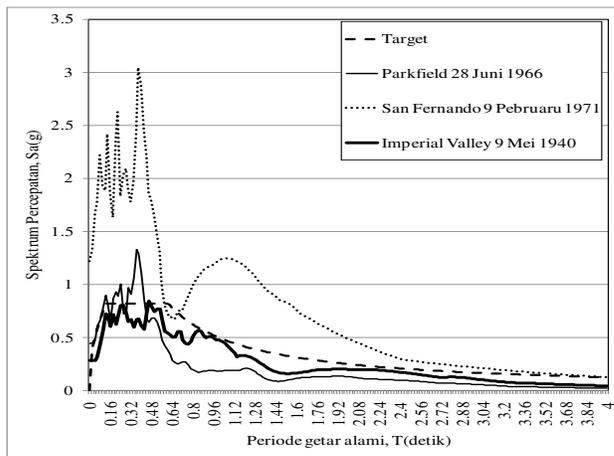
Valley 9 Mei 1940 dengan $PGA=0.283g$, Parkfield 28 Juni 1966 dengan $PGA= 0,444g$, dan San Fernando 9 Pebruaru 1971 dengan $PGA=1,2g$ Gambar 4c, Gambar 4d dan Gambar 4e.

Pergeseran(displacement) Puncak Abutmen

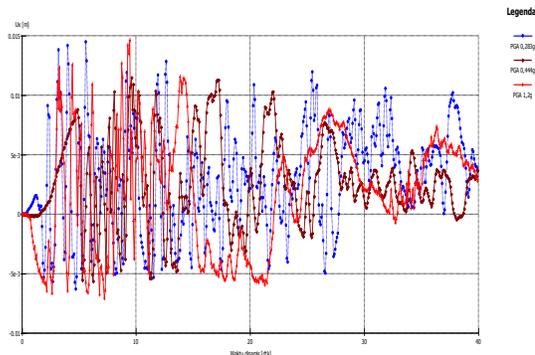
Besar pergeseran(displacement) didapatkan dari hasil analisis Sistem Struktur Dinding Ekuivalen dua dimensi(SSDE2D) sebagai idealisasi konstruksi abutmen tipe kantilever di atas pondasi sumuran, Gambar 5. Hasil validasi hasil SSDE2D dengan model 3D berdasarkan variabel rasio *embedment-diameter(B/D)* pondasi sumuran didapatkan penyimpangan rata-rata pergeseran 4,05 mm, Gambar 5.

Bisa ditunjukkan bahwa batas layan pergeseran abutmen dilampaui oleh pergeseran pengaruh beban gempa. Pergeseran pada abutmen ditimbulkan oleh ketidakstabilan konstruksi tanah. Hal ini ditunjukkan oleh perubahan jaringan segitiga geometrik profil tanah. Perubahan tidak dijumpai dalam jaringan segitiga struktur abutmen, Gambar 6a

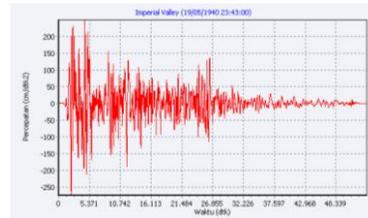
Geser abutmen pengaruh intensitas gempa $PGA=0,283g$, $PGA=0,444g$ dan $PGA=1,2g$ masing-masing intensitas adalah 81 mm, 59 mm, dan 78 mm. Kondisi batas kerusakan runtuh atau bangunan atas jatuh dari landasan(*bearings*) ditemukan pada pergeseran pengaruh intensitas gempa $PGA=0,283g$, $PGA=0,444g$ dan $PGA=1,2g$, Gambar 7. Geser maksimum untuk mencegah bantalan elastomerik rusak adalah 33,6 mm dikemukakan oleh Zang dan Huo (2008). Dan jarak lokasi landasan dan tepi sisi dudukan abutmen 418 mm ditentukan oleh RSNi 2833, 201X.



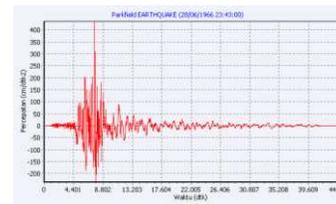
(a) Respon spektrum percepatan target dan tiga peristiwa gempa



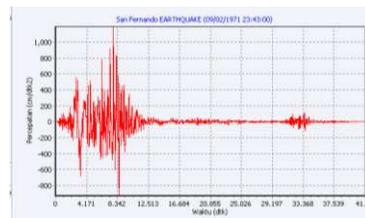
(b) Grafik pergeseran puncak abutmen pengaruh gempa



(c) Akselerograma Imperial Valley 19/05/1940 stasiun El Centro $PGA=0,283g$



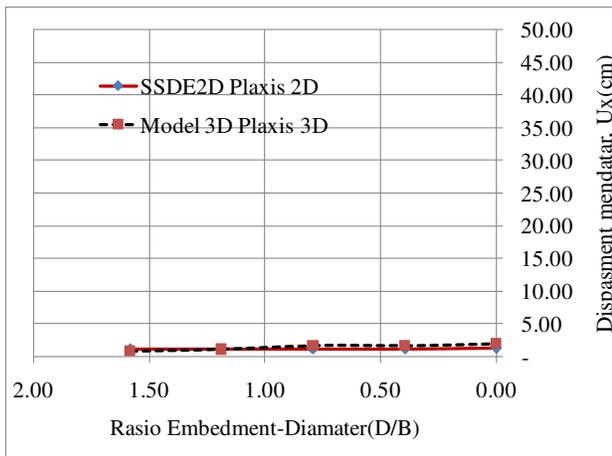
(d) Akselerograma Park Filed 28/06/1966 stasiun Cholame Shandon, $PGA=0,444g$



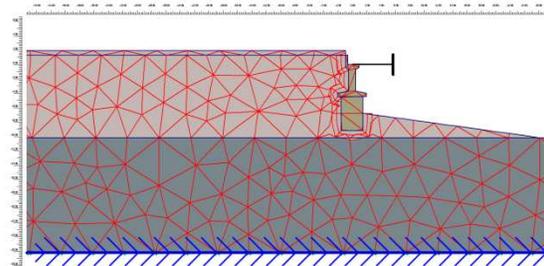
(e) Akselerograma San Fernando 02/09/1971 stasiun Pacoima Dam, $PGA=1,2g$

Gambar 13 Akselerogram tiga peristiwa gempa

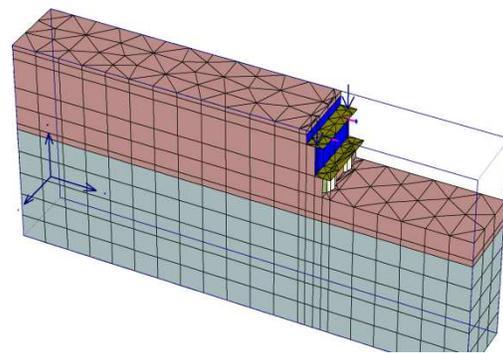
.Dislokasi abutmen dijumpai dalam bentuk geser dan guling. Sudut putaran maksimum adalah 10,152 derajat ditimbulkan oleh pengaruh intensitas gempa $PGA=1,2g$. Kondisi abutmen yang mengalami dislokasi akibat pengaruh beban gempa juga dianalisis stabilitasnya terhadap pembebanan lalu-lintas. Faktor keamanan abutmen yang mengalami dislokasi dibawah pengaruh beban kendaraan 0%, 50 %, dan 100 % pembebanan SNI 1725 2016 masing-masing adalah 1.45, 1.43, dan 1.41, Gambar . Angka minimum faktor keamanan batas layan abutmen jembatan adalah 1,3 ditentukan dalam AASHTO ASD. Sedangkan angka faktor kemanan daya layan bangunan bawah 2,2 ditentukan oleh BMS 1992



(a) Kurva hubungan rasio D/B-Pergeseran puncak abutmen model SSDE2D dan 3D

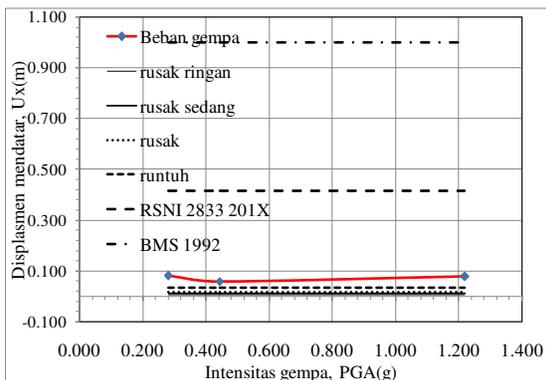


(b) Model Sistem Struktur Dinding Ekvivalen dua dimensi(SSDE2D)

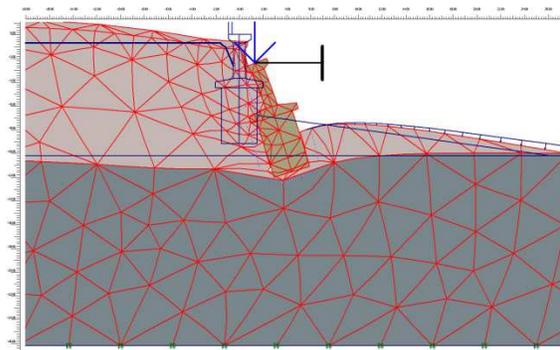


(c) Model struktur tiga dimensi(3D)

Gambar 14 Model Sistem Struktur Dinding Ekvivalen dua dimensi(SSDE2D) dan model 3D



(a) Pergeseran puncak abutmen arah mendatar pengaruh gempa



(b) Deformasi mesh model struktur rasio D/F=0.792 kondisi mukai air sungai banjir

Gambar 15 Pergeseran abutmen pengarug beban gempa.

4. KESIMPULAN DAN SARAN

Penelitian pengaruh beban gempa terhadap abutmen jembatan jalan raya di atas pondasi telah dilakukan dengan penggunaan perangkat lunak Plaxis 2D. Pergeseran Sistem struktur dinding ekuivalen dua dimensi (SSDE2D) divalidasi dengan model 3D. Kondisi batas layan jembatan dilampaui oleh geser abutmen akibat pengaruh gempa. Besarnya geser abutmen pengaru gempa diakomodasi oleh batas jarak aman lokasi tumpuan dan sisi luar dudukan yang didadasarkan RSNI 2833 201x. Jarak aman lokasi dudukan dan sisi luar dudukan abutmen jembatan yang direncanakan berdasarkan BMS7-CA 1992 adalah konservatif untuk mengakomodasi geseran abutmen.

Paska gempa didapatkan faktor aman kesetabilan global abutmen 1,43 dibawah beban kendaraan 50% pembebanan Ekstrim I SNI 1725 2016. Abutmen jembatan yang mengalami dislokasi dan rotasi 10,152 derajat dapat digunakan untuk dalam mitigasi dengan beban terbatas.

Kejadian gempa susulan sering dijumpai di Indonesia setelah gempa utama. Analisis kesetabilan abutmen paska gempa dibawah pengaruh gempa susulan diperlukan agar informasi kondisi jembatan lebih lengkap.

DAFTAR PUSTAKA

- Galav et al., 2013, Finite Element Modelling of Seismic Liquefaction in Soils, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 44 No.3, hlm.-*,
- Gawit Hidayat dkk., 2011 Studi Kasus Analisis Kerusakan Abutmen Jembatan Sungai Bahalang Kalimantan Tengah. *Journal Teknologi Berkelanjutan Vol. 1 Ed. 1, hlm. 9-18*
- Huang, 2006, Seismic Displacement Analysis of Free Standing-Highway Bridge Abutments, *Journal of GeoEngineering, Vol. 1, No. 1, August 2006*
- J. Zhang dan Y. Huo. 2008 Optimum isolation design for highway bridges using fragility function method, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Beijing, China: hlm.-, Oktober 12-17, 2008.*
- Lamnitzer dkk, 2009, Lateral Performance of Full-Scale Bridge Abutment Wall with Granular Backfill,
- O. Avşar et al., 2012, Development of Analytical Seismic Fragility Curves for Ordinary Highway Bridges in Turkey, *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Lisboa.: hlm.-, 2012*
- Shigeki Unjoh, Repair and Retrofit of Bridge Damages by The 2010 Chili Maule of Earthquake, *The Internasional Symposium on Engineering Lessons Learned from The 2011 Great East Japan Earthquake, Tokyo Japan, 1-4 March 2012.*
- Steelman et all., 2011, Seismic Response of Bearings for Quasi-Isolated Bridges – Testing and Component Modeling, *Structures Congress 2011 © ASCE, 2011*
- Yingwei Wu dan Shamsheer Prakash, 2001, Seismic Displacement of Rigid Retaining Walls “State of The Arth”, *Fourth International Confrence on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic and Symposium in Honnor of Profesor W,D Liam Finn, San Diego California, 26-31 Maret 2001.*
- Yoon dkk., 2013, Experimental Study on the Ultimate Shear Performance of Elastomeric Bearings of Doublefold Elastomeric Layer, *Journal of Engineering, page 92-96, January 2013*
- RSNI 2833, 201x, *Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan*, Badan Standardisasi Nasional (BSN), 2013
- BMS7-CA, 1992, *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Lampiran A Persyaratan Tahan Gempa*, Proyek Dana Gabungan Indonesi dan Australia, 26 Mei 1992