

Evaluasi Kinerja Struktur Jembatan Kabel Pancang Pasupati Bandung

Made Suarjana*

Kelompok Keahlian Rekayasa Struktur, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan
Institut Teknologi Bandung, Jl. Ganesha No. 10 Bandung, E-mail: mdsuarjana@itb.ac.id

Punto Budiharto

Fungsional Teknik Jalan dan Jembatan Ahli Muda BPJN Bengkulu, Direktorat Jendral Bina Marga
Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Jl. Rustandi Sugianto KM 12+225 Pulau Baai
Bengkulu, E-mail: counterstrategy@yahoo.com

Abstrak

Jembatan kabel pancang (*cable stayed*) Pasupati Bandung didesain berdasarkan peraturan perencanaan jembatan BMS-1992 dan beroperasi sejak tahun 2005. Mengikuti perkembangan data lalu lintas, data kegempaan dan perkembangan ilmu pengetahuan, peraturan perencanaan jembatan telah diperbarui beberapa kali sampai yang terbaru adalah SNI 1725:2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan serta SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Tahan Gempa untuk Jembatan. Peraturan terbaru menerapkan sejumlah peningkatan beban hidup rencana dan juga beban gempa rencana sehingga memerlukan kapasitas rencana lebih tinggi. Demi menjamin keselamatan dan fungsi jembatan, perlu dilakukan evaluasi menyeluruh untuk memastikan bahwa Jembatan Pasupati masih layak berdasarkan peraturan perencanaan dan pembebanan terbaru. Pada penelitian ini dilakukan analisis metode elemen hingga linier dan nonlinier sesuai dengan gambar as built jembatan mengikuti kriteria perencanaan dan pembebanan pada peraturan terbaru. Hasil analisis pembebanan vertikal menunjukkan kelebihan beban tidak begitu besar, sehingga masih dianggap memenuhi syarat. Hasil analisis linier memperhitungkan beban gempa dan beban vertikal menunjukkan kapasitas momen pada dasar pylon dan sambungan pylon dengan gelagar terlampaui. Untuk konfirmasi hasil analisis linier dengan kombinasi beban gempa yang melebihi kapasitas, dilakukan analisis non-linier pushover. Hasil analisis pushover menunjukkan struktur jembatan berada pada level kinerja fully operational sesuai dengan yang disyaratkan. Hasil analisis menunjukkan tidak ada kerusakan struktural dan non-struktural yang berarti apabila terjadi beban gempa rencana dan struktur jembatan dianggap layak dan memenuhi peraturan-peraturan perencanaan terbaru.

Kata kunci : Jembatan pasupati, jembatan kabel pancang, SNI jembatan, pushover, performance based design

Abstract

The Pasupati Cable Stayed Bridge in Bandung was designed based on the BMS-1992 bridge design code and has been in operation since 2005. Following the developments of traffic data, seismic data, and advancements in scientific knowledge, the bridge design codes have been updated several times, with the latest being SNI 1725:2016 on Loadings for Bridges and SNI 2833:2016 on Earthquake Resistant Design for Bridges. The latest regulations incorporate increased design live loads and earthquake loads, thus requiring a higher design capacity. To ensure the safety and functionality of the bridge, a comprehensive evaluation is necessary to confirm that the Pasupati Bridge still meets the latest design criteria and loading regulations. In this study, a finite element analysis using both linear and nonlinear methods was conducted based on the as-built bridge drawings, following the criteria set by the latest design codes. The results of the vertical loading analysis showed that the overload caused by increased load criteria was not significant and the bridge considered safe. The linear analysis for combination of seismic and vertical loads showed that the moment capacity at the base of the pylons and pylon-to-girder connections was exceeded, revealing the possibility of plastic response. To further investigate the bridge's performance under design earthquake loads and assess its behavior beyond elastic limits, a nonlinear pushover analysis was conducted. This analysis demonstrated that the bridge structure achieved a fully operational performance level, as required. Importantly, the results indicated no significant structural damage when subjected to the design earthquake loads, thus confirming the bridge's compliance with the latest design code.

Keywords : Pasupati bridge, cable stayed bridge, SNI jembatan, pushover, performance based design

*Penulis Korespondensi: mdsuarjana@itb.ac.id

1. Pendahuluan

Jembatan Pasupati di Bandung adalah jembatan kabel pancang (*cable stayed*) yang merupakan ikon kota Bandung dan merupakan infrastruktur yang sangat vital sebagai pintu gerbang yang menghubungkan kota Bandung dengan kota-kota lain di Pulau Jawa. Jembatan Pasupati juga merupakan salah satu pelopor pemakaian jembatan kabel pancang di Indonesia. Jembatan kabel pancang yang dibangun paling awal di Indonesia diantaranya Jembatan Bareleng, Batam (1998), Jembatan Pasupati, Bandung (2005) dan Jembatan Suramadu antara Pulau Madura dan Surabaya (2009). Jembatan Pasupati merupakan bagian dari jalan layang Pasupati yang menghubungkan Jalan Pateur dan Jalan Pasupati. Jalan layang Pasupati merupakan infrastruktur yang sangat vital bagi kota Bandung.

Jembatan Pasupati Bandung direncanakan sejak tahun 1996, masa konstruksi sejak tahun 2001 dan beroperasi sejak tahun 2005. Dalam kurun waktu sejak operasi hingga saat ini telah berkembang data-data lalu lintas dan pembebanan gempa. Ilmu pengetahuan tentang perencanaan jembatan, terutama tentang struktur jembatan gempa juga sudah berkembang. Untuk mengakomodasi perkembangan ini telah diadakan beberapa kali perubahan peraturan perencanaan. Perubahan terpenting adalah adanya peningkatan persyaratan beban hidup jembatan dan besaran beban gempa rencana. Beban gempa rencana dari peraturan sebelumnya menggunakan periode ulang 500 tahun menjadi 1000 tahun pada peraturan terbaru. Peraturan tentang struktur jembatan tahan gempa juga banyak mengalami perubahan. Peraturan perencanaan jembatan terbaru adalah SNI 1725:2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan serta SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Tahan Gempa untuk Jembatan.

Disamping peningkatan beban seismik sebagai akibat perkembangan pengetahuan tentang kegempaan Indonesia, pengetahuan tentang perilaku jembatan kabel pancang menerima beban seismik juga bertambah maju. Salah satu metode penilaian kinerja struktur jembatan dalam memikul beban seismik yang giat dikembangkan adalah metode *performance based design (PBD)*. Penelitian untuk mengembangkan dan menyempurnakan metode *performance based design (PBD)* untuk jembatan kabel pancang diantaranya Ashtari (2018), Atei, dkk (2018), Aviram, dkk (2008) dan Camara (2018).

Jembatan tipe kabel pancang umumnya merupakan jembatan penting dan merupakan ikon suatu daerah sehingga selayaknya direncanakan dan dibangun dengan baik, namun kegagalan jembatan kabel pancang masih dilaporkan terutama akibat gempa. Sebagai contoh Wenzel dkk (2012) melaporkan dan menginvestigasi kerusakan Jembatan Kabel Pancang Chi-Lu pasca Gempa Chichi 1999. Wenzel dkk (2012) melaporkan bahwa terjadi kerusakan pada sambungan kaku antara pylon dengan *girder* dan dasar pylon dan juga menunjukkan bahwa sambungan kaku antara pylon dengan *girder* mengalami kerusakan yang lebih

parah dibandingkan dengan dasar pylon. Pada bagian tengah pylon yang terhubung gelagar mengalami kerusakan cukup serius berupa *cover* beton terkelupas (*spalling*) dan tulangan longitudinal pada tengah pylon mengalami tekuk (*buckling*). Sedangkan dasar pylon hanya mengalami kerusakan ringan berupa timbulnya retak. Kerusakan lainnya dilaporkan pada puncak pier terjadi retak akibat *pounding* namun tidak dilaporkan terjadi kerusakan pada dasar pier. Chang dkk (2012) juga melaporkan kerusakan Jembatan Chi-Lu yang sama dengan laporan Wenzel dkk (2012) dan kerusakan tersebut juga menyebabkan elevasi dek jembatan menjadi lebih rendah dari elevasi dek desain. Studi berupa kajian model eksperimental dilakukan oleh Wang dkk (2019) dengan membuat model miniatur pylon jembatan *A-shaped* yakni model Jembatan Sutong di Tiongkok. Model jembatan diberi beban aktuator arah lateral sebagai simulasi beban seismik. Hasil yang dilaporkan ternyata serupa dengan pengamatan kerusakan Jembatan Chi-Lu, yakni kerusakan pylon diawali dari bagian sambungan dengan *girder* sebelum muncul kerusakan pada dasar pylon. Murphy dkk (2022) melaporkan hasil investigasi keruntuhan Jembatan Chirajara yang merupakan bagian dari proyek jalan raya di tenggara Bogota, Kolombia. Jembatan kabel pancang ini runtuh pada saat konstruksi pada tanggal 15 Januari 2018. Analisis global dan *nonlinier* yang cermat dilakukan untuk menentukan efek beban, memperkirakan kapasitas pylon, dan mengidentifikasi mode kegagalan. Penyelidikan menyimpulkan bahwa kejadian runtuh disebabkan oleh kekurangan kekuatan menara, di mana desain dengan keliru mengasumsikan bahwa penulangan diafragma diantara kaki pylon dapat menahan gaya tarik horizontal.

Kerentanan jembatan kabel pancang juga merupakan kajian yang menarik, mengingat fungsi jembatan kabel pancang sebagai infrastruktur yang penting. Ovet dkk. (2018) memperkenalkan kerangka penilaian kerentanan untuk jembatan kabel pancang, dengan menekankan penggunaan model praktis yang didasarkan pada elemen-elemen kritis yang diidentifikasi melalui analisis kegagalan pada jembatan operasional, bukan prototipe, terhadap beban angin. Das dkk. (2016) menyelidiki pemodelan dan analisis dinamis *nonlinier* dari jembatan kabel pancang, menekankan berbagai skenario kehilangan kabel yang kritis dan mengungkap pola keruntuhan progresif yang menunjukkan kemungkinan penurunan penyebaran kegagalan ketika kabel yang gagal berada lebih dekat ke pylon. Proses keruntuhan dan mekanisme kegagalan dari jembatan kabel pancang akibat guncangan gempa kuat diteliti oleh Wang dkk (2017) menggunakan metode elemen hingga dinamis eksplisit, mengungkapkan bahwa keruntuhan sering kali disebabkan oleh kegagalan pier dan pylon utama dibandingkan akibat kabel dan *girder* utama. Hasil ini memberikan wawasan berharga untuk analisis kerentanan gempa dan ketahanan terhadap keruntuhan dari jembatan kabel pancang bentang panjang sebagai bagian dari jalan raya dan rel kereta.

Dengan persyaratan-persyaratan yang lebih ketat pada peraturan perencanaan terbaru dibandingkan dengan

peraturan yang dipakai sebagai dasar perencanaan Jembatan Pasupati, timbul kekhawatiran tentang kelayakan dan keamanan Jembatan Pasupati. Sebagai tindak lanjut, perlu dilakukan evaluasi menyeluruh terhadap kelayakan dan keamanan Jembatan Pasupati berdasarkan peraturan perencanaan terbaru.

Studi ini mengkaji Jembatan Pasupati Bandung yang didesain dengan standar perencanaan jembatan BMS-1992 untuk diperiksa kelayakan dan keamanan struktur mengacu pada peraturan terbaru yaitu SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Pemeriksaan dimulai dengan analisis linier untuk pembebanan vertikal saja dilanjutkan dengan kombinasi pembebanan vertikal dan gempa. Analisis *nonlinier static pushover* dan *performance based design (PBD)* juga diterapkan pada model jembatan untuk memperoleh gambaran jelas tentang mekanisme keruntuhan dan perilaku *nonlinier* jembatan akibat beban seismik.

2. Data dan Karakteristik Jembatan Pasupati

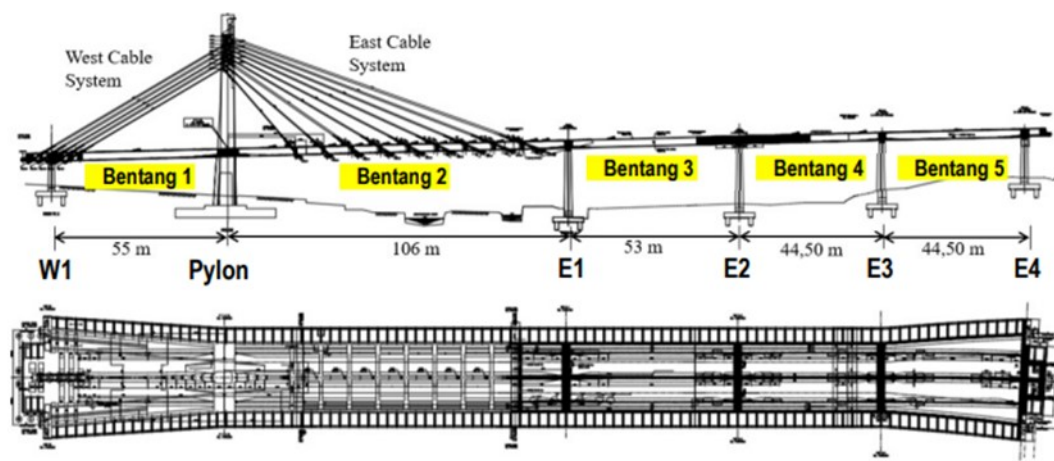
Data dan karakteristik Jembatan Pasupati pada penelitian ini berdasarkan pada gambar-gambar *as-built* WIKA-WASKITA-CGC JO. (2005). Disini disampaikan data dan karakteristik Jembatan Pasupati secara singkat, dan lebih detailnya bisa dilihat pada referensi WIKA-WASKITA-CGC JO. (2005) dan Budiharto (2021). Jembatan Pasupati Bandung memiliki panjang total 2.450 meter terdiri atas tiga bagian yaitu segmen *viaduct (flyover)* Barat sepanjang 1.278 meter, segmen *viaduct (flyover)* Timur sepanjang 869 meter dan segmen tengah jembatan kabel pancang (*cable-stayed*) sepanjang 303 meter. Studi ini dibatasi pada segmen yang menerus dengan jembatan kabel pancang (*cable-stayed*) saja, yaitu yang berdasarkan *as-built drawing* diawali dari Pier W1, Pylon, Pier E1, E2, E3 hingga E4 seperti pada **Gambar 1**.

Material jembatan menggunakan beton K-500 pada *pylon* dan gelagar, serta beton K-400 untuk pier. Material ruji kabel dan kabel prategang internal gelagar adalah *7-wire low relaxation strands* dengan kuat leleh 1670 MPa dan kuat tarik 1860 MPa. Tulangan struktural menggunakan BJTD 390 MPa. Sistem ruji kabel terdiri

atas 19 kabel dengan 10 kabel 75 strands (paralel 2 x 5) pada sistem barat (*side span*) dengan pola harpa dan 9 kabel 91 strands pada sistem timur (*main span*) dengan pola kipas modifikasi. Adapun gelagar jembatan berbentuk *segmental precast box girder* dengan lebar tipikal 30,83 meter untuk segmen antara *pylon* sampai dengan pier E3. Untuk pier W1 sampai dengan *pylon* dan antara pier E3 sampai dengan pier E4, gelagar secara gradual melebar untuk memfasilitasi *ramp* jembatan. Lebar gelagar pada awal dan akhir jedambatan adalah 37,92 meter dan 37,56 meter.

Pylon memiliki tinggi total 53 meter dan posisi gelagar terhadap pylon berada pada elevasi 17,71 meter. Pylon memiliki bentuk artistik dengan penampang berbentuk serupa oktagonal. Khusus dasar pylon memiliki penampang oktagonal berongga di bagian tengahnya. Pier jembatan berupa pilar tipe dinding *modified flare* dan yang tertinggi adalah pier E1 20,99 meter. Masing-masing puncak pier diberikan bearing yang bergerak bebas arah longitudinal namun dikembang arah transversal. Sehingga bearing pada puncak pier diasumsikan perletakan rol pada arah longitudinal dan sendi pada arah transversal. Hubungan koneksi pylon dengan gelagar adalah sambungan rigid.

Proses pembangunan jembatan *cable-stayed* diawali dengan pembangunan pylon dan pier, pemasangan perancah, kemudian ereksi gelagar di atas perancah, selanjutnya instalasi dan *stressing* kabel prategang internal gelagar dan yang terakhir instalasi *cable-stayed*. Dengan demikian, ruji kabel dapat diasumsikan sebagai *weak cable state* (Fu dan Wang, 2015). Sistem ruji kabel tidak sepenuhnya menopang beban gelagar, namun peran lebih banyak berasal dari sistem kabel prategang internal jembatan. Karakteristik *weak cable state* adalah tegangan kabel relatif rendah, serta lendutan dan momen lentur gelagar yang lebih besar dibandingkan model *ideal cable state* atau sistem kabel menopang sepenuhnya beban gelagar. Asumsi *weak cable state* digunakan karena selain sesuai dengan kondisi lapangan, juga lebih konservatif karena dalam jangka panjang memang terjadi penurunan tegangan kabel.



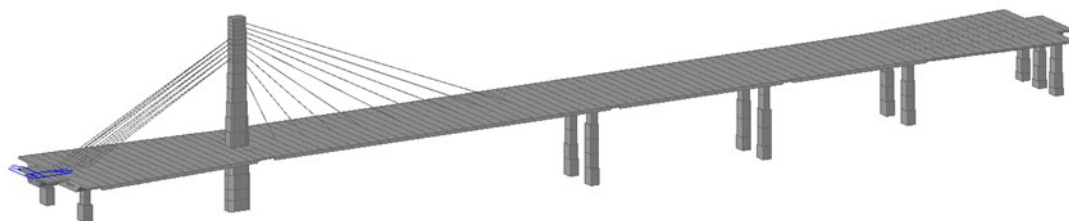
Gambar 1. Tampak atas dan tampak samping jembatan kabel pancang pasupati Bandung
(Sumber WIKA-WASKITA-CGC JO. 2005)

3. Kondisi Jembatan Pasupati

Penelitian ini tidak termasuk melakukan inspeksi lapangan. Kondisi Jembatan Pasupati diketahui berdasarkan laporan pemeriksaan setelah terjadi insiden penting, misalnya setelah Gempa Tasikmalaya (2009) dan dari pemeriksaan rutin yang dilakukan sebagai bagian dari pemeliharaan (Balai Besar Pelaksanaan Jalan Nasional VI (2019)). Setelah Gempa Tasikmalaya dilaporkan adanya retak pada *abutment* akibat tarikan angkur dan retak pada diafragma. Kebocoran saluran air yang ditanam dalam segmen beton dan korosi juga diamati. Dari laporan pemeriksaan pada Tahun 2016, dilaporkan pada umumnya Jembatan Pasupati dalam keadaan baik kecuali beberapa kerusakan ringan yang dapat diperbaiki sebagai bagian dari pemeliharaan rutin. Kerusakan yang dilaporkan antara lain retak-retak yang disebabkan oleh adanya rembesan air (kemungkinan besar retak akibat korosi tulangan). Bearing yang kotor dan berdebu dan saluran pembuangan air yang tidak berfungsi maksimal. Kerusakan-kerusakan yang terjadi dianggap tidak serius dan telah dilakukan perbaikan-perbaikan yang bersifat non-struktural.

4. Metodologi

Dari perbandingan peraturan perencanaan pada saat desain jembatan dilaksanakan berdasarkan BMS 92 dan peraturan perencanaan terbaru SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 terlihat adanya tuntutan kapasitas yang lebih tinggi pada peraturan terbaru baik untuk beban lalu lintas maupun beban gempa. Untuk itu evaluasi dimulai dengan melakukan analisis linier dan melakukan evaluasi kinerja struktur jembatan dengan prosedur sesuai BMS 92 untuk memeriksa kelayakan jembatan sesuai dengan peraturan yang berlaku saat dibangun. Pemeriksaan dengan BMS 92 juga bermanfaat sebagai indikasi seberapa jauh perbedaan persyaratan antara peraturan BMS 1992 dibandingkan dengan kombinasi SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Analisis dan evaluasi kinerja dilakukan baik terhadap kombinasi pembebanan vertikal saja maupun terhadap kombinasi pembebanan vertikal dengan beban gempa. Dari hasil analisis linier, apabila ada komponen struktur yang tidak memenuhi syarat kekuatannya, akan dilakukan evaluasi level kinerja struktur dengan analisis non-linier (*Performance-Based Design*) untuk menentukan level kinerja struktur. Komponen struktur jembatan yang dikaji meliputi pylon, pier, gelagar dan ruij kabel. Struktur bawah tidak dianalisis pada studi ini. Kajian yang mengevaluasi struktur bawah salah satunya adalah Witjaksono (2005).



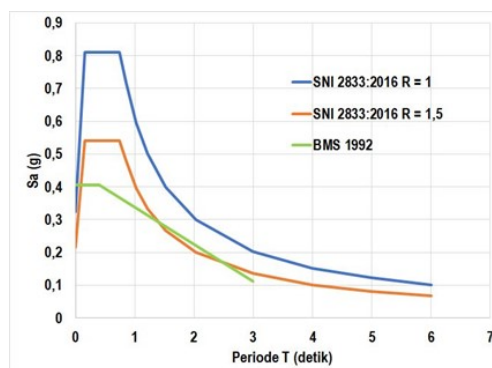
Gambar 2. Isometri 3 dimensi pemodelan jembatan

5. Pemodelan Jembatan Pasupati dan Metode Analisis

Dengan informasi yang diperoleh, pemodelan dapat dibuat seperti pada **Gambar 2** menggunakan bantuan perangkat lunak MIDASCivil. Pylon dimodelkan sebagai elemen balok kolom 3D, girder dimodelkan dengan model *line*. Khusus untuk pemeriksaan terhadap beban lalu lintas, girder diperiksa juga dengan pemodelan *grillage* untuk memberikan pembebanan yang lebih akurat terutama pada distribusi arah lateral jembatan. Kabel dimodelkan sebagai elemen kabel dengan gaya-gaya inisial diberikan sesuai dengan data tegangan kabel aktual. Metode analisis yang dilakukan adalah analisis linier dengan mengikuti urutan konstruksi dan pembebanan seperti diuraikan di atas. Metode analisis non-linier *static pushover* juga dilakukan untuk mengevaluasi kinerja struktur menahan beban gempa dengan metode *performance based design* (PBD).

6. Analisis Pembebanan Standar Jembatan

Pada tahap pertama, untuk memeriksa kelayakan perencanaan struktur jembatan dilakukan analisis dengan kriteria termasuk pembebanan sesuai BMS-1992. Pada tahapan selanjutnya dilakukan evaluasi sesuai SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Perbandingan pembebanan berdasarkan BMS-1992 dan SNI 1725:2016 ditunjukkan pada **Tabel 1**. Dari perbandingan pembebanan ini, terlihat perubahan yang paling menentukan adalah kenaikan beban lalu lintas. Intensitas beban lalu lintas yang semula 8,0 kPa ditingkatkan menjadi 9 kPa. Distribusi beban yang semula sebesar 100% hanya selebar 5,5 meter, menjadi 100% untuk keseluruhan lebar jembatan. Perubahan lainnya didetailkan pada **Tabel 1**. Untuk beban gempa,



Gambar 3. Perbandingan *respons spectra* rencana BMS-1992 dan SNI 2833:2016

perubahan yang utama adalah pada periode ulang gempa rencana dari 500 tahun menjadi 1000 tahun. Mengikuti perkembangan terbaru, kurva *response spectra* juga disesuaikan dari bi-linier menjadi konstan pada periode pendek dan fungsi *invers* (1/T) pada periode panjang. Parameter-parameter *response spectra* rencana selengkapnya dibandingkan pada **Tabel 1**, sementara perbandingan grafik *respon spectra* rencana BMS-1992 dan SNI 2833:2016 dapat dilihat pada **Gambar 3**. Dalam evaluasi ini dipakai nilai faktor modifikasi respons, $R = 1,5$ dengan asumsi struktur merupakan struktur sangat penting karena merupakan struktur monumental. Terlihat kenaikan besaran koefisien beban gempa terutama pada periode struktur kecil (dibawah 1 detik) dan pada periode struktur besar (diatas 3 detik).

Kombinasi pembebanan yang dipergunakan adalah sesuai dengan peraturan yang ditinjau, yaitu BMS 1992 dan SNI 1725:2016. Kombinasi pembebanan dibedakan untuk tiga macam kondisi yaitu batas layan, kuat dan extrim. Untuk SNI 1725:2016 kombinasi pembebanan yang disyaratkan disajikan pada **Tabel 2**, **Tabel 3** dan **Tabel 4**. Komponen pembebanan yang diperhitungkan meliputi beban permanen dan beban transien. Beban permanen terdiri dari beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan (berat sendiri, trotoar, dan barrier) (MS), beban mati perkerasan dan utilitas (MA)

dan gaya prategang (PR). Beban transien diantaranya beban lajur (TD), gaya akibat rem (TB), beban truk (TT), gaya akibat susut/rangkak (SH), gaya gempa (E_{Qx} , E_{Qy}), gaya akibat temperatur gradien (ET), gaya akibat temperatur seragam (EUn), beban angin pada struktur (EWs) dan beban angin pada kendaraan (EWL).

7. Hasil Analisis

Dari model struktur yang dibangun berdasarkan gambar *as-built* (WIKAWASKITA-CGC JO. 2005) dan mengikuti kriteria perencanaan berdasarkan BMS 1992 dibandingkan dengan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 telah dilakukan pemeriksaan daya layan, kekuatan dan tingkat kinerja untuk gelagar, pylon dan ruji kabel. Hasil-hasil analisis disajikan dibawah ini.

7.1 Hasil analisis gelagar

Indikator kinerja daya layan gelagar adalah besarnya lendutan pada tengah bentang akibat beban servis atau layan. Peraturan perencanaan umumnya menyatakan lendutan ijin proporsional terhadap Panjang bentang (L). Pada pembebanan BMS-1992 indikator kinerja mengacu pada SNI 2847-2002, yakni lendutan ijin maksimum sebesar L/250 sedangkan pada pembebanan SNI 1725:2016 lendutan ijin maksimum sebesar L/400

Tabel 1. Perbandingan pembebanan rencana jembatan

No.	Uraian	BMS-1992	SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016
1	Beban Lajur (TD) Beban Terbagi Rata (BTR)	Jika $L < 30$ m; $q = 8,0$ kPa Jika $L > 30$ m $q = 8,0 (0,5 + 15/L)$ kPa	Jika $L < 30$ m; $q = 9,0$ kPa Jika $L > 30$ m $q = 9,0 (0,5 + 15/L)$ kPa
2	Beban Lajur (TD) Beban Garis Terpusat (BGT)	Intensitas Beban 44,0 kN/m BGT disebar dengan proporsi 100% dan 50%	Intensitas Beban 49,0 kN/m BGT disebar dengan intensitas 100%
3	Beban Truk (TT)	Beban Truk Desain 450 kN	Beban Truk Desain 500 kN
4	Beban Rem (TB)	$L \geq 180$ m, Gaya rem 500 kN pada kondisi servis Faktor Ultimit 2,0	Gaya Rem diambil terbesar : 25% dari berat gandar truk desain 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur BTR
5	Beban Angin Struktur (EW _s)	Beban Angin Bangunan Atas Kondisi servis 0,47 kPa Kondisi ultimit 0,80 kPa	4,4 N/mm
6	Beban Angin Kendaraan (EW _L)	Kondisi servis 0,90 kN/m Kondisi ultimit 1,56 kN/m bekerja 2000 mm diatas permukaan jalan	1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan
7	Beban Gempa (EQ)	Gempa rencana periode ulang 500 tahun Wilayah Gempa 3 PGA = 0,4 g I = 1,25 (jembatan utama) S = 1,20 (Tanah Sedang) R = 6 (kolom majemuk) Z = 8 (pilar daktail penuh) Periode Ulang 500 tahun	Gempa rencana periode ulang 1000 tahun Zona Gempa 4 Tanah Sedang (S _D) PGA = 0,525 g SS = 1,20 g T ₀ = 0,15 detik S1 = 0,52 g T _s = 0,75 detik S _{ds} = 0,81 g S _{d1} = 0,61 g R = 1,5 (Sangat Penting)

Tabel 2. Kombinasi pembebanan LAYAN SNI 1725:2016

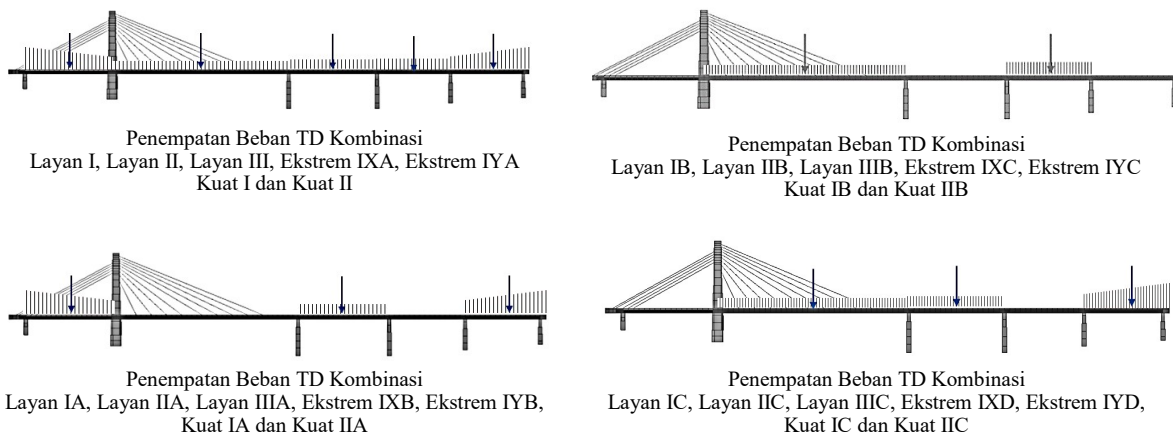
Keadaan Batas	Uraian
LAYAN I	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 1,0 TT + 1,0 TD + 1,0 TB + 0,3 EW _s + 1,0 EW _L + 1,2 EU _N
LAYAN IA	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 1,0 TT + 1,0 TD + 1,0 TB + 0,3 EW _s + 1,0 EW _L + 1,2 EU _N
LAYAN IB	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 1,0 TT + 1,0 TD + 1,0 TB + 0,3 EW _s + 1,0 EW _L + 1,2 EU _N
LAYAN IC	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 1,0 TT + 1,0 TD + 1,0 TB + 0,3 EW _s + 1,0 EW _L + 1,2 EU _N
LAYAN III	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,8 TT + 0,8 TD + 0,8 TB + 1,2 EU _N
LAYAN IIIA	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,8 TT + 0,8 TD + 0,8 TB + 1,2 EU _N
LAYAN IIIB	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,8 TT + 0,8 TD + 0,8 TB + 1,2 EU _N
LAYAN IIIC	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,8 TT + 0,8 TD + 0,8 TB + 1,2 EU _N
LAYAN IV	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,7 EW _s + 1,2 EU _N

Tabel 3. Kombinasi Pembebanan KUAT SNI 1725:2016

Keadaan Batas	Uraian
Kuat I	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,8 TT + 1,8 TD + 1,8 TB + 0,3 EW _S + 1,2 EU _N
Kuat IA	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,8 TT + 1,8 TD + 1,8 TB + 0,3 EW _S + 1,2 EU _N
Kuat IB	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,8 TT + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,2 EU _N
Kuat IC	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,8 TT + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,2 EU _N
Kuat II	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,4 TT + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,2 EU _N
Kuat IIA	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,4 TT + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,2 EU _N
Kuat IIB	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,4 TT + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,2 EU _N
Kuat IIC	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,4 TT + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,2 EU _N
Kuat III	1,2 MS + 2,0 MA + 1,0 PR + 1,4 EW _S + 1,2 EU _N
Kuat IV	1,2 MS + 2,0 MA + 0,4 EW _S + 1,0 EW _L + 1,2 EU _N

Tabel 4. Kombinasi pembebanan EKSTREM SNI 1725:2016

Keadaan Batas	Uraian
Ekstrem I XA	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB + 1,0 EQ _X + 0,3 EQ _Y
Ekstrem I XB	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB + 1,0 EQ _X - 0,3 EQ _Y
Ekstrem I XC	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB - 1,0 EQ _X + 0,3 EQ _Y
Ekstrem I XD	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB - 1,0 EQ _X - 0,3 EQ _Y
Ekstrem I YA	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB + 1,0 EQ _Y + 0,3 EQ _X
Ekstrem I YB	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB + 1,0 EQ _Y - 0,3 EQ _X
Ekstrem I YC	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB - 1,0 EQ _Y + 0,3 EQ _X
Ekstrem I YD	1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 PR + 0,5 TT + 0,5 TD + 0,5 TB - 1,0 EQ _Y - 0,3 EQ _X



Gambar 4. Alternatif penempatan beban lajur (TD)

mengacu pada SE Menteri PUPR No. 08/SE/M/2015 Poin 5.1. Hasil analisis lendutan gelagar disajikan dalam Tabel 5.

Lendutan maksimum gelagar terjadi pada Bentang 2 yang merupakan bentang terpanjang. Akibat beban kombinasi BMS-1992, lendutan yang terjadi sebesar 122,48 mm, masih dibawah lendutan izin 424 mm. Sedangkan akibat beban kombinasi SNI 1725:2016 lendutan yang terjadi sebesar 124,98 mm, juga masih dibawah lendutan izin maksimum 265 mm.

Pemeriksaan kekuatan dilakukan dengan memeriksa kapasitas penampang terhadap beban terfaktor. Kapasitas nominal ϕM_n gelagar berasal dari elemen beton, tulangan dan kabel prategang internal

dibandingkan dengan momen terfaktor M_u dari kombinasi pembebanan KUAT.

Ruji kabel pada bentang 2 menambah kekakuan bentang dan juga mengurangi momen yang terjadi akibat beban vertikal. Perbandingan kapasitas momen ϕM_n gelagar dan momen terfaktor ditinjau pada daerah tumpuan dan lapangan dan ditampilkan pada Tabel 6. Perbandingan diagram kapasitas momen ϕM_n gelagar terhadap bermacam kombinasi beban terfaktor M_u dapat dilihat dalam Gambar 5 untuk kombinasi beban BMS-1992 dan Gambar 6 untuk kombinasi beban SNI 1725:2016.

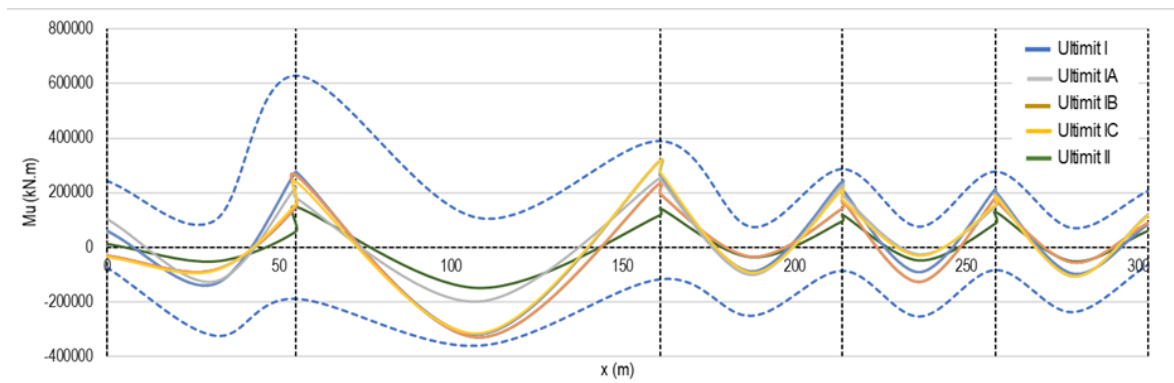
Berdasarkan Gambar 5, momen terfaktor M_u kombinasi BMS-1992 terbesar terjadi pada Bentang 2

Tabel 5. Analisis lendutan gelagar

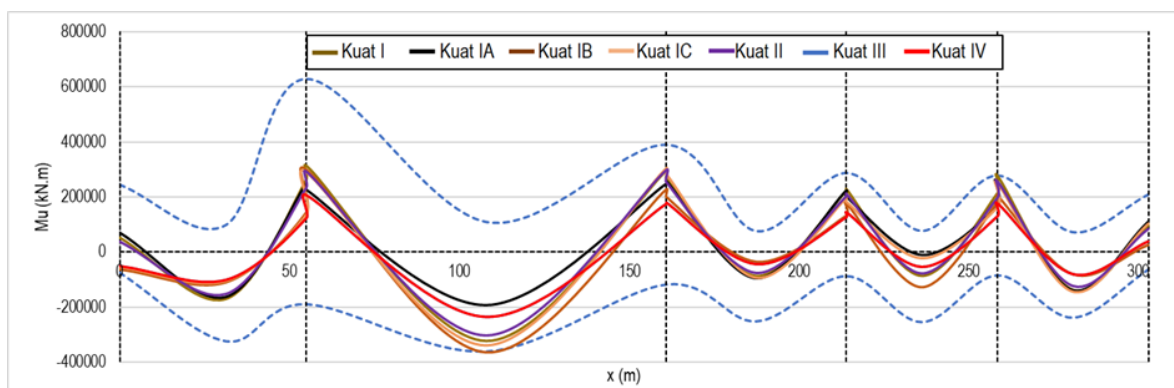
Uraian	Satuan	Bentang				
		1	2	3	4	5
Panjang Bentang (L)	m	55	106	53	44,5	44,5
SNI 2847-2002 Lendutan Ijin (L/250)	mm	-220	-424	-212	-178	-178
Lendutan Max. Kombinasi BMS-1992	mm	-18	-122	-29	-17	-29
SE PUPR No. 08/SE/M/2015 Lendutan Ijin (L/400)	mm	-138	-265	-132	-111	-111
Lendutan Max. Kombinasi SNI 1725:2016	mm	-22	-125	-30	-20	-30
		OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 6. Kapasitas ϕM_n gelagar pada masing-masing bentang jembatan

Bentang	ϕM_n Tumpuan Kiri	ϕM_n Lapangan	ϕM_n Tumpuan Kanan
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
1	244472,63	324278,02	597395,65
2	597395,65	352264,42	389659,64
3	389659,64	251646,45	287048,96
4	287048,96	254213,69	277771,70
5	277771,70	238049,77	208461,68



Gambar 5. Diagram kapasitas momen ϕM_n gelagar terhadap momen terfaktor M_u sesuai BMS-1992



Gambar 6. Diagram kapasitas momen ϕM_n gelagar terhadap momen terfaktor M_u sesuai SNI 1725:2016

akibat kombinasi ULTIMIT IB sebesar 330217,20 kN.m, masih berada di bawah kapasitas momen ϕM_n 352264,42 kN.m dengan rasio $M_u/\phi M_n$ sebesar 94%. Sedangkan terhadap beban kombinasi SNI 1725:2016 seperti terlihat pada Gambar 6, momen terfaktor M_u terbesar terjadi pada kombinasi KUAT IB sebesar 362282 kN.m, sedikit lebih besar dari kapasitas momen ϕM_n 352264,42 kN.m. Pada kasus ini terjadi kelebihan beban sebesar 3%. Kelebihan beban sebesar 3% masih bisa diterima

mengingat banyaknya ketidakpastian dalam penentuan beban dan kapasitas, namun perlu menjadi catatan bahwa kenaikan standar beban hidup pada SNI 1725:2016 berdampak cukup signifikan pada beban gelagar.

Selanjutnya diperiksa juga indikator kinerja gelagar berupa tegangan permukaan gelagar akibat beban servis. Acuan parameter untuk kondisi dengan pembebanan berdasarkan BMS 1992 adalah SNI 03-

2847-2002 Pasal 20.4 sedangkan untuk pembebanan sesuai SNI 1725:2016 tegangan ijin mengacu pada ketentuan tegangan izin pada SNI 2847-2019 Pasal 24.5 sebagaimana ditunjukkan pada **Tabel 7** untuk mutu beton gelagar K-500 atau $f_c' = 41,50$ MPa.

Hasil analisis tegangan gelagar ditampilkan dalam **Tabel 8**. Pada serat atas akibat beban LAYAN II SNI 1725:2016 pada bentang 2 memberikan tegangan serat atas terbesar 5,30 MPa melebihi syarat 3,99 MPa. Tegangan ini terjadi di zona tumpuan sekitar pylon. Namun besarnya tegangan yang terjadi masih dibawah $1,00\sqrt{f_c'}$ sehingga kondisi yang terjadi adalah peralihan antara utuh dan retak. Secara umum, persamaan tegangan lentur girder pada SNI 2847-2019

lebih menoleransi besaran tegangan yang lebih tinggi dibandingkan SNI 2847-2002.

7.2 Hasil analisis ruji kabel

Analisis ruji kabel dilakukan dengan acuan SE Menteri PUPR No. 08/SE/M/2015 poin 5.2. yang mensyaratkan bahwa gaya akhir pada ruji kabel tidak boleh melebihi tegangan-tegangan batas sebagai berikut: tegangan putus $f_{pu} = 1860$ MPa, batas layan $0,45f_{pu} = 837$ MPa dan batas ultimit $0,60f_{pu} = 1116$ MPa.

Dari hasil analisis pemodelan dengan MIDASCivil diperoleh tegangan tertinggi pada kabel akibat kombinasi beban BMS-1992 dan SNI 1725:2016

Tabel 7. Syarat tegangan ijin gelagar

Tegangan Ijin	SNI 03-2847-2002 Pasal 20.4	SNI 2847-2019 Pasal 24.5
Kondisi Tarik	$f_{t,s} = 0,50 \sqrt{f_c'} = 3,22$ MPa	$f_{t,s} = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,99$ MPa
Kondisi Tekan	$f_{c,s} = 0,40 f_c' = 18,67$ MPa	$f_{c,s} = 0,60 f_c' = 24,90$ MPa

Tabel 8. Tegangan gelagar yang terjadi akibat beban servis sesuai BMS-1992 dan SNI 1725-2016

Lokasi	Bentang 1		Bentang 2		Bentang 3		Bentang 4		Bentang 5	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Kombinasi BMS-1992										
Serat Atas	2,70	-7,50	3,50	-18,30	3,40	-7,20	3,60	-4,10	3,50	-4,50
Serat Bawah	-3,10	-9,40	2,60	-17,90	2,90	-18,70	0,30	-10,80	3,20	-7,30
Kombinasi SNI 1725:2016										
Serat Atas	1,10	-6,30	4,70	-19,50	3,80	-8,30	3,90	-5,90	1,60	-7,30
Serat Bawah	-3,70	-5,70	3,00	-19,60	4,20	-22,60	-2,00	-12,00	3,60	-8,20

Tabel 9. Tegangan kabel E3

URAIAN	BMS-1992	SNI 1725:2016
Batas layan $0,45f_{pu} = 837$ MPa	389,10 MPa	434,80 MPa
Batas ultimit $0,60f_{pu} = 1116$ MPa	536,60 MPa	546,50 MPa

Tabel 10. Perbandingan M_u Terhadap ϕM_n Akibat Kombinasi Beban BMS-1992

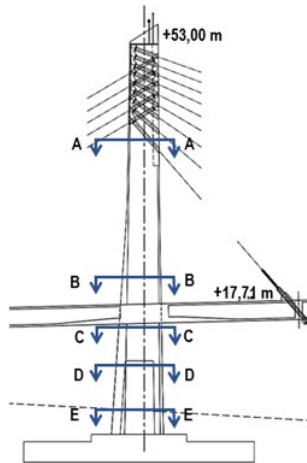
Penampang Pylon	Arah Memanjang			Arah Melintang		
	M_{ux} (kN.m)	ϕM_{nx} (kN.m)	$M_{ux} / \phi M_{nx}$	M_{uy} (kN.m)	ϕM_{ny} (kN.m)	$M_{uy} / \phi M_{ny}$
A-A	341695	500871	68%	122052	350209	35%
B-B	158239	266308	59%	39430	209574	19%
C-C	188285	229534	82%	103119	151450	68%
D-D	33959	111286	30%	73975	86726	85%
E-E	21980	70866	31%	33415	46768	71%

Tabel 11. Perbandingan M_u terhadap ϕM_n akibat kombinasi beban SNI 1725:2016

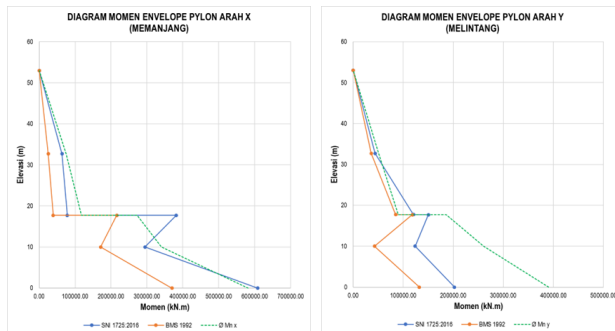
Penampang Pylon	Arah Memanjang			Arah Melintang		
	M_{ux} (kN.m)	ϕM_{nx} (kN.m)	$M_{ux} / \phi M_{nx}$	M_{uy} (kN.m)	ϕM_{ny} (kN.m)	ϕM_{ny}
A-A	563036	525383	107%	187057	356356	53%
B-B	272498	288603	94%	114384	222679	51%
C-C	312927	231364	135%	123021	157602	78%
D-D	68131	111287	61%	105144	84922	124%
E-E	55339	70866	78%	38149	47780	80%

terjadi pada Kabel E3 dengan rangkuman ditampilkan dalam Tabel 9.

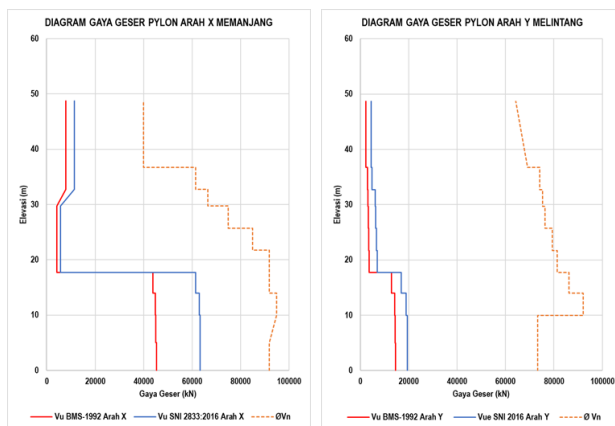
Berdasarkan Tabel 9 terjadi kenaikan tegangan pada kabel E3 akibat kombinasi beban SNI 1725:2016. Namun tegangan yang terjadi masih jauh dari tegangan izin, pada keadaan layanan tegangan yang terjadi sebesar 434,80 MPa atau 51,95% dari syarat batas dan pada keadaan ultimit tegangan yang terjadi sebesar 546,50 MPa atau 48,97% dari syarat batas. Hal ini karena beban



Gambar 7. Tampak samping pylon dan potongan yang ditinjau (WIKA-WASKITA-CGC JO. 2005)



Gambar 8. Envelope momen lentur pylon arah memanjang dan melintang



Gambar 9. Envelope gaya geser pylon arah memanjang dan melintang

yang bekerja pada gelagar jembatan lebih banyak ditahan oleh kabel prategang internal.

7.3 Analisis pylon

Analisis pylon diterapkan dengan meninjau kapasitas momen lentur nominal ϕM_n dan kapasitas geser ϕV_n . Karena pylon berbentuk artistik dengan penampang yang berubah secara gradual, maka ditinjau 5 (lima) potongan penampang pylon yaitu A-A (*lower top*), B-B (*upper deck*), C-C (*lower deck*), D-D (*upper base*), dan E-E (*base pylon*) seperti ditunjukkan pada Gambar 7. Adapun hasil analisis momen lentur *envelope* pylon ditampilkan pada Tabel 10 dan Tabel 11. Diagram kapasitas momen lentur dan momen lentur terfaktor untuk pembebanan berdasarkan BMS 1922 dan SNI 1725:2016 ditunjukkan pada Gambar 8.

Berdasarkan Tabel 10 dan Gambar 8, berdasarkan BMS-1992, seluruh penampang pylon memenuhi persyaratan kekuatan untuk semua kondisi pembebanan. Dari Tabel 11 dan Gambar 8, berdasarkan SNI 1725:2016 terjadi momen terfaktor lebih besar dari kapasitas momen pada potongan E-E dan C-C akibat gempa pada arah longitudinal dan pada potongan B-B pada arah transversal. Rasio $M_{ux}/\phi M_{nx}$ pada pylon potongan D-D dan B-B arah longitudinal adalah 107,17% dan 135,25% serta pada pylon potongan B-B arah transversal adalah 123,81%. Berdasarkan analisis linier, diprediksi pylon akan mengalami kelelahan pada bagian tengah pylon, yaitu pada sambungan pylon dengan gelagar terlebih dahulu dibandingkan dasar pylon. Analisis *nonlinear static pushover* perlu dilakukan untuk memastikan kinerja jembatan apabila terjadi beban gempa rencana.

Untuk pemeriksaan kekuatan geser, gaya geser terfaktor dan kapasitas gaya geser dari hasil analisis yang ditampilkan pada Gambar 9. Dari hasil analisis, terlihat gaya geser terfaktor V_u yang terjadi akibat beban berdasarkan BMS 1992 dan SNI 1725:2016 masih dibawah kapasitas gaya geser ϕV_n .

7.4 Analisis nonlinear static pushover (performance based design)

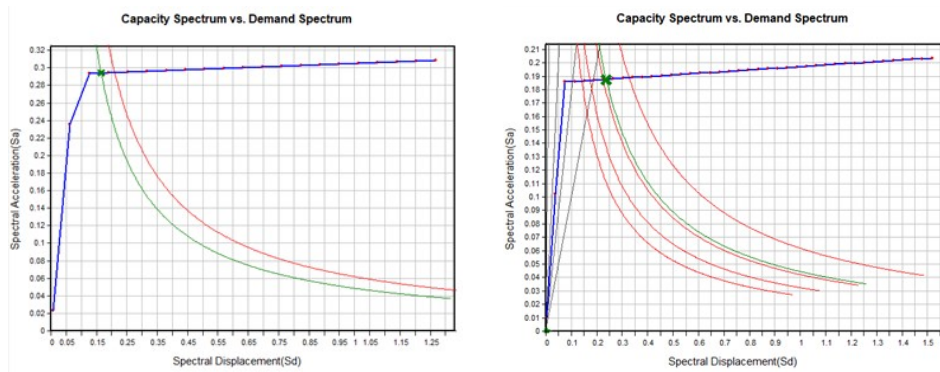
Analisis *nonlinier statik pushover* dilakukan menerapkan beban mati (MS), beban mati tambahan (MA) dan beban lalu lintas pada model jembatan. Kemudian beban lateral dengan pola spesifik diterapkan meningkat secara monotonik sampai struktur mencapai tingkat perpindahan tertentu. Dengan demikian pola kegagalan, terbentuknya titik lemah atau sendi plastis pada struktur dapat diidentifikasi. Evaluasi kinerja struktur didapat dari titik kinerja berupa perpindahan target yang dibandingkan terhadap *respons spectra* rencana. Prosedur analisis menggunakan *Capacity Spectrum Method* (CSM) dari ATC-40 (1996). Acuan level kinerja struktur menggunakan Tabel 12 yang merupakan salah satu kriteria yang diacu oleh NHRCP Synthesis 440 (2013).

Properti tiap penampang pylon seperti momen leleh M_y , momen ultimit M_u , kurvatur leleh ϕ_y dan kurvatur ultimit ϕ_u kemudian diinput dalam bentuk kurva

Tabel 12. Tingkat kinerja struktur

Level	Deskripsi	Regangan Baja	Regangan Beton	% Drift	Displacement Ductility
I	Fully Operational	< 0,005	<0,0032	< 1,0	<1,0
II	Operational	0,005	0,0032	1,0	1,0
III	Life Safety	0,019	0,01	3,0	2,0
IV	Near Collapse	0,048	0,027	5,0	6,0
V	Collapse	0,063	0,036	8,7	8,0

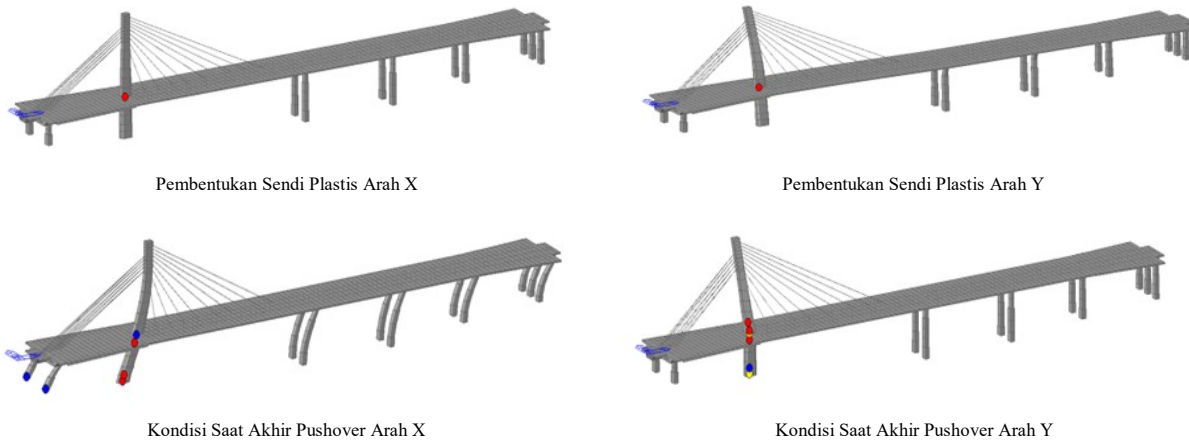
Sumber: NHRCP Synthesis 440 (2013)



Gambar 10. Kurva kapasitas dan titik kinerja arah memanjang (kiri) dan arah melintang (kanan)

Tabel 13. Ringkasan hasil analisis pushover

Uraian	Arah Memanjang	Arah Melintang
Spectral Displacement, Sd (m)	0,1655	0,237
Spectral Acceleration, Sa (g)	0,2937	0,190
Base Shear (kN)	58170	17850
Displacement of Control Point, D (m)	0,250	0,345
Drift (%)	0,51 %	0,70 %
Tingkat Kinerja	Fully Operational	Fully Operational



Gambar 11. Pembentukan sendi plastis dan mekanisme keruntuhan jembatan

backbone. Properti material nonlinier juga diinput mengacu pada model Mander (1988) untuk beton bertulang dan model Menegotto-Pinto (1973) untuk baja tulangan. Selanjutnya pemberian beban lateral dilakukan dalam arah memanjang dan melintang serta lokasi sendi plastis diinput pada model jembatan. Dari

hasil analisis pushover diperoleh grafik kurva kapasitas untuk arah X (memanjang) dan arah Y (melintang) dan juga titik kinerja (performance point) yang merupakan perpotongan kurva kapasitas dengan kurva permintaan (demand curve) seperti ditunjukkan pada Gambar 10.

Dari hasil analisis *pushover* diperoleh bahwa kondisi pylon akibat beban gempa *respons spectra* rencana masih dalam keadaan *Fully Operational* sehingga kerusakan maksimal jembatan yang terjadi adalah retak ringan pada permukaan beton yang dapat dengan segera diperbaiki. Pylon tidak mengalami kerusakan struktural, dan komponen non struktural masih berada pada tempatnya. Perpindahan puncak pylon yang terjadi sebesar 0,250 meter pada arah memanjang dan 0,345 meter arah melintang. Adapun *drift* yang terjadi adalah 0,51% arah memanjang dan 0,70% arah melintang.

Mekanisme keruntuhan jembatan ditampilkan pada **Gambar 11**. Dapat dilihat bahwa baik dalam arah memanjang maupun arah melintang pembentukan sendi plastis diawali pada bagian tengah (*pylon-girder connection*) dan selanjutnya pada bagian dasar pylon. Adapun pada pier tidak terbentuk sendi plastis, hal ini karena puncak pier dipasang *bearing* yang meneruskan energi gempa longitudinal ke arah pylon. Sedangkan pada gempa arah melintang (arah Y), sepasang pier membentuk portal sehingga menjadi lebih kuat dibandingkan pylon yang merupakan struktur kantilever. Fenomena keruntuhan ini serupa dengan hasil yang dilaporkan Wenzel dkk (2012), Chang dkk (2012) dan Wang dkk (2019) yang sudah dibahas pada Bagian 1.

8. Kesimpulan

Telah dilakukan analisis linier dan non-linier guna mengevaluasi tingkat keandalan struktur Jembatan Pasupati berdasarkan persyaratan batas layan, kekuatan, dan kondisi ekstrem. Analisis ini mengacu pada kriteria yang ditetapkan dalam peraturan perencanaan saat jembatan tersebut dirancang, yaitu BMS-1996, serta peraturan yang berlaku saat ini, yaitu SNI 1725:2016 yang dikombinasikan dengan SNI 2833:2016. Dalam analisis ini, digunakan model struktur yang dibangun berdasarkan gambar-gambar *as-built* jembatan. Hasil analisis ini memberikan kesimpulan yang penting bagi keandalan struktur jembatan tersebut sebagai berikut:

1. Dari analisis berdasarkan kriteria sesuai peraturan perencanaan saat Jembatan Pasupati dirancang (BMS-1996), dapat disimpulkan bahwa semua komponen struktur atas Jembatan Pasupati, seperti pylon, girder, dan ruji baja, memenuhi syarat batas layan, kekuatan, dan ekstrem. Hal ini menunjukkan bahwa setiap elemen dari struktur jembatan tersebut telah memenuhi standar yang ditetapkan pada saat perencanaan.
2. Dari analisis berdasarkan kriteria peraturan perencanaan terbaru (SNI 1725-2016) girder memenuhi syarat batas layan lendutan. Untuk syarat kekuatan dan syarat beton tarik (retak), girder sedikit kelebihan beban. Dari syarat batas kekuatan ada kelebihan beban dengan rasio maksimum momen terfaktor terhadap kapasitas momen adalah 103%. Untuk kasus beton tarik, hasil analisis menunjukkan tegangan pada kondisi diantara retak dan tidak. Kedua kondisi sedikit kelebihan beban ini disimpulkan masih bisa diterima.
3. Dari analisis berdasarkan kriteria peraturan perencanaan terbaru (SNI 1725-2016 dan SNI

2833:2016) terjadi kelebihan beban pada pylon. Kapasitas momen ϕM_n terlampaui oleh momen terfaktor akibat kombinasi beban gempa ekstrem pada dasar pylon dan pada sambungan pylon-gelagar.

4. Dari hasil analisis *pushover* diperoleh *drift* akibat beban gempa rencana sebesar 0,51% pada arah memanjang dan sebesar 0,70% pada arah melintang, sehingga kinerja struktur Jembatan Pasupati adalah pada kondisi *Fully Operational* pada kondisi beban gempa rencana arah memanjang dan melintang.
5. Perubahan dari BMS-1996 ke SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 menuntut persyaratan lebih tinggi baik untuk beban lalu lintas maupun beban gempa. Peningkatan beban ini cukup besar sehingga dilakukan kajian ulang untuk struktur yang dirancang berdasarkan BMS-1996.

Daftar Pustaka

- ATC-40 (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council-40, California Seismic Safety Commission.
- Ashtari (2018), *Evaluating the Performance-Based Seismic Design the Performance-Based Design of RC Bridges According to the 2014 Canadian Highway Bridge Design Code*, Thesis Ph.D. University of British Columbia.
- Atei, H., Mamaghani, M., and Lui, E.M. (2017), *Proposed Framework for the Performance-Based Seismic Design of Highway Bridges*, *ASCE Structure Congress 2017* 240-253.
- Aviram, A., Mackie, K.R., and Stojadinovic, B. (2008), *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Balai Besar Pelaksanaan Jalan Nasional VI (2019), *Laporan Hasil Pemeriksaan Jembatan Khusus. Survei Kondisi Jalan, Lereng, dan Jembatan di Lingkungan BBPJN VI (REN.01.2019)*, Direktorat Jendral Bina Marga, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Jakarta, Indonesia.
- BMS-1992, *Bridge Management System, Bridge Design Manual*, Departemen Pekerjaan Umum, Indonesia.
- Budiharto, P. (2021), *Evaluasi Kinerja Struktur Jembatan Beruji Kabel Pasupati Bandung*, Tesis Program Magister, Institut Teknologi Bandung.
- Camara, A. (2018), *Seismic Behavior of Cable-Stayed Bridges: a Review*. *Medcrave Online Journal of Civil Engineering*, 4(3), pp. 161-169. doi: 10.15406/mojce.2018.04.00115.
- Chang, K. C., Lee, Z. K and CHEN, C. C. (2012), *Structural Assessment of a Repaired Cable Bridge Damaged in 1999 Chi-Chi Earthquake*,

Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, March 1-4, 2012, Tokyo, Japan

Fu, C., Wang, S. (2015), *Computational Analysis and Design of Bridge Structures*, CRC Press.

NCHRP Synthesis 440 (2013), *Performance-Based Seismic Bridge Design*, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Washington D.C.

Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia (2017), *Pusat Gempa Nasional (2017)*, Puslitbang Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Indonesia.

SE No. 08/SE/M/2015, *Perencanaan Teknis Jembatan Kabel Pancang*, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Indonesia

SNI 03-2847-2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, Indonesia.

SNI 1725-2016, *Pembebanan Untuk Jembatan*, Badan Standarisasi Nasional, Indonesia.

SNI 2833-2016, *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*, Badan Standarisasi Nasional, Indonesia.

SNI 2847-2019, *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, Indonesia

Wang, X., Fang, J., Zhou, L., and Ye, A. (2019), *Transverse Seismic Failure Mechanism and Ductility of Reinforced Concrete Pylon for Long Span Cable-Stayed Bridges: Model Test and Numerical Analysis*, Elsevier Engineering Structures, Volume 189, 15 June 2019, Pages 206-221.

Witjaksono, A., Siahaan, L., Widjaja, B., Izaach, A.A. (2005) *Perilaku Daya Dukung Tiang Bor pada Bagian Pylon Jembatan Layang Pasupati dengan Metode Transfer Beban*. Seminar Nasional Geoteknik PILE, Bandung, Indonesia.

Wenzel, H., Egerer, R.V, Lin, T.K., and Lee, Z.K. (2012), *International Investigation on The Earthquake Damaged Chi Lu Cable Stayed Bridge After Repair and Several Years of Operation*. 3rd International Symposium on Life-Cycle Engineering (IALCCE 2012).

WIKI-WASKITA-CGC JO. (2005), *As-built Drawings of Highway Drawings Pasteus-Cikapayang-Surapati Elevated Road & Bridge Project*, Arsip Direktorat Bina Teknik.