



STABILITAS PILAR BETON PRACETAK SEGMENTAL PADA JEMBATAN STANDAR TERHADAP BEBAN DINAMIK

Anton Husen Purboyo¹⁾ dan Hinawan Teguh Santoso^{2*)}

¹⁾ Direktorat Jenderal Bina Marga, Kementerian PUPR, Jln. Pattimura 20, Kebayoran Baru, Jakarta Selatan

²⁾ Prodi Teknologi Konstruksi Jalan dan Jembatan, Politeknik Pekerjaan Umum, Jln Prof. Soedharto, Tembalang, Kota Semarang

Abstract

The use of precast technology in the manufacture of segmental components for the bridge substructure is one application that can be used in the acceleration of bridge construction. Better concrete quality and precision are two advantages that can make precast technology a solution in accelerating bridge construction. Commonly, segmental precast concrete piers are not designed to resist earthquake loads; however, the use of segmental piers systems is still possible in seismic zones by limiting additional dead loads. This study discusses the load limitation using the dynamic response calculation methodology of segmental precast concrete pillar structures to the El Centro (1940) earthquake load by varying the slenderness of the piers/column between 22 to 100. Examination of the stress combination due to axial load (DL) and inertia load due to the earthquake is carried out to find out how much residual stress can be accommodated by the piers/columns. Additional dead load (W_{ADD}) is obtained by using Newton's second law by dividing the allowable additional inertial load based on the residual stress to the peak ground acceleration. The calculation results show a good correlation between piers'/columns' slenderness and the proportion of additional dead load (W_{ADD}) to dead load (W_{DL}), so that the applicability of using segmental precast concrete piers/columns in seismic zones can be predicted earlier through this correlation.

Key Words: *segmental piers, earthquake load, dynamic response, precast concrete*

1. PENDAHULUAN

Masyarakat dan industri konstruksi dewasa ini menuntut adanya percepatan dalam pencapaian sasaran pembangunan secara berkesinambungan, di mana kecepatan dan ketepatan merupakan faktor penentunya. Hal ini penting bagi industri konstruksi beton untuk tetap dapat melakukan inovasi dan kompetitif dalam menjawab tantangan tersebut. Perencanaan yang memadai, pencetakan elemen, dan penggunaan teknologi yang tepat dalam perancangan dan pembangunan dapat membuat konstruksi beton menjadi lebih murah dan lebih cepat untuk pembangunan jembatan, tanpa mengorbankan aspek kualitas dan durabilitasnya (Concrete Bridge Development Group, 2005).

Jembatan sebagai bagian dari infrastruktur jalan juga dituntut agar pelaksanaan konstruksinya berjalan secara lebih cepat untuk segera mendukung konektivitas ekonomi antar daerah. Pembangunan jembatan dengan durasi lebih singkat dapat dimungkinkan dengan adanya pengembangan metode konstruksi, di mana metode tersebut merupakan pengembangan dari metode konvensional sebelumnya. Percepatan yang dimaksud dapat meliputi periode keseluruhan konstruksi yang lebih singkat atau pada proses

pemasangan komponen yang lebih cepat. Meskipun demikian, aspek kualitas harus tetap diperhatikan dan tidak boleh dikesampingkan akibat dari waktu pelaksanaan konstruksi yang lebih singkat. Setiap keputusan yang berkenaan dengan proses konstruksi harus tetap mengutamakan kinerja jangka panjang dari struktur jembatan yang terbangun.

Pada pelaksanaan pembangunan jembatan secara global, telah banyak dilakukan inovasi dengan dukungan teknologi yang bertujuan untuk semakin mempersingkat waktu pelaksanaan konstruksi jembatan melalui mekanisasi konstruksi jembatan (Ali Khan, 2015; Alashari, 2016; dan Azizinamini, 2020). Salah satu manfaat dari masa konstruksi yang singkat adalah terjadi penurunan biaya konstruksi terkait proses konstruksi, karena setiap kegiatan yang dilakukan untuk meningkatkan efisiensi tersebut akan meningkatkan optimasi biaya konstruksi. Selain itu, masa pelaksanaan yang singkat juga dapat meminimalkan gangguan yang ditimbulkan akibat pelaksanaan konstruksi jembatan, meskipun hal tersebut ditempuh melalui penerapan metode konstruksi yang lebih mahal (Concrete Bridge Development Group, 2005).

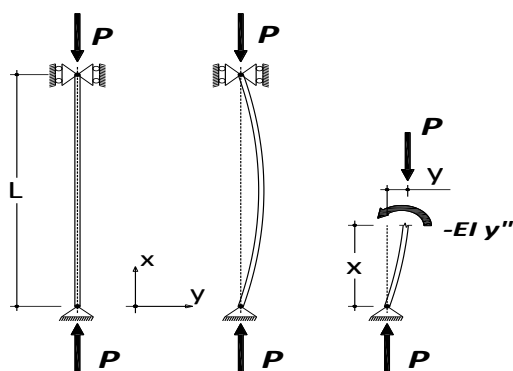
Salah satu teknologi beton yang dapat digunakan dalam percepatan konstruksi jembatan adalah beton

pracetak segmental. Teknologi ini memungkinkan untuk mencetak komponen beton di luar area konstruksi, mengirimkannya ke lokasi, perakitan komponen, dan pemasangan menjadi konstruksi utuh dalam waktu relatif cepat sehingga dapat meminimalisir gangguan yang ditimbulkan (Billington, et al., 2001). Selain itu aplikasi teknologi konstruksi pracetak segmental sangat sesuai untuk proyek-proyek jembatan bentang panjang dan menengah karena tingkat efisiensi dan ekonomisnya (Wang, J & Fan, Z, 2020). Penggunaan teknologi beton pracetak pada jembatan sudah banyak dilakukan, terutama pada struktur atas dan juga pada struktur bawah jembatan. Salah satu aplikasi penggunaan beton pracetak segmental pada bangunan bawah jembatan adalah pada struktur kolom/pilar segmental.

Berdasarkan studi yang dilakukan Billington, et. al. (1999), Kristensen (2012), Marsh (2014), serta Jia et. al. (2020), pilar/kolom beton pracetak segmental tidak direncanakan untuk menahan beban gempa. Namun demikian, tinjauan terhadap pengaruh beban gempa menjadi suatu keharusan dalam perencanaan struktur jembatan, terutama di wilayah rawan gempa seperti Indonesia. Studi ini membahas mengenai sejauh mana kapasitas pilar/kolom beton pracetak segmental terhadap beban lateral (inersia) akibat beban gempa. Pembatasan besarnya beban inersia tersebut dilakukan dengan membatasi tegangan tarik pada tulangan sesuai dengan persyaratan perancangan. Sehingga pada saat gempa, pilar/kolom beton pracetak segmental tersebut masih berperilaku elastik.

2. METODOLOGI

Sebelum membahas lebih lanjut mengenai perilaku pilar/kolom dengan beban lateral, berikut ini dijelaskan mengenai perilaku pilar/kolom pada kondisi ideal (kolom *Euler*), seperti diperlihatkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Kolom Euler

Perhitungan kolom ideal dilakukan dengan menggunakan beberapa asumsi sebagai berikut:

- (1). Kolom memiliki kelurusan sempurna dengan luasan dan inersia penampang adalah tetap sepanjang kolom.
- (2). Beban P bekerja pada sumbu netral penampang kolom.
- (3). *Properties material* mengikuti *Hukum Hooke*.
- (4). Deformasi kolom dianggap cukup kecil sehingga bentuk $(y')^2$ dapat diabaikan dari persamaan kelengkungan $y''/[1+(y')^2]^{3/2}$. Dengan demikian, kelengkungan pilar/ kolom tersebut dapat didekati menggunakan melalui fungsi y'' .

Besarnya beban P kritis dengan menggunakan ke-empat asumsi di atas mempunyai nilai sebagai berikut:

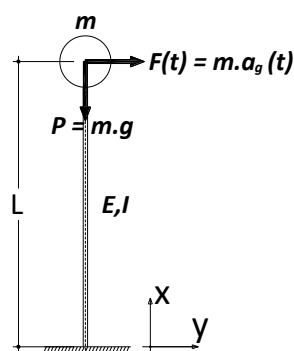
$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (1)$$

Persamaan (1) ini dikenal sebagai beban P kritis *Euler*.

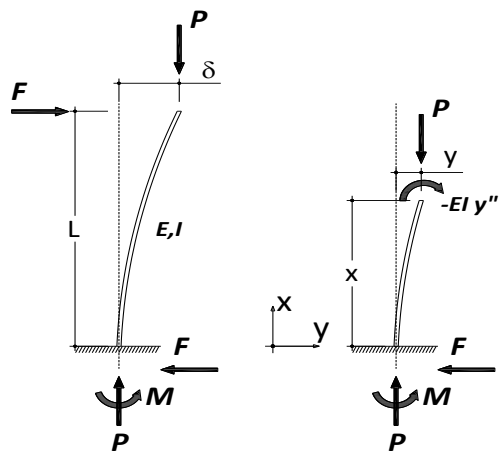
Pendekatan serupa digunakan dalam melakukan pemodelan stabilitas pilar/kolom tunggal dengan kombinasi beban aksial dan beban lateral, di mana beban lateral tersebut merupakan beban *inersia* akibat gempa. Adapun asumsi-asumsi yang digunakan selama melakukan perhitungan stabilitas pilar/kolom tunggal terhadap beban lateral akibat gempa adalah sebagai berikut:

- (1). Selama beban aksial bekerja, kolom memiliki kelurusan sempurna.
- (2). Simpangan lateral didapatkan dari maksimum respons struktur terhadap beban gempa.
- (3). Besarnya massa yang digunakan dalam perhitungan mengenai periode getar alami struktur merupakan massa akibat beban mati.
- (4). Distribusi massa pada struktur dilakukan dengan menganggap bahwa massa terpusat berada di kepala pilar/kolom.

Berdasarkan asumsi-asumsi di atas, maka pendekatan yang serupa juga digunakan untuk memodelkan perilaku pilar/kolom tunggal terhadap kombinasi beban aksial dan beban lateral seperti diperlihatkan pada Gambar 2.



(a). Definisi beban aksial dan lateral



(b). Deformasi lateral kolom akibat beban F

Gambar 2. Model pilar/kolom tunggal

Dengan definisi P beban mati struktur, m massa struktur, g percepatan gravitasi, a_g percepatan gempa, F beban inersia akibat gempa, M momen akibat P dan F , E modulus elastisitas, I inersia penampang, dan L tinggi pilar/kolom.

Pilar/kolom tunggal pada Gambar 2 memiliki perletakan jepit pada pangkalnya dan bebas untuk bertranslasi dan berotasi pada daerah ujung/kepala kolom. Perpindahan lateral sebesar δ pada kepala kolom akan menyebabkan timbulnya momen M sebesar $P\delta + FL$. Dengan menyamakan besarnya momen tahanan internal dengan momen eksternal, didapatkan Persamaan (2).

$$EIy'' + Py = P\delta + FL \quad (2)$$

Besarnya F sebagai fungsi dari perpindahan δ pada sistem kantilever, akan didapatkan:

$$F = \frac{3EI}{L^3} \delta \quad (3)$$

Dan dengan menggunakan nilai k^2 sebagai P/EI , maka akan didapatkan:

$$y'' + k^2y = k^2\delta + \frac{3}{L^2}\delta \quad (4)$$

Untuk nilai $L \gg$ dengan $\delta \ll$ seperti umumnya dijumpai pada kolom dengan kondisi elastik, maka nilai dari suku ke-dua persamaan di sebelah kanan dapat diabaikan, sehingga Persamaan (4) dapat disederhanakan menjadi Persamaan (5).

$$y'' + k^2y = k^2\delta \quad (5)$$

Solusi umum dari (5) adalah:

$$y = A \sin kx + B \cos kx + \delta \quad (6)$$

Dengan kondisi batas $y(0) = 0$ dan $y(L) = \delta$ seperti pada Gambar 2, maka Persamaan (6) menjadi:

$$y(x) = \delta \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2L} \right) \quad (7)$$

Sehingga besarnya beban P_{kritis} untuk model kolom tunggal (Alexander, 1979) pada Gambar 2 adalah:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{4L^2} \quad (8)$$

Pada saat pilar/kolom tersebut menerima beban dinamik akibat gempa, maka respons struktur ditentukan melalui persamaan gerak berderajat kebebasan tunggal (SDOF) (Chopra, 2012), seperti diperlihatkan pada Persamaan (9)

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -a_g(t) \quad (9)$$

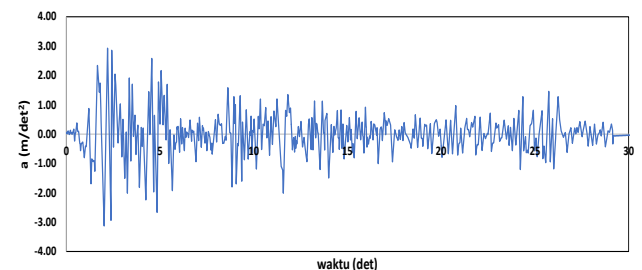
Penyelesaian dari Persamaan (9) adalah:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t a_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t - \tau)] \sin[\omega_D(t - \tau)] d\tau \quad (10)$$

Dengan definisi $u(t)$ merupakan respons struktur, ω frekuensi sirkular alami, ξ rasio redaman (*damping ratio*) menurut Tabel 1, dan ω_D frekuensi sirkular alami yang dinyatakan melalui Persamaan (11).

$$\omega_D = \omega (1 - \xi^2)^{0,5} \quad (11)$$

Untuk mensimulasikan beban lateral akibat gempa, maka digunakan data percepatan gempa *El Centro komponen N-S* (1940) seperti tersaji dalam Gambar 3.



Gambar 3. Accelerogram gempa *El Centro N-S* (1940)

Adapun besarnya nilai rasio redaman yang digunakan dalam studi diperlihatkan pada Tabel 1.

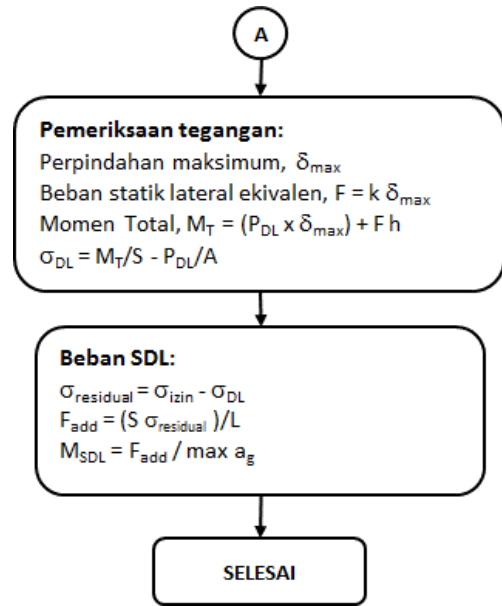
Tabel 1. Persentase redaman kritis (Newmark & Hall, 1982)

Level tegangan	Tipe dan Kondisi Struktur	Persentase Redaman Kritis (%)
Tegangan kerja, kurang dari 50% titik leleh	Perpipaan	1 - 2
	Baja dengan sambungan las, beton pratekan (dengan retak ringan)	2 - 3
	Beton pratekan dengan retak moderat	3 - 5
	Baja dengan sambungan baut atau rivet, kayu dengan sambungan baut atau paku	5 - 7
Tepat atau di sekitar titik leleh	Perpipaan	2 - 3
	Baja dengan sambungan las, beton pratekan (dengan kehilangan pratekan belum sepenuhnya)	5 - 7
	Beton pratekan	7 - 10
	Beton bertulang	7 - 10
	Baja dengan sambungan baut atau rivet, kayu dengan sambungan baut	10 - 15
Kayu dengan sambungan paku	15 - 20	

Berdasarkan kriteria pada Tabel 1, maka nilai redaman kritis yang digunakan adalah 3%. Nilai ini selanjutnya digunakan sebagai nilai parameter redaman dalam Persamaan (10).

Langkah perhitungan berikutnya adalah mengaplikasikan fungsi respons spektra untuk perpindahan maksimum dari sistem pilar segmental akibat beban gempa *El Centro N-S (1940)*. Akumulasi penambahan beban aksial dilakukan dengan memeriksa tegangan maksimum pada pilar pada saat momen maksimum terjadi. Besarnya beban aksial tambahan tersebut ditentukan dengan membatasi besarnya tegangan maksimum yang terjadi adalah sama dengan tegangan izin. Kelangsingan kolom (pada sumbu lemah) dibatasi antara 22 sampai dengan 100 (AASHTO LRFD 2020 5.6.4.3), serta dengan melakukan variasi pada ketinggian pilar atau kolom tersebut.

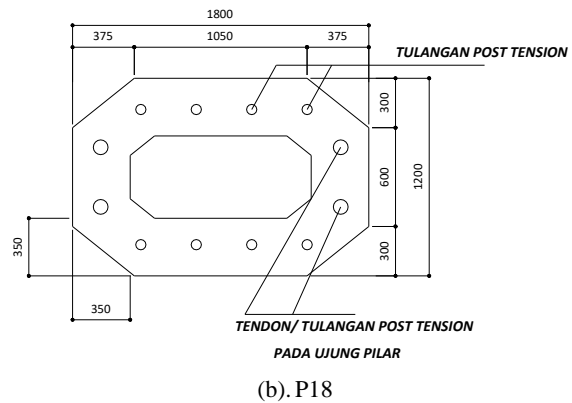
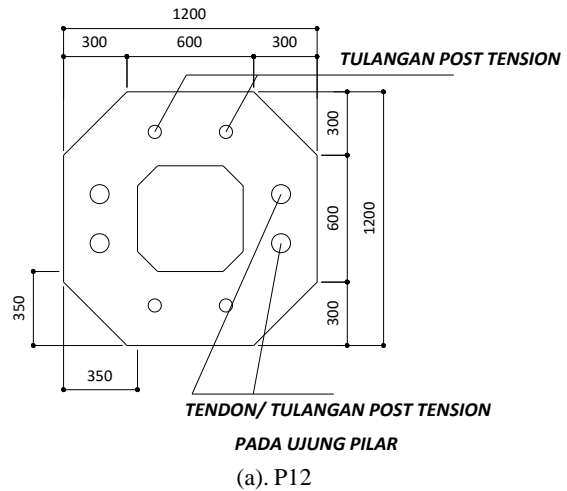
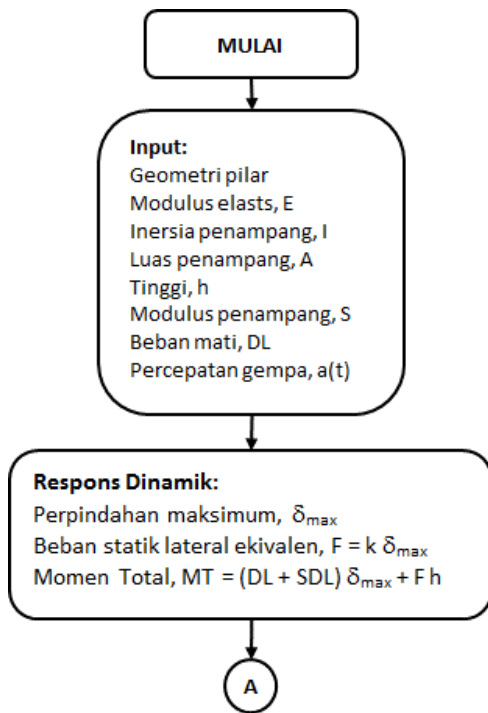
Dalam perhitungan kapasitas, masih diizinkan adanya perhitungan besarnya momen tambahan selama nilai kelangsingannya adalah diantara 22 – 100. Sementara untuk pilar atau kolom dengan kelangsingan lebih dari 100 maka perlu dilakukan analisis lebih detail, termasuk memperhitungkan durasi beban yang bekerja (Wang, 2000). Besarnya gaya statik ekuivalen lateral pada saat struktur mengalami simpangan sebesar δ_{max} didapatkan dengan menggunakan Persamaan (3). Prosedur perhitungan selengkapnya diperlihatkan pada Gambar 4.

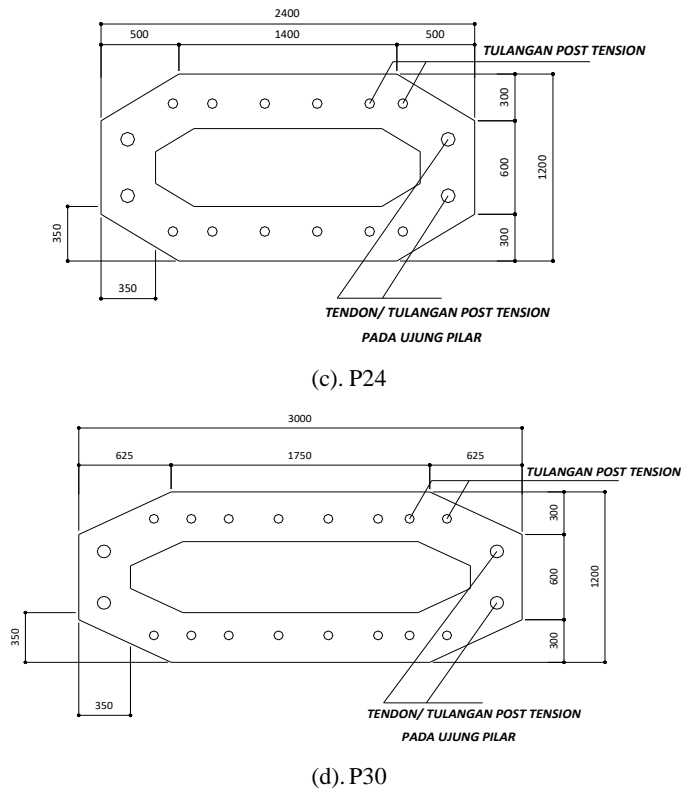


Gambar 4. Bagan alir perhitungan

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Sistem pilar segmental yang digunakan dalam studi merupakan pilar pracetak standar yang dimuat dalam Jurnal PCI Vol. 44 Tahun 1999, di mana penampang melintang kolom atau pilar jembatan tersebut diperlihatkan pada Gambar 5.





Gambar 5. Pilar segmental standar

Diameter maksimum tulangan tarik (*post tensioning bars*) yang dapat diaplikasikan dalam pilar segmental pada Gambar 5 di atas adalah sebesar 36 mm, dengan tegangan leleh sebesar 1100 MPa. Untuk kabel pratekan, diameter maksimum *strand* yang dapat diaplikasikan adalah sebesar 15,2 mm dengan tegangan leleh sebesar 1860 MPa.

Karakteristik geometri dan dinamik pada keempat tipe pilar segmental tersebut diperlihatkan pada Tabel 2. Untuk memvariasikan nilai kelangsingan ($22 < \lambda < 100$), maka dilakukan variasi terhadap ketinggian pilar antara 5 m sampai dengan 15 m dengan spasi antar segmennya sebesar 1 m pada masing-masing pilar.

Tabel 2. Karakteristik geometrik dan dinamik pilar segmental

Karakteristik Beton		Nilai						
f_c' (MPa)		41,0						
E_c (MPa)		30094,68						
Density (tonf/m ³)		2,50						

	P12	Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	M_{DL} (kN)	K (N/mm)	T (det)	δ_{max} (mm)
Area (m ²)	1,028	5	28,96	12,85	114,32	88522,25	0,23	9,56
Ixx (m ⁴)	0,123	6	34,75	15,42	137,19	51228,15	0,33	24,93
Sxx (m ³)	0,315	7	40,55	17,99	160,05	32260,29	0,44	46,08
r (m)	0,350	8	46,34	20,56	182,92	21611,88	0,58	77,81
		9	52,13	23,13	205,78	15178,71	0,73	70,66
		10	57,92	25,70	228,65	11065,28	0,90	138,19
		11	63,72	28,27	251,51	8313,51	1,09	118,68
		12	69,51	30,84	274,38	6403,52	1,30	96,75
		13	75,30	33,41	297,24	5036,54	1,53	121,34
		14	81,09	35,98	320,11	4032,54	1,77	145,68
		15	86,89	38,55	342,97	3278,60	2,03	173,54

	P18	Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	M_{DL} (kN)	K (N/mm)	T (det)	δ_{max} (mm)
Area (m ²)	1,420	5	27,20	17,75	157,91	138635,38	0,21	9,19
Ixx (m ⁴)	0,192	6	32,64	21,30	189,49	80228,81	0,31	21,18
Sxx (m ³)	0,474	7	38,08	24,85	221,07	50523,10	0,42	39,67
r (m)	0,370	8	43,52	28,40	252,65	33846,53	0,54	73,16
		9	48,96	31,95	284,23	23771,50	0,69	74,69
		10	54,40	35,50	315,81	17329,42	0,85	130,36
		11	59,84	39,05	347,39	13019,85	1,03	131,00
		12	65,28	42,60	378,97	10028,60	1,22	109,93
		13	70,72	46,15	410,55	7887,77	1,43	96,25
		14	76,16	49,70	442,13	6315,39	1,66	143,44
		15	81,60	53,25	473,72	5134,64	1,91	168,95

P24		Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	M_{DL} (kN)	K (N/mm)	T (det)	δ_{max} (mm)
Area (m ²)	1,803	5	26,62	22,54	200,52	183764,84	0,21	9,19
Ixx (m ⁴)	0,254	6	31,95	27,05	240,63	106345,39	0,30	18,34
Sxx (m ³)	0,622	7	37,27	31,56	280,73	66969,69	0,41	36,84
r (m)	0,380	8	42,59	36,06	320,84	44864,46	0,53	72,35
		9	47,92	40,57	360,94	31509,75	0,67	72,94
		10	53,24	45,08	401,05	22970,61	0,83	116,26
		11	58,57	49,59	441,15	17258,16	1,00	137,15
		12	63,89	54,10	481,26	13293,17	1,20	109,56
		13	69,22	58,60	521,36	10455,44	1,40	95,09
		14	74,54	63,11	561,47	8371,21	1,63	138,92
		15	79,87	67,62	601,57	6806,11	1,87	166,18

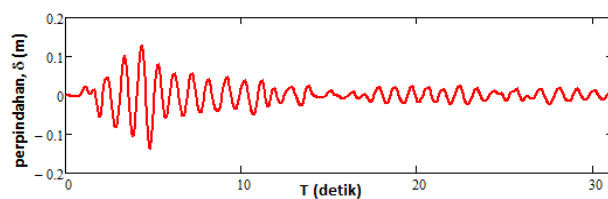
P30		Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	M_{DL} (kN)	K (N/mm)	T (det)	δ_{max} (mm)
Area (m ²)	2,196	5	26,31	27,45	244,18	229047,49	0,21	9,19
Ixx (m ⁴)	0,317	6	31,58	32,94	293,01	132550,63	0,30	18,34
Sxx (m ³)	0,772	7	36,84	38,43	341,85	83472,12	0,40	33,84
r (m)	0,380	8	42,10	43,91	390,69	55919,80	0,53	72,35
		9	47,36	49,40	439,52	39274,26	0,66	73,89
		10	52,63	54,89	488,36	28630,94	0,82	107,66
		11	57,89	60,38	537,19	21510,85	0,99	138,69
		12	63,15	65,87	586,03	16568,83	1,18	106,22
		13	68,42	71,36	634,87	13031,83	1,39	96,47
		14	73,68	76,85	683,70	10434,01	1,61	133,53
		15	78,94	82,34	732,54	8483,24	1,85	163,49

Memperhatikan batasan nilai kelangsingan pada ke-empat tipe pilar segmental, keseluruhannya memiliki batas ketinggian sebesar ± 15 m ($\lambda < 100$). Beberapa hal yang didapatkan dari pemeriksaan karakteristik dinamik (Tabel 2) berdasarkan perhitungan dengan membatasi kelangsingan antara 22 dan 100 adalah sebagai berikut:

- (1). Rentang ketinggian untuk keempat tipe pilar segmental adalah antara 5 sampai dengan 15 m.
- (2). Periode getar alami maksimum (T_{max}) memiliki nilai ± 2 detik.

Poin (2) setidaknya dapat dijadikan acuan dalam melakukan perencanaan bangunan bawah struktur jembatan, di mana pembatasan kelangsingan memiliki korelasi terhadap nilai maksimum dari periode getar alami. Pada kasus di atas, nilai periode getar alami maksimum memiliki kisaran nilai ± 2 detik. Ini menjadi penting, mengingat bahwa struktur dengan periode getar alami yang terlalu besar akan menyebabkan struktur menjadi terlalu lentur dan pada kondisi statik akan menurunkan tingkat kenyamanannya.

Perpindahan maksimum (δ_{max}) didapatkan melalui perhitungan mengenai respons dinamik struktur pilar segmental terhadap beban gempa *El Centro N-S* (1940). Pada Gambar 6 diperlihatkan contoh respons dinamik struktur pilar segmental dengan periode getar alami masing-masing 0.5 detik dan 1 detik.

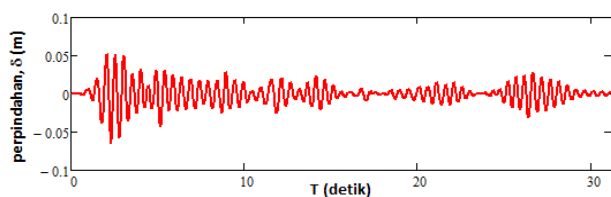


(b). $T = 1.0$ detik, $\xi = 3\%$

Gambar 6. Respons dinamik pilar segmental

Fungsi spektrum perpindahan selanjutnya didapatkan dengan memplot besarnya perpindahan maksimum terhadap periode getar alami yang bersangkutan, seperti diperlihatkan pada Gambar 7. Fungsi spektrum perpindahan ini akan memudahkan untuk mencari nilai perpindahan maksimum pada nilai periode getar alami lainnya. Besarnya perpindahan maksimum dapat ditentukan melalui cara interpolasi antara 2 (dua) nilai periode getar alami yang telah diketahui nilai spektrum perpindahannya. Metode ini merupakan nilai pendekatan untuk mengetahui nilai eksak dari spektrum perpindahan yang dilakukan dengan menghitung respons dinamik seperti telah dijelaskan sebelumnya.

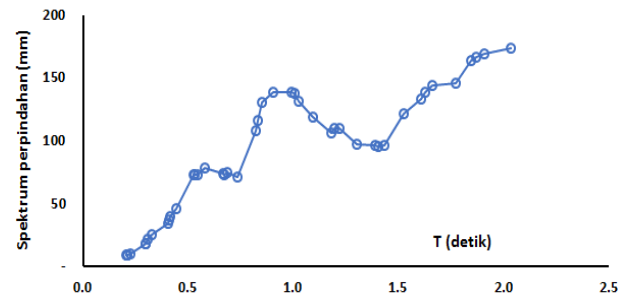
Batas tegangan izin yang digunakan dalam perhitungan mengenai besarnya beban mati tambahan (W_{ADD}) yang dapat diakomodasi oleh struktur pilar segmental adalah dengan membatasi besarnya tegangan yang terjadi pada baja tulangan. Sifat dan karakteristik material baja tulangan tersebut mengacu pada standar ASTM A 36/A 36 M – 04 *Standard Specification for Carbon Structural Steel*. Berdasarkan ASTM A 36/A36 M, besarnya tegangan leleh material baja adalah sebesar 250 MPa. Sehingga batas tegangan izin untuk baja tulangan berdasar Tabel 1 ditetapkan sebesar $50\% \times 250 \text{ MPa} = 125 \text{ MPa}$.



(a). $T = 0.5$ detik, $\xi = 3\%$

Pada Tabel 3 diberikan hasil perhitungan mengenai besarnya tegangan akibat bekerjanya beban DL, baik akibat beban aksial ($P \times \delta_{max}$) dan beban lateral akibat beban gempa ($F \times L$) serta akibat beban izin tambahan/allowable additional load (W_{ADD}). Besarnya beban W_{ADD} ini dihitung dengan menggunakan pendekatan seberapa besar beban inersia (lateral) tambahan akibat gempa yang mengakibatkan besarnya tegangan total adalah sama dengan tegangan izinnya. Besarnya beban inersia tersebut selanjutnya dibagi dengan nilai percepatan gempa maksimum, $\max a(t)$, untuk mendapatkan nilai massa. Selanjutnya, nilai massa dikalikan

dengan percepatan gravitasi maka akan didapatkan besaran nilai berat tambahan izin, W_{ADD} .



Gambar 7. Spektrum perpindahan (mm)

Tabel 3. Tegangan akibat beban W_{DL} dan kapasitas pilar segmental terhadap beban W_{ADD}

P 12								
Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	σ (MPa)	$\sigma_{residual}$ (MPa)	F_{ADD} (kN)	M_{ADD} (kN)	W_{ADD} (ton.f)	W_{ADD}/W_{DL}
5	28.96	12.85	13.34	111.66	7027.58	2247.70	252.65	1966.09 %
6	34.75	15.42	24.23	100.77	5285.15	1690.41	190.01	1232.18 %
7	40.55	17.99	32.93	92.07	4138.88	1323.78	148.80	827.09 %
8	46.34	20.56	42.61	82.39	3240.72	1036.52	116.51	566.66 %
9	52.13	23.13	30.52	94.48	3303.50	1056.59	118.77	513.45 %
10	57.92	25.70	48.47	76.53	2408.37	770.29	86.58	336.89 %
11	63.72	28.27	34.34	90.66	2593.63	829.55	93.25	329.82 %
12	69.51	30.84	23.44	101.56	2663.27	851.82	95.75	310.46 %
13	75.30	33.41	25.07	99.93	2418.96	773.68	86.97	260.29 %
14	81.09	35.98	25.97	99.03	2225.92	711.94	80.03	222.41 %
15	86.89	38.55	26.98	98.02	2056.47	657.74	73.93	191.78 %

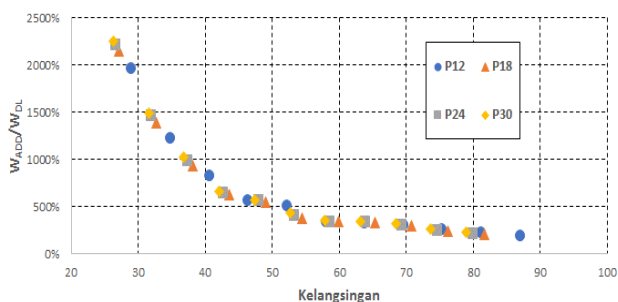
P 18								
Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	σ (MPa)	$\sigma_{residual}$ (MPa)	F_{ADD} (kN)	M_{ADD} (kN)	W_{ADD} (ton.f)	W_{ADD}/W_{DL}
5	27.20	17.75	13.32	111.68	10589.36	3386.91	380.70	2144.90 %
6	32.64	21.30	21.38	103.62	8187.81	2618.80	294.36	1382.05 %
7	38.08	24.85	29.45	95.55	6471.47	2069.84	232.66	936.30 %
8	43.52	28.40	41.64	83.36	4939.94	1579.99	177.60	625.37 %
9	48.96	31.95	33.55	91.45	4817.44	1540.81	173.19	542.10 %
10	54.40	35.50	47.51	77.49	3673.66	1174.99	132.07	372.05 %
11	59.84	39.05	39.42	85.58	3688.46	1179.72	132.61	339.59 %
12	65.28	42.60	27.73	97.27	3843.21	1229.22	138.17	324.36 %
13	70.72	46.15	20.61	104.39	3807.07	1217.66	136.87	296.59 %
14	76.16	49.70	26.57	98.43	3333.26	1066.11	119.84	241.13 %
15	81.60	53.25	27.28	97.72	3088.63	987.87	111.04	208.54 %

P 24								
Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	σ (MPa)	$\sigma_{residual}$ (MPa)	F_{ADD} (kN)	M_{ADD} (kN)	W_{ADD} (ton.f)	W_{ADD}/W_{DL}
5	26.62	22.54	13.42	111.58	13889.78	4442.52	499.36	2215.46 %
6	31.95	27.05	18.63	106.37	11034.15	3529.17	396.69	1466.65 %
7	37.27	31.56	27.56	97.44	8664.10	2771.13	311.49	987.11 %
8	42.59	36.06	41.53	83.47	6494.01	2077.05	233.47	647.38 %
9	47.92	40.57	33.02	91.98	6361.13	2034.55	228.69	563.68 %
10	53.24	45.08	42.70	82.30	5122.69	1638.44	184.17	408.54 %
11	58.57	49.59	41.62	83.38	4718.20	1509.07	169.63	342.08 %
12	63.89	54.10	27.82	97.18	5040.42	1612.13	181.21	334.98 %
13	69.22	58.60	20.48	104.52	5004.46	1600.63	179.92	307.01 %
14	74.54	63.11	25.89	99.11	4406.49	1409.38	158.42	251.02 %
15	79.87	67.62	26.99	98.01	4066.78	1300.72	146.21	216.22 %

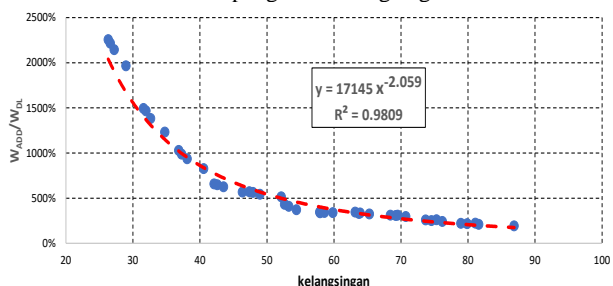
P 30								
Tinggi (m)	λ	W_{DL} (ton.f)	σ (MPa)	$\sigma_{residual}$ (MPa)	F_{ADD} (kN)	M_{ADD} (kN)	W_{ADD} (ton.f)	W_{ADD}/W_{DL}
5	26.31	27.45	13.46	111.54	17224.04	5508.95	619.23	2256.11 %
6	31.58	32.94	18.69	106.31	13680.25	4375.50	491.83	1493.27 %
7	36.84	38.43	25.38	99.62	10987.42	3514.22	395.01	1028.00 %
8	42.10	43.91	41.68	83.32	8040.81	2571.78	289.08	658.27 %
9	47.36	49.40	33.56	91.44	7844.47	2508.98	282.02	570.84 %
10	52.63	54.89	39.65	85.35	6590.03	2107.76	236.92	431.60 %
11	57.89	60.38	42.22	82.78	5810.14	1858.32	208.88	345.93 %
12	63.15	65.87	27.02	97.98	6303.94	2016.26	226.64	344.05 %
13	68.42	71.36	20.80	104.20	6188.56	1979.35	222.49	311.78 %
14	73.68	76.85	24.90	100.10	5520.41	1765.65	198.47	258.25 %
15	78.94	82.34	26.58	98.42	5065.70	1620.22	182.12	221.18 %

Kolom terakhir pada Tabel 3 merupakan proporsional beban mati tambahan W_{ADD} terhadap beban mati W_{DL} pilar segmental. Dengan melakukan plot besarnya proporsi beban tambahan W_{ADD} terhadap beban W_{DL} terhadap kelangsingan maka akan didapatkan hasil seperti diperlihatkan pada Gambar 8.

Gambar 8 menunjukkan adanya korelasi yang cukup baik antara proporsi beban terhadap kelangsingan. Untuk mengetahui sejauh mana korelasi proporsi beban tambahan tersebut sebagai fungsi kelangsingan, maka dilakukan dengan menggunakan pendekatan regresi. Hasil pendekatan regresi disajikan pada Gambar 9.



Gambar 8. Proporsi beban mati tambahan terhadap beban mati akibat pengaruh kelangsingan



Gambar 9. Regresi proporsi beban mati tambahan terhadap beban mati akibat pengaruh kelangsingan

Berdasarkan hasil regresi pada Gambar 9 memberikan nilai korelasi deterministik yang cukup baik, di mana nilai R^2 yang didapatkan sebesar 0.9809. Dengan demikian, persamaan regresi yang didapat akan dapat memberikan justifikasi awal dalam hal penentuan besarnya beban mati tambahan (W_{ADD}) terhadap pilar segmental dengan variasi kelangsingan. Persamaan regresi pada Gambar 9 dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan, yaitu:

$$W_{ADD} = \frac{17145 W_{DL}}{\lambda^{2.059}} \quad (12)$$

dimana:

W_{ADD} = beban mati tambahan SDL yang diizinkan
 W_{DL} = beban mati DL

Berdasarkan hasil perhitungan, Meski pilar beton pracetak segmental tidak didesain untuk menahan beban gempa, namun dapat digunakan selama dilakukan pembatasan terhadap adanya beban mati

tambahan W_{ADD} . Pembatasan beban tersebut untuk mengakomodasi adanya beban tambahan yang memungkinkan struktur pilar beton segmental berdeformasi tanpa terjadinya kelelahan pada tulangan tarik saat gempa terjadi.

4. KESIMPULAN

Berdasarkan studi yang dilakukan dapat ditarik beberapa kesimpulan mengenai aplikasi penggunaan beton pracetak segmental pada pilar sebagai struktur bangunan bawah jembatan, yaitu:

- (1). Pengambilan nilai kelangsingan (λ) dalam rentang antara 22 sampai dengan 100 berimplikasi pada batas ketinggian maksimum penggunaan pilar beton pracetak segmental, di mana batas ketinggian maksimum untuk setiap tipe pilar segmental (P12, P18, P24 dan P30) adalah 15 m. Tinjauan kelangsingan pilar segmental dilakukan hanya pada arah sumbu lemahnya.
- (2). Pembatasan nilai kelangsingan (λ) berimplikasi pada adanya batasan maksimum periode getar alami (T) pilar sebesar 2 detik. Penggunaan nilai maksimum periode getar sebesar 2 detik tersebut dapat dijadikan sebagai acuan dalam perencanaan tipe struktur bangunan bawah lainnya. Periode getar alami yang terlalu besar bagi suatu sistem struktur akan menyebabkan struktur menjadi terlalu lentur serta mengurangi tingkat kenyamanan bagi para penggunanya.
- (3). Diperoleh korelasi yang cukup baik ($R^2 = 0.9809$) antara nilai kelangsingan (λ) dengan proporsi beban mati tambahan W_{ADD} terhadap beban mati W_{DL} (W_{ADD}/W_{DL}), di mana besarnya penambahan beban tersebut tidak akan menyebabkan terjadinya kelelahan pada tulangan baja ($\sigma_s < 0.50f_y$) pada saat struktur menerima beban gempa. Persamaan yang didapatkan dari hasil analisis regresi tersebut dapat digunakan untuk memprediksi besarnya beban mati tambahan (W_{ADD}). Dengan demikian, penggunaan nilai redaman kritis (ξ) sebesar 3% masih dapat digunakan.

REFERENSI

AASHTO. 2020. AASHTO LRFD Bridge Design Specification 9th Ed. 444 North Capitol Street, NW Suite 249 Washington, DC 20001, 202-624-5800 phone/ 202-624-5806 fax.

Alashari, M. 2016. *Accelerated Bridge Construction (ABC), A Better Approach to Bridge Construction?*. International Journal for Innovation Education and Research, Vol: 4 No.: 8. 44/1 Kallyanpur Main road, Mirpur, Dhaka, Bangladesh

- Alexander, C. 1979. *Principles of Structural Stability Theory*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Ali Kahn, M., 2015. *Accelerated Bridge Construction Best Practice and Techniques*. Elsevier Inc. The Boulevard, Langford Lane, Kidlington, Oxford OX5 1GB, UK225 Wyman Street, Waltham, MA 02451, USA.
- ASTM. 2004. A 36/A 36M – 04 *Standard Specification for Carbon Structural Steel*.
- Azizinamini, A., 2020. *Accelerated Bridge Construction*. ASCE Journal of Bridge Engineering/ Volume 25 Issue 12 - December 2020.
- Billington, S. L., Barnes, R. W. dan Breen, J. E. 1999. *A Precast Segmental Substructure System for Standard Bridges*. PCI Journal, July-August 1999, Volume: 44, Issue: 4, Page number: 56-73.
- Billington, S. L., Barnes, R. W. dan Breen, J. E. 2001. *Alternate Substructure Systems For Standard Highway Bridges*. Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, No. 2, March-April 2001, Page number: 87-94.
- Chopra, A. K. 2012. *Dynamics of Structures 4th Ed*. Pearson Education, Inc., publishing as Prentice Hall, One Lake Street, Upper Saddle River, NJ 07458.
- Concrete Bridge Development Group, 2005. *Fast Construction of Concrete Bridge*. The Concrete Society, Riverside House, 4 Meadows Business Park, Station Approach, Blackwater, Camberley, Surrey, CU17 9AB.
- Jia, J., Zhang, K., Wu, S., Guo, Y., Du, X., & Wang, X. 2020. *Seismic performance of self-centering precast segmental bridge columns under different lateral loading directions*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111037>.
- Kristensen, J. S. 2012. *Precast Segmental Bridge Construction – An Introduction*. A SunCam online continuing education course, <https://www.suncam.com>.
- Marsh, L. 2014. *Precast Substructures Comparison of Non-seismic and Seismic Connection Details*. Webinar Presentation, ABC Center at Florida International University
- Newmark, N. M. dan Hall, W. J. 1982. *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute. 2620 Telegraph Avenue. Berkeley, California 94704.
- Wang, J & Fan, Z., 2020. *Detecting of the Crack and Leakage in the Joint of Precast Concrete Segmental Bridge Using Piezoceramic Based Smart Aggregate*. Sensors 2020, 20, 5398; doi:10.3390/s20185398.
- Wang, J. 2000. *Pier and Columns*. Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian DuBoca Raton: CRC Press, 2000.

