

# JURNAL TEKNIK SIPIL

Jurnal Teoretis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil

## Keandalan Menara Televisi Rangka Baja Akibat Beban Gempa

Indra Djati Sidi

Kelompok Keahlian Struktur, Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung  
Jl. Ganesha No. 10, Bandung 40132, E-mail: indradjati@gmail.com

Akhmad Ridhwan Ma'sum

Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung  
Jl. Ganesha No. 10, Bandung 40132, E-mail: armax.civil\_eng@yahoo.com

### Abstrak

Perencanaan struktur menara telah bergeser dari konsep equal hazard menjadi konsep equal risk, dimana semua bangunan dirancang untuk mempunyai tingkat kegagalan atau risiko yang sama nilainya, dalam hal ini 1% dalam masa layan 50 tahun. Berkembangnya konsep ini disebabkan bahwa struktur menara televisi yang dirancang dengan konsep equal hazard ternyata mempunyai tingkat risiko yg tidak sama yang disebabkan oleh variabilitas dari tahanan menara terhadap gempa. Variabilitas kapasitas menara terhadap gaya gempa dipengaruhi oleh variasi gaya gempa yang bekerja yang dikenal sebagai record to record variation. Dalam makalah ini disampaikan model probabilitas untuk menghitung tingkat keandalan menara terhadap gaya gempa, dengan mengkombinasikan kurva hazard dan kurva fragilitas struktur menara. Kapasitas menara atau kurva fragilitas didapatkan dengan mencari peak ground acceleration (PGA) collapse dari menara dengan menggunakan incremental nonlinear time history analysis dari 40 pasang data time history. Reliability atau keandalan menara diperoleh dengan memanfaatkan total probability theorem yaitu dengan melakukan proses risk integral antara kurva hazard dan kurva fragilitas.

**Kata-kata Kunci:** Fungsi distribusi lognormal, kurva fragilitas, menara televisi, rangka baja, resiko keruntuhan, teori probabilitas total.

### Abstract

The new earthquake design code emphasizes on uniform risk concept at every structure and every location which is 1% probability of collapse in 50 years, as stated in SNI 1726-2012. Indonesian television tower design, until this research is conducted, still uses the concept of uniform hazard ground motion, sample tower that is assessed in this research included. This research will assess probability of collapse of the sample tower as well as it's performance. Probability of collapse is calculated by risk integrating fragility curve from two different loading direction and hazard curve at the site. The result will then be summarized with the probability of each loading direction included to get the total probability of collapse in 50 years. Fragility curve is generated by Incremental Dynamic Analysis process of 40 different earthquake records. The measured intensity is determined as PGA. The fragility curve is calculated with lognormal distribution parameters of median ( $X_m$ ) and standard deviation ( $\beta$ ) which are obtained from the PGA data set of IDA result.

**Keywords:** Lognormal distribution function, fragility curve, television tower, steel space truss, collapse probability, total probability theorem.

## 1. Pendahuluan

Menara televisi banyak dibangun di daerah gempa karena Indonesia adalah wilayah yang penuh dengan patahan ataupun lempengan-lempengan bergerak yang menjadi sumber terjadinya gempa. Dengan demikian keamanan menara televisi harus dijamin, dan diharapkan menara televisi lebih aman dari bangunan lainnya karena jika terjadi gempa maka televisi harus terus dapat siaran untuk memberikan berbagai informasi bagi penanggulangan gempa yang terjadi. Studi ini mengusulkan sebuah model probabilitas yang dapat digunakan untuk mengevaluasi keandalan struktur menara terhadap gaya gempa. Dalam model ini disertakan juga pengaruh variabilitas bahan, tumpuan menara, dan terbatasnya data.

Model probabilitas ini diterapkan pada menara B channel dibangun di Kelurahan Joglo, Jakarta Barat. Menara ini dipilih karena merupakan bangunan menara terbaru yang lulus uji berdasarkan persyaratan teknis desain bangunan Dinas Pengawasan dan Penertiban Bangunan (DP2B). Menara ini adalah menara tertinggi kedua setelah menara TV indosiar dengan ketinggian desain mencapai 275 meter (termasuk antena). Semua data mengenai detail desain menara didapatkan dari DP2B DKI Jakarta.

## 2. Model Keandalan Struktur Menara Baja Televisi

Perlindungan terhadap keruntuhan selalu menjadi sasaran

utama dalam desain struktur bangunan, hal ini tertuang secara jelas dalam semua peraturan desain. Namun baru akhir-akhir ini saja kuantifikasi terhadap resiko keruntuhan menjadi lebih ditekankan, hal ini seiring dengan semakin majunya rekayasa kegempaan.

Studi analitik terhadap keruntuhan telah banyak berkembang selama lebih dari 40 tahun, dari studi menggunakan model sistem SDOF dan MDOF tak terdegradasi (Jennings dan Husid, 1968; Gupta dan Krawinkler, 1999; Challa dan Hall, 1994) sampai studi keruntuhan dengan menggunakan model sistem MDOF yang mempertimbangkan efek P- $\Delta$  dan degradasi model *hysteretic* (Ger, dkk., 1993).

Perkembangan paling signifikan ditunjukkan oleh Ibarra dan Krawinkler (2005) yang menyediakan prosedur rational untuk menghitung kurva fragilitas keruntuhan dan mengkombinasikannya dengan kurva *hazard* gempa untuk mendapatkan rata-rata frekuensi keruntuhan tahunan ( $\lambda_c$ ).

Penelitian ini menggunakan  $\lambda_c$  untuk mengkaji resiko keruntuhan struktur. Ada dua komponen yang diperlukan untuk menghitung  $\lambda_c$ : kurva *hazard* gempa, yang memberikan nilai probabilitas bahwa *ground motion* akan melebihi intensitas  $a$  per tahun di lokasi tertentu, dan kurva fragilitas keruntuhan dari struktur tertentu, yang mendeskripsikan probabilitas keruntuhan suatu struktur yang dikenakan beban gempa dengan intensitas tertentu. Dalam penelitian ini, nilai besaran intensitas yang digunakan adalah nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA).

Perhitungan  $\lambda_c$  melibatkan pengintegralan produk kurva fragilitas dan kurva *hazard* gempa menggunakan persamaan yang disebut sebagai *Risk Integral* (Luco, dkk., 2007) sebagai berikut :

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} \frac{dP[\text{Collapse} | \text{PGA} = a]}{da} P[\text{PGA} > a] \quad (1)$$

dimana  $P[\text{Collapse} | \text{PGA} = a]$  adalah probabilitas bahwa struktur akan mengalami keruntuhan ketika dikenai *ground motion* dengan intensitas  $a$ , dan  $P[\text{PGA} > a]$  adalah probabilitas bahwa *ground motion* akan melebihi intensitas  $a$  per tahun. Kurva *hazard* wilayah Jakarta diadopsi dari penelitian yang sudah dilakukan Sengara (2012), dan dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan sebagai berikut:

$$P[\text{PGA} > x] = \exp\{0,0124(\ln x)^4 + 0,0472(\ln x)^3 - 1,8676(\ln x)^2 - 14,599(\ln x) - 24,53\} \quad (2)$$

dengan parameter  $x$  adalah percepatan gempa di lokasi menara dalam satuan PGA.

Definisi dari  $\lambda_c$  adalah frekuensi rata-rata kejadian keruntuhan per tahun terhadap gaya gempa. Karena nilai frekuensi kejadian rata-rata tahunan yang melebihi suatu pergerakan tanah di lokasi tertentu (kurva *hazard*) dihitung dengan mengikuti proses Poisson, maka probabilitas terjadinya satu kejadian keruntuhan dalam

jangka waktu  $t$  tahun dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_c(\text{dalam } t \text{ tahun}) = 1 - e^{(-\lambda_c \times t)} \quad (3)$$

Untuk mendapatkan probabilitas keruntuhan total digunakan persamaan sebagai berikut :

$$P[C] = \sum_{i=1}^n P[\text{Collapse} | D_i] \cdot P[D_i] \quad (4)$$

$P[\text{Collapse} | D_i]$  adalah probabilitas keruntuhan akibat gempa arah  $D_i$ , sedangkan  $P[D_i]$  adalah probabilitas terjadinya gempa arah  $D_i$ .

### 3. Analisis Kurva Fragilitas

Untuk mendapatkan kurva fragilitas keruntuhan, Ibarra dan Krawinkler (2005) mengusulkan untuk menggunakan *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) untuk menentukan intensitas minimum pada saat masing-masing data rekam gempa menyebabkan keruntuhan (disebut sebagai *collapse intensity*). Intensitas keruntuhan tersebut didapatkan dengan melakukan beberapa *Nonlinear Response History Analyses* (RHAs) dengan intensitas *ground motion* yang diperbesar secara konstan atau dengan kenaikan yang bervariasi sampai ketidakstabilan dinamik tercapai.

Probabilitas keruntuhan pada suatu nilai intensitas kemudian diestimasi sebagai jumlah data rekam yang menyebabkan keruntuhan jika diskalakan dengan nilai intensitas tersebut. Kurva fragilitas adalah plot kurva yang menunjukkan informasi tentang bagaimana probabilitas keruntuhan bertambah seiring dengan kenaikan intensitas *ground motion*. Kurva ini sesuai dengan CDF intensitas keruntuhan dari masing-masing data rekam. Studi-studi sebelumnya yang didalamnya dilakukan *goodness-of-fit test*, termasuk yang dilakukan oleh Ibarra dan Krawinkler (2005), menyimpulkan bahwa kurva fragilitas keruntuhan dapat diasumsikan sebagai kurva distribusi lognormal.

Parameter yang digunakan untuk membangkitkan kurva tersebut adalah nilai median,  $X_m$  dan nilai standar deviasi lognormal,  $\beta$ . Fungsi kurva fragilitas diturunkan dari *Probability Density Function* lognormal sehingga didapatkan:

$$f_x = \frac{1}{\beta x (2\pi)^{\frac{1}{2}}} \times e^{-\left[\frac{1}{2} \times \left(\frac{\ln\left(\frac{x}{X_m}\right)}{\beta}\right)^2\right]}; \quad 0 < x < \infty \quad (5)$$

Sehingga bisa didapatkan *Cummulative Distribution Function* untuk kurva fragilitas sebagai berikut :

$$F_x = \Phi \left[ \frac{\ln\left(\frac{x}{X_m}\right)}{\beta} \right] \quad (6)$$

dimana  $\Phi$  melambangkan *Cumulative Distribution Function* normal standar (Gaussian).

Dalam asumsi kelognormalan, *geometric mean* adalah estimator logis dari nilai median (Benjamin dan Cornell, 1970). Nilai rata-rata geometrik,  $\hat{x}$ , dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$X_m \cong \hat{x} = e^{\left[ \frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right]} \quad (7)$$

Dan nilai standar deviasi lognormal,  $\beta$ , dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\beta = \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \mu_{\ln x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

dengan

$$\mu_{\ln x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (9)$$

Nilai  $\beta$  yang didapatkan dari perhitungan hasil IDA merupakan hasil dari ketidakpastian antar data rekam gempa (beban). Terdapat banyak ketidakpastian yang terjadi dalam proses pengkajian resiko keruntuhan, antara lain: kekuatan material, jumlah data, serta model struktur.

Nilai  $\beta$  tersebut masih harus dikoreksi dengan nilai  $\beta$  akibat masing-masing ketidakpastian tersebut. Persamaan yang digunakan untuk mengoreksi nilai  $\beta$  adalah sebagai berikut :

$$\beta_{struktur} = (\beta_{beban}^2 + \beta_{material}^2 + \beta_{data}^2 + \beta_{model}^2)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

dimana  $\beta_{beban}$  adalah  $\beta$  yang kita dapatkan dari perhitungan hasil IDA,  $\beta_{material}$  adalah hasil dari ketidakpastian kekuatan material akibat error dalam proses produksi (cacat produksi, dll.),  $\beta_{data}$  adalah hasil dari ketidakpastian akibat keterbatasan jumlah data, dan  $\beta_{model}$  adalah hasil dari ketidakpastian permodelan struktur. Sudah banyak penelitian yang dilakukan untuk mengkuantifikasi masing-masing ketidakpastian tersebut sehingga dapat diasumsikan bahwa nilainya deterministik. Nilai  $\beta_{material}$  ditentukan berupa rentang antara 0,15 – 0,3 (diambil nilai tertinggi 0,3), sedangkan nilai  $\beta_{data}$  ditentukan sebesar, 0,09 dan nilai  $\beta_{model}$  ditentukan sebesar 0,1.

Nilai standar deviasi terkoreksi,  $\beta_{struktur}$  dan nilai median,  $X_m$ , dipakai untuk mem-plot kurva CDF fragilitas yang kemudian akan digunakan dalam perhitungan probabilitas keruntuhan.

## 4. Keandalan Menara Televisi B Channel

### 4.1 Konfigurasi menara B channel

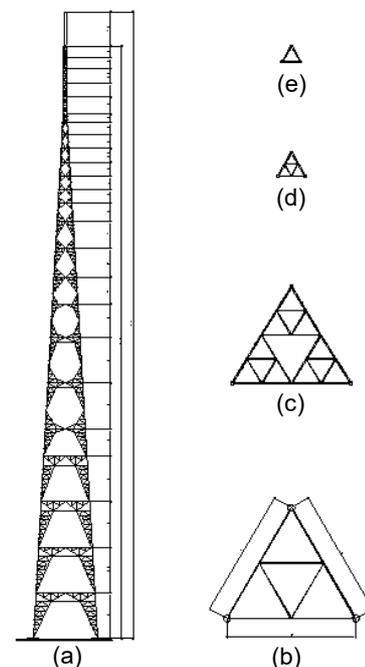
Model probabilitas yang diusulkan diterapkan untuk mengevaluasi keandalan menara televisi yang dibangun didaerah Joglo, Jakarta Barat. Menara televisi ini bertipe *self-supporting steel tower*, dengan ketinggian 260 meter dan dipasang antena *spine* dengan ketinggian 15 meter. Menara mempunyai denah berbentuk segitiga sama sisi. Lebar sisi bawah menara adalah 28 meter dan lebar sisi atasnya adalah 2 meter. Elemen struktur menara terdiri elemen pipa (sebagian besar) dan baja

siku. Menara baja menggunakan 2 macam kekuatan profil baja: baja  $F_y$  235 MPa untuk baja siku dan baja pipa dengan diameter kurang dari 168 mm, dan mutu baja  $F_y$  345 MPa untuk baja pipa dengan diameter lebih atau sama dengan 168 mm.

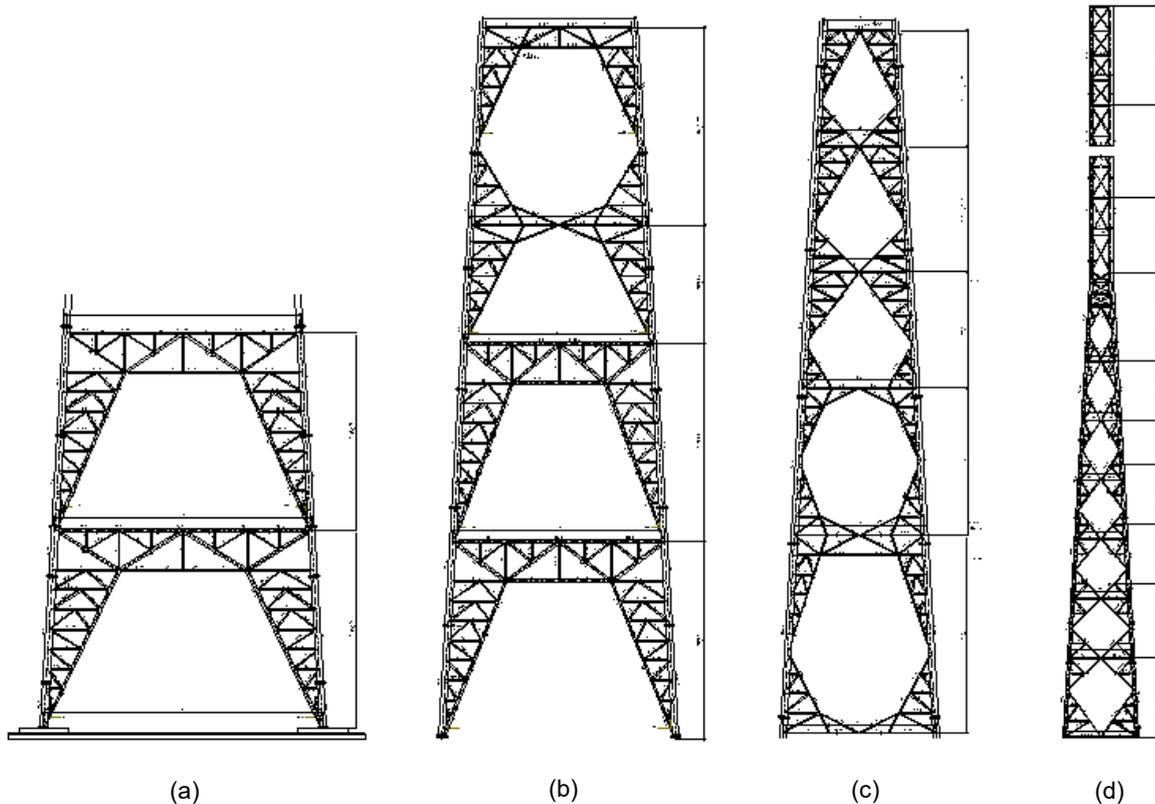
Menara ini terdiri dari 32 lantai yang diidentifikasi sebagai panel dengan panel pertama adalah panel tertinggi dan panel ke 32 adalah panel terendah. Jarak antar panel bervariasi antara 20 meter sampai 1 meter. Lebar masing-masing panel mengerucut dari lebar lantai sebesar 28 meter sampai lebar panel ke 5 sebesar 2 meter, lebar panel kemudian konstan sebesar 2 meter dari panel ke 5 sampai panel ke 1. Lihat **Gambar 1a, 1b, 1c, 1d, dan 1e. Gambar 2a, 2b, 2c, dan 2d** menjelaskan detail *bracing* yang digunakan pada sistem panel menara televisi tersebut.

### 4.2 Pembebanan mati dalam struktur menara televisi

Menara akan dianalisis secara dinamik dengan menggunakan analisis riwayat waktu. Dalam analisis riwayat waktu, distribusi massa dalam struktur sangat penting. Apalagi dalam analisis dinamik terhadap sistem struktur rangka baja karena dalam sistem struktur rangka baja, beban harus di aplikasikan terhadap *joint*. Sedangkan struktur dianggap tetap memiliki berat sendiri yang didistribusikan sepanjang bentang sehingga asumsi yang diambil oleh program menjadi tidak konsisten. Kekakuan geser, torsi dan momen inersia yang diabaikan akan dikembalikan ke posisi *default* secara otomatis. Oleh karena itu berat sendiri akan disimulasikan sebagai beban luar yang diaplikasikan pada setiap *joint* di setiap panel sehingga berat sendiri struktur tetap dapat berkontribusi sebagai massa dalam analisis dinamik. Sumber massa yang dipakai hanya dari beban luar dan berat sendiri bisa diabaikan karena sudah dimasukkan sebagai beban luar.



**Gambar 1. (a) tampak depan menara (b) denah lantai menara (c) denah tipikal panel 9 – 32 (d) denah panel 8 (e) denah tipikal panel 1 – 7**



Gambar 2. Detail bracing pada : (a) panel 31-32 (b) panel 26-30 (c) panel 16-25 (d) panel 1-15

#### 4.3 Analisis riwayat waktu

Analisis riwayat waktu menggunakan konsep persamaan keseimbangan dinamik, sebagai berikut:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (11)$$

dimana,  $M$  = matriks massa struktur,  $C$  = matriks redaman struktur,  $K$  = matriks kekakuan struktur,  $u(t)$  = fungsi gerak struktur terhadap waktu dan  $\ddot{u}_g(t)$  adalah percepatan gempa di lokasi menara untuk rekam gempa tertentu dalam  $\text{cm/detik}^2$ . Dalam analisis nonlinier riwayat waktu Matriks  $C$  dan  $K$  merupakan fungsi terhadap waktu juga. Oleh karena itu penyelesaian numerik dari **Persamaan 11** harus diulang pada setiap waktu dengan penambahan  $\Delta t$ , yang harus singkat, sesingkat mungkin untuk memastikan bahwa prosedur numerik tersebut konvergen, tetap stabil, dan memberikan hasil yang akurat.

Analisis nonlinier riwayat waktu dilakukan dengan menggunakan program SAP2000 dan memakai parameter-parameter yang sudah didapatkan. Data yang dipergunakan sesuai dengan rekomendasi FEMA, yaitu sebanyak total 40 buah. Data-data tersebut terdiri dari 16 buah *far field record*, dan 24 buah *near field records* dengan *magnitude* yang bervariasi. Beban mati yang dipergunakan dalam menghitung respons menara akibat gaya gempa adalah: berat menara, beban tangga dan kabel *feeder*, beban antenna, beban *platform*, dan beban pelat las dan baut. Ketika melakukan analisis dinamik riwayat waktu, struktur menara dibebani gaya gempa dua arah yang bekerja 90 derajat satu sama lainnya.

#### 4.4 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

Dalam penelitian ini, penentuan kapasitas struktur (*collapse capacity*) terhadap beban gempa dilakukan dengan memanfaatkan analisis riwayat respon menggunakan data rekam gempa. Analisis ini dilakukan berulang kali dengan memperbesar intensitas *input* gempanya sampai dicapai ketidakstabilan struktur atau kegagalan. Terdapat dua kata kunci yang penting disini, yaitu intensitas dan ketidakstabilan struktur (Vamvatsikos dan Cornell, 2002; Villaverde, 2007)

Intensitas yang digunakan dalam penelitian ini adalah besaran PGA, besaran intensitas ini dapat dengan mudah diskalakan dalam program SAP2000 dengan memperbesar faktor pengali untuk satuan gravitasi,  $g$ . Ketidakstabilan struktur didefinisikan sebagai tegangan pada batang utama kaki yang melewati batas tegangan ultimit atau yang melewati tegangan kritis *buckling* elastis untuk material yang bersangkutan. Parameter ini dipilih karena berbagai alasan, antara lain : kemudahan pemrosesan data untuk setiap analisis ; kondisi elemen dapat terlihat (elastis, leleh, atau lewat ultimit) sehingga keruntuhan lokal dapat segera terlacak.

#### 5. Probabilitas Keruntuhan Struktur Menara Televisi

Dari proses IDA didapatkan data set nilai PGA yang menyebabkan ketidakstabilan struktur, nilai PGA hasil IDA tersebut dapat dilihat pada **Tabel 1** dan **Tabel 2**.

Tabel 1. Hasil IDA untuk beban arah 90° denah

FAR-FIELD				NEAR-FIELD			
No.	NGA #	Event	PGA Output (g)	No.	NGA #	Event	PGA Output (g)
1	1158	Kocaeli- Turkey	0.4852	1	182	Imperial Valley-06	0.5483
2	169	Imperial Valley-06	1.1577	2	723	Superstition Hills-02	0.4731
3	1148	Kocaeli- Turkey	1.5280	3	181	Imperial Valley-06	0.4188
4	1787	Hector Mine	1.0281	4	292	Irpinia- Italy-01	0.5863
5	174	Imperial Valley-06	0.9563	5	802	Loma Prieta	1.1473
6	1116	Kobe- Japan	1.4992	6	821	Erzican- Turkey	0.5275
7	1602	Duzce- Turkey	0.7645	7	1063	Northridge-01	0.3766
8	900	Landers	1.5583	8	828	Cape Mendocino	0.7475
9	1244	Chi-Chi- Taiwan	0.3826	9	879	Landers	1.3460
10	721	Superstition Hills-02	0.8907	10	1503	Chi-Chi- Taiwan	0.2834
11	725	Superstition Hills-02	1.4892	11	1605	Duzce- Turkey	0.4088
12	767	Loma Prieta	1.0578	12	1165	Kocaeli- Turkey	0.9910
13	829	Cape Mendocino	1.3560	13	165	Imperial Valley-06	1.5574
14	752	Loma Prieta	1.2896	14	126	Gazli- USSR	0.5239
15	68	San Fernando	1.0243	15	160	Imperial Valley-06	1.0047
16	125	Friuli- Italy-01	2.7376	16	741	Loma Prieta	1.1293
				17	496	Nahanni- Canada	2.0767
				18	1504	Chi-Chi- Taiwan	0.4212
				19	1176	Kocaeli- Turkey	0.3997
				20	2114	Denali- Alaska	0.2057
				21	1517	Chi-Chi- Taiwan	0.4091
				22	1048	Northridge-01	0.8272
				23	1004	Northridge-01	0.6728
				24	825	Cape Mendocino	1.1187

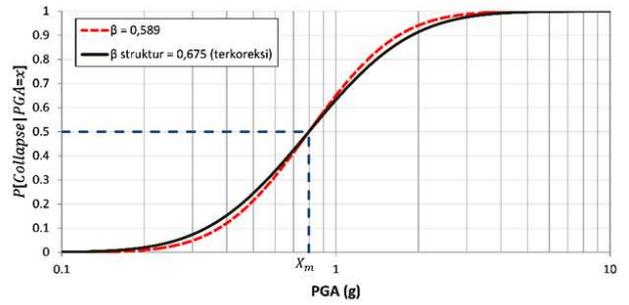
Tabel 2. Hasil IDA untuk beban arah 0° denah

FAR-FIELD				NEAR-FIELD			
No.	NGA #	Event	PGA Output (g)	No.	NGA #	Event	PGA Output (g)
1	1158	Kocaeli- Turkey	0.6168	1	182	Imperial Valley-06	0.6970
2	169	Imperial Valley-06	1.4717	2	723	Superstition Hills-02	0.6015
3	1148	Kocaeli- Turkey	3.0516	3	181	Imperial Valley-06	0.5324
4	1787	Hector Mine	1.3070	4	292	Irpinia- Italy-01	0.7454
5	174	Imperial Valley-06	1.2156	5	802	Loma Prieta	1.4584
6	1116	Kobe- Japan	1.9059	6	821	Erzican- Turkey	0.6706
7	1602	Duzce- Turkey	0.9718	7	1063	Northridge-01	0.4788
8	900	Landers	1.9810	8	828	Cape Mendocino	0.9503
9	1244	Chi-Chi- Taiwan	0.4864	9	879	Landers	1.5543
10	721	Superstition Hills-02	1.1322	10	1503	Chi-Chi- Taiwan	0.3260
11	725	Superstition Hills-02	1.8931	11	1605	Duzce- Turkey	0.4730
12	767	Loma Prieta	1.3447	12	1165	Kocaeli- Turkey	1.2597
13	829	Cape Mendocino	1.7238	13	165	Imperial Valley-06	1.9797
14	752	Loma Prieta	1.6393	14	126	Gazli- USSR	0.6022
15	68	San Fernando	1.3021	15	160	Imperial Valley-06	1.2772
16	125	Friuli- Italy-01	3.1655	16	741	Loma Prieta	1.4355
				17	496	Nahanni- Canada	2.5695
				18	1504	Chi-Chi- Taiwan	0.5354
				19	1176	Kocaeli- Turkey	0.5081
				20	2114	Denali- Alaska	0.2401
				21	1517	Chi-Chi- Taiwan	0.5200
				22	1048	Northridge-01	1.0515
				23	1004	Northridge-01	0.8552
				24	825	Cape Mendocino	1.4221

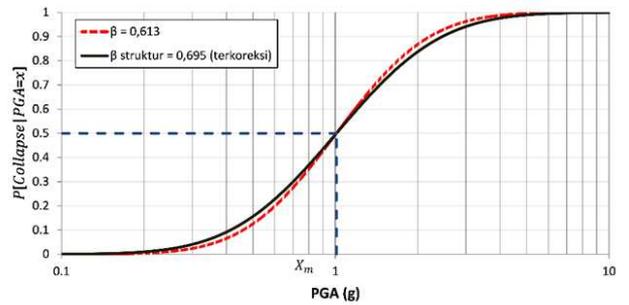
Data hasil proses IDA dihitung menggunakan **Persamaan 8** dan **Persamaan 9**. Untuk data dengan beban gempa arah 90° denah, didapatkan nilai median,  $X_m = 0,797$ , dan nilai standar deviasi lognormal,  $\beta = 0,589$ . Sedangkan untuk data dengan beban gempa arah 0° denah, didapatkan nilai median,  $X_m = 1,009$ , dan nilai standar deviasi lognormal,  $\beta = 0,613$ .

Dengan memasukkan nilai-nilai yang diperlukan kedalam **Persamaan 10**, maka didapatkan nilai  $\beta_{struktur}$  terkoreksi beban arah 90° denah sebesar 0,675, dan  $\beta_{struktur}$  terkoreksi beban arah 0° denah sebesar 0,695.

Dengan memasukkan nilai median,  $X_m$  dan nilai  $\beta_{struktur}$  terkoreksi kedalam **Persamaan 5**, didapatkan fungsi kurva fragilitas dari model struktur sampel. Grafik kurva fragilitas untuk masing-masing arah pembebanan serta perbandingan antara kurva yang menggunakan  $\beta_{struktur}$  dengan yang menggunakan  $\beta_{beban}$  dapat dilihat pada **Gambar 3** dan **Gambar 4**.



Gambar 3. Kurva CDF fragilitas dengan beban gempa arah 90° denah



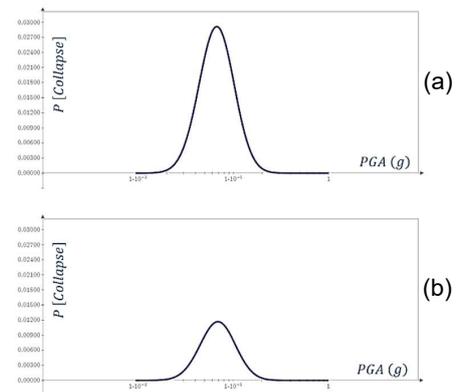
Gambar 4. Kurva CDF fragilitas dengan beban gempa arah 0° denah

Dengan memasukkan **Persamaan 5** dan **Persamaan 2** kedalam **Persamaan 1**, didapatkan persamaan frekuensi rata-rata keruntuhan tahunan struktur sampel sebagai berikut :

$$\lambda_c = \int_0^\infty \frac{1}{\beta x (2\pi)^{\frac{1}{2}}} \times e^{-\left[ \frac{1}{2} \times \left( \frac{\ln \frac{x}{X_m}}{\beta} \right)^2 \right]} \cdot \exp\{0,0124 (\ln x)^4 +$$

$$0,0472 (\ln x)^3 - 1,8676 (\ln x)^2 - 14,599 (\ln x) - 24,53\}$$

Dengan memasukkan nilai  $X_m$  dan  $\beta$  yang sudah didapatkan sebelumnya. Untuk data dengan beban gempa arah 90° denah, diperoleh nilai  $\lambda_c = 2,00 \times 10^{-3}$ . Sedangkan untuk data dengan beban gempa arah 0° denah, diperoleh nilai  $\lambda_c = 9,406 \times 10^{-4}$ . Plot fungsi frekuensi rata-rata keruntuhan tahunan untuk masing-masing data dapat dilihat pada **Gambar 5**.



Gambar 5. Kurva probabilitas keruntuhan tahunan untuk: (a) data dengan beban gempa arah 90° denah (b) data dengan beban gempa arah 0° denah

Dari hasil proses sebelumnya didapatkan nilai  $\lambda_c = 2,00 \times 10^{-3}$  dan  $9,406 \times 10^{-4}$ . Nilai ini dimasukkan dalam **Persamaan 3** dengan jangka waktu 50 tahun, karena nilai probabilitas dalam acuan keandalan adalah dalam 50 tahun dan asumsi umur bangunan juga selama 50 tahun, sehingga didapatkan probabilitas keruntuhan total pada struktur akibat beban gempa yaitu sebesar,  $P[\text{Collapse}] = 10,595\%$  untuk beban gempa arah 90° denah, dan  $P[\text{Collapse}] = 4,594\%$  untuk beban gempa arah 0° denah.

Data probabilitas terjadinya gempa pada arah tertentu tidak bisa didapatkan, oleh karena itu diambil *indifferent assumption* sehingga nilai  $P[D_i] = 1/n$ , dengan  $n$  adalah jumlah arah yang ditinjau. Dalam penelitian ini hanya ditinjau 2 arah pembebanan sehingga  $P[D_i] = 0,5$ . Dengan memasukkan nilai probabilitas keruntuhan yang sudah didapatkan sebelumnya untuk masing-masing arah kedalam **Persamaan 5**, didapatkan nilai probabilitas keruntuhan total sebesar 7,594%.

## 6. Kesimpulan

Dari studi keandalan menara televisi di daerah Joglo dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kapasitas menara televisi tergantung dari arah bekerjanya gempa : nilai median kapasitas menara,  $X_m$ , sebesar 0,797 g, untuk data dengan beban gempa arah 90° denah, dan 1,009 g untuk data dengan beban gempa arah 0° denah, serta nilai standar deviasi lognormal terkoreksi masing-masing,  $\beta_{struktur}$ , sebesar 0,675 untuk data dengan beban gempa arah 90° denah, dan 0,695 untuk data dengan beban gempa arah 0° denah.
2. Fungsi fragilitas menara dapat didekati dengan distribusi lognormal. Pengaruh variasi kekuatan baja, tidak cukupnya jumlah data, dan variasi dari kondisi perletakan telah meningkatkan variasi kapasitas tahanan menara televisi yang ditandai dengan peningkatan nilai,  $\beta_{struktur}$  sebanyak 14 %.
3. Fungsi *hazard* dapat didekati dengan fungsi eksponensial dari persamaan polinomial logaritmik dari PGA dengan tingkat akurasi yang tinggi yang memudahkan dilakukannya proses *risk integral*.
4. Struktur menara televisi mempunyai keandalan yang tinggi, risiko gagal mendekati 0 (nol/zero).
5. Kegagalan hanya terjadi pada batang sekunder dalam bentuk *buckling* dengan besaran risiko gagal = 7.6%

## Daftar Pustaka

- Benjamin, J.R., dan Cornell, C.A., 1970, *Probability and Decision for Civil Engineers*, McGraw-Hill, New York.
- Challa, V.R., dan Hall, J.F., 1994, *Earthquake Collapse Analysis of Steel Frames*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, John Wiley.
- Ger, J.F., Cheng, F.Y., dan Lu, L.W., 1993, *Collapse Behavior of Pino Suarez Building During 1985 Mexico City Earthquake*, *Journal of Structural Engineering*.
- Gupta, A., dan Krawinkler, H., 1999, *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*, Report No. 132, Department of Civil and Environmental Engineering, June.
- Ibarra, L.F., dan Krawinkler, H., 2005, *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Jennings, P.C., dan Husid, R., 1968, *Collapse of Yielding Structures: Collapse of Yielding Structures During Earthquakes*, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE.
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., dan Kircher, C.A., 2007, *Risk Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States*. Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- Sengara, I.W., 2012, *Investigation on Risk-Targeted Seismic Design Criteria for a High-rise Building in Jakarta-Indonesia*, Bandung Institute of Technology, Indonesia, Proceedings 15<sup>th</sup> WCEE, Lisboa.
- Vamvatsikos, D., dan Cornell, C.A., 2002, *Incremental Dynamic Analysis*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 31, 491 – 514.
- Villaverde, R., 2007, *Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 133, 57 – 66.