



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**ANALISIS PERIODE GETAR DAN REDAMAN STRUKTUR  
JEMBATAN TEKSAS BERDASARKAN DATA PENGUKURAN  
VIBRASI**

**SKRIPSI**

**MUSTOFA RIFKI**

**0706266481**

**FAKULTAS TEKNIK  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JUNI 2011**



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**ANALISIS PERIODE GETAR DAN REDAMAN STRUKTUR  
JEMBATAN TEKSAS BERDASARKAN DATA PENGUKURAN  
VIBRASI**

**SKRIPSI**

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

**MUSTOFA RIFKI**

**0706266481**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JUNI 2011**

## **HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS**

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,  
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk  
telah saya nyatakan dengan benar.**

**Nama : Mustofa Rifki**

**NPM : 0706266481**

**Tanda Tangan :**

**Tanggal : 30 Juni 2011**

## HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh:

Nama : Mustofa Rifki

NPM : 0706266481

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Periode Getar Dan Redaman Struktur Jembatan Teksas  
Berdasarkan Data Pengukuran Vibrasi

**Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia.**

### DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr.-Ing. Josia Irwan Rastandi, ST., MT.

()

Penguji : Dr. Ir. Elly Tjahjono, DEA

()

Penguji : Ir. Essy Arijoeni, M.Sc., Ph.D.

()

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 30 Juni 2011

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, hidayah dan karuniaNya, sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi ini. Penyusunan skripsi ini penulis lakukan dalam rangka memenuhi persyaratan studi program S1 Reguler Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil Universitas Indonesia.

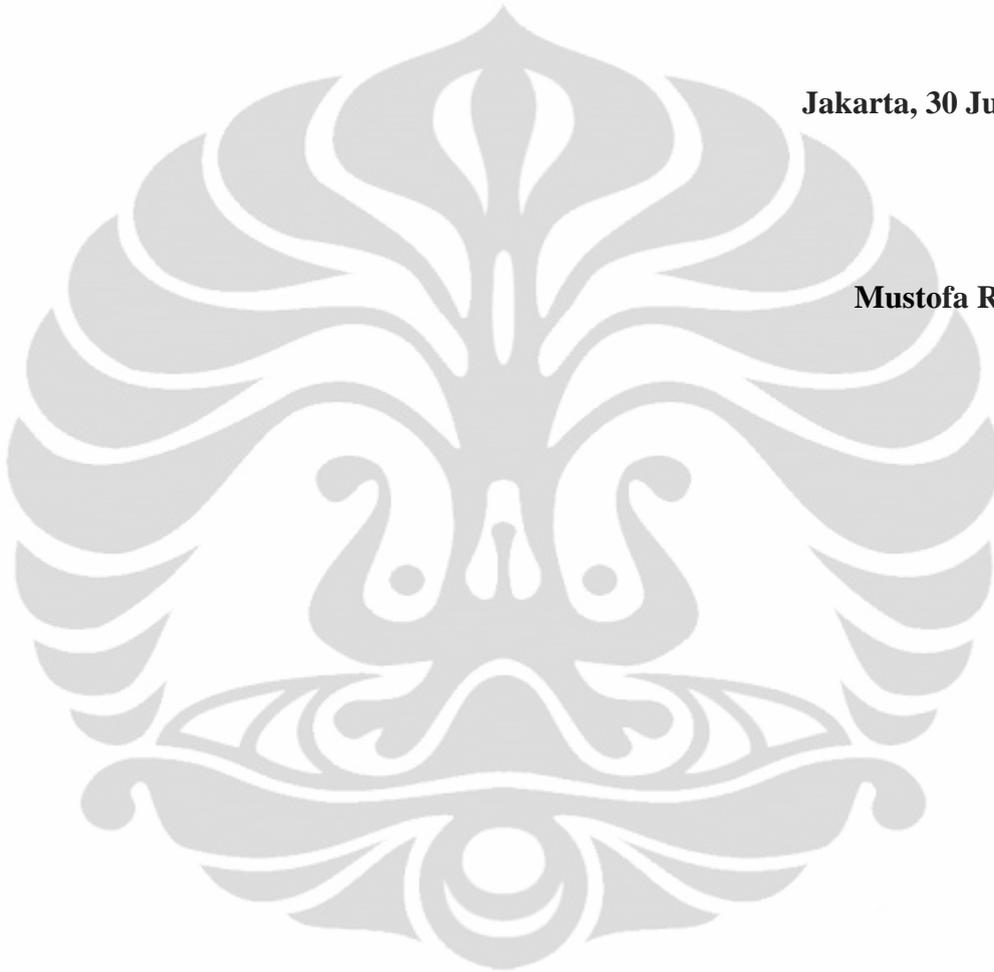
Pada penulisan skripsi ini, penulis telah mendapatkan banyak kritik, saran, masukan, bimbingan dan dukungan dari berbagai pihak. Maka dari itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada :

1. Dr. - Ing. Josia Irwan Rastandi, ST, MT selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Skripsi ini.
2. Bapak Bambang Prayitno, Bapak Sigit dan semua pihak dari BMKG yang sudah bersedia meluangkan waktunya untuk melakukan tes vibrasi ini.
3. Kedua orang tua dan adik – adik saya yang telah memberikan semangat dan nasihat bijak serta dukungan moril tiada henti
4. Ir. Heddy R. Agah, M.Eng selaku dosen pembimbing akademis.
5. Para dosen Departemen Teknik Sipil UI yang telah memberikan banyak ilmu.
6. Si kembar Geovannie Lukas dan Geraldie Lukman, serta Radea Ariyadira sebagai teman seperjuangan dalam menyelesaikan skripsi ini.
7. Teman - teman Teknik Sipil dan Lingkungan 2007 yang telah membantu penulis saat pengambilan data yang juga banyak memberikan dukungan dan semangat.

Penulis menyadari penulisan skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu dengan segala kerendahan hati penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun. Penulis mengharapkan semoga skripsi ini bermanfaat khususnya bagi penulis dan pembaca pada umumnya serta dapat memberikan kontribusi pada dunia ilmu pengetahuan.

**Jakarta, 30 Juni 2011**

**Mustofa Rifki**



**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI  
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai civitas akademika Universitas Indonesia, Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Mustofa Rifki

NPM : 0706266481

Program Studi : Teknik Sipil

Departemen : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik

Jenis Karya : Skripsi

Demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul:

**Analisis Periode Getar Dan Redaman Struktur Jembatan Teksas Berdasarkan Data Pengukuran Vibrasi**

Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 30 Juni 2011

Yang menyatakan,

(Mustofa Rifki)

## Abstrak

Nama : Mustofa Rifki  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Analisis Periode Getar Dan Redaman Struktur Jembatan Teksas Berdasarkan Data Pengukuran Vibrasi

Analisis modal secara teoritis dan eksperimen dilakukan pada penelitian ini untuk mendapatkan parameter dinamik struktur, yaitu: periode getar, rasio redaman, dan mode getar. Objek struktur yang digunakan adalah Jembatan Teksas di Universitas Indonesia yang merupakan jembatan pedestrian tipe rangka baja sepanjang 84 m. Jembatan dimodelkan secara tiga dimensi dengan program SAP 2000 untuk mendapatkan periode getar dan mode getar jembatan secara teoritis. *Free vibration test* kemudian dilakukan untuk mendapatkan periode getar dan rasio redaman secara eksperimental. Pengukuran vibrasi menggunakan microtremor dengan sensor *acceleration* dan eksitasi berupa *human induced vibration*. Pada akhirnya eksperimen mampu mengidentifikasi empat dari lima mode pertama struktur utama jembatan. Periode getar dari hasil eksperimen menunjukkan hasil yang identik dengan periode hasil modelisasi dengan rata – rata periode hasil eksperimen lebih besar 15% dibandingkan periode hasil modelisasi. Berdasarkan hasil eksperimen rasio redaman jembatan didapat sekitar 2.2 %, hasil ini sesuai dengan literatur yakni sekitar 2 – 3 %.

Kata kunci:

periode getar, rasio redaman, jembatan rangka baja, free vibration test, analisis modal eksperimental

## Abstract

Name : Mustofa Rifki  
Study Program : Civil Engineering  
Title : Natural Period And Damping Analysis Of Teksas Bridge Based  
On Vibration Measurement Data

Theoretical and experimental modal analysis were conducted in this study to obtain dynamic parameters of structure, such as: natural period, damping ratio, and mode shape. The object used is Teksas Bridge in Universitas Indonesia which is a 84 m long steel truss pedestrian bridge. The bridge was modeled in three dimensional using SAP 2000 to obtain natural period and mode shape theoretically. Free vibration test was then performed to obtain natural period and damping ratio experimentally. The structure excited by human induced vibration and then measured using microtremor with acceleration sensor. At the end, experiment were able to identify four of the five initial modes of major structure of the bridge. The natural period from experimental results showed identical results with the theoretical one, with experimental natural period 15 % average greater compared to theoretical natural period. According to experimental results, damping ratio of bridge were obtained about 2.2 % corresponding to literature which is about 2 – 3 %.

Keyword:

natural period, damping ratio, steel truss bridge, free vibration test, experimental modal analysis

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	ii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR .....	iv
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI.....	vi
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS .....	vi
Abstrak .....	vii
Abstract .....	viii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL.....	xii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Maksud dan Tujuan .....	3
1.3 Perumusan Masalah.....	4
1.4 Pembatasan Masalah .....	4
1.5 Hipotesis .....	4
1.6 Sistematika Penulisan.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	6
2.2 Literatur Review .....	6
2.2 Teori Dasar Dinamika Stuktur .....	9
2.2.1 Derajat Kebebasan (DOF) .....	9
2.2.1.1 Sistem Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF) .....	9
2.2.1.2 Sistem Derajat Kebebasan Banyak (MDOF).....	11
2.2.2 Parameter Dinamik .....	13
2.2.2.1 Periode Getar.....	13
2.2.2.2 Mode Getar.....	14
2.2.2.3 Redaman.....	15
2.3 Menentukan Rasio Redaman.....	16
2.3.1 Logarithmic Decrement .....	16
2.3.2 Half-Power Bandwidth .....	17
2.4 Analisis Modal .....	18
2.4.1 Pendahuluan.....	18
2.4.2 Persamaan Gerak .....	19
2.4.3 Ekspansi Modal.....	19
2.4.4 Persamaan Modal.....	20

2.4.5 Jumlah Moda Yang Dibutuhkan Dalam Analisis Modal.....	23
2.5 Respon Sistem Akibat Beban Impuls .....	24
2.6 Experimental Modal Analysis .....	25
2.6.1 Dasar Experimental Modal Analysis .....	25
2.6.2 Mekanisme Experimental Modal Analysis.....	26
2.7 Frequency Response Function.....	28
2.8 Tipe Tes Vibrasi .....	29
2.8.1 Ambient Vibration Test .....	29
2.8.2 Forced Vibration Test .....	29
2.8.3 Free Vibration Test .....	30
<b>BAB III METODE PENELITIAN.....</b>	<b>31</b>
3.1 Gambaran Umum .....	31
3.2 Modelisasi Struktur .....	33
3.4 Free Vibration Test.....	35
3.5 Pengolahan data (Experimental Modal Analysis).....	36
<b>BAB IV PEMBAHASAN.....</b>	<b>39</b>
4.1 Hasil Modelisasi .....	39
4.2 Eksperimen Tes Vibrasi .....	42
4.2.1 Persiapan Eksperimen.....	42
4.2.2 Data Hasil Eksperimen .....	45
4.2.3 Penentuan Periode Getar Dan Rasio Redaman Jembatan.....	55
4.3 Perbandingan Hasil Modelisasi Dengan Hasil Eksperimen .....	67
<b>BAB V PENUTUP.....</b>	<b>70</b>
5.1 Kesimpulan.....	70
5.2 Saran .....	71
<b>DAFTAR REFERENSI .....</b>	<b>72</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Modelisasi SDOF .....	10
Gambar 2.2. Modelisasi Kesetimbangan SDOF Dinamik .....	10
Gambar 2.3. Modelisasi MDOF .....	11
Gambar 2.4. Getaran bebas sistem tak teredam pada mode getar pertama.....	13
Gambar 2.5. Getaran bebas sistem tak teredam pada mode getar kedua .....	14
Gambar 2.6. Respon <i>displacement</i> dari sistem yang bergetar bebas .....	17
Gambar 2.7. Definisi half power bandwidth .....	17
Gambar 2.8. Kurva respon frekuensi (FRF) .....	18
Gambar 2.9. Skema <i>Modal Testing</i> .....	26
Gambar 3.1. Diagram Alir Penelitian .....	32
Gambar 3.2. Jembatan Teksas.....	33
Gambar 3.3. (a) Kondisi batas jembatan, (b) Kondisi batas pylon jembatan, (c) Sambungan rangka, (d) Sambungan jembatan dengan pylon .....	34
Gambar 3.4 Model Jembatan Teksas (a) tampak 3D, (b) tampak samping. ....	35
Gambar 3.5. (a) microtremor dengan sensor accelerometer (b) sistem akuisisi data .....	36
Gambar 3.6. Contoh respon jembatan akibat beban impuls dalam, (a) <i>time</i> <i>domain</i> , (b) <i>frequency domain</i> .....	37
Gambar 3.7. Skema Experimental Modal Analysis .....	38
Gambar 4.1. 5 mode pertama struktur utama jembatan teksas .....	42
Gambar 4.2. Instrumen eksperimen .....	43
Gambar 4.3. Layout microtremor .....	43
Gambar 4.4. Layout eksitasi.....	44
Gambar 4.5. Eksitasi (a) hammer, (b) lompat, (c) penggoyangan .....	44
Gambar 4.6. Respon jembatan tanpa eksitasi.....	46
Gambar 4.7. Hasil FFT respon jembatan tanpa eksitasi (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan) .....	47
Gambar 4.8. Respon jembatan akibat eksitasi hammer .....	48
Gambar 4.9. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi hammer (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan) .....	49
Gambar 4.10. Respon jembatan akibat eksitasi penggoyangan .....	50
Gambar 4.11. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi penggoyangan (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan) .....	51
Gambar 4.12. Respon jembatan akibat eksitasi lompat .....	52
Gambar 4.13. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi lompat (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan) .....	53
Gambar 4.14. FRF pada channel X, Y dan Z tanpa eksitasi .....	56
Gambar 4.15. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi hammer.....	58
Gambar 4.16. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi penggoyangan.....	60
Gambar 4.17. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi lompat.....	62
Gambar 4.18. FRF pada channel X akibat eksitasi penggoyangan.....	63
Gambar 4.19. FRF pada channel Z akibat eksitasi penggoyangan .....	64
Gambar 4.20. FRF pada channel X akibat eksitasi lompat .....	65
Gambar 4.21. FRF pada channel Z akibat eksitasi lompat .....	66

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Frekuensi Alami Dan Rasio Redaman Tiap Mode .....	7
Tabel 2.2. Frekuensi Alami Dan Rasio Redaman Tiap Mode .....	8
Tabel 2.3. Tabel rekomendasi nilai rasio redaman untuk berbagai macam tipe dan jenis struktur.....	16
Tabel 4.1. 15 Mode Pertama Jembatan Teksas dan Partisipasi Massa Translasinya .....	39
Tabel 4.2. Periode, Frekuensi, dan Mode Getar Struktur Utama Jembatan.....	40
Tabel 4.3. Periode Getar Struktur Utama Jembatan dan Partisipasi Massa Translasinya .....	40
Tabel 4.4. Periode getar akibat tanpa eksitasi .....	56
Tabel 4.5. Periode getar akibat eksitasi hammer.....	58
Tabel 4.6. Periode getar akibat eksitasi penggoyangan .....	60
Tabel 4.7. Periode getar akibat eksitasi lompat.....	62
Tabel 4.8. Perbandingan periode getar untuk semua jenis eksitasi.....	67
Tabel 4.9. Rasio redaman akibat eksitasi penggoyangan dan lompat.....	67
Tabel 4.10. Perbandingan periode getar hasil modelisasi dengan hasil eksperimen .....	68

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Sebuah pemahaman tentang getaran struktur dan kemampuan untuk melakukan analisis dinamik sekarang sudah menjadi sangat penting. Getaran pada struktur dapat menyebabkan ketidakstabilan dinamik, retak fatik, atau penambahan deformasi platis. Ketidakstabilan dinamik dan retak fatik dapat menyebabkan penurunan waktu guna dari struktur sementara penambahan deformasi plastis memerlukan perbaikan yang mahal dan apabila tidak diperhatikan akan menyebabkan kegagalan struktur. Beban dinamik yang bekerja pada struktur dapat memicu struktur berada dalam kondisi yang berbahaya yaitu kondisi resonansi, suatu kondisi dimana frekuensi alami gaya memiliki frekuensi yang sama dengan frekuensi alami struktur. Pada kondisi ini, amplitudo yang terjadi pada struktur akan jauh lebih besar dibandingkan dengan kondisi struktur saat tidak beresonansi. Untuk mengantisipasi hal tersebut, desainer perlu melakukan analisis dinamik agar dapat mengetahui respon struktur terhadap berbagai macam eksitasi dinamik.

Ada 3 parameter penting yang dapat mempengaruhi respon dinamik struktur, yaitu: periode getar, mode getar, dan rasio redaman. Besarnya gaya dinamik yang diterima oleh struktur sangat dipengaruhi oleh periode getar. Periode getar merupakan invers dari frekuensi alami struktur. Periode getar adalah waktu yang diperlukan struktur untuk melakukan satu siklus gerakan harmonik sederhana dalam satu mode getarnya. Mode getar merupakan karakteristik defleksi yang terjadi pada struktur akibat beban dinamik. Setiap struktur memiliki banyak mode getar sesuai dengan banyaknya frekuensi alami struktur. Periode getar yang digunakan dalam desain yaitu periode getar yang terpanjang (frekuensi alami terkecil) atau yang disebut dengan periode getar fundamental. Redaman merupakan mekanisme disipasi energi yang terjadi pada struktur. Redaman merupakan parameter penting dari struktur karena memberikan efek yang positif pada struktur. Pada kondisi

resonansi, besarnya deformasi akibat suatu eksitasi dinamik ditentukan oleh nilai redaman dari suatu struktur. Semakin kecil redaman suatu struktur, maka deformasi yang terjadi akan semakin besar. Ketiga parameter dinamik ini disebut juga sebagai parameter modal.

Teknologi yang sudah berkembang sekarang memungkinkan desainer untuk melakukan analisis dinamik secara detail dan akurat dengan menggunakan program komputer. Hal ini membantu desainer dalam mendapatkan parameter dinamik yang dapat menggambarkan perilaku struktur secara akurat sehingga desainer dapat mendesain struktur yang memenuhi standard keamanan dan kenyamanan. Namun demikian, hampir semua elemen - elemen dari struktur bangunan sipil dibuat oleh tenaga manusia. Seringkali para pelaku konstruksi mengalami kesulitan dalam pelaksanaan di lapangan yang dapat menyebabkan pekerjaan yang mereka lakukan tidak sesuai dengan desain struktur yang telah dibuat. Perbedaan yang terjadi memang secara kasat mata tidak terlalu signifikan, namun perbedaan tersebut dapat mempengaruhi kekakuan struktur yang dapat mempengaruhi respon struktur secara keseluruhan dan jika tidak dibuat dengan benar bisa saja jauh berbeda dengan respon struktur yang diharapkan oleh desainer.

Beberapa dekade terakhir telah dikembangkan suatu eksperimen untuk melakukan identifikasi secara akurat parameter dinamik suatu struktur. Parameter dinamik tersebut didapatkan dengan melakukan tes vibrasi. Tes vibrasi ini atau yang lebih dikenal sebagai *Experimental Modal Analysis* (EMA) menggunakan *transducer*, alat yang dapat mencatat respon struktur pada saat diberikan eksitasi. Respon struktur tersebut kemudian diproses yang kemudian akan didapatkan periode getar, mode getar, dan rasio redaman struktur. EMA menyediakan data yang reliable untuk memvalidasi analisis struktur secara numerik yang dilakukan pada tahap desain. Dari tes ini akan didapatkan parameter dinamik yang real dari struktur sehingga dapat dilakukan verifikasi antara parameter dinamik yang didapat secara numerik pada tahap desain dengan parameter dinamik yang didapat secara

eksperimen. Tes ini juga dapat mendeteksi kerusakan yang terjadi pada struktur.

Infrastruktur sipil, secara umum, dan jembatan khususnya akan mengalami penurunan performa sejalan dengan bertambahnya waktu. Di Indonesia terdapat sekitar 88,000 jembatan dengan total panjang mencapai 1000 km. Kebanyakan jembatan di Indonesia sudah dibangun sejak lama sehingga perlu dilakukan penilaian untuk menentukan kelayakan jembatan tersebut. Salah satu metode untuk menentukan tingkat kerusakan jembatan adalah dengan melakukan EMA. EMA memanfaatkan perubahan yang terjadi pada parameter dinamik (periode getar, mode getar, rasio redaman) struktur sebagai indikator kerusakan struktur. Karena parameter dinamik berhubungan langsung dengan properti fisik dari struktur, menentukan perubahan yang terjadi dapat digunakan untuk mendeteksi dan mengkuantifikasi kerusakan. Menentukan kerusakan struktur secara dini jelas merupakan hal yang sangat penting karena dapat dilakukan tindakan perbaikan agar tidak berbahaya di kemudian hari.

## **1.2 Maksud dan Tujuan**

Maksud dari penelitian ini adalah mempelajari parameter dinamik struktur (periode getar, rasio redaman, dan mode getar) dari hasil modelisasi dan membandingkannya dengan melakukan eksperimen di lapangan. Tujuan dari penelitian ini adalah:

1. Melakukan modelisasi struktur dan analisis modal untuk mendapatkan parameter dinamik yaitu: periode getar dan mode getar secara teoritis
2. Melakukan tes vibrasi pada struktur untuk mendapatkan parameter dinamik yaitu: periode getar dan rasio redaman secara eksperimental
3. Membandingkan parameter dinamik hasil modelisasi dengan parameter dinamik hasil tes vibrasi.

### 1.3 Perumusan Masalah

1. Bagaimanakah mode getar struktur Jembatan Teksas?
2. Berapakah periode getar dan rasio redaman struktur Jembatan Teksas?

### 1.4 Pembatasan Masalah

Model Struktur yang digunakan yaitu Jembatan Teksas, jembatan yang menghubungkan Fakultas Teknik dengan Fakultas Ilmu Budaya di Universitas Indonesia. Penelitian difokuskan untuk menentukan parameter dinamik struktur, yaitu: periode getar dengan dua cara, yaitu secara teoritis dan eksperimen. Parameter dinamik pertama kali ditentukan secara teoritis dengan menggunakan software SAP 2000. Software SAP 2000 digunakan untuk memodelkan dan menganalisis struktur sehingga akan didapat parameter dinamik struktur secara teoritis.

Kemudian test vibrasi dilakukan untuk mendapatkan parameter dinamik secara eksperimen. Test vibrasi yang dilakukan yaitu *free vibration test* dengan menggunakan berupa *human induce vibration*. Pada akhirnya, parameter dinamik yang didapatkan secara eksperimen kemudian dibandingkan dengan hasil dari modelisasi.

### 1.5 Hipotesis

Periode getar yang didapatkan secara teoritis dari hasil modelisasi harusnya menunjukkan hasil yang identik dengan periode getar hasil eksperimen. Berdasarkan literatur rasio redaman struktur jembatan teksas berkisar antara 2 – 3 %.

### 1.6 Sistematika Penulisan

Laporan penelitian ini dibuat dalam lima bab. Isi dari masing-masing bab akan dijelaskan di bawah ini

BAB I : Pendahuluan

Bab ini berisi latar belakang penelitian, maksud dan tujuan penelitian, rumusan masalah, pembatasan masalah, hipotesis, dan sistematika penulisan.

## BAB II : Tinjauan Pustaka

Bab ini berisi tentang teori-teori dasar yang menunjang penelitian ini, antara lain; teori dinamika struktur, teori analisis modal, dan teori tes vibrasi pada struktur.

## BAB III : Metode Penelitian

Bab ini berisi tentang metode yang digunakan penulis untuk melakukan penelitian, antara lain; metode modelisasi struktur dan analisis modal, metode melakukan tes vibrasi, dan metode mengolah data hasil tes vibrasi.

## BAB IV : Pembahasan

Bab ini berisi tentang hasil yang diperoleh yaitu parameter dinamik yang didapat secara teoritis dan eksperimen. Kemudian perbandingan dan analisis hasil tersebut juga dijelaskan di bab ini

## BAB V : Kesimpulan

Bab ini berisi kesimpulan yang diambil dari penelitian ini.

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.2 Literatur Review

Menentukan karakteristik fisik struktur dengan menggunakan test vibrasi telah dilakukan beberapa dekade yang lalu. Tes yang bersifat non destruktif ini selain untuk menentukan karakteristik dinamik dari suatu struktur juga dapat mendeteksi tingkat kerusakan yang terjadi pada struktur. Jika struktur mengalami kerusakan, karakteristik dinamikanya akan mengalami perubahan yang disebabkan perubahan kekakuan struktur. Perubahan kekakuan ini yang akan dideteksi dengan menggunakan tes vibrasi yang mengindikasikan kerusakan pada struktur. Tes vibrasi ini secara umum dibagi 3 berdasarkan metode eksitasi yang digunakan pada struktur yaitu *free vibration test*, *forced vibration test*, dan *ambient vibration test*.

Beberapa praktisi dan akademisi di Eropa dan Amerika telah melakukan tes vibrasi dengan berbagai metode eksitasi. Pada tahun 1998, A. Cunha dan E. Caetano dari University of Porto, Portugal melakukan tes vibrasi pada jembatan *cable – stayed* Vasco da Gama, Portugal (gambar 2.2 (a)). Bentang tengah jembatan yaitu 420 m dan terdapat 3 bentang lateral di kedua sisinya sebesar 62, 70.6, dan 72 m sehingga panjang total jembatan yaitu 829.2 m dengan lebar dek mencapai 31 m. Tujuannya untuk menentukan parameter dinamik (frekuensi alami, mode getar, *modal damping*) jembatan yang kemudian akan digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dinamik jembatan. metode eksitasi yang digunakan yaitu *ambient vibration test* dan *free vibration test*.

Respon struktur ambient diukur selama periode 16 menit menggunakan 6 triaxial accelerograph yang dihubungkan ke laptop. Data respon struktur ambient jembatan kemudian diolah untuk mendapatkan mode getar dan frekuensi alami jembatan. *free vibration test* dilakukan tidak hanya untuk mengecek hasil yang didapat *ambient vibration test*, namun untuk

menentukan *modal damping factor* jembatan secara lebih akurat. Tes dilakukan dengan menggantungkan massa seberat 60 ton pada suatu titik di 1/3 bentang jembatan. Massa tersebut kemudian dilepas sehingga menyebabkan struktur jembatan mengalami respon getaran bebas. Respon tersebut kemudian diukur dengan menggunakan alat yang sama dan kemudian diolah untuk mendapatkan *modal damping factor*. Hasilnya didapat antara lain yaitu frekuensi alami mode 1 (*transverse bending*) sebesar 0.295 Hz dan *modal damping factor* sebesar 1.23 %. Frekuensi alami dan rasio redaman tiap mode hasil eksperimen tertera pada tabel.

Tabel 2.1. Frekuensi Alami Dan Rasio Redaman Tiap Mode

Identified natural frequency (Hz)	Modal damping factor (%)		Type of mode
	Mean value	Int. of variation	
0.295	1.23	0.87-1.73	1st transversal bending
0.338	0.21	0.16-0.40	1st vertical bending
0.456	0.23	0.19-0.27	2nd vertical bending
0.467	0.24	0.14-0.36	1 <sup>st</sup> torsion + transversal bending
0.591	0.34	0.30-0.39	2 <sup>nd</sup> torsion + transversal bending
0.647*	0.37		3 <sup>rd</sup> vertical bending
0.653*	0.20		
0.707	0.78	0.71-1.12	2 <sup>nd</sup> torsion + transversal bending
0.814	0.48	0.45-0.54	4 <sup>th</sup> vertical bending
0.982	0.74	0.67-1.24	5 <sup>th</sup> vertical bending

Tahun 1999, Kevin C. Womack dan Marvin W. Halling dari Utah State University melakukan *forced vibration testing* pada Jembatan I-15 South Temple Bridge, Utah, USA. Jembatan memiliki sembilan bentang dengan panjang total 188.76 m dan lebar 18.28 m. Tes dilakukan dengan memasang *eccentric mass shaker* pada dek jembatan yang akan menghasilkan gaya sinusoidal sebesar 89 KN. Respon jembatan akibat gaya sinusoidal tersebut kemudian dibaca oleh accelerometer yang terpasang pada dek jembatan untuk kemudian diproses sehingga mendapatkan frekuensi alami dan *modal damping*. Hasilnya yang didapat antara lain yaitu frekuensi alami mode 1 (*vertical bending*) sebesar 1.79 Hz dan *modal damping* sebesar 3.47 %.

Tabel 2.2. Frekuensi Alami Dan Rasio Redaman Tiap Mode

Modal Frequency	% Modal Damping
1.79 Hz	3.47
2.19 Hz	2.83
2.53 Hz	4.24
4.53 Hz	4.32
7.26 Hz	3.17

Dari ketiga metode tes vibrasi yang telah dilakukan oleh para praktisi di atas, tes vibrasi yang digunakan untuk penelitian ini adalah *free vibration test*. Selain mudah dan cepat untuk dilakukan, tes ini juga bisa dilakukan berulang kali sehingga data yang diperoleh lebih baik.

Selain untuk menentukan parameter dinamik struktur, test vibrasi juga dapat mendeteksi kerusakan yang terjadi pada struktur. Test vibrasi untuk menentukan kerusakan pada struktur jembatan dilakukan pada jembatan beton pra-tegang tiga bentang pada Jembatan Z24 di Canton, Bern, Switzerland yang menghubungkan Koppigen dan Utzenstorf. Jembatan dengan bentang 14-30-14 m sudah dihancurkan tahun 1998 namun sebelum penghancuran telah dilakukan *progressive damage test* (PDT). Tes ini merupakan bagian dari proyek SIMCES (*Sistem Identification to Monitor Civil Engineering Structure*). Struktur jembatan di tes dalam dua kondisi yaitu kondisi *undamaged* dan kondisi *damage*. Tes pertama kali dilakukan pada kondisi *undamaged* sebagai referensi pengukuran. Kemudian PDT dilakukan, kali ini jembatan mengalami retak namun tidak melewati batas elatis struktur. Level kerusakan kemudian ditentukan dengan menggunakan perubahan parameter modal (frekuensi alami, rasio redaman, dan mode getar). Perubahan ketiga parameter tersebut jelas mengindikasikan bahwa kerusakan telah terjadi. Indikasi yang paling jelas ditandai dengan deviasi frekuensi alami yang cukup signifikan. Deviasi frekuensi alami yang terjadi dihitung dari penurunan relatif frekuensi alami antara hasil PDT dengan frekuensi alami hasil tes referensi dibagi frekuensi alami hasil tes referensi.

Penurunan frekuensi alami terjadi pada 6 mode getar jembatan yang kemudian dapat dideteksi level kerusakannya.

## **2.2 Teori Dasar Dinamika Struktur**

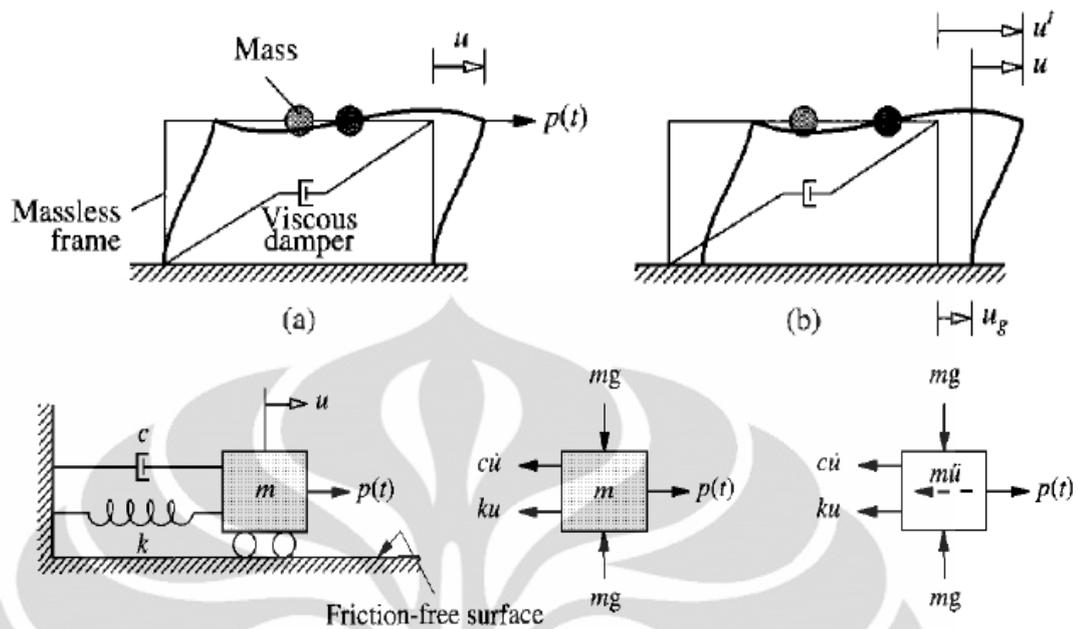
### **2.2.1 Derajat Kebebasan (DOF)**

Derajat kebebasan (*degree of freedom*) adalah derajat impedensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu sistem pada setiap saat. Dalam model sistem SDOF atau berderajat kebebasan tunggal, setiap massa  $M$ , redaman  $C$ , kekakuan  $K$ , dan gaya luar dianggap tertumpu pada elemen fisi tunggal. Struktur yang mempunyai  $n$ -derajat kebebasan atau struktur dengan derajat kebebasan banyak disebut *multi degree of freedom* (MDOF). Akhirnya dapat disimpulkan bahwa jumlah derajat kebebasan adalah jumlah koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu.

#### **2.2.1.1 Sistem Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)**

Sistem derajat kebebasan tunggal (SDOF) hanya akan mempunyai satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi massa pada saat tertentu yang ditinjau. Bangunan satu tingkat adalah salah satu contoh bangunan derajat kebebasan tunggal.

Sistem SDOF tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini. Sistem terdiri dari massa ( $m$ ) yang terkonsentrasi pada tingkat atap, dengan rangka massa kecil memiliki kekakuan pada sistem, dan redaman pelekat (dashpot)



Gambar 2.1. Modelisasi SDOF

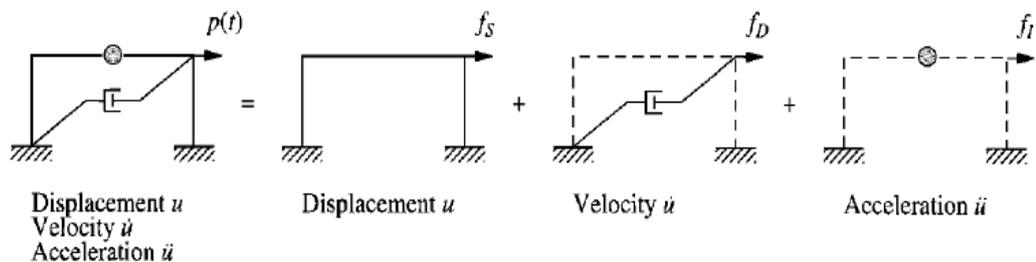
Dari pemodelan diatas dapat disuperposisikan dengan menggunakan hukum kesetimbangan Newton kedua, dimana gaya – gaya yang dialami struktur :

$P(t)$  = gaya luar yang akan didistribusikan keseluruhan struktur

$F_I = m\ddot{u}$  = gaya luar komponen massa terhadap percepatan gerakan tanah

$F_d = c\dot{u}$  = gaya luar komponen redaman terhadap kecepatan gerakan tanah

$F_s = ku$  = gaya luar komponen kekakuan terhadap perpindahan gerakan tanah



Gambar 2.2. Modelisasi Kesetimbangan SDOF Dinamik

$$P(t) = f_s + f_D + f_1$$

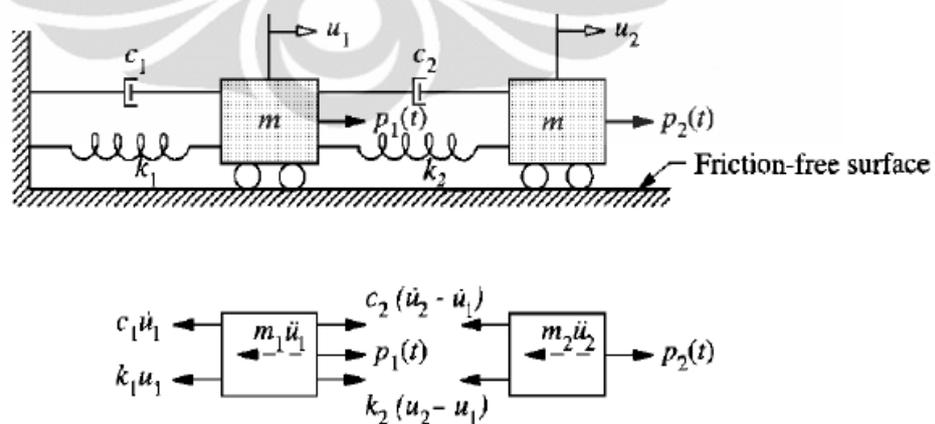
Atau dapat juga ditulis

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

Massa keseluruhan ( $m$ ) dari sistem ini dicakup dalam balok tegar terhadap percepatan pergerakan ( $\ddot{u}$ ). Tahanan elastik terhadap perpindahan diberikan oleh pegas tanpa bobot dengan kekakuan ( $k$ ) terhadap perpindahan pergerakan ( $u$ ), sedang mekanisme kehilangan energi (*energy loss*) digambarkan oleh peredam ( $c$ ) terhadap kecepatan pergerakan ( $\dot{u}$ ). Mekanisme pembebanan luar yang menimbulkan respon dinamik pada sistem dengan berbentuk beban  $p(t)$  yang berubah menurut waktu.

### 2.2.1.2 Sistem Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Untuk menyatakan persamaan diferensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak/majemuk maka digunakan anggapan dan pendekatan seperti struktur dengan derajat kebebasan tunggal SDOF. Untuk memperoleh persamaan diferensial tersebut, maka tetap dipakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka diambil model struktur MDOF.



Gambar 2.3. Modelisasi MDOF

Berdasarkan pada kesetimbangan dinamik pada *free body diagram* maka akan diperoleh:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 - c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 u_1 - k_2(u_2 - u_1) &= p_1(t) \\ m_2 \ddot{u}_2 + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2(u_2 - u_1) &= p_2(t) \end{aligned}$$

Pada persamaan-persamaan tersebut tampak bahwa kesetimbangan dinamik suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman, dan simpangan massa sebelum dan sesudahnya. Persamaan dengan sifat – sifat seperti itu umumnya disebut *coupled equation* karena persamaan – persamaan tersebut akan tergantung satu sama lain. Penyelesaian persamaan coupled harus dilakukan secara simultan artinya dengan melibatkan semua persamaan yang ada. Pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, persamaan gerakannya merupakan persamaan yang dependen atau *coupled* antara satu dengan yang lain.

Selanjutnya dengan menyusun persamaan – persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan, dan simpangan) selanjutnya akan diperoleh:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - c_2 \dot{u}_2 + (k_1 + k_2)u_1 - k_2 u_2 &= p_1(t) \\ m_2 \ddot{u}_2 - c_2 \dot{u}_1 + c_2 \dot{u}_2 - k_1 u_1 + k_2 u_2 &= p_2(t) \end{aligned}$$

Persamaan – persamaan di atas dapat ditulis ke dalam bentuk matriks sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix}$$

Persamaan diatas dapat ditulis dalam matriks yang lebih kompleks

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

Dimana  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  berturut-turut adalah matriks massa, matriks redaman, dan matriks kekakuan struktur.

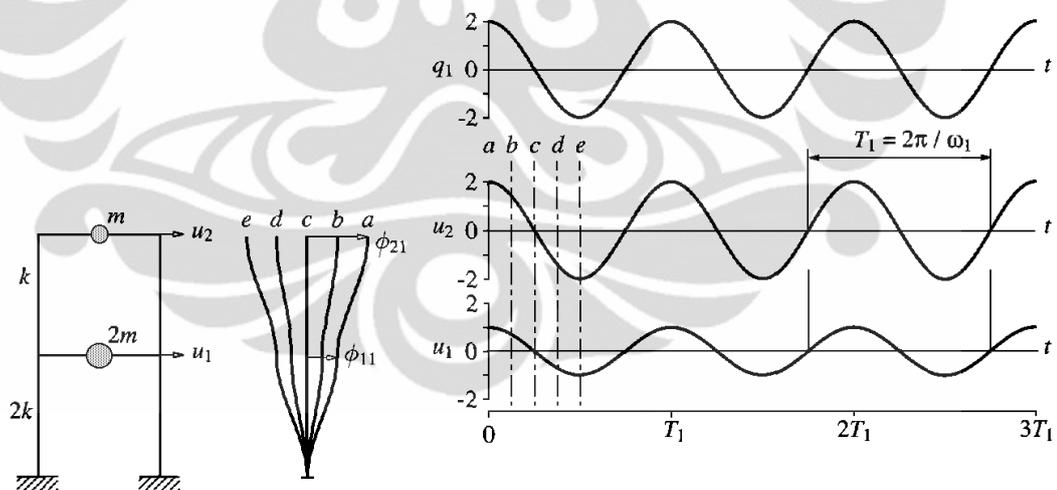
## 2.2.2 Parameter Dinamik

### 2.2.2.1 Periode Getar

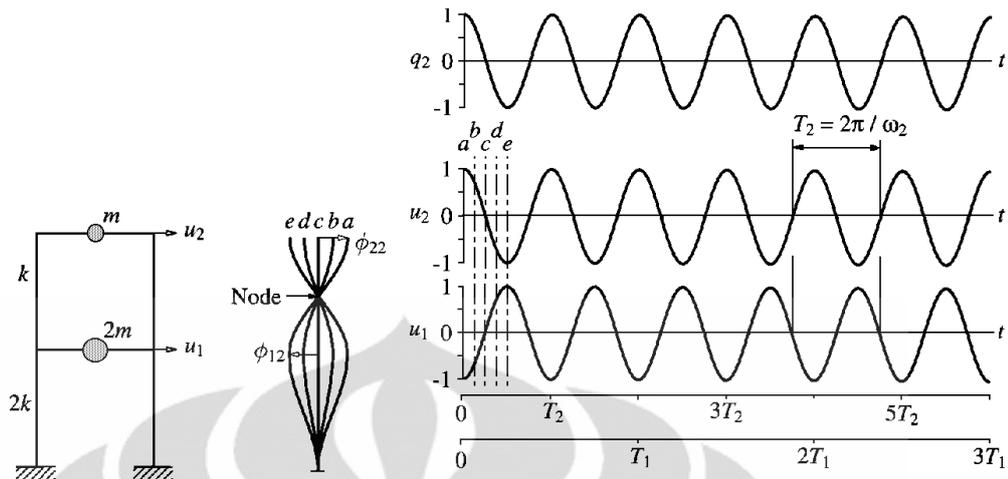
Periode getar,  $T_n$  dari suatu sistem MDOF waktu yang diperlukan struktur untuk melakukan satu siklus gerakan harmonik sederhana dalam satu mode getarnya. Hubungan antara periode getar dengan Frekuensi alami  $\omega_n$  dan frekuensi alami *cyclic*  $f_n$  adalah sebagai berikut

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad f_n = \frac{1}{T_n}$$

Gambar 2.4 dan 2.5 menunjukkan dua periode getar dan frekuensi alami gedung 2 lantai yang digetarkan pada mode getarnya  $\phi_n = \langle \phi_{1n} \quad \phi_{2n} \rangle^T$ . Nilai yang lebih kecil dari dua frekuensi alami ditunjukkan  $\omega_1$ , dan yang lebih besar oleh  $\omega_2$ . Sebaliknya, periode getar yang lebih lama ditunjukkan oleh  $T_1$  dan yang lebih pendek ditunjukkan oleh  $T_2$ .



Gambar 2.4. Getaran bebas sistem tak teredam pada mode getar pertama



Gambar 2.5. Getaran bebas sistem tak teredam pada mode getar kedua

### 2.2.2.2 Mode Getar

Suatu struktur tak teredam akan mengalami gerakan harmonik sederhana tanpa perubahan bentuk defleksi, namun, jika getaran bebas dimulai dengan distribusi *displacement* yang cocok pada tiap DOF seperti pada gambar 2.4 dan 2.5, dua karakteristik bentuk defleksi muncul jika pada sistem dua DOF ini diberikan *displacement* pada tiap bentuk defleksi dan dilepaskan, sistem ini akan bergetar dengan gerakan harmonik sederhana, sambil mempertahankan bentuk defleksinya. Kedua lantai mencapai *displacement* ekstrimnya masing-masing pada waktu yang bersamaan dan melewati posisi kesetimbangan pada waktu yang bersamaan pula. Dapat dilihat bahwa *displacement* pada setiap lantai berada pada arah yang sama pada karakteristik defleksi yang pertama dan berada pada arah yang berlawanan pada karakteristik defleksi yang kedua. Titik dimana *displacement* bernilai nol disebut nodal, seperti yang terlihat pada gambar 2.5. Jika jumlah mode  $n$  semakin meningkat, jumlah nodal pun akan semakin banyak. Setiap karakteristik bentuk defleksi ini disebut mode getar natural dari sistem MDOF.

Setiap struktur hampir tidak mungkin hanya memiliki satu derajat kebebasan tetapi sistem memiliki banyak derajat kebebasan sehingga

sistem akan banyak memiliki solusi yang mengindikasikan mode getar dari sistem. Getaran bebas akan muncul pada tiap mode dengan frekuensi tertentu dan mode getar tertentu pula. Setiap mode tidak bergantung dengan mode lainnya sehingga tidak saling mempengaruhi satu sama lain. Dengan kata lain, sistem MDOF dapat diselesaikan dengan menggunakan solusi satu derajat kebebasan (SDOF) sederhana untuk mendapatkan superposisi dari respon modal.

### **2.2.2.3 Redaman**

Redaman merupakan proses dimana getaran bebas berkurang amplitudonya (Chopra 1995). Pada redaman, energi dari sistem yang bergetar terdissipasi melalui berbagai macam mekanisme. Pada struktur gedung yang bergetar mekanisme energy yang terjadi antara lain gesekan pada sambungan baja, opening dan closing microcrack pada beton, gesekan antara struktur dengan komponen nonstruktural seperti dinding. Nampaknya hampir tidak mungkin untuk mengidentifikasi atau mendeskripsikan secara matematis setiap mekanisme dissipasi energi yang terjadi pada struktur. Sehingga untuk menentukan rasio redaman secara akurat harus dilakukan secara eksperimen. Tetapi hal tersebut jarang dilakukan karena terbatasnya waktu dan budget dan untuk struktur baru yang akan dibangun hal tersebut tidak bisa dilakukan, sehingga dalam menentukan rasio redaman suatu struktur dilakukan dengan melakukan estimasi. Newmark dan Hall (1982) menentukan rekomendasi nilai rasio redaman untuk beberapa tipe dan kondisi struktur.

Tabel 2.3. Tabel rekomendasi nilai rasio redaman untuk berbagai macam tipe dan jenis struktur

Stress Level	Type and Condition of Structure	Damping Ratio (%)
Working stress, no more than about $\frac{1}{2}$ yield point	Welded steel, prestressed concrete, well-reinforced concrete (only slight cracking)	2–3
	Reinforced concrete with considerable cracking	3–5
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with nailed or bolted joints	5–7
At or just below yield point	Welded steel, prestressed concrete (without complete loss in prestress)	5–7
	Prestressed concrete with no prestress left	7–10
	Reinforced concrete	7–10
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with bolted joints	10–15
	Wood structures with nailed joints	15–20

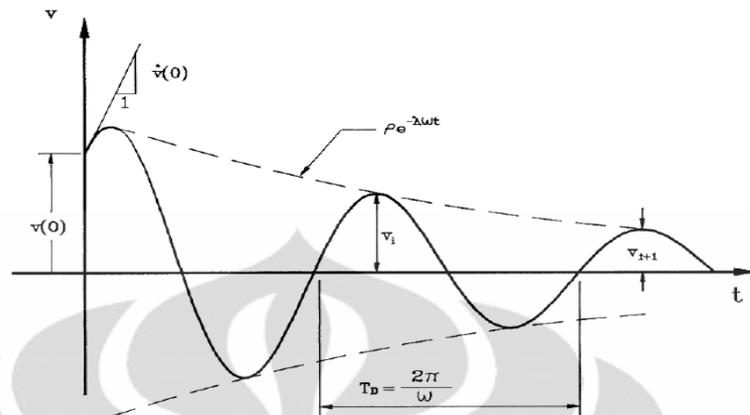
## 2.3 Menentukan Rasio Redaman

### 2.3.1 Logarithmic Decrement

Karena hampir tidak mungkin menentukan rasio redaman  $\zeta$  secara analisis, maka parameter tersebut harus ditentukan secara eksperimen. Tes getaran bebas merupakan suatu cara dalam menentukan rasio redaman. Jika suatu struktur mengalami respon getaran bebas, amplitudonya akan berkurang secara eksponensial dengan waktu seperti pada gambar 2.7. Untuk sistem teredam rasio redaman dapat ditentukan dari.

$$\zeta = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{u_i}{u_{i+1}} \quad \text{atau} \quad \zeta = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\ddot{u}_i}{\ddot{u}_{i+1}}$$

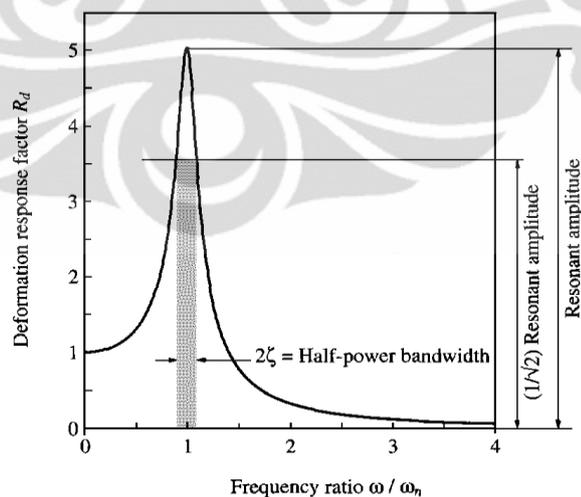
Rumus ini berlaku untuk respon struktur *displacement* atau *acceleration*.



Gambar 2.6. Respon *displacement* dari sistem yang bergetar bebas

### 2.3.2 Half-Power Bandwidth

Rasio redaman dapat ditentukan dengan menggunakan kurva frekuensi respon yang didapat secara eksperimen. Definisi *half power bandwidth* dapat dilihat pada gambar 2.8.

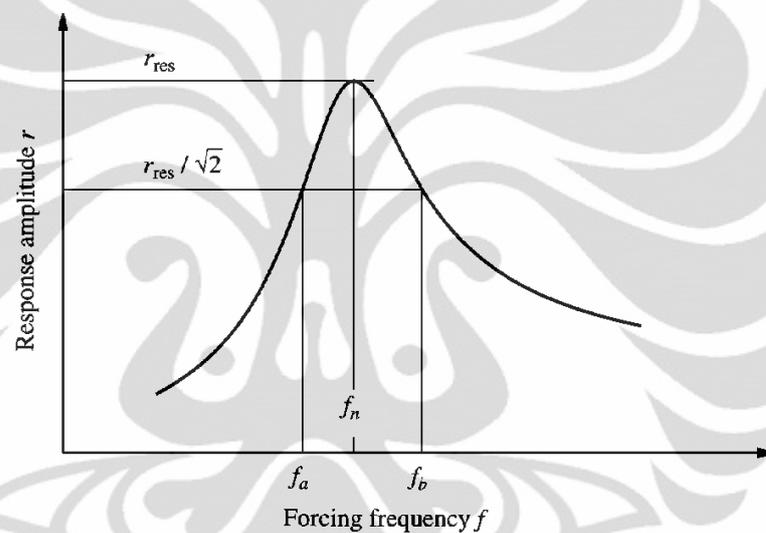


Gambar 2.7. Definisi half power bandwidth

Jika  $\omega_a$  dan  $\omega_b$  adalah frekuensi gaya dari kedua sisi frekuensi resonansi dimana amplitudo  $u_o$   $1/\sqrt{2}$  kali amplitudo resonansi, maka untuk  $\zeta$  yang kecil

$$\zeta = \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_n} \quad \text{atau} \quad \zeta = \frac{f_b - f_a}{2f_n}$$

Hasil ini memungkinkan untuk melakukan evaluasi rasio redaman dari forced vibration test tanpa harus mengetahui besarnya gaya yang diterima pada struktur.



Gambar 2.8. Kurva respon frekuensi (FRF)

## 2.4 Analisis Modal

### 2.4.1 Pendahuluan

Analisis modal adalah suatu proses penentuan karakteristik dinamik dari suatu sistem dalam bentuk frekuensi alami, faktor redaman, dan mode getar. Analisis modal menjadi dasar mengapa respon getaran suatu sistem dapat diekspresikan sebagai kombinasi linier dari respon pada koordinat modalnya. Setiap respon pada koordinat modal tersebut dideskripsikan dalam bentuk parameter modalnya masing – masing yaitu frekuensi alami, redaman modal, dan mode getar.

Metode analisis modal banyak dikenal sebagai metode yang *powerful* dalam menghitung respon dinamik dari sistem struktur linier teredam dengan redaman klasik. Metode ini menarik karena respon sistem MDOF diekspresikan sebagai superposisi dari respon modal, setiap modal ditentukan dari analisis dinamik sistem SDOF, dan analisis dinamik ini hanya dilakukan pada mode yang memiliki kontribusi yang signifikan terhadap respon sistem.

#### 2.4.2 Persamaan Gerak

Suatu sistem teredam dengan redaman klasik dan memiliki  $N$  derajat kebebasan. Repon sistem dideskripsikan dengan vektor  $\mathbf{u}$ , *displacement* nodal akibat gaya luar  $\mathbf{p}(t)$  yang ditentukan oleh  $N$  persamaan diferensial

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + k\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (1)$$

Dimana  $\mathbf{m}$ ,  $\mathbf{c}$ , dan  $\mathbf{k}$  = matriks massa, redaman, dan kekakuan sistem. Kita akan menganggap kasus pembebanan dimana gaya yang diberikan  $p_j(t) - j = 1, 2, \dots, N$  – memiliki variasi waktu yang sama  $p(t)$ , dan distribusi spatial gaya tersebut didefinisikan  $\mathbf{s}$ , independen terhadap waktu. Jadi

$$\mathbf{p}(t) = \mathbf{s}p(t) \quad (2)$$

Persamaan (1) juga ditentukan oleh vektor  $\mathbf{u}$  dari *displacement* nodal relative terhadap pergerakan tanah akibat percepatan  $\ddot{u}_g(t)$  jika

$$\mathbf{p}(t) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3)$$

Dengan  $\mathbf{i}$  = vektor pengaruh yang merepresentasikan *displacement* massa akibat aplikasi static *unit ground displacement*,  $u_g = 1$ . Jadi, distribusi spatial dari gaya gempa efektif, adalah  $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{i}$ .

#### 2.4.3 Ekspansi Modal

Frekuensi alami  $\omega_n$  dan mode getar  $\phi_n$  getaran sistem memenuhi matriks berikut:

$$k\phi_n = \omega_n^2 m\phi_n \quad (4)$$

*displacement*  $\mathbf{u}$  dari sistem dapat diekspresikan sebagai superposisi dari kontribusi modal  $\mathbf{u}_n(\mathbf{t})$ :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (5)$$

Dimana  $q_n(t)$  = koordinat modal.

Ide utama dari formulasi ini adalah untuk mengekspansi distribusi spasial  $\mathbf{s}$  dari gaya yang bekerja sebagai

$$s = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (6)$$

Dimana

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T s}{M_n}; \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n$$

$\Gamma_n$  dapat diturunkan dengan premultiplied kedua sisi dari persamaan dengan  $\phi_r^T$  dan menggunakan prinsip ortogonalitas properti mode. Kontribusi dari mode ke  $n$  vektor  $\mathbf{s}$  adalah

$$s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (7)$$

yang independen terhadap bagaimana mode ternormalisasi.

Persamaan bisa dilihat sebagai ekspansi distribusi gaya yang bekerja  $\mathbf{s}$  dalam bentuk distribusi gaya inersia  $\mathbf{s}_n$  yang berasosiasi dengan mode getar (Crandall and McCalley 1961; Veletsos, unpublished notes, 1977). Ekspansi dari persamaan memiliki properti yang berguna bahwa vektor gaya  $s_n \mathbf{p}(t)$  hanya menghasilkan respon dalam mode ke  $n$ . secara tidak langsung menyatakan bahwa respon mode ke  $n$  dikarenakan vektor gaya parsial  $s_n \mathbf{p}(t)$ .

#### 2.4.4 Persamaan Modal

Persamaan (1) merupakan persamaan couple, dengan mentransformasi persamaan gerak tersebut menjadi persamaan *uncouple*, didapat

$$\sum_{r=1}^N m \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N c \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N k \phi_r q_r(t) = p(t) \quad (8)$$

Premultiply persamaan di atas dengan  $\phi_n^T$  menjadi

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T m \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T c \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T k \phi_r q_r(t) = \phi_n^T p(t) \quad (9)$$

Karena prinsip ortogonalitas, untuk  $r \neq n$  semua persamaan di atas akan bernilai nol, sehingga persamaan bisa direduksi menjadi

$$\phi_n^T m \phi_n \ddot{q}_n(t) + \phi_n^T c \phi_n \dot{q}_n(t) + \phi_n^T k \phi_n q_n(t) = \phi_n^T p(t) \quad (10)$$

Atau

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (11)$$

Dimana

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad K_n = \phi_n^T k \phi_n$$

Sehingga periode natural sistem untuk mode ke n adalah

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{M_n}{K_n}}$$

Persamaan (11) merupakan persamaan respon  $q_n(t)$  sistem SDF dengan massa  $M_n$ , redaman  $C_n$ , kekakuan  $K_n$ , dan gaya  $P_n(t)$ . Parameter tersebut hanya bergantung pada  $\phi_n$  mode ke-n. sehingga jika hanya diketahui mode ke-n, kita bisa menyelesaikan persamaan (11) menjadi tanpa harus mengetahui mode yang lain. Persamaan (11) dibagi dengan  $M_n$  menjadi

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (12)$$

Persamaan dinamik dari suatu sistem MDF akibat gaya  $p(t) = sp(t)$  yaitu

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \Gamma_n p(t) \quad (13)$$

Dengan

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T S}{M_n}$$

Dimana  $\zeta_n$  merupakan rasio redaman untuk mode ke n. faktor  $\Gamma_n$  yang mengalikan gaya  $p(t)$  seringkali disebut *modal participation factor*.

Solusi dari modal koordinat  $q_n(t)$  adalah

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (14)$$

Dimana  $D_n(t)$  ditentukan dari

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = p(t) \quad (15)$$

Persamaan (15) merupakan persamaan sistem SDOF mode ke-n (suatu sistem SDOF dengan properti vibrasi, frekuensi alami  $\omega_n$  dan rasio redaman  $\zeta_n$ ) dengan  $\mathbf{u}$  diganti  $D_n$  untuk menegaskan hubungannya dengan mode ke-n. Respon sistem akibat suatu gaya  $p(t)$  didapat dengan menyelesaikan persamaan tersebut.

Kemudian kontribusi dari mode ke-n terhadap *displacement* nodal  $\mathbf{u}(t)$ , yaitu

$$u(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (16)$$

Gaya statik ekuivalennya yaitu

$$f_n(t) = s_n [\omega_n^2 D_n(t)] \quad (17)$$

Kontribusi mode ke n  $r_n(t)$  terhadap quantitas respon  $r(t)$  ditentukan dengan analisis static struktur yang terkena gaya luar  $\mathbf{f}_n(t)$ . jika  $r_n^{st}$  merupakan respon modal statik, nilai statik ( yang diindikasikan “st”) r akibat gaya luar  $s_n$ , maka

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (18)$$

Persamaan ini khusus untuk respon *displacement* , yang ekuivalen dengan persamaan

#### 2.4.5 Jumlah Moda Yang Dibutuhkan Dalam Analisis Modal

Setiap moda pada suatu analisis dinamik memiliki kontribusi. Dari berbagai literatur yang ada telah dijelaskan bahwa moda-moda awal relatif memiliki andil yang besar terhadap hasil analisis yang dilakukan (i.e. respon dinamik), namun tentunya moda-moda lainnya tidak dapat diabaikan, hal yang dapat kita lakukan adalah menentukan seberapa banyak jumlah moda yang akan kita ambil untuk dianalisis.

Sebelum membahas langsung ke jumlah moda yang dibutuhkan, kita kembali mengulang mengenai faktor kontribusi dari modal. Karena faktor kontribusi inilah yang akan menjadi dasar perhitungan jumlah moda yang dibutuhkan.

Anil K. Chopra telah membahas bahwa kontribusi dari suatu moda ke-n terhadap suatu respon  $r$  dapat diekspresikan sebagai berikut :

$$r_n(t) = r^{st} \bar{r}_n \left[ \omega_n^2 D_n(t) \right]$$

Dimana  $r_n(t)$  adalah respon dari mode ke-n,  $r^{st}$  respon statis dari  $r$ ,

$$D_n = \frac{q_n(t)}{\Gamma_n}, \Gamma_n = \frac{\varphi_n^T S}{M_n}, s = \sum_{r=1}^N s_r = \sum_{r=1}^N \Gamma_r m \varphi_r, s \text{ adalah distribusi spasial dari}$$

suatu respon atau eksitasi,  $\Gamma_n$  adalah faktor partisipasi modal, dan  $\bar{r}_n$  adalah faktor kontribusi moda yang direpresentasikan oleh persamaan berikut :

$$\bar{r}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}}$$

$r_n^{st}$  adalah respon statik dari mode ke-n.

Faktor kontribusi moda memiliki tiga properti yang penting. Pertama faktor ini tidak memiliki dimensi sehingga bersifat universal. Kedua faktor ini tidak bergantung terhadap bagaimana proses normalisasi moda-moda dan properti modal tidak masuk dalam  $r^{st}$ . Yang ketiga, jumlah dari keseluruhan faktor kontribusi moda adalah 1 :

$$\sum_{n=1}^N \bar{r}_n = 1$$

Properti terakhir dari faktor kontribusi moda ini berpengaruh terhadap penentuan jumlah yang dibutuhkan. Jumlah moda yang dapat diambil adalah tak terhingga. Semakin banyak moda yang diambil, hasil analisis dinamik suatu sistem struktur akan lebih baik (mendekati nilai eksak). Namun, dengan jumlah moda dapat dikurangi tanpa mengurangi aspek keakurasian hasil analisis yang diharapkan. Cara yang dilakukan adalah dengan menentukan error margin yang diinginkan, sehingga jumlah moda dapat ditentukan. Hal tersebut dijelaskan oleh persamaan berikut :

$$e_j = 1 - \sum_{n=1}^J \bar{r}_n$$

J adalah moda terakhir yang diambil dan  $e_j$  adalah error margin yang ditentukan oleh ahli struktur.

## 2.5 Respon Sistem Akibat Beban Impuls

Persamaan suatu sistem SDOF mode ke n dengan properti vibrasi, frekuensi alami  $\omega_n$  dan rasio redaman  $\zeta_n$  adalah

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = p(t)$$

Untuk beban impuls, solusi persamaan di atas adalah

$$D_n(t) = \frac{\hat{F}}{m\omega_D} e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)]$$

Dengan

$$\begin{aligned} \hat{F} &= F\Delta t = mv_0 \\ \omega_D &= \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \end{aligned}$$

Kemudian kontribusi dari mode ke-n terhadap *Displacement* nodal  $\mathbf{u}(t)$ , yaitu

$$u(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t)$$

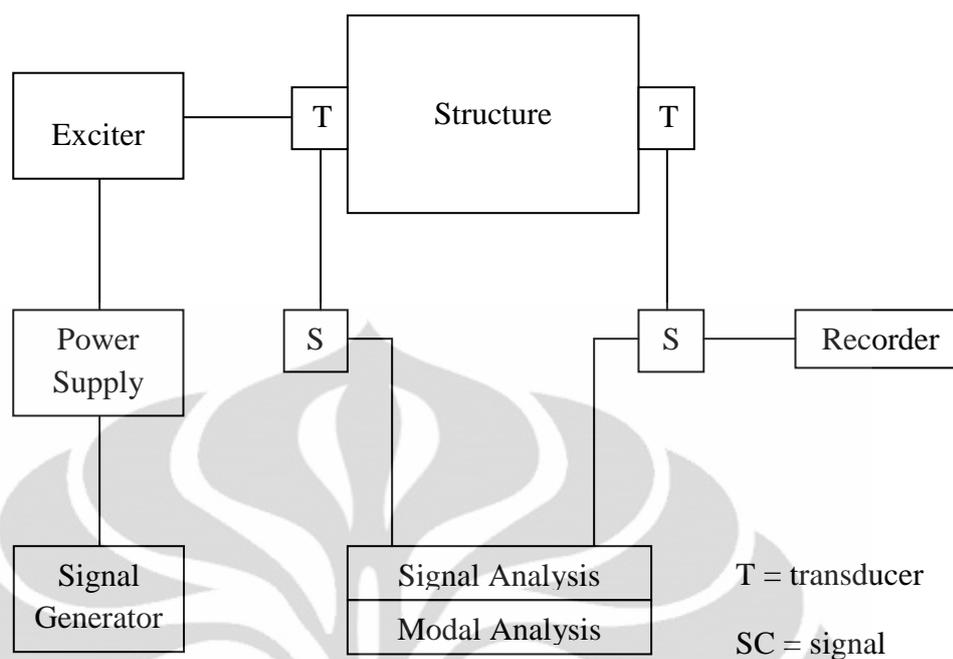
Respon total sistem merupakan superposisi dari masing-masing respon mode ke n.

## 2.6 Experimental Modal Analysis

### 2.6.1 Dasar Experimental Modal Analysis

*Experimental modal analysis* (EMA) merupakan penentuan frekuensi alami, mode getar, dan rasio redaman dari pengukuran vibrasi secara eksperimen. Teori dasarnya adalah membuat hubungan antara respon getaran sistem pada suatu lokasi dan eksitasi pada suatu lokasi sebagai fungsi dari frekuensi eksitasinya. Hubungan ini disebut sebagai *frequency response function* (FRF). Tes vibrasi untuk *experimental modal analysis* (EMA) dikenal sebagai *modal testing*. Analisis modal merupakan alat penting dalam menganalisis, mendiagnosa, mendesain, dan mengontrol vibrasi.

*Modal testing* mencakup instrumentasi, pengolahan sinyal, estimasi parameter, dan analisis vibrasi (De Silva 2007). Pengukuran vibrasi secara eksperimen pada umumnya memerlukan beberapa perangkat. Perangkat tersebut terdiri dari sumber eksitasi, yang disebut *exciter*, untuk menghasilkan input gaya pada struktur, *transducer* untuk mengkonversi gerakan mekanik pada struktur ke sinyal elektrik, *signal conditioning amplifier* untuk mencocokkan karakteristik *transducer* dengan input elektronik data digital, dan *analyzer* dimana terdapat program computer pemrosesan sinyal dan analisis modal. Skema penyusunan perangkat tersebut diilustrasikan pada gambar.



Gambar 2.9. Skema *Modal Testing*

### 2.6.2 Mekanisme Experimental Modal Analysis

Getaran pada suatu sistem yang akan ditentukan secara eksperimen pada umumnya terdiri dari tiga mekanisme pengukuran: (1) mekanisme eksitasi; (2) mekanisme pembacaan; (3) mekanisme akuisisi data dan pengolahan

Mekanisme eksitasi ditentukan dari sistem yang menyediakan input gerakan terhadap struktur dalam analisis, umumnya berupa gaya yang diberikan pada koordinat tertentu. Alat eksitasi yang populer yaitu impuls atau *impact hammer*, yang terdiri dari *hammer* dengan *force transducer* yang terpasang pada kepalanya. Alat ini tidak membutuhkan signal generator dan power amplifier. Hammernya sendiri merupakan mekanisme eksitasi dan digunakan untuk memberikan pengaruh pada struktur sehingga struktur berekstitasi dengan range frekuensi yang besar.

Mekanisme pembacaan pada dasarnya digunakan *sensing device* yang dikenal sebagai *force transducers*. Banyak variasi dari alat tersebut dan

biasanya yang digunakan pada *experimental modal analysis* adalah *piezoelectric transducer* baik untuk mengukur eksitasi gaya (*force transducer*) atau mengukur respon percepatan (*accelerometers*). *Transducer* menghasilkan sinyal elektrik yang sesuai dengan parameter fisik target pengukuran. Pada kasus kebanyakan, sinyal elektrik yang dihasilkan *transducers* tidak dapat digunakan untuk pengukuran langsung dan pengolahan. Masalah ini, biasanya berhubungan dengan sinyal yang menjadi lemah sehingga biasanya diselesaikan dengan menggunakan amplifier. Amplifier dapat berupa charge amplifier atau voltage amplifier, yang fungsinya untuk mencocokkan dan memperbesar signal dalam hal besaran dan fase di atas range frekuensi yang dibutuhkan.

Mekanisme akuisisi data dan pengolahan mengukur sinyal yang terbaca dari transducer dan memastikan besaran dan fase dari eksitasi dan respon. Analisis digunakan untuk menggali dan memperoleh parameter modal (frekuensi alami, rasio redaman, dan mode getar) dari struktur. Analisis yang paling umum dilakukan adalah berdasarkan algoritma *Fast Fourier Transform* (FFT) dan menghasilkan pengukuran langsung dari *Frequency Response Function* (FRF). Keduanya disebut sebagai *spectrum analysers* atau *FFT analyzers*. Pada dasarnya analyzer menerima sinyal voltasi analog yang merepresentasikan percepatan (gaya, kecepatan, *displacement*, atau regangan) dari *signal conditioning amplifier*. Sinyal ini disaring dan digitalisasi untuk perhitungan. Frekuensi spectra yang memiliki ciri tersendiri dari sinyal individu dan *cross-spectra* antara input dan bermacam-macam output yang dihitung. Analisis sinyal kemudian dapat dimanipulasi dengan berbagai macam cara untuk menghasilkan frekuensi alami, mode getar, dan rasio redaman dalam hasil numerik atau dalam bentuk grafis. Terdapat dua prosedur analisis yang digunakan, *time domain* dan *frequency domain*. Metode *time domain* menghasilkan parameter modal langsung dari rekaman respon dalam domain waktu. Metode *frequency domain* menyelesaikan hal yang sama dengan mengkonversi sinyal respon ke dalam domain frekuensi.

Identifikasi modal dapat dilakukan *berdasarkan tiga tipe test, yaitu: (1) forced vibration test; (2) ambient vibration test dan (3) free vibration test.*

## 2.7 Frequency Response Function

*Frequency Response Function* (FRF) adalah suatu kurva hasil pengukuran yang memisahkan parameter dinamik dari suatu struktur. Parameter dinamik yaitu: frekuensi alami, rasio redaman, dan mode getar juga didapat dari pengukuran FRF. FRF mendeskripsikan hubungan input-output antara dua titik pada struktur sebagai fungsi dari frekuensi. Karena gaya dan gerakan merupakan vektor, sehingga keduanya memiliki arah. Sehingga FRF sebenarnya mendefinisikan antara input tunggal DOF (titik dan arah) dan output tunggal DOF. Sebuah FRF mengukur berapa besar respon displacement, kecepatan, dan percepatan suatu struktur pada output DOF per unit eksitasi pada input DOF.

FRF dari sistem SDOF linier dibuat dari hubungan antara transformasi fourier dari sinyal input  $F(\omega)$  dan sinyal output  $X(\omega)$ . Sebagai contoh, saat gaya impuls dan respon *displacement* akibat gaya tersebut dari suatu sistem diukur, hasil data tersebut digunakan untuk menghasilkan FRF dari sistem. Hubungan umumnya diberikan seperti persamaan di bawah ini

$$X(\omega) = H(\omega)F(\omega) \quad \text{atau} \quad H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)}$$

Dimana  $H(\omega)$  adalah matriks FRF,  $X(\omega)$  adalah vektor discrete fourier transform respon displacement,  $F(\omega)$  vektor discrete fourier transform gaya luar. FRF dari suatu sistem adalah fungsi yang bernilai kompleks dari variabel independen  $\omega$  yang bernilai real sehingga memiliki komponen yang real dan imajiner.

## 2.8 Tipe Tes Vibrasi

### 2.8.1 Ambient Vibration Test

Monitoring getaran pada struktur seringkali menggunakan ambient vibration untuk mengeksitasi struktur. Berbagai macam sumber ambient vibration antara lain: angin, aktivitas seismic, lalu lintas, ombak atau pasang surut. Keuntungan menggunakan eksitasi ambient adalah murah, sedikit gangguan akibat lalu lintas, eksitasi jangka panjang, dan dalam beberapa kasus frekuensi konten eksitasi tersebut tepat untuk struktur. Namun, kerugian dari eksitasi ambient adalah terdapat variabilitas dalam amplitudo, durasi, arah, frekuensi konten, dan kesulitan mengukur eksitasi secara akurat.

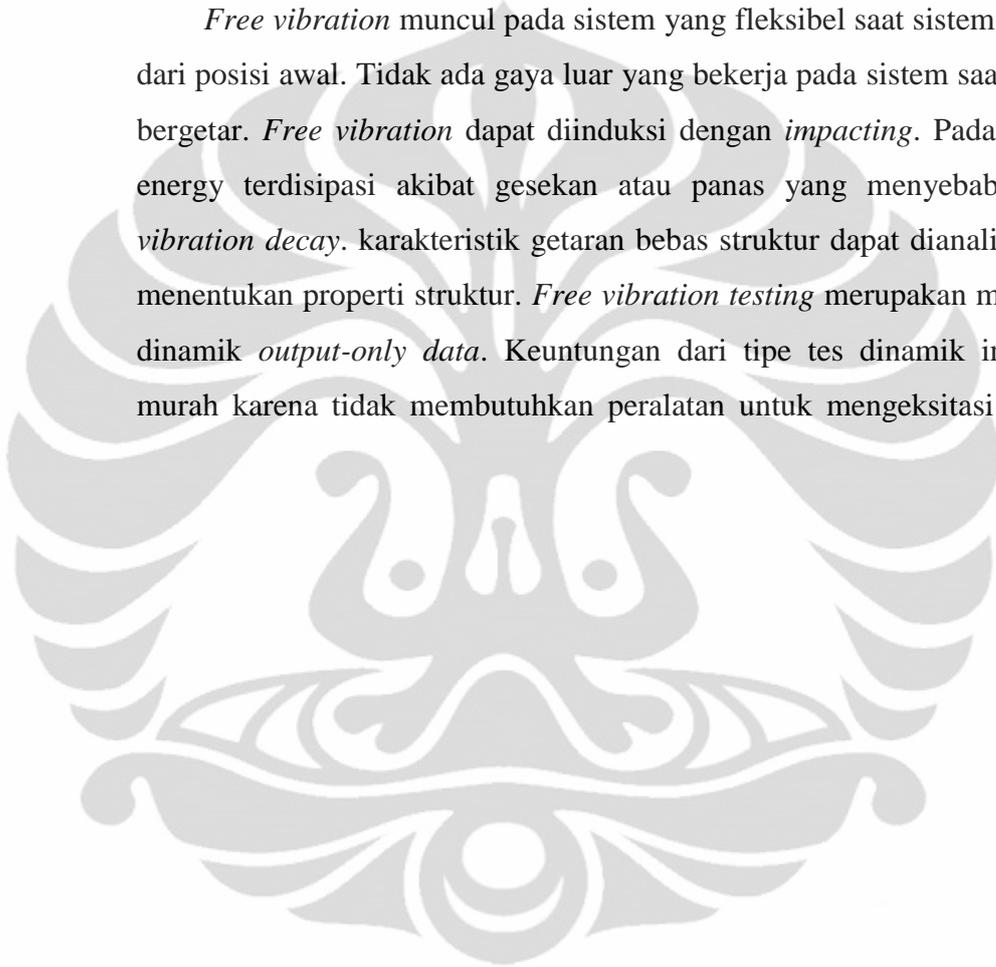
### 2.8.2 Forced Vibration Test

Metode ini umumnya menggunakan *shakers* dan *impact hammers* untuk mengeksitasi sistem. Mass shaker dapat digunakan untuk eksitasi vertical dan horizontal dan dapat digunakan untuk berbagai macam tipe eksitasi. *Mass shaker* dapat menghasilkan dan mempertahankan gaya sinusoidal pada kondisi *steady state*, atau bentuk gelombang lain yang mengkombinasi gelombang *steady state* atau *transient*. *Impact hammer* digunakan dalam *impact testing* untuk mengeksitasi struktur. Berat dari *hammer* dapat disesuaikan untuk menghasilkan level gaya yang berbeda ke struktur. *Hammer* ini dapat dipegang tangan, digantung rantai, atau dijatuhkan. Keuntungan menggunakan *impact hammer* adalah cepat dan tes dapat dilakukan berulang kali. Ada beberapa keuntungan menggunakan *force vibration test*. Tes ini dapat didesain tipe, lokasi, amplitudo, frekuensi konten, durasi dari gaya dan waktu pada saat gaya diberikan pada struktur (Ishakov dan Ribakov 2005). Dengan memanfaatkan fungsi gaya yang diketahui, banyak ketidakpastian dalam pengumpulan data dan pengolahan dapat dihindari. Walaupun eksitasi seperti *shaker* dan beban jatuh dan korelasi input-output pengukuran tersedia, metode tes, kompleksitas struktur, dan kuantitas data yang diperlukan menghambat metode ini

digunakan dalam aplikasi di lapangan. Input atau level eksitasi dari struktur yang besar pada kondisi operasionalnya tidak mudah untuk dikuantifikasikan, yang membuat eksitasi sulit untuk dikontrol.

### 2.8.3 Free Vibration Test

*Free vibration* muncul pada sistem yang fleksibel saat sistem bergerak dari posisi awal. Tidak ada gaya luar yang bekerja pada sistem saat struktur bergetar. *Free vibration* dapat diinduksi dengan *impacting*. Pada struktur, energy terdisipasi akibat gesekan atau panas yang menyebabkan *free vibration decay*. karakteristik getaran bebas struktur dapat dianalisis untuk menentukan properti struktur. *Free vibration testing* merupakan metode tes dinamik *output-only data*. Keuntungan dari tipe tes dinamik ini adalah murah karena tidak membutuhkan peralatan untuk mengeksitasi struktur.



## BAB III METODE PENELITIAN

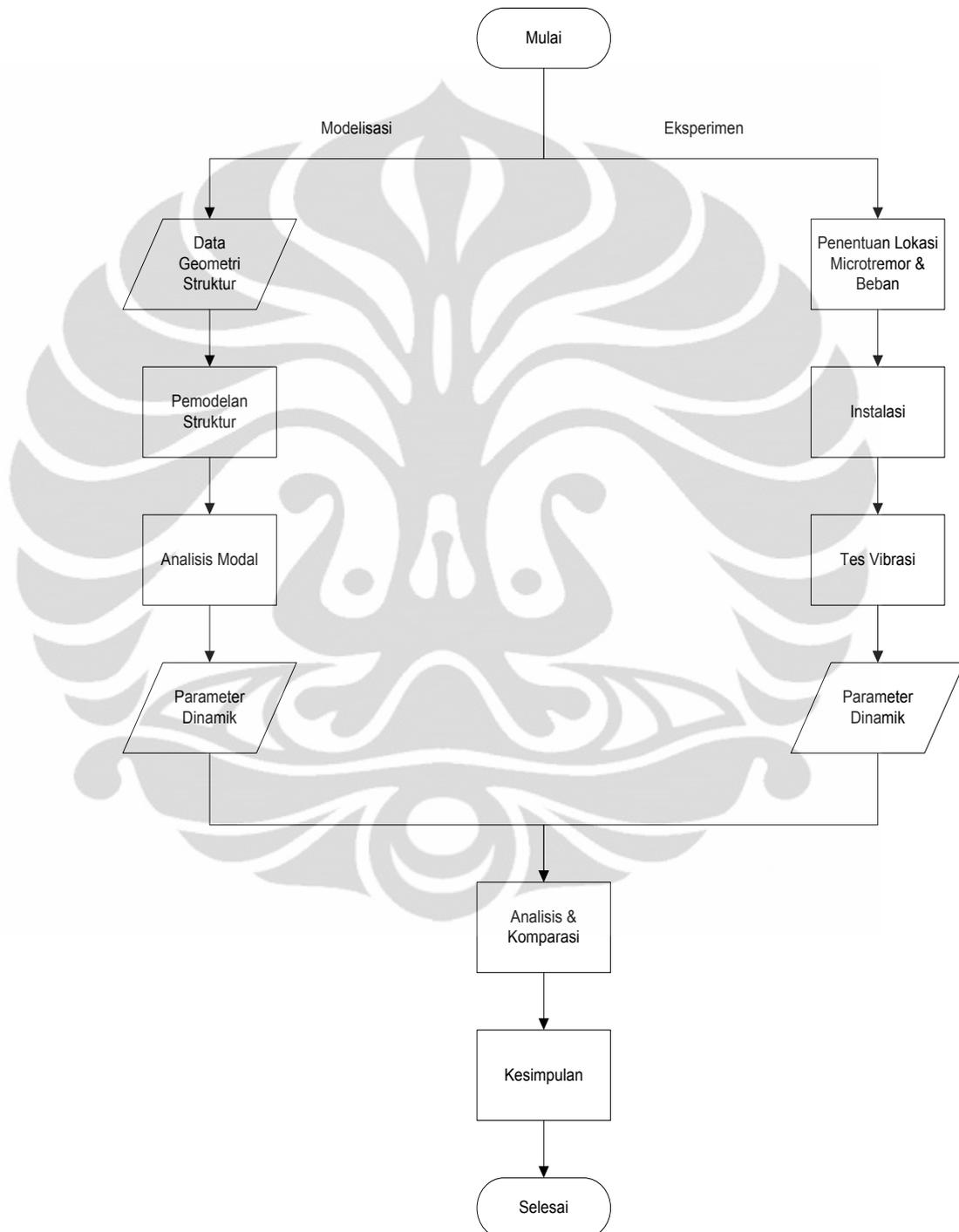
### 3.1 Gambaran Umum

Model struktur yang digunakan pada penelitian adalah jembatan teksas yang terletak di kampus baru Universitas Indonesia, Depok. Jembatan ini menghubungkan Fakultas Teknik dan Fakultas Ilmu Budaya Universitas Indonesia. Jembatan dengan bentang 84 meter dan lebar 3 m ini diresmikan pada tahun 2007 yang merupakan hibah dari PT. Krakatau Steel. Pada jembatan ini akan dicari parameter dinamik, yaitu periode getar, mode getar, dan rasio redaman secara teoritis dan eksperimen. Tes vibrasi yang dilakukan adalah *free vibration test*, respon jembatan diukur dengan microtremor dengan sensor acceleration.

Penelitian dimulai pertama kali dengan memodelkan jembatan dengan program SAP2000 untuk mendapatkan parameter dinamik jembatan secara teoritis. Hal ini dilakukan untuk mengetahui terlebih dahulu mode getar dari jembatan untuk menentukan lokasi dari instalasi microtremor yang digunakan untuk mengukur respon jembatan sehingga dapat dihindari titik – titik yang memiliki respon nol. Karena ketidakadaanya desain gambar jembatan, data geometri jembatan didapatkan dengan melakukan pengukuran manual. analisis modal kemudian dilakukan dengan software SAP2000 sehingga nantinya akan didapatkan mode getar dan periode getar jembatan.

Tes vibrasi kemudian dilakukan untuk mendapatkan parameter dinamik secara eksperimen. Metode eksitasi yang digunakan adalah *free vibration test*. Respon jembatan kemudian diukur dengan microtremor yang terpasang di lokasi tertentu di dek jembatan. Pemasangan microtremor ini didasarkan pada mode getar jembatan yang telah diketahui melalui hasil modelisasi. Data respon jembatan berupa percepatan tersebut kemudian diproses untuk mendapatkan periode getar dan rasio redaman.

Parameter dinamik yang didapatkan dari hasil modelisasi (teoritis) dan tes vibrasi (eksperimen) kemudian dibandingkan dan dianalisis. Secara umum diagram alir penelitian adalah sebagai berikut.



Gambar 3.1. Diagram Alir Penelitian

### 3.2 Modelisasi Struktur

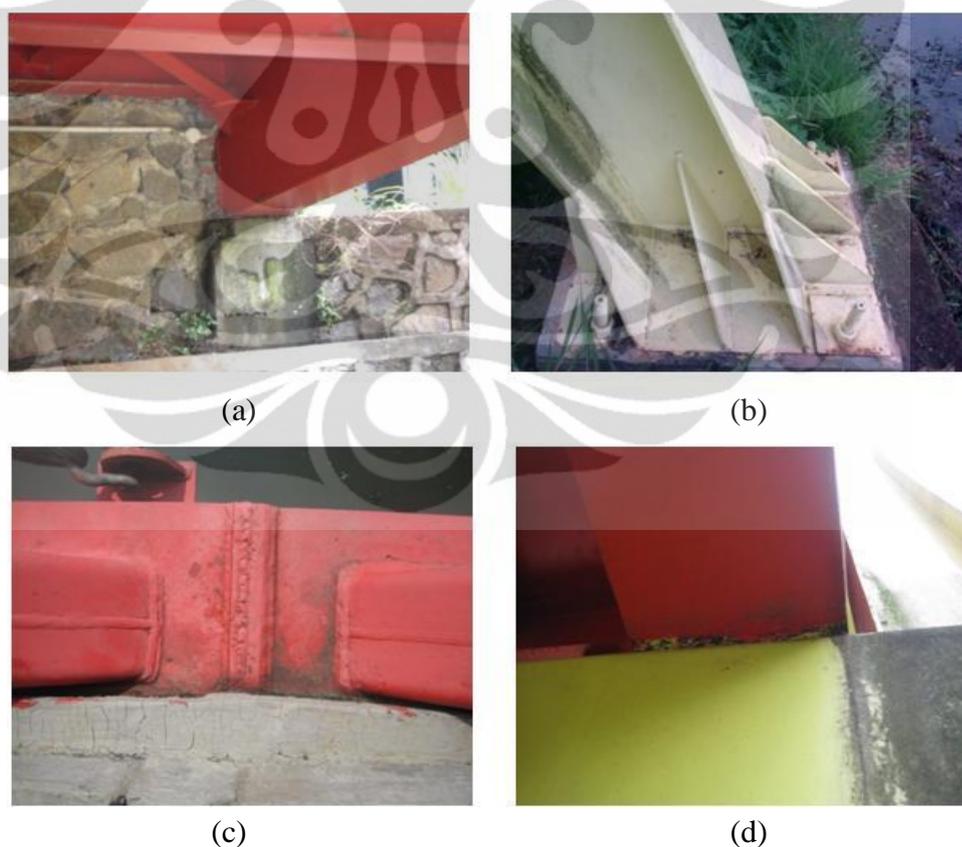
Jembatan teksas adalah jembatan yang menghubungkan Fakultas Teknik dan Fakultas Ilmu Budaya di Kampus Universitas Indonesia, Depok. Jembatan dengan bentang sekitar 84 m, lebar 3 m, dan tinggi 2.75 m dan hanya dikhususkan untuk para pejalan kaki. Tipe Jembatan merupakan tipe rangka dengan lantai jembatan berupa pelat beton dengan tebal 75 mm. lantai jembatan ditopang dua balok memanjang dan balok transversal setiap jarak 3 m. Jembatan terdiri dari 14 box segmen baja dan ditopang oleh pilon di kedua sisinya. Profil yang digunakan antara lain; *rectangular tube* dan profil I untuk batang tepi bawah dan atas, profil *double C* untuk batang tengah, dan profil L untuk *bracing*.



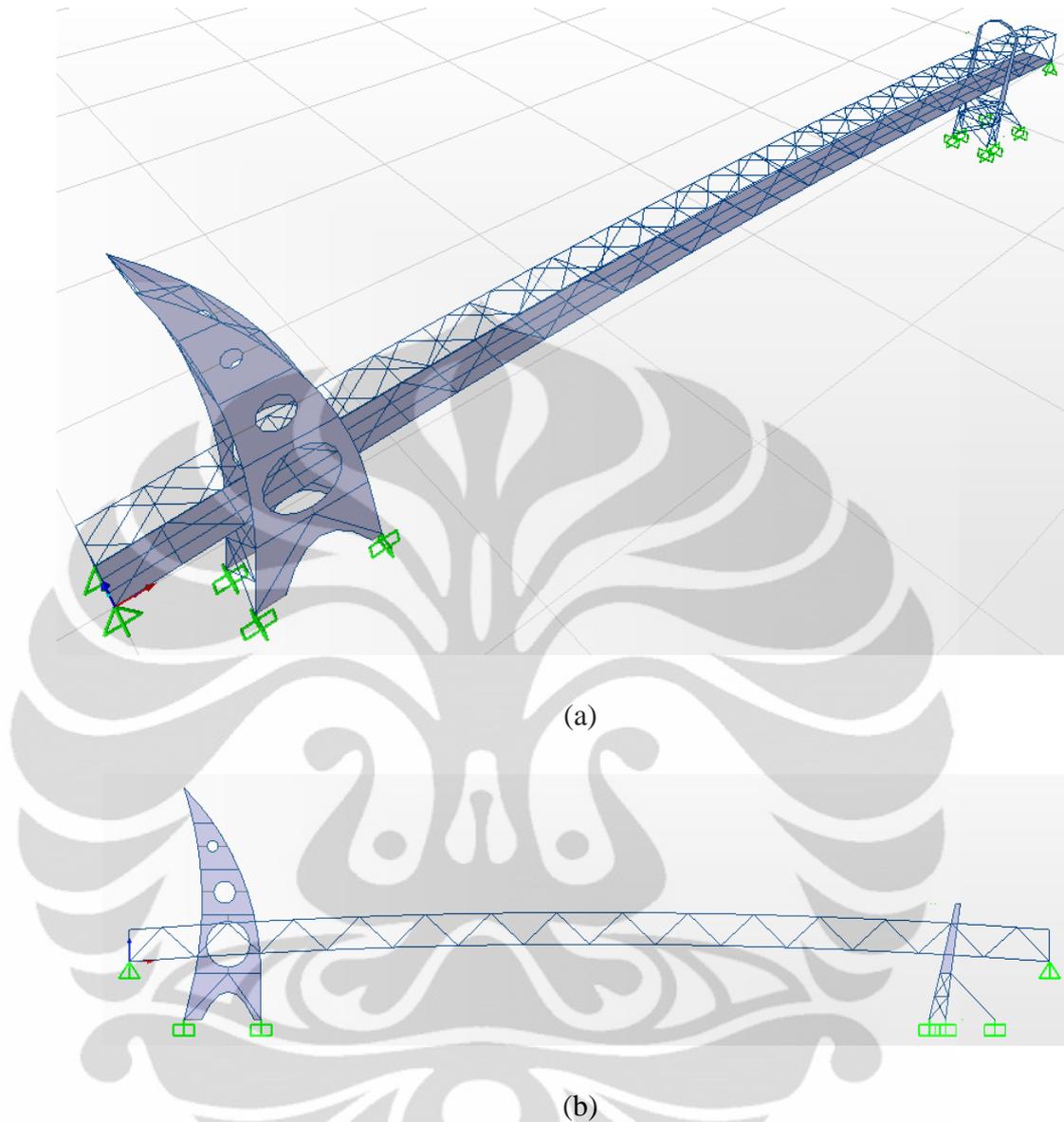
Gambar 3.2. Jembatan Teksas

Jembatan dimodelkan secara tiga dimensi dengan menggunakan software SAP 2000. Pemodelan jembatan didasarkan pada data pengukuran manual properti geometri jembatan. Jembatan dimodelkan beserta dengan pilonnya. Atap jembatan tidak ikut dimodelkan tetapi diganti dengan beban titik sebesar berat atap tersebut yang diberikan pada daerah atap terpasang. Elemen rangka, balok lantai, dan pilon dimodelkan sebagai balok, sementara pelat lantai dan pelat pengisi pada pilon dimodelkan sebagai shell. Sambungan antar member diasumsikan kaku sementara kondisi batas badan jembatan diidealisasi sebagai sendi dan kondisi batas pilon diidealisasi sebagai jepit.

Hal penting yang harus diperhatikan dalam pemodelan jembatan tektas adalah menentukan kondisi batas pada sambungan pylon dengan badan jembatan. Sambungan pylon dengan badan jembatan ini dilakukan dengan pengelesan, namun berdasarkan pengamatan pengelasan tidak dilakukan secara penuh (gambar 3.3 (d)). Hal ini menyebabkan sambungan pylon dengan badan jembatan tidak bisa diasumsikan kaku. Untuk memodelkannya, joint pada daerah tersebut hanya diconstraint terhadap pergerakan translasi vertikalnya ( $U_z$ ) artinya badan jembatan diasumsikan akan mampu bergerak ke arah transversal dan longitudinal. Dengan kata lain, perilaku joint pada daerah tersebut bisa diidentikkan dengan perletakan rol. Setelah jembatan selesai dimodelkan, analisis modal dilakukan yang kemudian akan didapatkan periode getar dan mode getar struktur. Mode yang digunakan dan dibandingkan dengan hasil eksperimen hanya lima mode pertama struktur utama jembatan saja.



Gambar 3.3. (a) Kondisi batas jembatan, (b) Kondisi batas pylon jembatan, (c) Sambungan rangka, (d) Sambungan jembatan dengan pylon



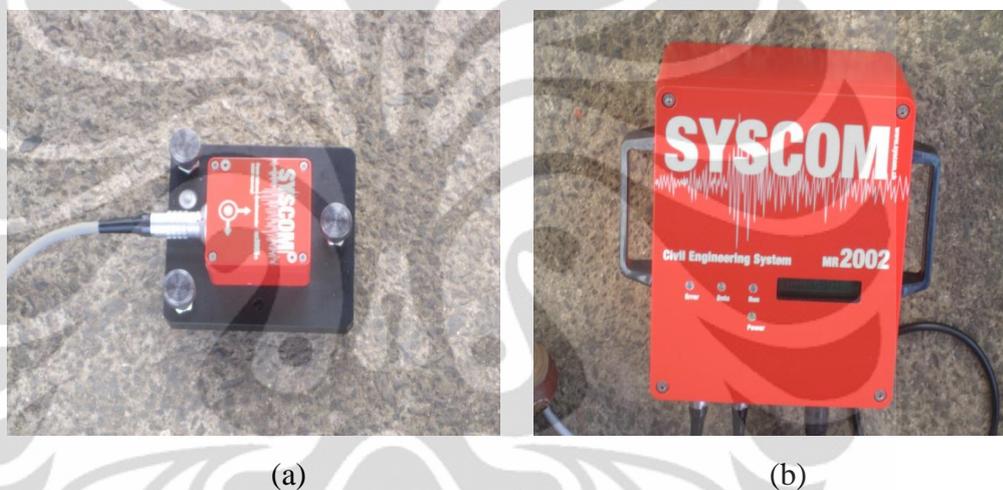
Gambar 3.4 Model Jembatan Teksas (a) tampak 3D, (b) tampak samping.

### 3.4 Free Vibration Test

*Free vibration test* kemudian dilakukan untuk membandingkan parameter dinamik hasil dari modelisasi dengan SAP2000. Instrument yang digunakan adalah laptop, microtremor, dan sistem akuisisi data. Microtremor berfungsi untuk mengkonversi gerakan mekanis struktur ke sinyal elektrik dan kemudian sinyal elektrik tersebut didigitalisi menjadi grafik respon

percepatan struktur ke laptop yang telah disinkronisasi ke sistem akuisisi data.

Eksitasi yang digunakan merupakan *human induced vibration* yaitu berupa pemukulan dengan hammer ke arah transversal jembatan, penggoyangan jembatan ke arah transversal jembatan, dan orang melompat – lompat di atas dek jembatan. respon dinamik jembatan kemudian diukur dengan microtremor yang telah ditempatkan di lokasi yang telah ditetapkan untuk semua tipe eksitasi. Data yang tercatat oleh microtremor kemudian diproses dan didigitalisasi ke laptop.

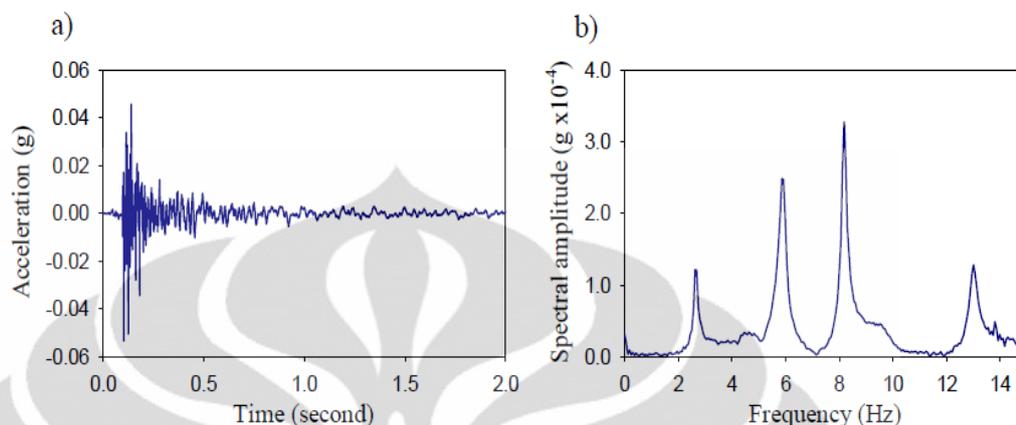


Gambar 3.5. (a) microtremor dengan sensor accelerometer (b) sistem akuisisi data

### 3.5 Pengolahan data (Experimental Modal Analysis)

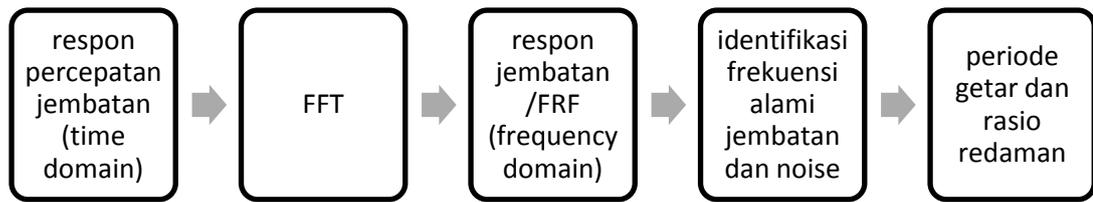
Data yang didapat dari *free vibration test* yaitu respon percepatan struktur dalam domain waktu. Respon dalam domain waktu tersebut kemudian ditransformasi agar menjadi domain frekuensi dengan metode *Fast Fourier Transform* (FFT) dengan bantuan software GEOPSY. Data respon struktur hasil FFT tersebut sekarang menjadi dalam domain frekuensi, atau yang disebut sebagai *frequency response function* (FRF). Dari FRF akan terlihat frekuensi alami struktur tiap mode yang diasosiasikan dengan frekuensi nilai puncak dari kurva tersebut (gambar 3.6 (b)). periode getar

struktur kemudian dapat ditentukan yang merupakan invers dari frekuensi alaminya.

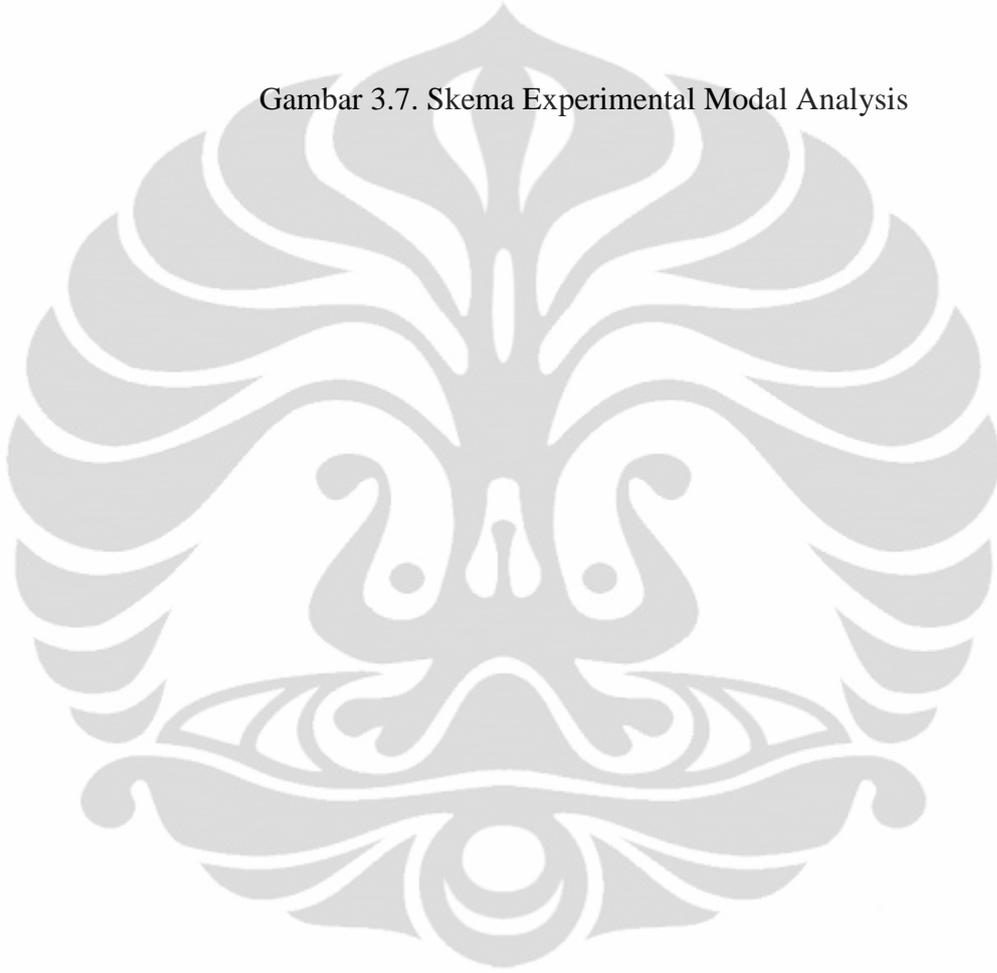


Gambar 3.6. Contoh respon jembatan akibat beban impuls dalam, (a) *time domain*, (b) *frequency domain*

Pada FRF akan terlihat data mana yang merupakan respon getaran struktur dan gangguan (*noise*). Untuk menentukan mana yang merupakan frekuensi alami jembatan dan *noise* dilakukan identifikasi pada setiap respon akibat masing – masing eksitasi. Apa bila puncak tersebut selalu muncul pada setiap eksitasi, maka dapat disimpulkan bahwa puncak tersebut merupakan respon getaran jembatan. selanjutnya setelah ditentukan puncak yang merupakan respon getaran struktur, frekuensi alami dari tiap mode dapat ditentukan. Rasio redaman kemudian dapat ditentukan melalui kurva FRF dengan menggunakan metode *half power bandwidth* yang telah dijelaskan pada bagian 2.3.2. Selanjutnya akan didapatkan periode getar dan rasio redaman jembatan untuk tiap jenis eksitasi. Parameter dinamik yang didapatkan kemudian dibandingkan dengan hasil teoritis. Skema dari *experimental modal analysis* dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.7. Skema Experimental Modal Analysis



## BAB IV PEMBAHASAN

### 4.1 Hasil Modelisasi

Jembatan sebelumnya dimodelkan dengan software SAP 2000 untuk mendapatkan periode getar dan mode getar jembatan secara teoritis. Hasil dari modelisasi jembatan digunakan sebagai pertimbangan dalam penentuan lokasi eksitasi dan microtremor. Dalam penelitian ini hanya lima mode pertama struktur utama jembatan saja yang dianalisis dan dibandingkan dengan hasil eksperimen. Berdasarkan hasil analisis dengan software SAP 2000 didapat periode getar jembatan seperti yang tertera pada tabel berikut:

Tabel 4.1. 15 Mode Pertama Jembatan Teksas dan Partisipasi Massa Translasinya

Mode	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
1	2.054942	6.145E-10	0.07931	6.002E-09
<b>2</b>	<b>0.50543</b>	<b>3.087E-17</b>	<b>0.55</b>	<b>7.296E-17</b>
<b>3</b>	<b>0.361119</b>	<b>0.00001099</b>	<b>5.328E-07</b>	<b>0.44</b>
4	0.360548	1.876E-09	0.0125	0.00002193
5	0.347412	1.389E-10	0.009143	6.495E-08
6	0.286862	3.056E-08	1.878E-10	1.205E-07
7	0.243723	3.182E-09	0.0007396	1.082E-08
<b>8</b>	<b>0.230063</b>	<b>3.332E-17</b>	<b>0.001214</b>	<b>1.13E-15</b>
<b>9</b>	<b>0.205207</b>	<b>6.693E-15</b>	<b>0.000007019</b>	<b>3.835E-17</b>
10	0.193311	2.938E-09	7.727E-09	5.02E-09
11	0.186929	3.518E-08	0.002329	8.113E-09
12	0.175918	6.144E-10	1.845E-08	2.387E-09
13	0.155154	7.707E-09	0.00000067	1.943E-11
<b>14</b>	<b>0.153761</b>	<b>0.003233</b>	<b>9.818E-08</b>	<b>0.00006487</b>
15	0.153515	8.92E-08	0.0005038	1.037E-07

Mode yang diberi penebalan merupakan mode struktur utama jembatan, sementara yang lainnya merupakan mode yang sifatnya lokal saja yang hanya terjadi pada pylon jembatan. Kelima mode ini yang nantinya akan dibandingkan dengan hasil eksperimen. Berdasarkan hasil analisis dengan software SAP 2000 didapat mode 2 dengan periode getar 0.505 detik yaitu jembatan mengalami lentur ke arah transversal ditambah dengan komponen torsi yang cukup signifikan. Mode 3 dengan periode getar 0.361 detik yaitu jembatan mengalami lentur ke arah vertikal dengan komponen torsi yang cukup signifikan namun tidak sebesar mode pertama. Mode 8 jembatan mengalami torsi dengan periode 0.230 detik. Mode 9 jembatan bergerak berlawanan fase ke arah transversalnya dengan periode 0.205 detik. Mode 14 jembatan juga bergerak berlawanan fase namun ke arah vertical dengan periode 0.154 detik.

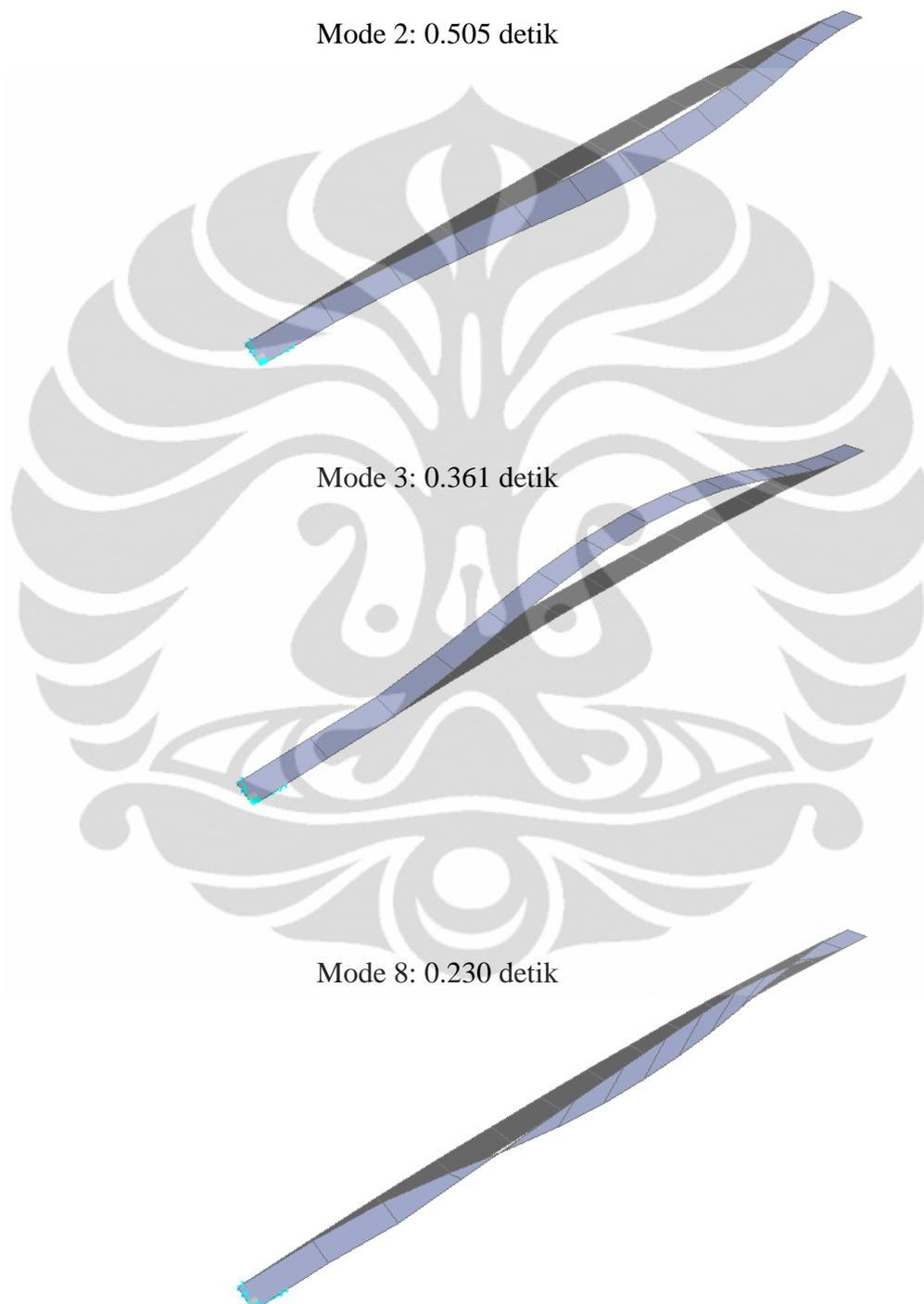
Tabel 4.2. Periode, Frekuensi, dan Mode Getar Struktur Utama Jembatan

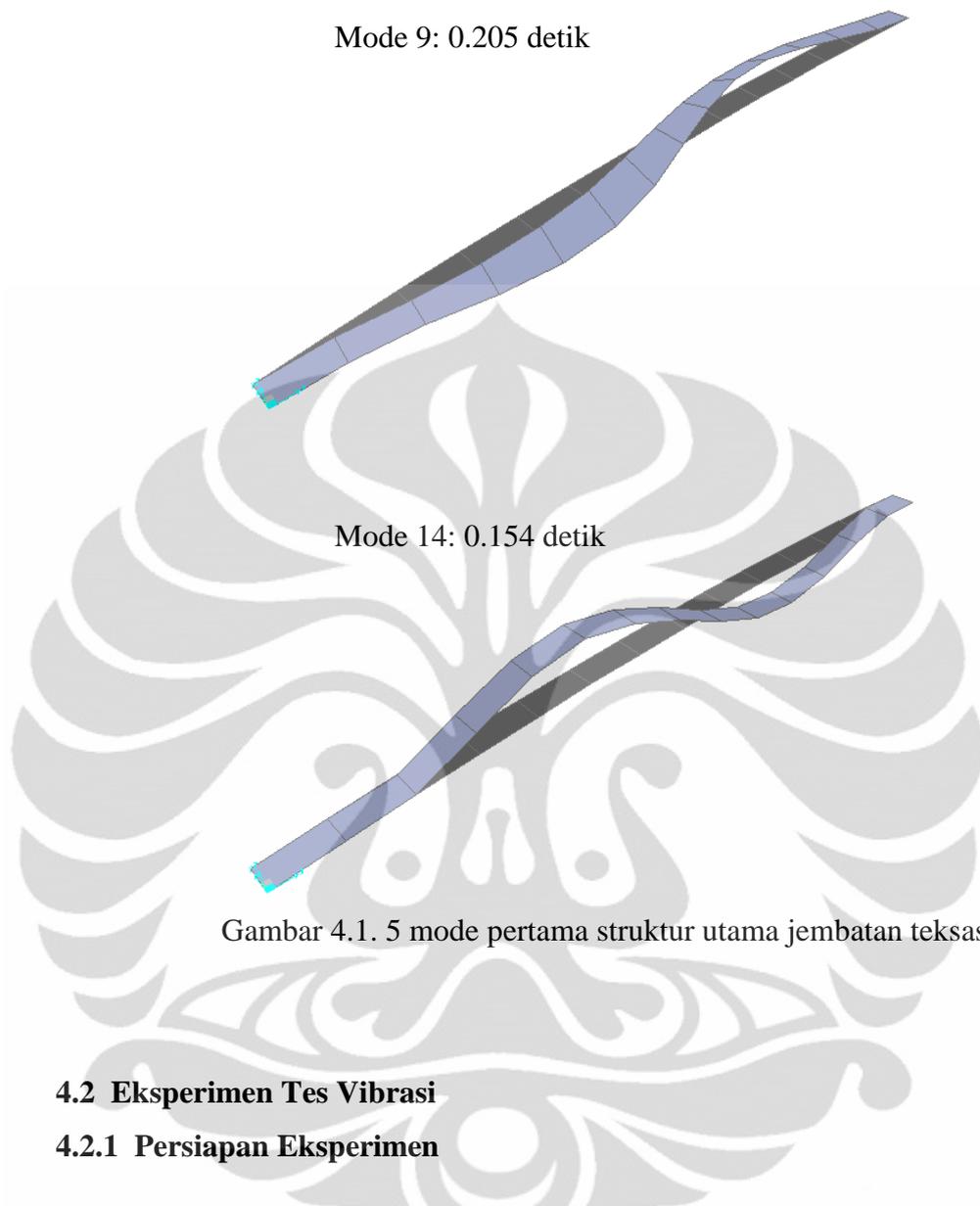
Period	Frequency	Mode shape
0.505	1.984	transverse bending
0.361	2.770	vertical bending
0.230	4.348	torsion
0.205	4.878	1 <sup>st</sup> antisymmetry transverse bending
0.154	6.494	1 <sup>st</sup> antisymmetry vertical bending

Tabel 4.3. Periode Getar Struktur Utama Jembatan dan Partisipasi Massa Translasinya

Mode	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
2	0.505	3.087E-17	<b>0.55</b>	7.296E-17
3	0.361	0.00001099	5.328E-07	<b>0.44</b>
8	0.230	3.332E-17	<b>0.001214</b>	1.13E-15
9	0.205	6.693E-15	<b>0.000007019</b>	3.835E-17
14	0.154	<b>0.003233</b>	9.818E-08	0.00006487

Kelima mode pertama dari struktur utama jembatan hasil modelisasi dengan software SAP 2000 dapat dilihat pada gambar dibawah ini:





## 4.2 Eksperimen Tes Vibrasi

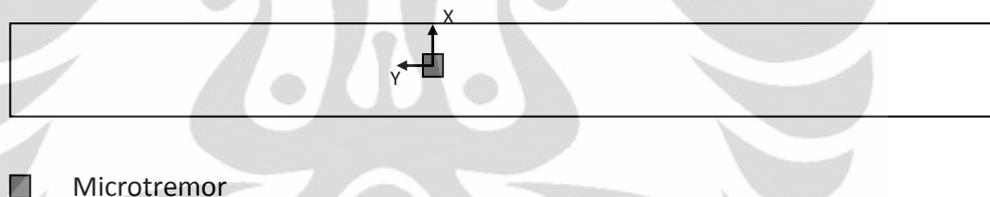
### 4.2.1 Persiapan Eksperimen

Berdasarkan mode yang telah diketahui dari hasil modelisasi, lokasi microtremor dan eksitasi ditetapkan. Microtremor diletakkan di tengah bentang jembatan karena berdasarkan hasil modelisasi respon di lokasi tersebut maksimum. Sebelum pengetesan dimulai, instrumentasi dipasang terlebih dahulu. Instrument utama dalam eksperimen ada tiga, yaitu microtremor dengan sensor *acceleration*, *data acquisition sistem*, dan laptop. Microtremor dihubungkan ke data acquisition sistem yang kemudian disinkronisasi ke laptop. Tes vibrasi kemudian dilakukan sampai semua mode yang dibutuhkan muncul. Setelah jembatan selesai dites dan respon

diperoleh, data kemudian diproses untuk mendapatkan parameter dinamik jembatan.



Gambar 4.2. Instrument eksperimen



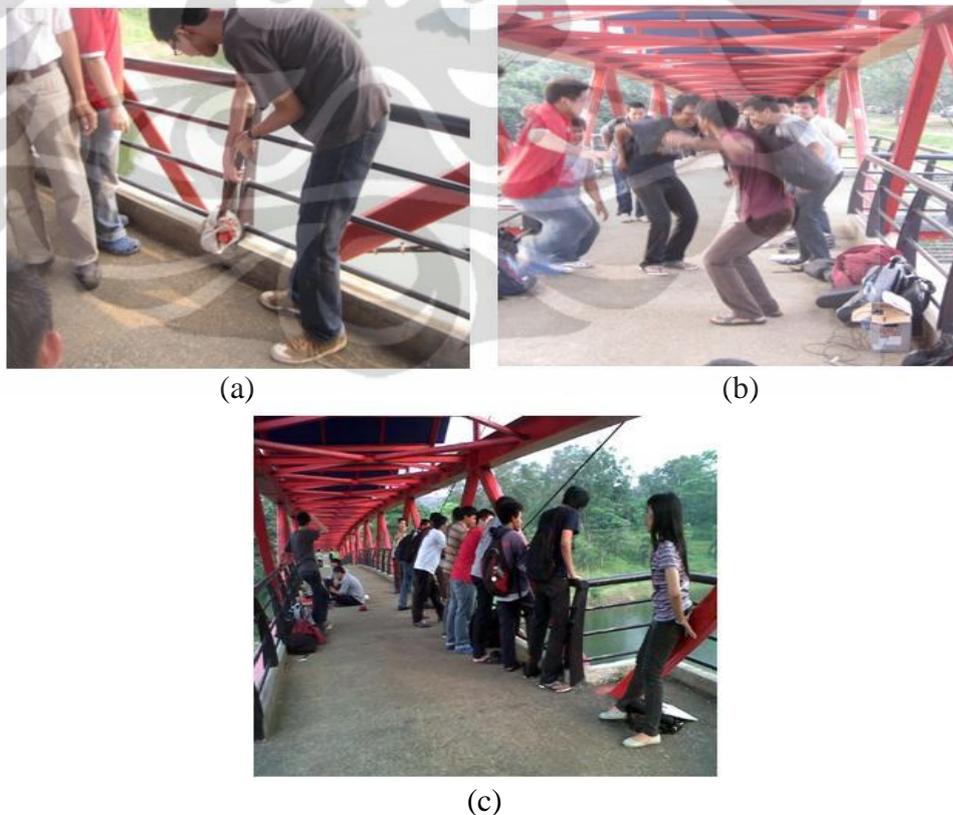
Gambar 4.3. Layout microtremor

Eksitasi yang digunakan dalam eksperimen kali ini merupakan *human induce vibration*. Ada tiga tipe eksitasi, yaitu: jembatan dipukul dengan menggunakan hammer ke arah transversalnya, jembatan digoyang ke arah transversalnya, dan orang melompat – lompat di dek jembatan. Pemukulan dengan hammer dan goyangan ke transversal dimaksudkan untuk memicu terjadinya mode transversal sementara orang melompat – lompat di dek jembatan dimaksudkan untuk memicu mode vertikal. Respon jembatan yang akan diolah untuk mendapatkan parameter dinamik jembatan nantinya adalah respon getaran bebas artinya respon yang tercatat setelah eksitasi selesai. Selama tes getaran bebas pada jembatan, respon jembatan diukur melalui microtremor dengan sensor accelerometer triaksial dengan range sensitifitas DC (0 Hz) – 1000 Hz. Karena sensor merupakan triaksial

sehingga akan ada tiga channel respon, yaitu; channel X, channel Y, dan channel Z. Respon pada channel X merupakan respon jembatan pada arah transversal, respon pada channel Y merupakan respon jembatan pada arah longitudinal, dan respon pada channel Z merupakan respon jembatan pada arah vertikal. Parameter dinamik struktur ditentukan dari respon yang terukur oleh microtremor dengan menggunakan software komersial untuk analisis sinyal yang bernama GEOPSY.



Gambar 4.4. Layout eksitasi



Gambar 4.5. Eksitasi (a) hammer, (b) lompat, (c) penggoyangan

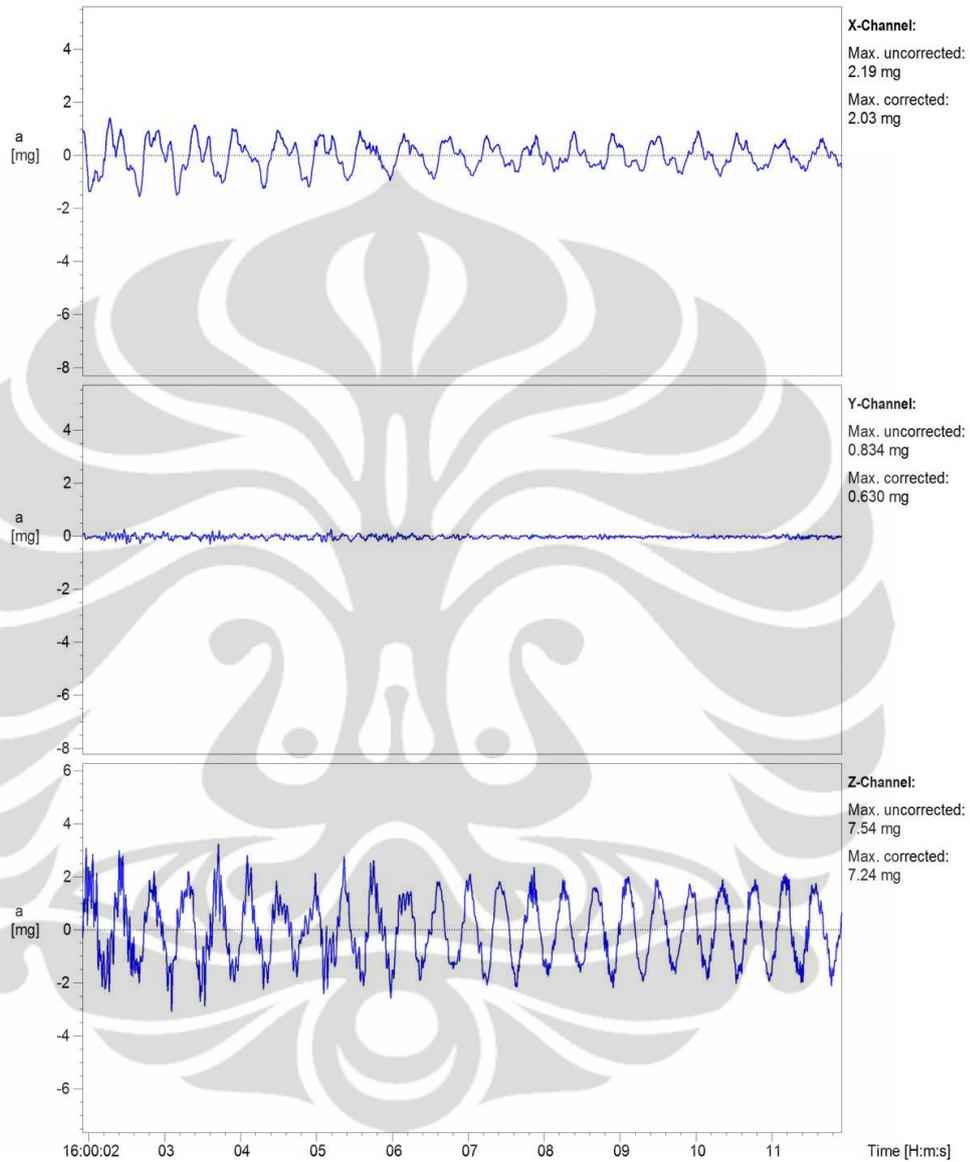
**Universitas Indonesia**

#### 4.2.2 Data Hasil Eksperimen

Parameter dinamik struktur yaitu periode getar dan rasio redaman ditentukan berdasarkan data respon tiap channel yang diukur oleh microtremor. Karena microtremor memiliki sensitifitas yang tinggi, maka rasio signal terhadap *noise* menjadi kecil. Untuk memudahkan dalam pengolahan data maka penentuan periode getar dan rasio redaman dilakukan pada domain frekuensi atau hasil FFT dari respon percepatan yang diukur oleh microtremor. Setiap respon yang tercatat oleh microtremor merupakan respon sejarah waktu karena itu output yang tercatat pada tiap channel akan dilakukan FFT untuk mengubahnya menjadi *frequency response function* (FRF).

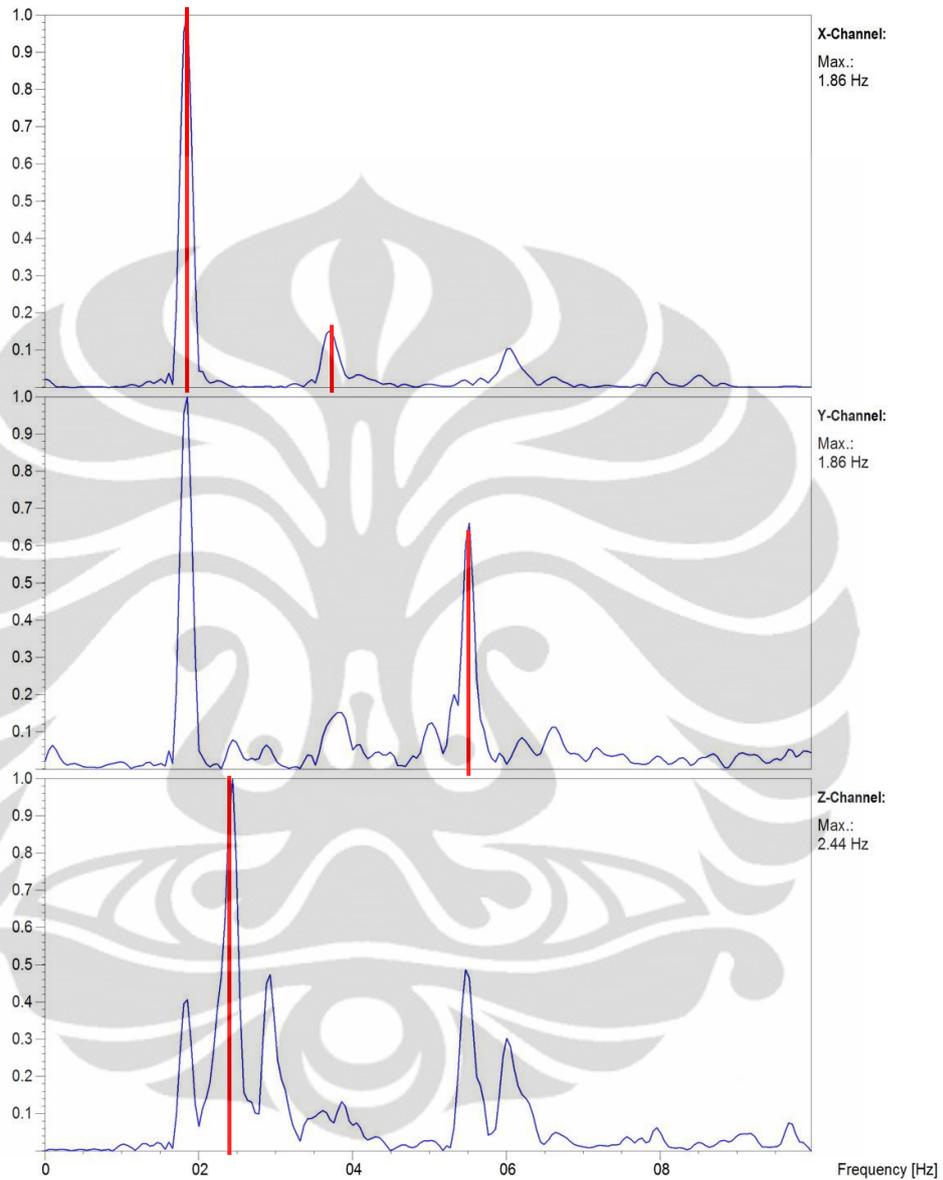
Respon akibat tiap eksitasi tersebut dicatat selama sepuluh detik. Frekuensi alami dari jembatan diidentifikasi sebagai frekuensi yang sesuai dengan amplitudo puncak pada FRF pada tiap channel. Kemudian periode getar jembatan dapat ditentukan yang merupakan invers dari frekuensi alaminya. Rasio redaman jembatan ditentukan dari FRF dengan menggunakan metode *half power bandwidth*. Periode getar dan rasio redaman ditentukan untuk tiap jenis eksitasi yang kemudian akan dibandingkan dengan hasil modelisasi. Ada data yang akan digunakan dalam analisis yaitu respon jembatan tanpa eksitasi, respon jembatan akibat eksitasi hammer, respon jembatan akibat eksitasi penggoyangan, dan respon jembatan akibat eksitasi lompat. Berikut merupakan data hasil eksperimen untuk berbagai tipe eksitasi dan hasil FFTnya (gambar 4.6 – 4.13).

File: C:\Users\qky\Desktop\data analisis\tanpa eksitasi\tanpa eksitasi.XMR EAWLight4.6 Analysis date: 16.06.2011 11:14  
Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: NO  
Instrument status: OK Time history Offset corrected: YES



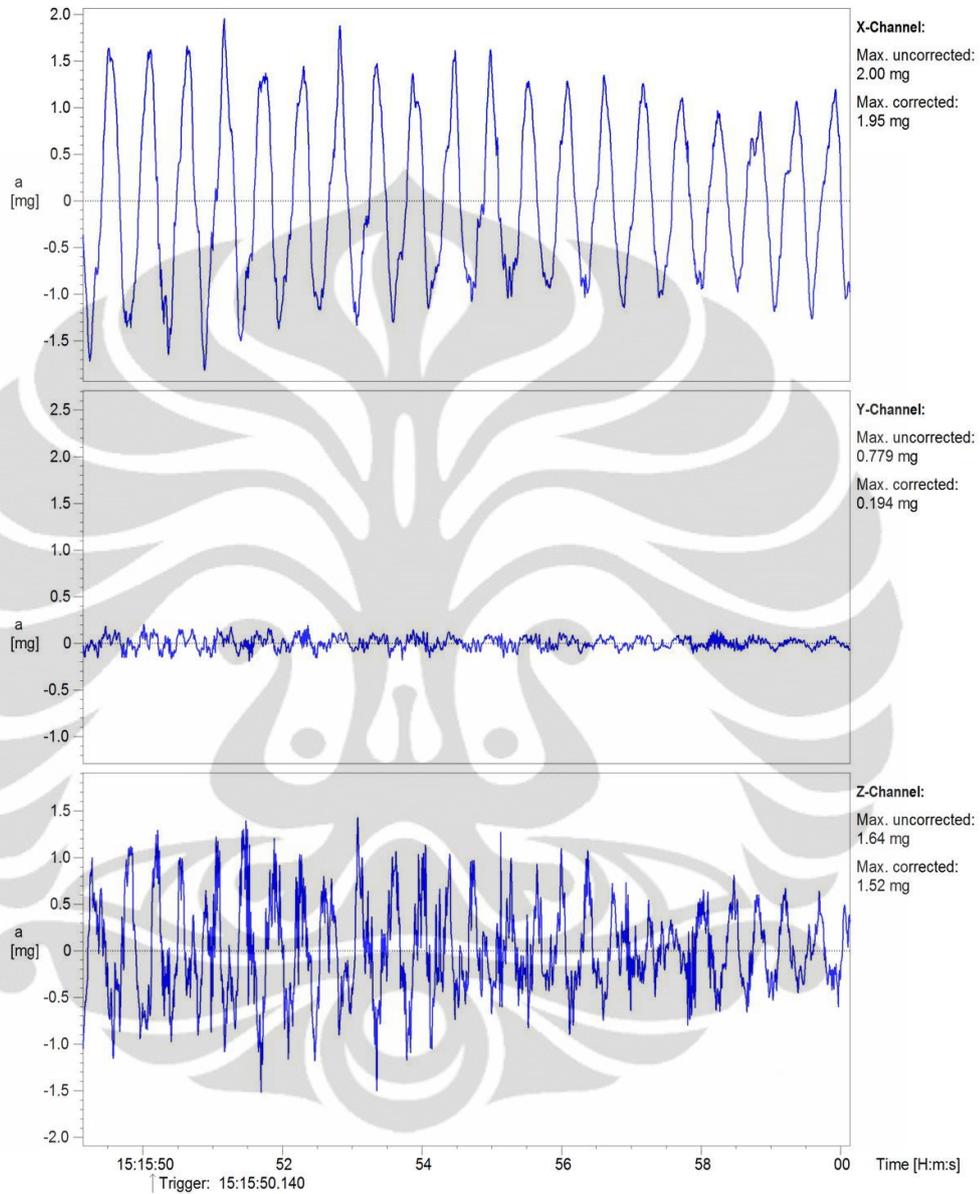
Gambar 4.6. Respon jembatan tanpa eksitasi

File: C:\Users\qky\Desktop\data analisis\hammer\free vibration response (1).XMR EAWLight4.6 Analysis date: 16.06.2011 11:16  
Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: YES  
Instrument status: OK Frequency Analysis Offset corrected: YES



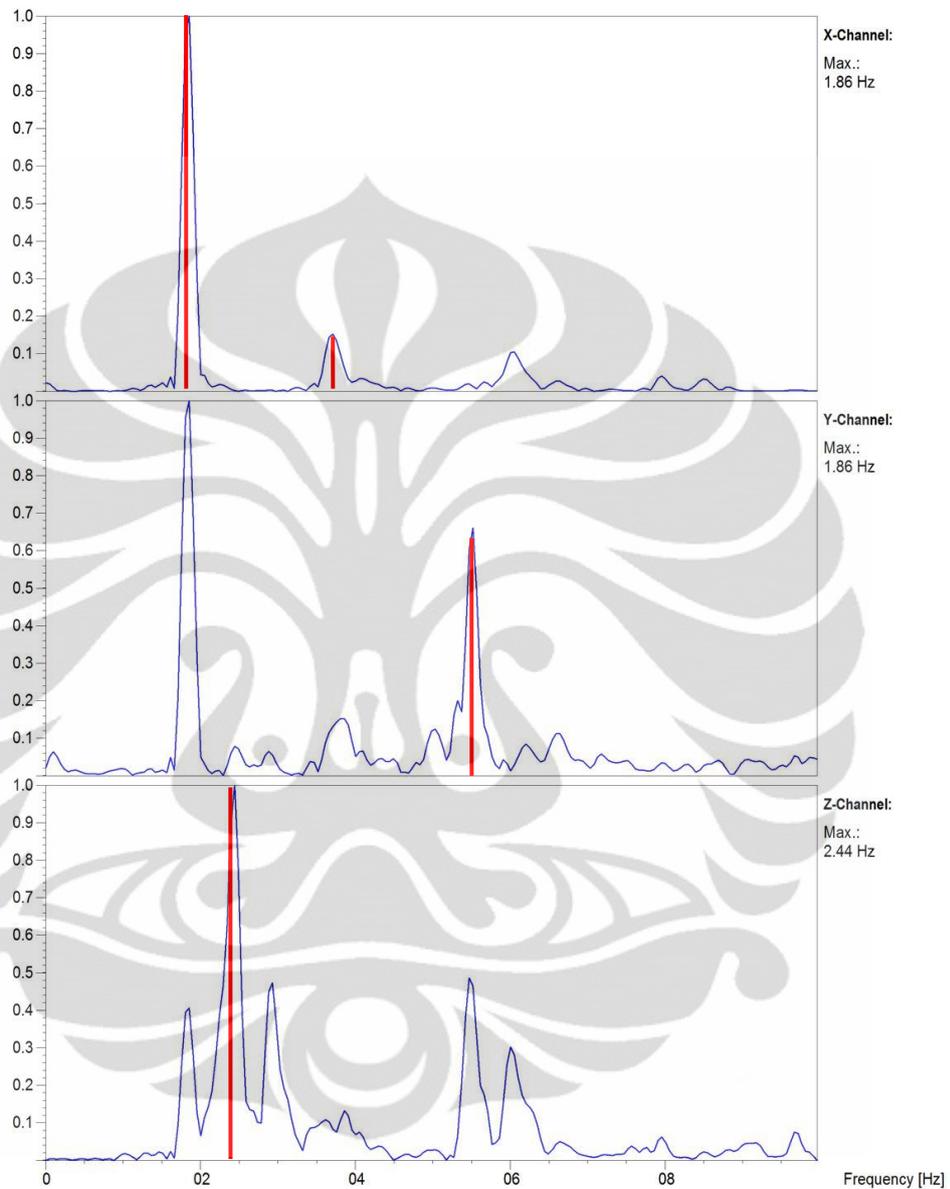
Gambar 4.7. Hasil FFT respon jembatan tanpa eksitasi (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan)

File: C:\Users\qky\Desktop\data skripsi\eksitasi hammer\free vibration response (1).EAWLight4.6 Analysis date: 14.06.2011 20:06  
 Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: YES  
 Instrument status: OK Time history Offset corrected: YES

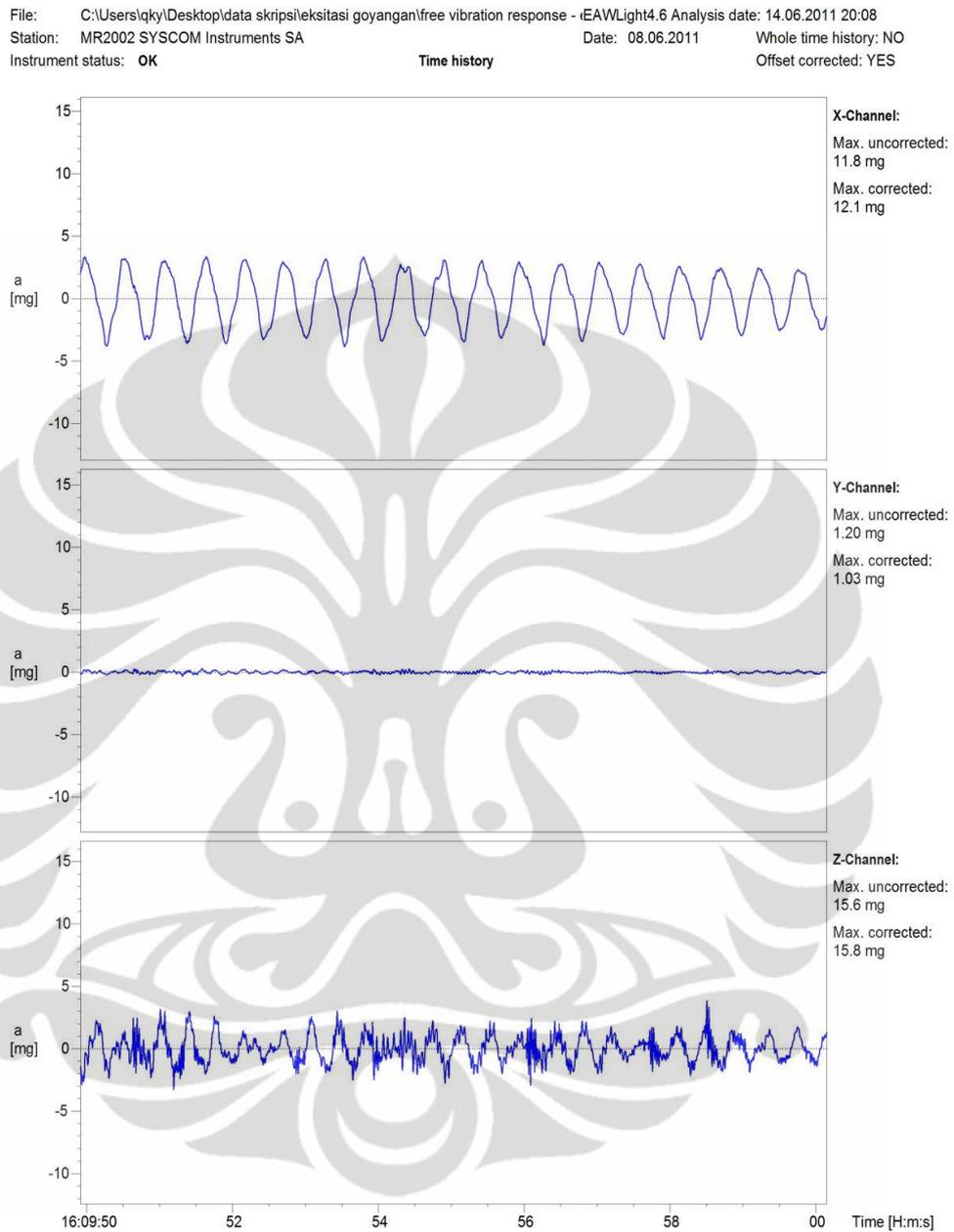


Gambar 4.8. Respon jembatan akibat eksitasi hammer

File: C:\Users\lqky\Desktop\data skripsi\eksitasi hammer\free vibration response (1).EAWLight4.6 Analysis date: 14.06.2011 20:05  
 Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: YES  
 Instrument status: OK Frequency Analysis Offset corrected: YES

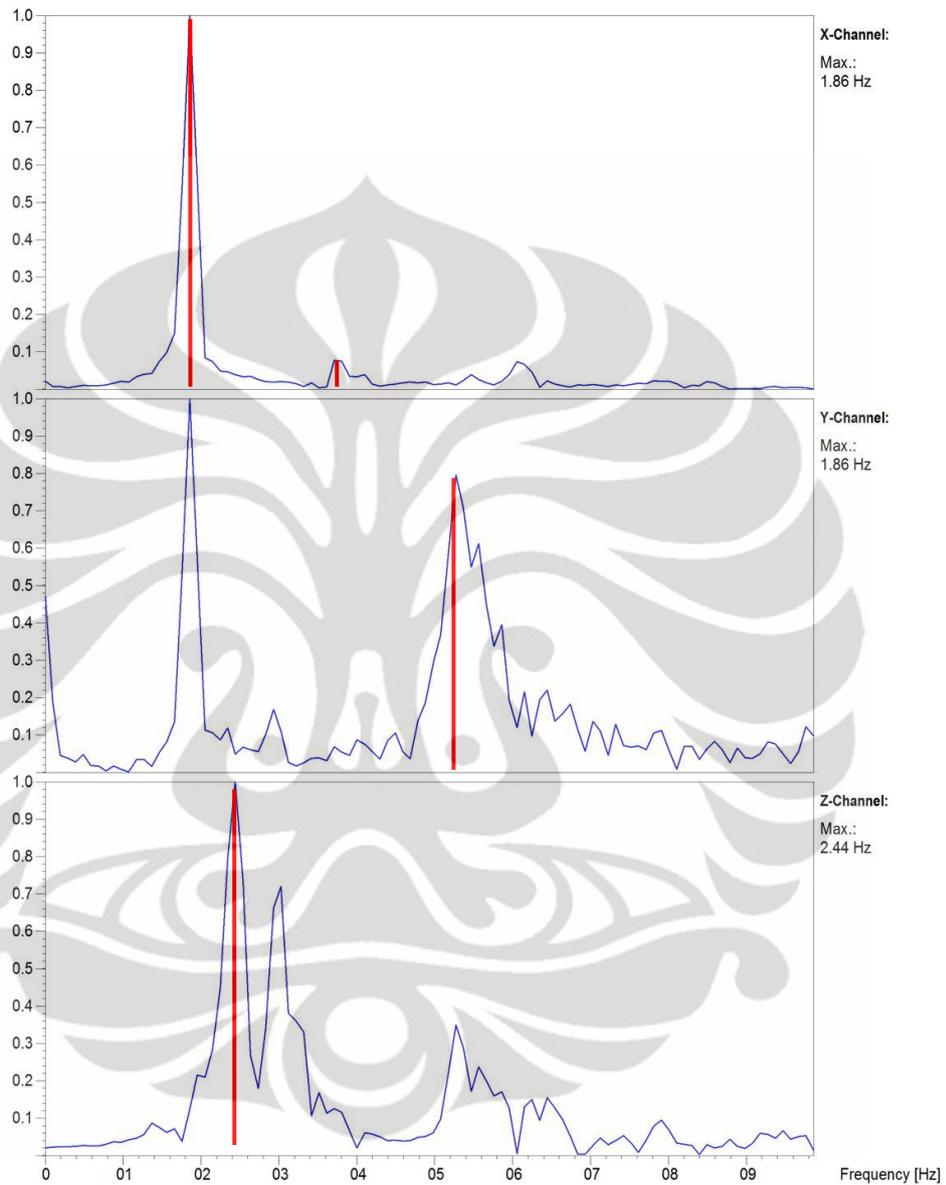


Gambar 4.9. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi hammer (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan)



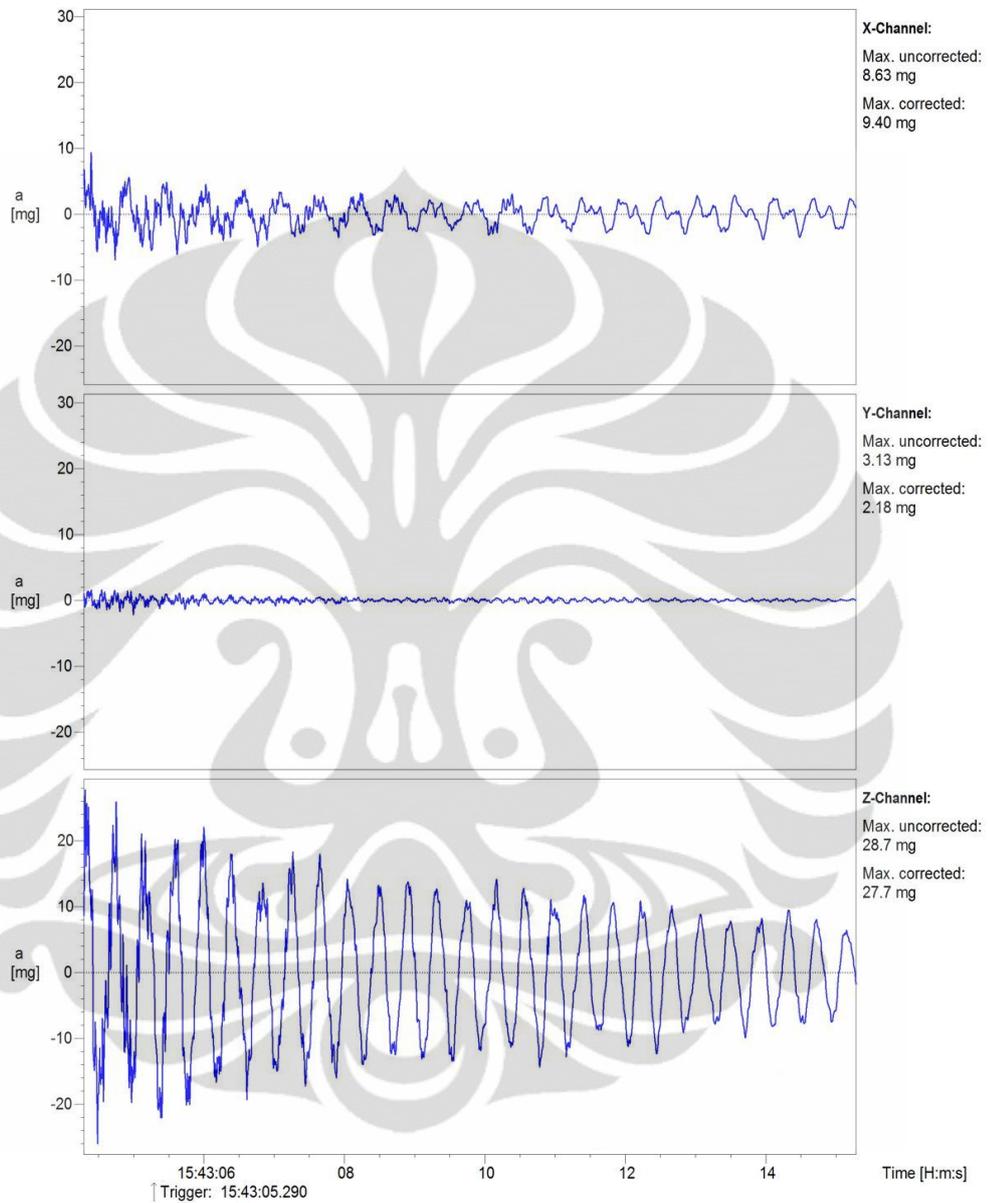
Gambar 4.10. Respon jembatan akibat eksitasi penggoyangan

File: C:\Users\qky\Desktop\data skripsi\eksitasi goyangan\free vibration response - eAWLight4.6 Analysis date: 14.06.2011 20:08  
Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: NO  
Instrument status: OK Frequency Analysis Offset corrected: YES



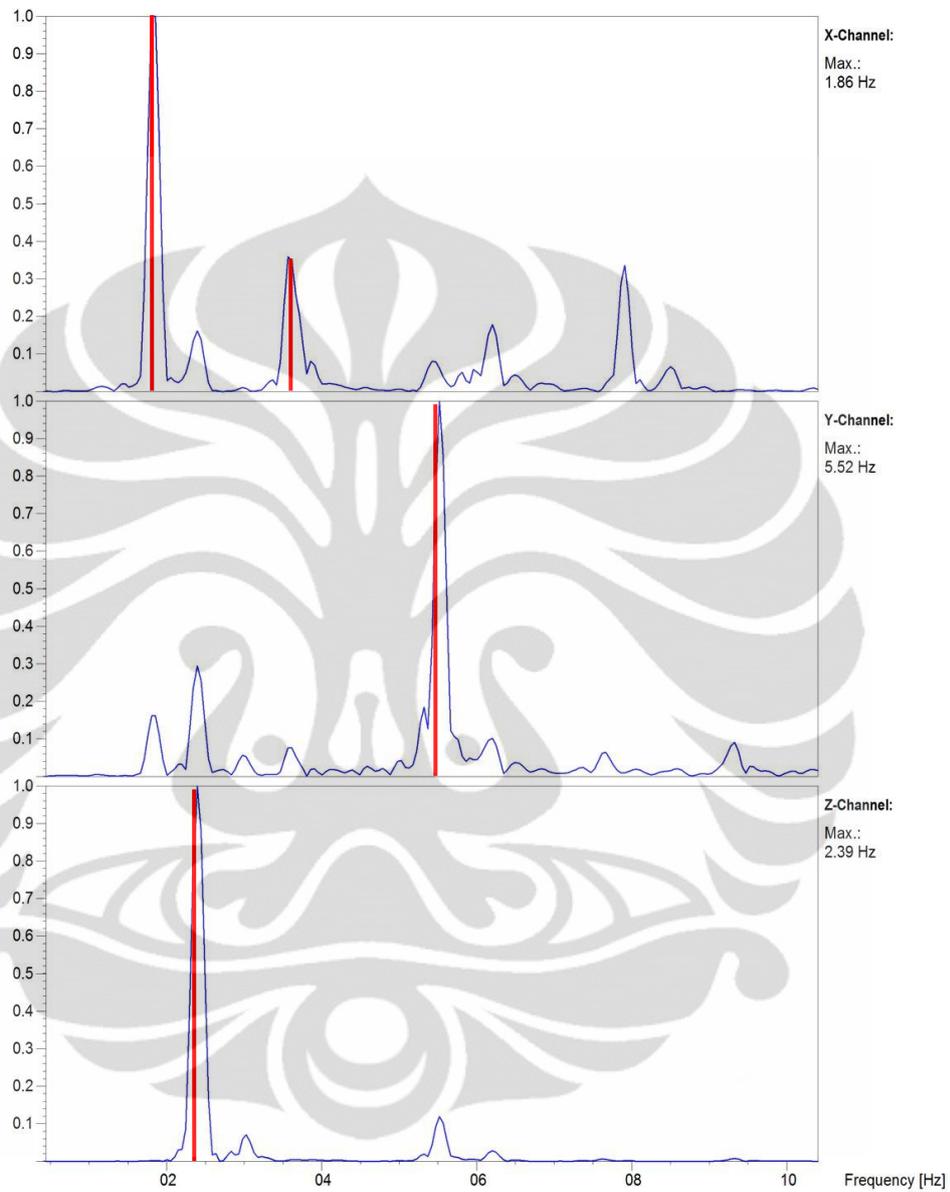
Gambar 4.11. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi pengoyangan (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan)

File: C:\Users\lqky\Desktop\data skripsi\eksitasi lompat\free vibration response - eksEAWLight4.6 Analysis date: 14.06.2011 20:10  
Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: YES  
Instrument status: OK Time history Offset corrected: YES



Gambar 4.12. Respon jembatan akibat eksitasi lompat

File: C:\Users\lqky\Desktop\data skripsi\eksitasi lompat\free vibration response - eksEAWLight4.6 Analysis date: 14.06.2011 20:09  
Station: MR2002 SYSCOM Instruments SA Date: 08.06.2011 Whole time history: YES  
Instrument status: OK Frequency Analysis Offset corrected: YES



Gambar 4.13. Hasil FFT respon jembatan akibat eksitasi lompat (garis merah merupakan frekuensi alami jembatan)

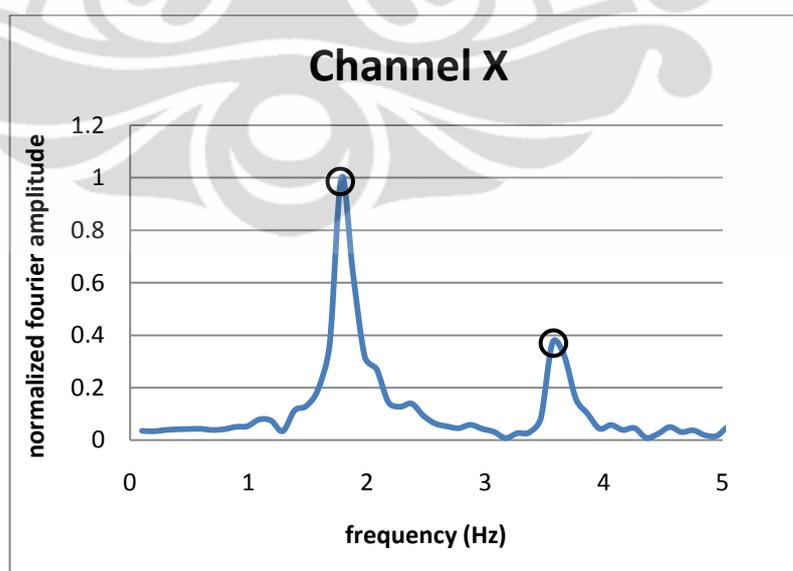
Berdasarkan data hasil eksperimen di atas dapat dilihat bahwa ada empat mode dari lima mode struktur utama jembatan yang terbaca oleh microtremor untuk tiap eksitasi. Mode – mode tersebut ditandai dengan puncak dengan garis merah pada kurva hasil FFT. Frekuensi alami struktur pada kurva frekuensi tersebut diasosiasikan sebagai frekuensi dari amplitudo puncak. Namun setiap puncak pada kurva frekuensi tersebut tidak semuanya diasosiasikan sebagai frekuensi alami struktur karena ada yang merupakan *noise*. Untuk mengidentifikasi mana yang merupakan frekuensi alami struktur atau *noise* dilakukan pengecekan dengan melihat apakah puncak tersebut muncul untuk setiap eksitasi. Jika puncak tersebut muncul pada setiap eksitasi, maka frekuensi dari amplitudo puncak tersebut merupakan frekuensi alami struktur.

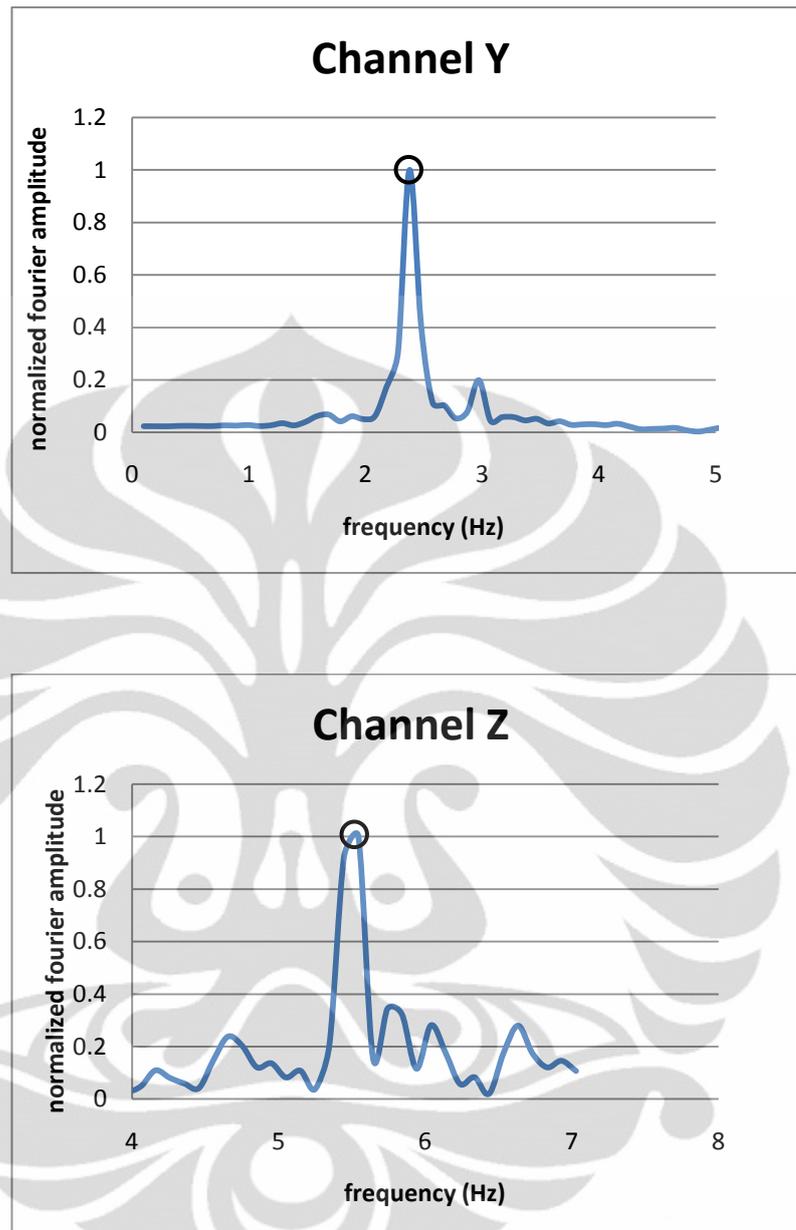
Pengecekan juga dilakukan dengan memperhatikan partisipasi massa hasil modelisasi dengan software SAP 2000. Dari tabel partisipasi massa akan terlihat arah mana yang akan memberikan respon terbesar pada tiap mode. Dari sini akan dapat diidentifikasi pada channel yang mana suatu mode akan terbaca. Sebagai contoh, mode 14 memiliki partisipasi massa terbesar ke arah  $U_x$  atau arah longitudinal jembatan sehingga respon terbesar pada frekuensi mode ke 14 akan terbaca oleh microtremor pada channel longitudinal yang dalam hal ini merupakan channel Y. Hal ini terlihat dari kurva frekuensi untuk setiap eksitasi yang menyatakan bahwa frekuensi sekitar 5 – 6 Hz memiliki respon terbesar pada channel Y. Hal yang sama juga terjadi pada mode 2 dan mode 8, karena partisipasi massa terbesar mode - mode tersebut terjadi pada arah  $U_y$  atau arah transversal jembatan, maka respon terbesar pada frekuensi mode 2 dan mode 8 yang terukur oleh microtremor terletak pada channel X. Begitu juga dengan mode 3 yang partisipasi massa terbesarnya pada arah  $U_z$  sehingga respon terbesar yang terukur oleh microtremor terletak pada channel Z. Penentuan periode getar dan rasio redaman struktur akan dijelaskan secara lebih mendetail pada subbab berikut

### 4.2.3 Penentuan Periode Getar Dan Rasio Redaman Jembatan

Periode getar dan rasio redaman jembatan dicari untuk masing – masing eksitasi, yaitu: tanpa eksitasi, eksitasi pemukulan dengan hammer ke arah transversal jembatan, penggoyangan jembatan ke arah transversal, dan orang melompat. Penentuan periode getar dan rasio redaman jembatan ditentukan melalui respon getaran bebas jembatan akibat masing – masing eksitasi. Hasil FFT respon getaran bebas jembatan atau FRF tersebut diekspor ke Microsoft Excel dengan bantuan Software GEOPSY. Setelah itu dapat ditentukan frekuensi pada saat amplitudo puncak pada tiap channel yang merupakan frekuensi alami jembatan. Gambar 4.14 – 4.17 merupakan kurva FRF jembatan akibat masing – masing eksitasi untuk tiap channel. Amplitudo kurva tersebut dinormalisasi terhadap amplitudo maksimum sesuai channelnya masing - masing. Dari kurva tersebut akan terlihat mana yang merupakan frekuensi alami dari jembatan yang ditandai dengan lingkaran berwarna hitam. Berikut merupakan penentuan periode getar tiap mode untuk tiap eksitasi:

#### 1. Tanpa eksitasi





Gambar 4.14. FRF pada channel X, Y dan Z tanpa eksitasi

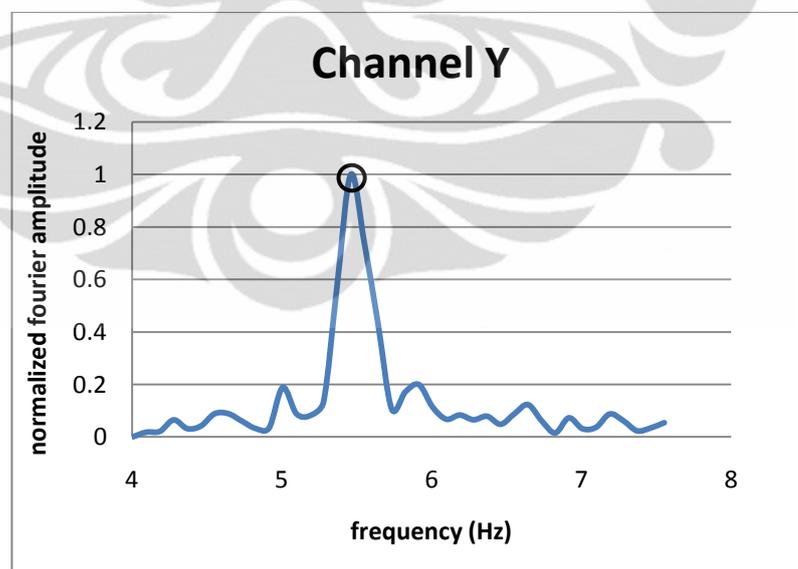
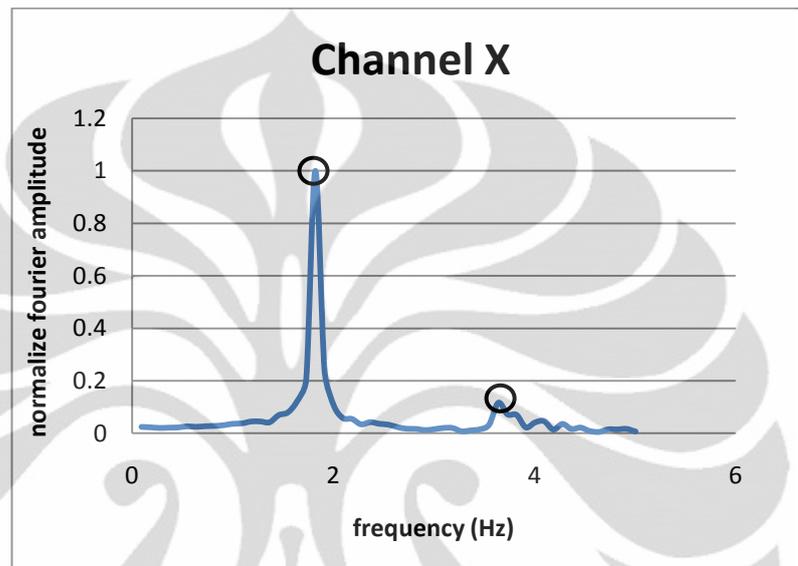
Berikut merupakan tabulasi hasil perhitungan frekuensi dan periode getar dan rasio redaman struktur dengan eksitasi hammer:

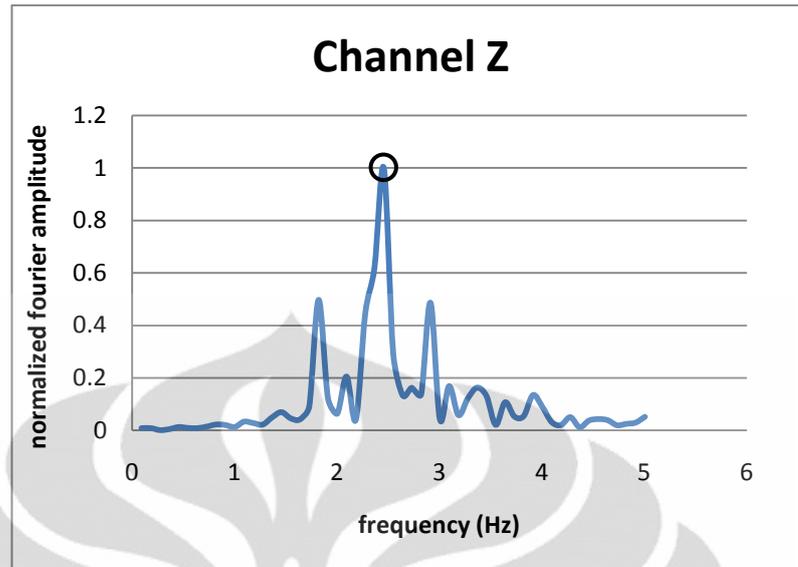
Tabel 4.4. Periode getar akibat tanpa eksitasi

frekuensi	periode
1.782	0.561
2.376	0.421

3.564	0.281
5.545	0.180

## 2. Eksitasi hammer





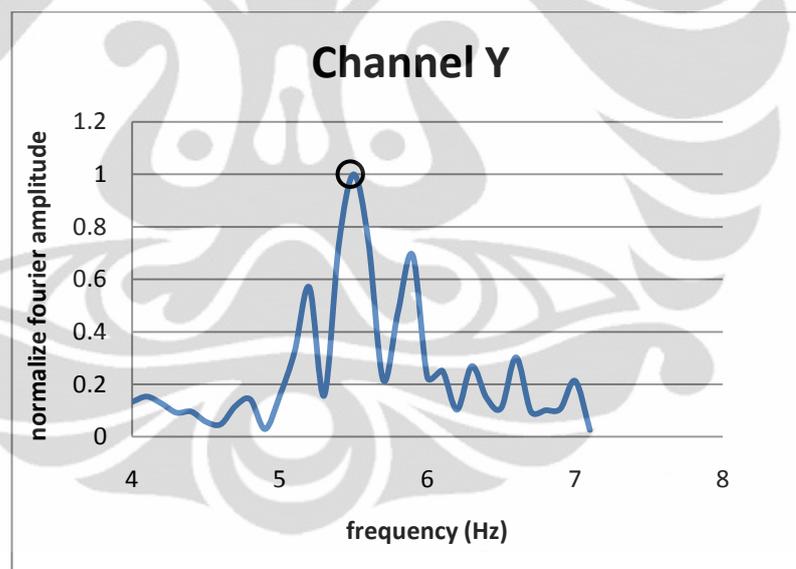
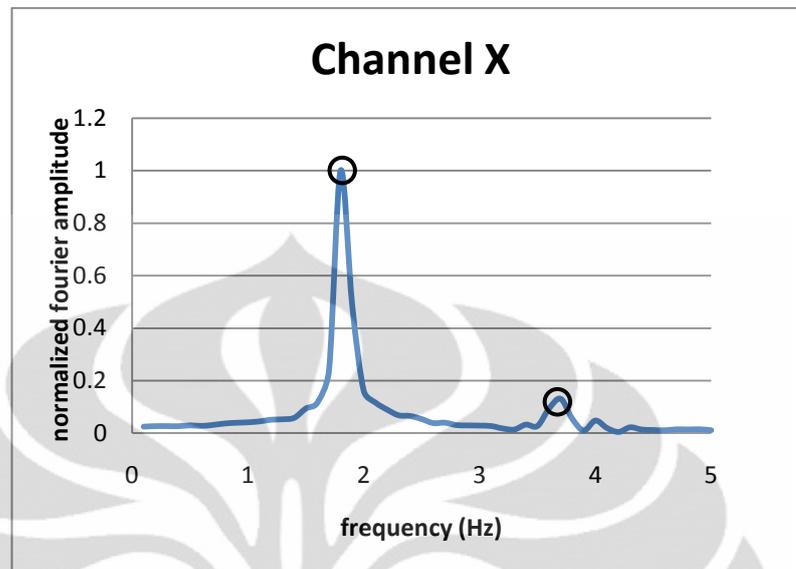
Gambar 4.15. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi hammer

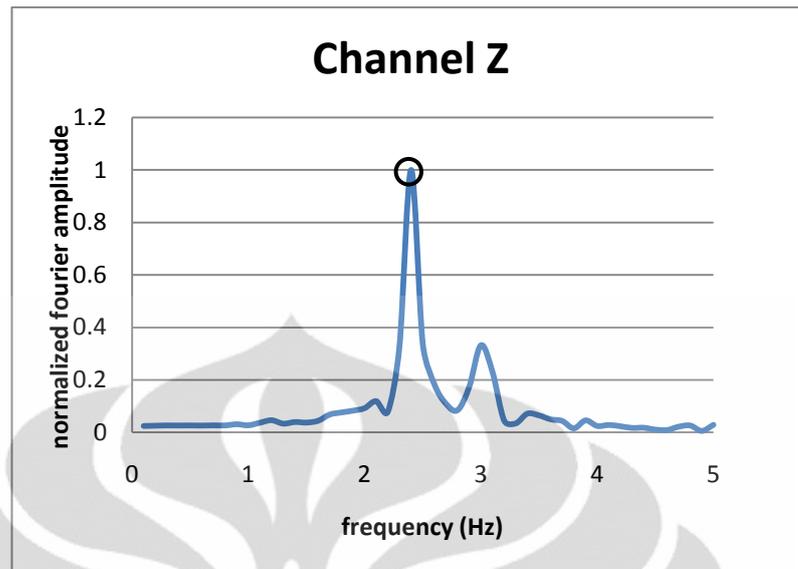
Berikut merupakan tabulasi hasil perhitungan periode getar dan rasio redaman struktur dengan eksitasi hammer:

Tabel 4.5. Periode getar akibat eksitasi hammer

frekuensi	periode
1.820	0.550
2.457	0.407
3.640	0.275
5.460	0.1835

## 3. Eksitasi penggoyangan





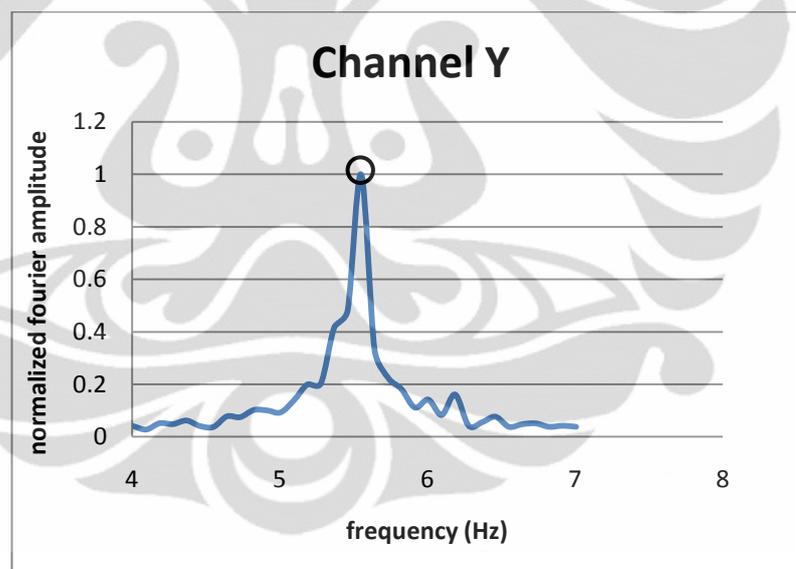
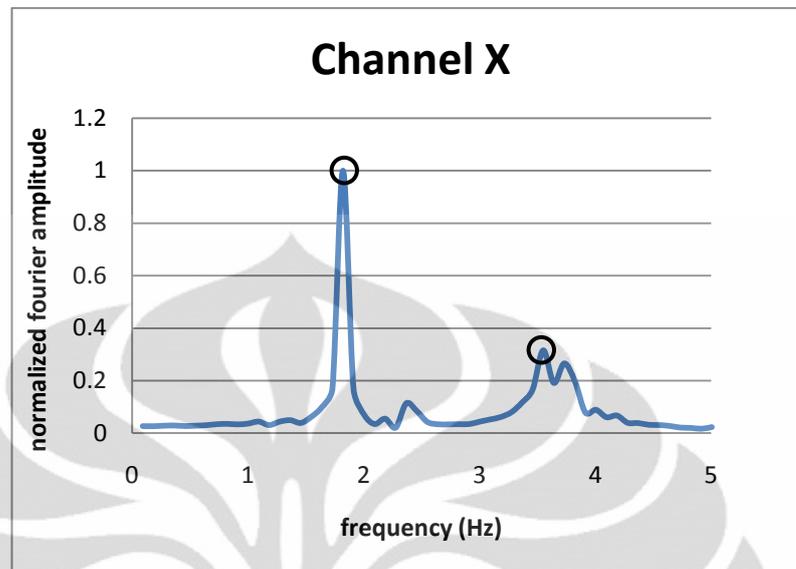
Gambar 4.16. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi penggoyangan

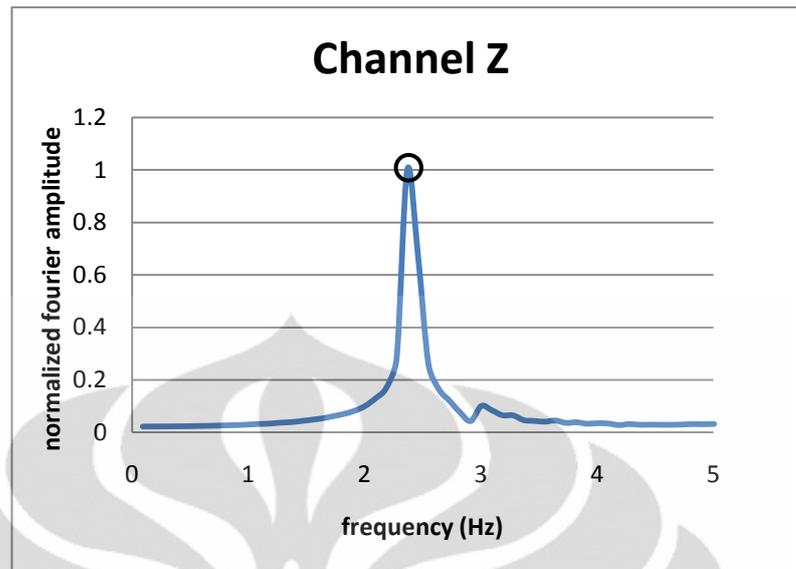
Berikut merupakan tabulasi hasil perhitungan periode getar dan rasio redaman struktur dengan eksitasi penggoyangan:

Tabel 4.6. Periode getar akibat eksitasi penggoyangan

frekuensi	periode
1.803	0.5546
2.388	0.4188
3.696	0.2706
5.546	0.1803

## 4. Eksitasi lompat





Gambar 4.17. FRF pada channel X, Y dan Z akibat eksitasi lompat

Berikut merupakan tabulasi hasil perhitungan periode getar dan rasio redaman struktur dengan eksitasi lompat:

Tabel 4.7. Periode getar akibat eksitasi lompat

frekuensi	periode
1.820	0.550
2.366	0.423
3.549	0.282
5.551	0.180

Sementara rasio redaman ditentukan menggunakan kurva FRF hasil eksitasi yang menghasilkan amplitudo terbesar yaitu eksitasi penggoyangan dan eksitasi lompat. Untuk mendapatkan nilai rasio redaman yang lebih valid, maka perhitungan rasio redaman hanya menggunakan kurva FRF mode 2 dan mode 3. Pada kurva ini rasio *noise* terhadap respon getaran struktur sangat kecil sehingga didapatkan puncak yang lebih mulus dibandingkan puncak pada mode – mode lainnya. Rasio redaman dihitung dengan menggunakan metode *half power bandwidth* yaitu dengan cara

menentukan frekuensi yang memotong kurva frekuensi modal (yang ditandai dengan lingkaran berwarna hitam) pada amplitudo  $1/\sqrt{2}$  dari amplitudo puncak kemudian rasio redaman struktur dapat dicari dengan rumus:

$$\zeta = \frac{f_b - f_a}{2f_n}$$

Dengan:

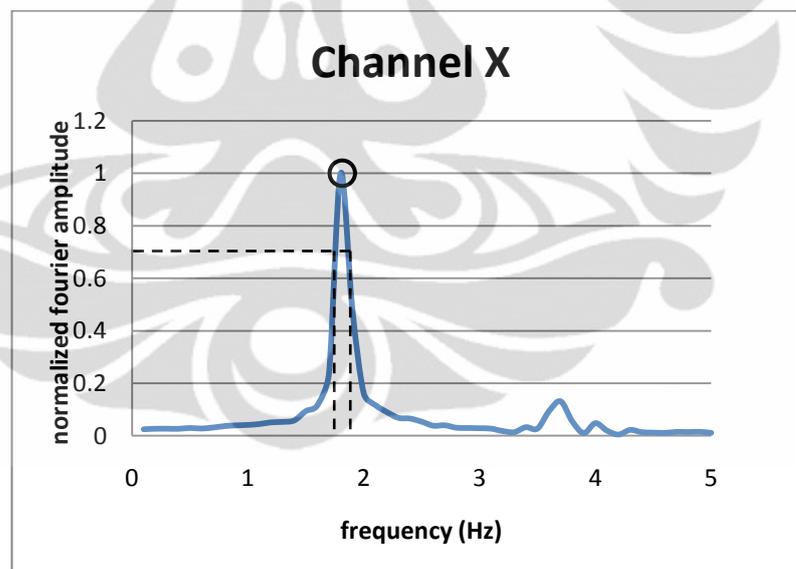
$\zeta$  = Rasio redaman

$f_a, f_b$  = Frekuensi yang memotong kurva pada amplitudo  $a_{\max}/\sqrt{2}$

$f_n$  = Frekuensi alami struktur

Berikut merupakan perhitungan rasio redaman jembatan:

#### 1. Eksitasi penggoyangan



Gambar 4.18. FRF pada channel X akibat eksitasi penggoyangan

Rasio redaman

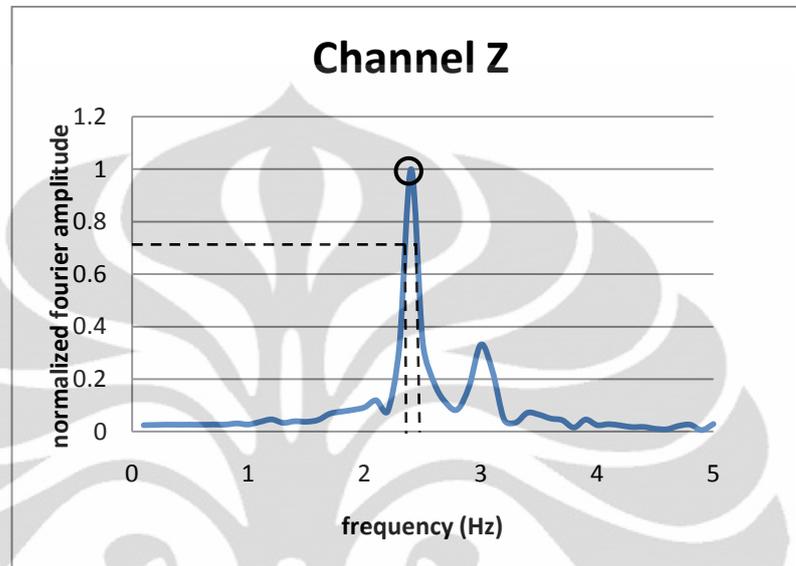
$$f_a = 1.762 \text{ Hz}$$

$$f_b = 1.857 \text{ Hz}$$

$$f_n = 1.803 \text{ Hz}$$

$$\zeta = \frac{1.857 - 1.762}{2 \times 1.803}$$

$$= 2.664\%$$



Gambar 4.19. FRF pada channel Z akibat eksitasi penggoyangan

Rasio redaman

$$f_a = 2.356 \text{ Hz}$$

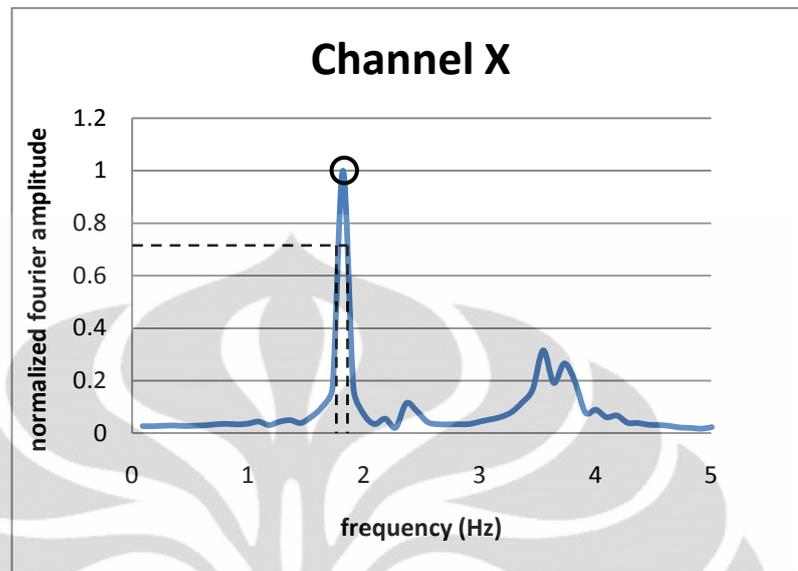
$$f_b = 2.444 \text{ Hz}$$

$$f_n = 2.388 \text{ Hz}$$

$$\zeta = \frac{2.444 - 2.356}{2 \times 2.388}$$

$$= 1.831\%$$

## 2. Eksitasi lompat



Gambar 4.20. FRF pada channel X akibat eksitasi lompat

Rasio redaman

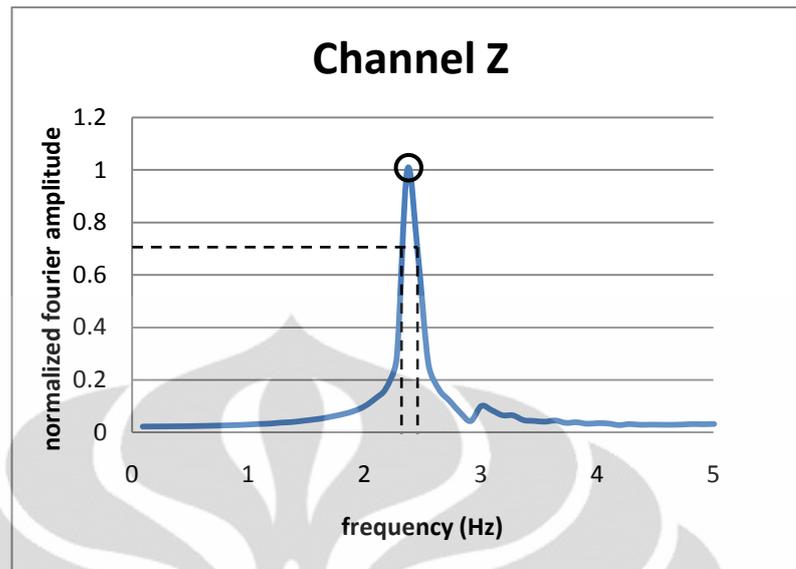
$$f_a = 1.788 \text{ Hz}$$

$$f_b = 1.852 \text{ Hz}$$

$$f_n = 1.820 \text{ Hz}$$

$$\zeta = \frac{1.852 - 1.788}{2 \times 1.820}$$

$$= 1.764\%$$



Gambar 4.21. FRF pada channel Z akibat eksitasi lompat

Rasio redaman

$$f_a = 2.450 \text{ Hz}$$

$$f_b = 2.329 \text{ Hz}$$

$$f_n = 2.366 \text{ Hz}$$

$$\zeta = \frac{2.450 - 2.329}{2 \times 2.366}$$

$$= 2.555\%$$

Dari hasil pengukuran respon getaran getaran bebas jembatan akibat bermacam – macam eksitasi dapat dilihat bahwa ada empat mode yang mampu diidentifikasi yaitu mode 2, mode 3, mode 8, dan mode 14. Mode 9 tidak dapat diidentifikasi karena respon yang terbaca di microtremor sangat kecil sehingga sangat sulit membedakannya dengan *noise*. Hal ini dinyatakan dengan partisipasi massa hasil modelisasi dengan software SAP 2000, dari tabel terlihat bahwa partisipasi massa untuk arah Ux, Uy, maupun Uz sangat kecil sehingga respon yang dihasilkan mode ini pun akan kecil pula. Ditambah lagi sensor microtremor diletakkan di lokasi yang memberikan respon sangat kecil pada mode ini yaitu di tengah bentang. Inilah yang menyebabkan respon getaran pada mode ke 9 tidak mampu teridentifikasi.

Dari hasil perhitungan didapat periode getar struktur untuk 5 mode pertama struktur utama jembatan berkisar antara 0.18 detik – 0.56 detik, hasil ini tidak jauh berbeda dengan hasil dari modelisasi yaitu sekitar 0.15 detik – 0.51 detik. Sementara rasio redaman struktur berdasarkan hasil eksperimen didapat berkisar antara 1.76 – 2.66 %. Berikut merupakan tabulasi hasil periode getar dan redaman struktur hasil eksperimen:

Tabel 4.8. Perbandingan periode getar untuk semua jenis eksitasi

mode	periode			
	tanpa eksitasi	hammer	goyang	lompat
2	0.561	0.550	0.555	0.550
3	0.421	0.407	0.419	0.423
8	0.281	0.275	0.271	0.282
14	0.18	0.184	0.180	0.180

Tabel 4.9. Rasio redaman akibat eksitasi penggoyangan dan lompat

mode	rasio redaman		nilai mean
	goyang	lompat	
2	2.66%	1.76%	2.21%
3	1.83%	2.56%	2.20%

### 4.3 Perbandingan Hasil Modelisasi Dengan Hasil Eksperimen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya hasil eksperimen mampu mengidentifikasi mode 2, mode 3, mode 8, dan mode 14 jembatan. Mode 9 tidak dapat diidentifikasi karena respon yang terbaca di microtremor sangat kecil sehingga sangat sulit membedakannya dengan *noise*. Dari hasil perhitungan didapat periode getar jembatan untuk kelima mode tersebut berkisar antara 0.18 – 0.56 detik, hasil ini tidak jauh berbeda dengan hasil dari modelisasi yaitu sekitar 0.16 – 0.50 detik sementara rasio redaman jembatan didapatkan berkisar antara 1.76 – 2.66 %. Berikut merupakan

tabulasi perbandingan periode getar jembatan hasil modelisasi dan hasil eksperimen serta tabulasi rasio redaman hasil eksperimen

Tabel 4.10. Perbandingan periode getar hasil modelisasi dengan hasil eksperimen

mode	Periode	
	modelisasi	eksperimen
2	0.505	0.550 - 0.561
3	0.361	0.407 - 0.423
8	0.230	0.271 - 0.282
9	0.205	*
14	0.154	0.180 - 0.184

\* tak teridentifikasi

Dari tabel hasil perbandingan periode getar tersebut terlihat bahwa periode getar hasil modelisasi menunjukkan hasil yang identik dengan periode getar hasil eksperimen. Periode getar hasil eksperimen rata – rata 15% lebih besar dibandingkan periode getar hasil modelisasi. Perbedaan tersebut terjadi akibat pada pemodelan jembatan dengan software SAP 2000, penulis menganggap semua sambungan pada jembatan kaku. Kemungkinan kenyataannya tidak demikian karena sambungan yang sangat kaku pada struktur baja sangat sulit untuk dipenuhi sehingga kekakuan jembatan lebih kecil dibandingkan dengan asumsi yang digunakan penulis dalam pemodelan. Karena periode getar berbanding terbalik dengan kekakuan struktur maka periode yang didapat melalui eksperimen akan lebih besar dibandingkan periode hasil modelisasi.

Rasio redaman struktur berdasarkan hasil eksperimen didapatkan bervariasi untuk tiap mode berkisar antara 1.76 – 2.66 %. Hasilnya bervariasi karena eksperimen dilakukan dengan menggunakan eksitasi yang tidak bisa dikontrol besarnya. Eksitasi yang digunakan semuanya merupakan *human induce vibration* yang hanya diperuntukkan agar struktur dapat bergetar bebas. Padahal untuk mendapatkan rasio redaman yang lebih

**Universitas Indonesia**

akurat seharusnya frekuensi eksitasi yang diberikan pada struktur mendekati dengan frekuensi resonansinya karena respon struktur pada kondisi resonansi dikontrol oleh redaman dari sistem. Dengan kata lain semakin tinggi amplitudo osilasi dari struktur maka rasio redaman yang didapat akan lebih besar. Sebagai contoh, pada eksitasi penggoyangan rasio redaman terbesar didapat pada channel X atau arah transversal jembatan yaitu sebesar 2.66 %. Hal ini terjadi karena jika eksitasinya berupa penggoyangan ke arah transversal maka amplitudo terbesarnya tentu saja pada arah transversalnya. Sebaliknya jika eksitasi yang digunakan berupa lompat maka amplitudo terbesar pada arah vertikal atau pada channel Z. Hal ini sesuai dengan hasil rasio redaman terbesar akibat eksitasi lompat yaitu 2.56 % yang terletak pada channel Z. Dari sini dapat disimpulkan bahwa nilai rasio redaman sangat bergantung pada amplitudo osilasi dari struktur, semakin besar amplitudo osilasinya maka rasio redamannya pun akan semakin besar. Namun jika diambil nilai rasio redaman rata – rata maka rasio redaman jembatan berkisar 2.2 %. Hasil ini sesuai dengan nilai rekomendasi yang dikeluarkan oleh Newmark & Hall bahwa jembatan teksas yang dalam hal ini merupakan struktur baja yang dilas rasio redamannya berkisar antara 2 – 3 %.

## BAB V PENUTUP

### 5.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari penelitian adalah sebagai berikut:

1. Dari hasil modelisasi dengan software SAP 2000, didapat lima mode pertama struktur utama jembatan yaitu: mode 2 dengan periode 0.505 detik yaitu *transverse bending*, mode 3 dengan periode 0.361 detik yaitu *vertical bending*, mode 8 dengan periode 0.230 detik yaitu *torsion*, mode 9 dengan periode 0.205 detik yaitu 1<sup>st</sup> *antisymmetry tranverse bending*, dan mode 14 dengan periode 0.154 detik yaitu 1<sup>st</sup> *antisymmetry vertical bending*.
2. Eksperimen mampu mengidentifikasi modal kelima mode pertama struktur utama jembatan kecuali mode 9. Mode 9 tidak mampu diidentifikasi karena berdasarkan respon getaran yang terukur oleh microtremor sangat kecil sehingga sulit membedakannya dengan *noise*. Dari hasil eksperimen periode getar tiap mode yaitu: mode 2 dengan periode 0.550 – 0.561 detik, mode 3 dengan periode 0.407 – 0.423 detik, mode 8 dengan periode 0.271 – 0.281 detik, dan mode 14 dengan periode 0.180 - 0.184 detik.
3. Periode getar hasil modelisasi dan periode getar hasil eksperimen menunjukkan hasil yang identik dengan periode getar hasil modelisasi sedikit lebih kecil dibandingkan hasil eksperimen dengan perbedaan sekitar 15%. Hal ini karena dalam memodelkan jembatan, penulis menganggap semua sambungan pada jembatan kaku. Kemungkinan kenyataannya tidak demikian karena sambungan yang sangat kaku pada struktur baja sangat sulit untuk dipenuhi sehingga kekakuan jembatan lebih kecil dibandingkan dengan asumsi yang digunakan penulis dalam pemodelan. Karena periode getar berbanding terbalik dengan kekakuan struktur maka periode yang didapat melalui eksperimen akan lebih besar dibandingkan periode hasil modelisasi.

4. Rasio redaman jembatan rata - rata didapatkan 2.2 %. Hasil ini sesuai dengan nilai rekomendasi yang dikeluarkan oleh Newmark & Hall bahwa untuk struktur baja yang dilas rasio redamannya berkisar antara 2 – 3%.
5. Nilai rasio redaman sangat bergantung pada amplitudo osilasi dari struktur, semakin besar amplitudo osilasinya maka rasio redamannya pun akan semakin besar.

## 5.2 Saran

Saran dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk mendapatkan periode getar dan rasio redaman yang lebih akurat seharusnya frekuensi eksitasi yang diberikan mendekati frekuensi alami struktur, hal ini akan menyebabkan output sinyal yang didapat nantinya akan lebih halus karena respon getaran struktur yang jauh lebih dominan dibandingkan dengan *noise*.
2. Penambahan jumlah sensor juga diperlukan agar dapat dilakukan verifikasi hasil.

## DAFTAR REFERENSI

Alwash Mazin B.. (2010). *Excitation Sources For Structural Health Monitoring Of Bridges*, doctoral thesis, Department of Civil Engineering and Geological Engineering University of Saskatchewan.

Bai, Yu and Keller, Thomas. (2006). *Modal parameter identification for a GFRP pedestrian bridge*, Journal.

Brincker, R., Andersen, P., and Cantieni, R. (2001). *Identification and Level 1 Damage Detection of the Z24 Highway Bridge*. Structural Testing Series: Part 13.

Buchholdt, H.A. (1997). *Structural Dynamics For Engineers*.

Burkett, Jason. *SAP2000 (v.9 ) Tutorial of Modal Analysis*, University of Central Florida

Chopra, Anil K. (1995). *Dynamic of Structure*. New Jersey: Prentice Hall

Chopra, Anil K. (1996). *Modal Analysis of Linear Dynamic Sitemes: Physical Interpretation*. ASCE Journal of Structural Engineering Vol. 122, No. 5.

Cunha, A and Caetano, E. (2006). *Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures*, Journal.

Cunha, A and Caetano, E. (2004). *Experimental And Numerical Assessment Of The Dynamic Behaviour Of A Stress-Ribbon Footbridge*, Journal.

Cunha, A., Caetano, E., and Delgado, R.. *Dynamic Tests on Large Cable-Stayed Bridge: An Efficient Approach*, Journal.

Cunha, Alvaro, Magalhaes, Felipe, Caetano, Elsa, Brincker, Rune .(2009).*Damping estimation using free decays and ambient vibration tests*, Journal.

de Silva, Clarence W. (2005). *Vibration and Shock Handbook*. CRC Press.

E. Bozdag, E. Sunbuloglu, H. Ersoy. (2005).*Vibration analysis of new Galata Bridge experimental and numerical results*, Journal.

Halling, Marvin W. and Hansen, Zachary C. (2007). *Structural Monitoring For Bridge Behavior And Damage Detection*,. Journal.

Inman, Daniel J. (2008). *Engineering Vibration*, Third Edition. Pearson Education: Prentice Hall.

Jimin, He & Zhi-Fang, Fu. (2001). *Modal Analysis*.

Morassi, Antonino and Tonon, Stefano.(2008). *Dynamic Testing for Structural Identification of a Bridge*, Journal.

Mozammil, Mohd. (2008). *Theoretical and Experimental Modal Analysis on Selected Structure Using Forced Vibration Method*, Thesis, Universiti Teknologi Malaysia, Chapter 1 & 2.

Rahman, Azlan Ab. (2009). *Theoretical Model for Damage and Vibration Response in Concrete Bridges*, Final Research Report, Faculty of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia.

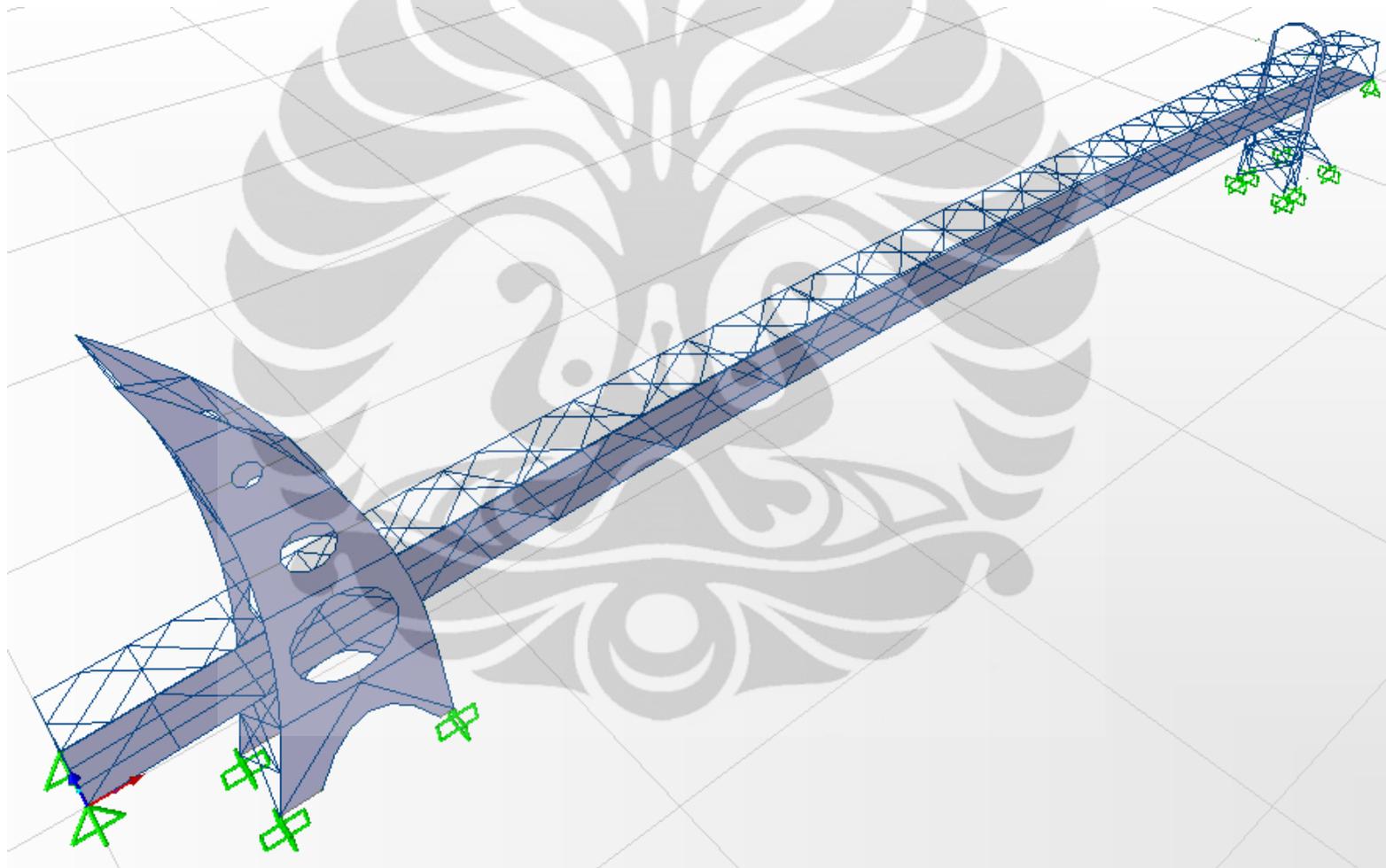
Schwarz, Brian J. & Richardson, Mark H.. (1999). *Experimental Modal Analysis*, Journal.

Wai, Hoi Shih. (2009). *Damage Assesment in Structure Using Vibration Characteristic*, Doctoral Thesis, Quensland University of Technology.

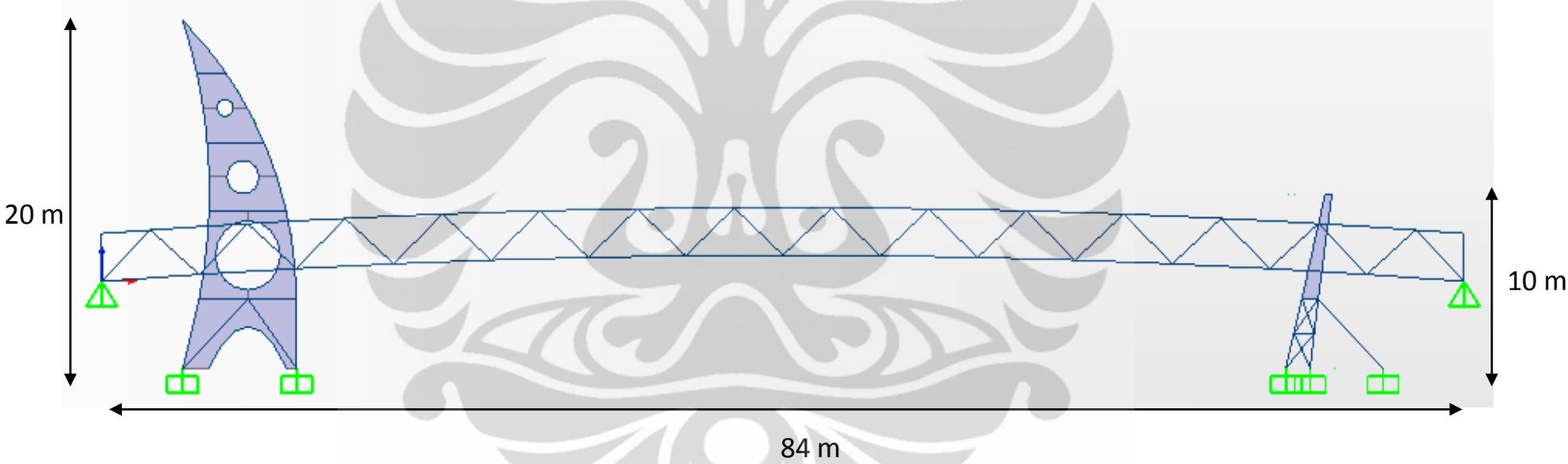
Womack, Kevin C., Halling Marvin W.. (1999). *Forced Vibration Testing Of The I-15 South Temple Bridge: Phase 1 Final Report*. Utah State University Department of Civil and Environmental Engineering



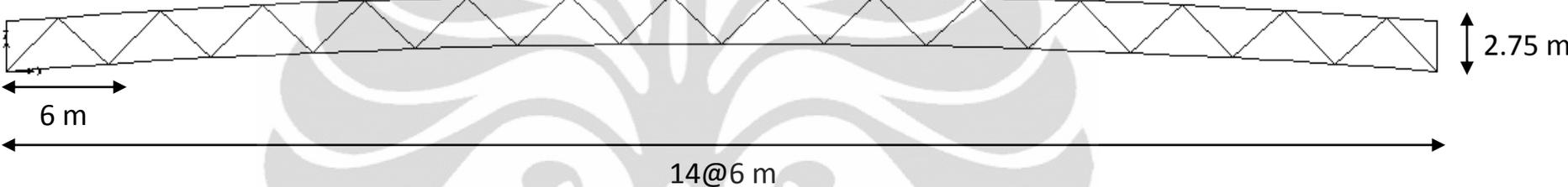
Lampiran 1 : Model Jembatan Teksas



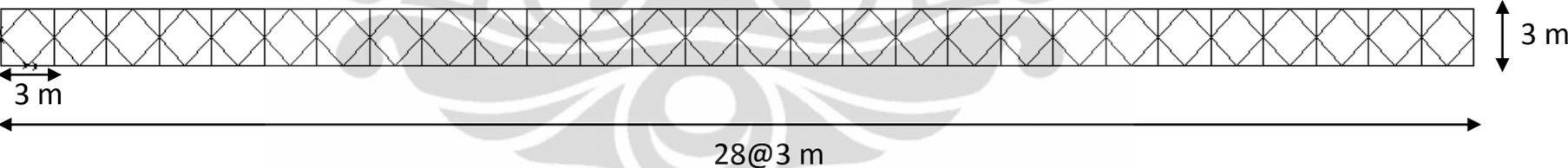
Lampiran 2 : Geometri Jembatan Teksas



**Tampak Samping**

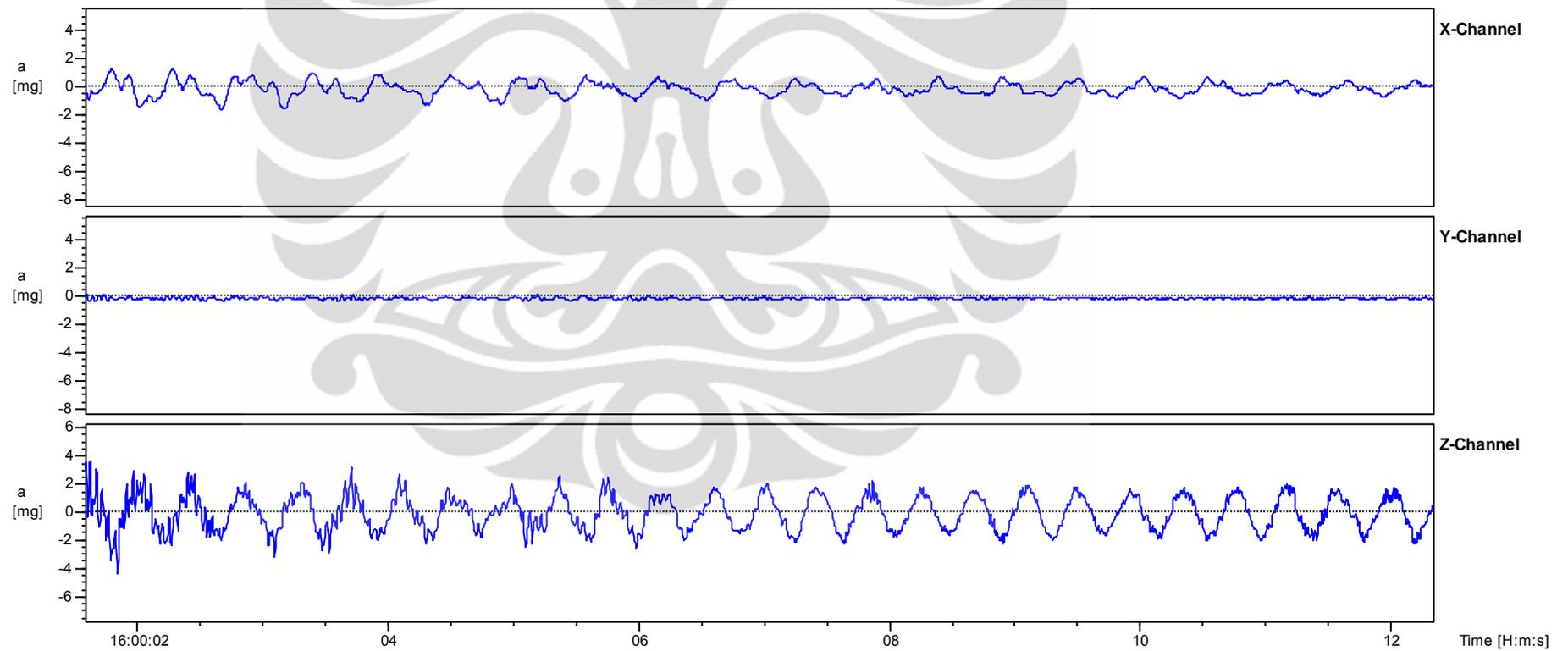


**Tampak Atas**

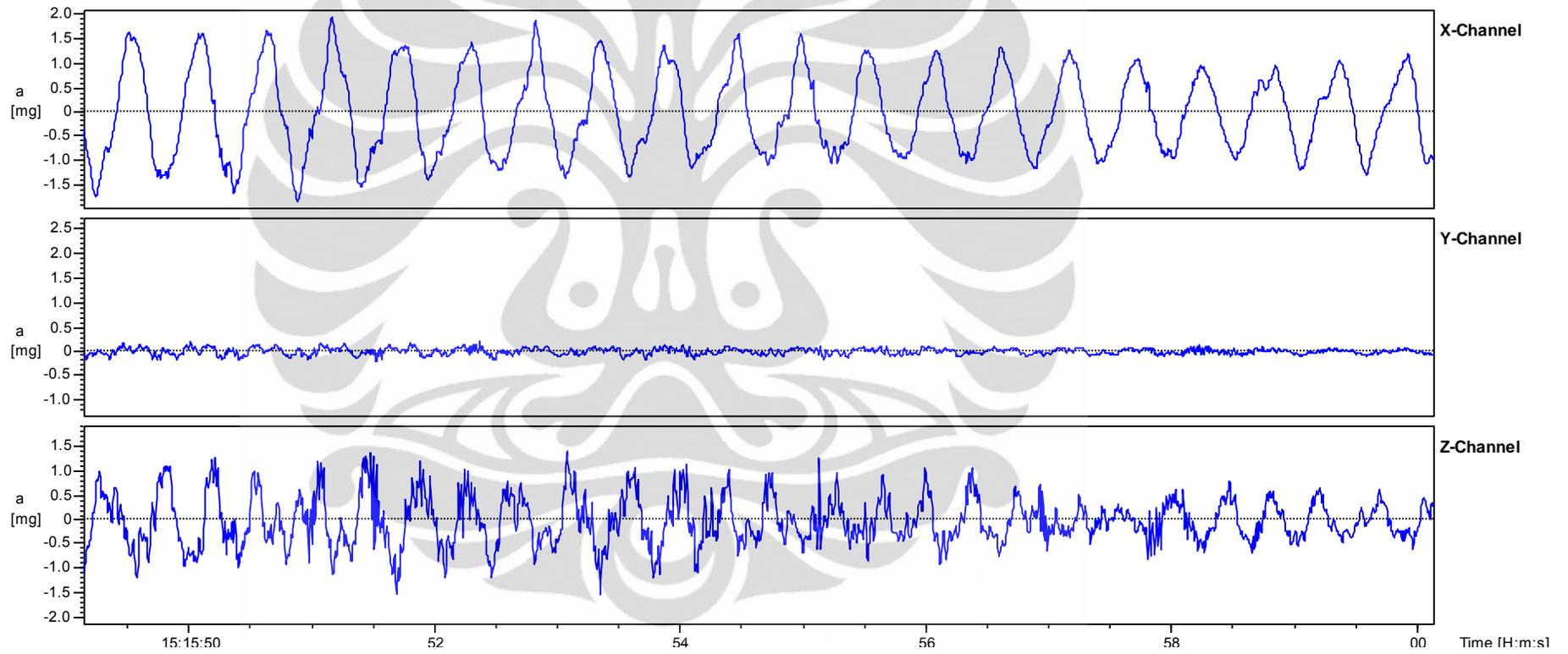


Lampiran 3 : Respon Getaran Bebas Jembatan Akibat Tiap Jenis Eksitasi

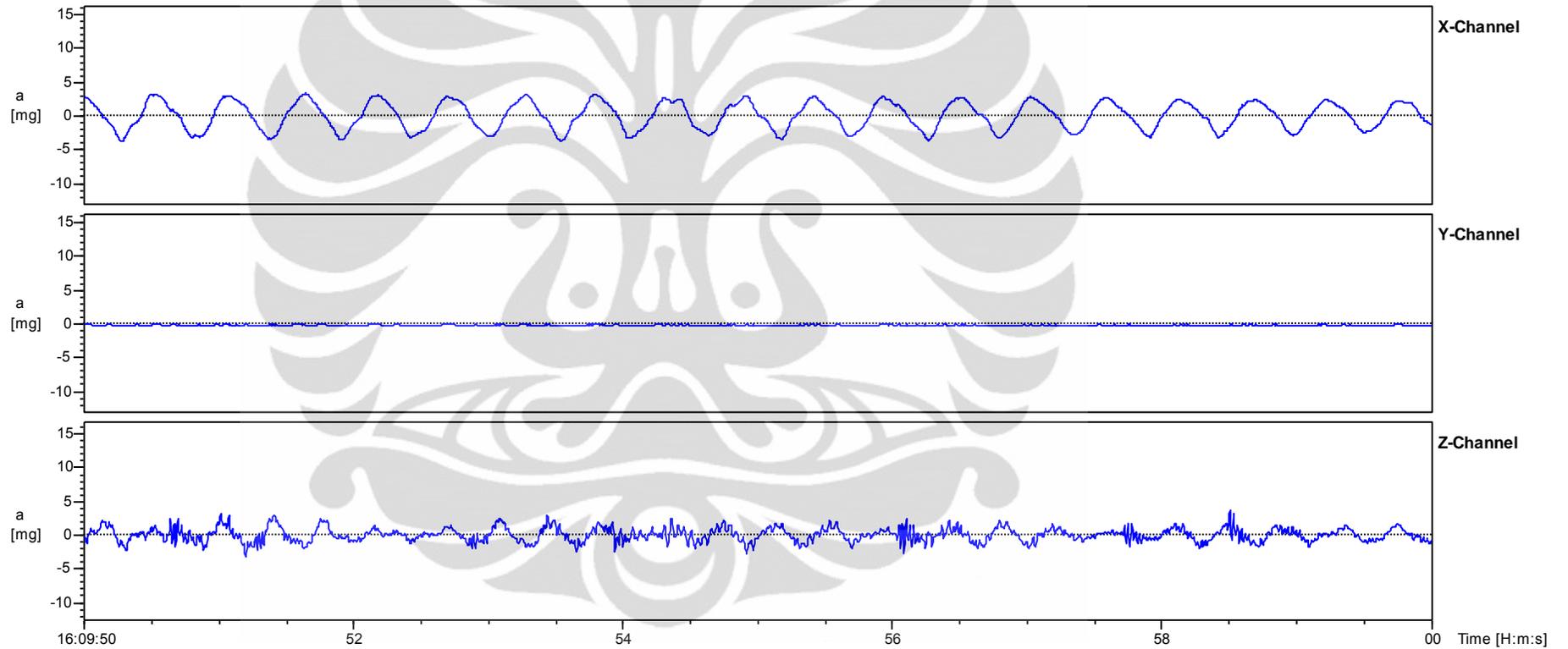
Respon getaran bebas jembatan (tanpa eksitasi)



Respon getaran bebas jembatan (eksitasi hammer)



Respon getaran bebas jembatan (eksitasi penggoyangan)



Respon getaran bebas jembatan (eksitasi lompat)

