

Monograf Cek Turnitin

by Sri Atmaja Rosyidi

Submission date: 14-Apr-2019 11:18PM (UTC+0700)

Submission ID: 1112090825

File name: Monograf_2019_Sri_Atmapa_final_cekturnitin.docx (19.31M)

Word count: 14886

Character count: 95072

MONOGRAF

**EVALUASI DAYA DUKUNG TANAH DASAR
PERKERASAN JALAN BERBASIS KECEPATAN
GELOMBANG GESER**

Oleh:

SRI ATMAJA P. ROSYIDI

1. Teknologi Evaluasi Perkerasan Jalan

1.1 Kepentingan NDT pada Manajemen Perkerasan Jalan

9

Peningkatan kebutuhan transportasi secara cepat berdampak kepada pertumbuhan pembangunan infrastruktur berupa jalan dan jembatan. Percepatan pembangunan infrastruktur secara langsung dapat berdampak pada kebijakan dan implementasi kegiatan-kegiatan pasca konstruksi diantaranya evaluasi, pemeliharaan, perbaikan rehabilitasi dan pengelolaan jalan dan jembatan. Seketika dahulu ketika jaringan jalan raya tidak seluas dan sekompleks saat ini, kegiatan pasca-konstruksi hanya dibatasi pada kegiatan perbaikan pada lokasi-lokasi kerusakan di jalan raya tanpa diperlukan proses evaluasi. Namun, kebijakan tersebut tidak dapat diteruskan lagi karena jaringan jalan telah bertambah luas dan pengelolaannya dibatasi oleh ketersediaan anggaran pemerintah. Anggaran pemerintah yang saat ini disediakan untuk pengawasan dan perbaikan jalan tidak dapat mengakomodasi kebutuhan jalan yang perlu diperbaiki atau ditingkatkan. Terlebih lagi dengan bertambahnya jaringan infrastruktur akibat kebijakan percepatan pembangunan yang dijalankan oleh pemerintah, dapat menyebabkan *back-log* atau tertundanya kegiatan-kegiatan perbaikan jalan. Rosyidi et al (2017), telah mengupas permasalahan manajemen jaringan jalan yang terjadi bahwa terdapat ketidakseimbangan antara ketersediaan anggaran untuk manajemen jalan yang disediakan oleh pemerintah terhadap luas jaringan jalan. Masalah ini merupakan kondisi klasik yang senantiasa dijumpai dalam pengelolaan anggaran bahwa meskipun alokasi dana mengalami peningkatan dari waktu ke waktu namun dibandingkan dengan total panjang jalan, anggaran manajemen pemeliharaan jalan senantiasa tidak dapat mencukupi kebutuhan tersebut.

Dengan pertimbangan rangkuman di atas, menandakan bahwa pembangunan infrastruktur khususnya melalui kebijakan pembiayaan sektor pemeliharaan

jalan dan mekanisme anggaran saat ini belum mampu untuk memenuhi kebutuhan riil untuk perbaikan dan peningkatan jalan. Sebagai konsekuensinya dari kebijakan anggaran yang belum mampu memenuhi kegiatan pemeliharaan jalan adalah munculnya daftar tunggu (*back-log*) kegiatan pelaksanaan yang selanjutnya memicu permasalahan yang lebih serius untuk sektor lainnya, misalnya semakin meningkatnya biaya transportasi barang yang menyebabkan meningkatnya harga barang tersebut. Pertimbangan di atas menjadi alasan mendasar yang sangat signifikan dalam upaya untuk mencari langkah-langkah penyelesaian yang inovatif dalam sistem manajemen anggaran. Salah satu langkah yang dapat dilakukan adalah melakukan inovasi teknologi yang diterapkan dalam kegiatan perawatan dan pemeliharaan jalan sehingga dapat menurunkan biaya pemeliharaan jalan dan mengurangi anggaran kegiatan perbaikan jalan. Oleh karena itu, sistem manajemen perkerasan jalan atau lebih dikenali dengan *Road Management System* (RMS) menjadi sangat krusial. RMS diupayakan mampu menjalankan peran dalam melakukan evaluasi jalan secara sistematis dari tahap penilaian, evaluasi, pemeliharaan, perbaikan sehingga tahap rehabilitasi, dengan sasaran akhir pada optimalisasi umur pelayanan jalan yang sesuai umur rencananya.

Dalam RMS, sistem evaluasi jalan merupakan satu tahapan penting dari beberapa tahapan dalam sistem manajemen jalan yang bertujuan untuk melakukan penilaian struktur perkerasan secara sistematis dan terprogram menggunakan parameter-parameter penilaian struktur perkerasan tersebut yang selanjutnya menjadi dasar untuk memprediksi umur sisa dan kinerja kekuatan perkerasan jalan (Shahin, 2005).

Kinerja perkerasan jalan yang berkelanjutan hanya dapat dicapai apabila kualitas perkerasan jalannya tinggi (Hoerner et al, 1999). Spesifikasi teknis bahan perkerasan jalan yang digunakan dalam pekerjaan konstruksi mempersiapkan kinerja perkerasan pada peringkat kualitas yang baik dengan persyaratan-persyaratan desain masing-masing material pembentuk

perkerasan yang ketat. Pada beberapa kasus, tidak hanya spesifikasi teknis pada tingkat desain yang digunakan namun juga melibatkan spesifikasi akhir yang ditujukan untuk menjamin kinerja perkerasan sesuai dengan program pengawasan kualitas / *quality control* (QC) dan penjaminan kualitas/ *quality assurance* (QA). Program QC/QA dalam perkerasan jalan secara khusus memberikan rambu-rambu minimum kualitas atau kinerja perkerasan yang diharapkan. Artinya, sepanjang kualitas perkerasan jalan berada di atas batas QC/QA tersebut, maka kinerja perkerasan jalan dapat diterima. Pada jalan terpasang, kinerja perkerasan dapat dinilai dari tingkat kerusakan pada perkerasan jalan. Jenis-jenis kerusakan dapat dibedakan sebagai tanda-tanda kegagalan struktur perkerasan jalan. Kinerja perkerasan dapat diestimasi berdasarkan indikator kerusakan untuk jangka periode waktu tertentu menggunakan model matematika.

Kualitas perkerasan jalan secara spesifik bisa ditetapkan dalam spesifikasi QC/QA dan pendekatan model matematika untuk mengukur karakteristiknya. Jika spesifikasi QC/QA lebih menekankan pada kinerja perkerasan berdasarkan batas minimum persyaratan kualitas, menggunakan riwayat/pencatatan kinerja, sedangkan model matematika digunakan untuk membangun pemahaman hubungan antara karakteristik kualitas terhadap kinerja perkerasannya. Untuk melakukan tahapan kinerja struktur perkerasan jalan baik berdasarkan pendekatan QA/QC maupun model matematika, diperlukan langkah-langkah teknis secara berurutan yaitu berupa pengidentifikasian, penilaian, pengevaluasian dan penentuan nilai struktural perkerasan jalan yang diprogramkan secara terpadu dan tersistem. Pengukuran yang akurat karakteristik dan kualitas jalan terpasang menjadi sangat penting. Ini karena kemampuan QA/QC dan model matematika dalam memprediksi kinerja perkerasan jalan dan umur sisa sangat dipengaruhi oleh keakuratan metode pengukuran yang digunakan untuk menentukan karakteristik dan indikator kinerja perkerasan jalan.

Pada perkembangannya, metode penilaian kekuatan struktur jalan raya berkembang baik dari sisi kecanggihan teknologinya maupun akurasi pengukurannya, namun metode pengukuran struktural jalan juga perlu berkompromi dengan kebutuhan akan waktu pelaksanaan penilaian yang harus cepat dan meminimalisasi pekerjaan lapangan. Kebutuhan teknik penilaian yang mampu mengakomodasi sifat pengujian yang akurat, aplikatif dan efektif dengan tidak meninggalkan sifat pengukuran yang cepat dan ekonomis menjadi pertimbangan penting dalam mengembangkan teknik-teknik pengukuran yang inovatif. Berdasarkan sifat pengujiannya, metode penilaian struktural bahan perkerasan jalan, pada umumnya, dapat dibagi dalam dua kategori metode pengujian. Pertama, metode pengujian yang dikenali sebagai metode pengujian merusak atau *destructive-testing* (DT). Metode DT merupakan metode pengujian jalan menggunakan peralatan yang dikerjakan di tempat (lapangan) dan sebagiannya dilakukan di laboratorium. Biasanya, pekerjaan yang dilakukan di lapangan meliputi pengambilan benda uji menggunakan alat bor (*core-drilling*), mobilisasi bahan jalan, perbaikan kerusakan jalan oleh akibat pengambilan sampel dan melakukan pemadatan ulang untuk pengembalian kondisi seperti semula. Pekerjaan lapangan tersebut memerlukan penutupan sebagian jalan yang dapat berakibat pelambatan dan tundaan arus lalu lintas bahkan seringkali menyebabkan kemacetan yang panjang. Metode DT juga melibatkan pengujian laboratorium dan pemrosesan data yang memerlukan waktu yang lebih lama. Meskipun, sebagian besar peneliti perkerasan jalan menegaskan bahwa pengujian laboratorium dapat memberikan kinerja material yang lebih detil namun teknik ini dinilai memerlukan pembiayaan tinggi dan waktu pengerjaan yang lama yang tidak memungkinkan untuk dilakukan secara menyeluruh pada struktur yang perlu dievaluasi (Oh et al., 2013).

Metode kedua, dikenali sebagai metode pengujian tidak merusak (*Non-Destructive Testing, NDT*). Metode ini mengambil konsep bahwa nilai struktural bahan perkerasan dapat diketahui dan dinilai karakteristiknya

melalui respon material yang diberikan tanpa menimbulkan suatu kerusakan pada material tersebut. Metode NDT pada perkerasan jalan oleh sebagian besar peneliti dirancang sebagai metode pengujian yang mampu mereduksi kelemahan-kelemahan yang ditemui apabila menggunakan pengujian DT. Keuntungan menggunakan teknik NDT ini adalah pelaksanaan pengujian yang relatif tidak memerlukan waktu yang lama, mendapatkan interpretasi hasil dapat dilakukan secara lebih cepat, meminimalisasi gangguan perjalanan lalu lintas dan tidak meninggalkan kerusakan pada struktur jalan.

Graveen (2001) menjelaskan bahwa metode NDT tidak memerlukan tenaga teknisi yang banyak, tidak memerlukan waktu yang lama dalam proses pengujiannya dan memiliki nilai keakuratan yang baik. Beberapa metode NDT mampu mendapatkan hasil evaluasi yang akurat sebagaimana hasil pengujian konvensional laboratorium. Bahkan, beberapa kondisi respon material pada sampel pengujian dinilai lebih realistis dibandingkan pengujian laboratorium. Keuntungan ini yang menyebabkan teknik NDT lebih sesuai digunakan untuk jaringan jalan yang luas guna mendapatkan lokasi sampel yang lebih banyak dibandingkan pengujian konvensional.

Luna & Jadi (2000) menambahkan bahwa kelebihan pengujian NDT lapangan adalah kemampuannya untuk menentukan karakteristik dan perilaku material pada kondisi tegangan yang sebenarnya. Dimana, dalam pengujian laboratorium, kondisi tegangan perlu diatur dan disesuaikan sebagai replika dari kondisi tegangan yang sebenarnya pada material. Selain itu, kondisi aktual lapangan yang sukar untuk dikondisikan di laboratorium adalah tegangan efektif aktual dan kondisi drainasi material serta volumetrik sampel pengujian di lapangan lebih luas dan dapat digunakan berulang kali.

Ketertarikan pengembangan NDT untuk perkerasan jalan didorong akan kemajuan teknologi dan perangkat pengukuran yang menjadikan NDT lebih realistis dan memenuhi kebutuhan evaluasi perkerasan jalan yang

mensyaratkan prosedur pengukuran yang mampu meminimalisasikan gangguan pada perjalanan lalu lintas dan menghindari pekerjaan mobilitasi perbaikan pasca pengukuran. Ada beberapa kriteria yang perlu diperimbangkan dalam aplikasi NDT untuk perkerasan jalan, diantaranya:

1. Pengujian NDT harus mampu bekerja cepat,
2. Prosedur pengujian harus sesederhana mungkin dan menghindari operasional peralatan yang kompleks dalam pengambilan data,
3. Biaya yang diperlukan dalam pekerjaan pengambilan data dan analisisnya dapat diefisiensikan,
4. Hasil pengujian harus dapat diinterpretasikan untuk menilai kinerja perkerasan jalan.

Salah satu metode NDT yang telah dikembangkan dalam bidang perkerasan jalan adalah metode seismik (Rosyidi et al, 2017). Metode seismic pertama kalinya diinisiasi oleh para peneliti University of Texas at Austin yang menyempurnakan pengujian eksplorasi seismik (Jones, 1958), yang digunakan untuk analisis geoteknik (Nazarian & Stokoe, 1984). Para peneliti di universitas tersebut selanjutnya menghasilkan alat uji NDT yang diberikan nama teknik **spektrum gelombang seismik permukaan** atau *spectral analysis of surface wave* (SASW). Metode ini melengkapi teknik-teknik gelombang seismik yang sebelumnya telah berkembang dan digunakan dalam berbagai aplikasinya dalam bidang keteknikan dan survei sub-permukaan diantaranya metode seismik lubang silang (*cross-hole*), metode seismik refleksi, metode seismik refraksi, metode seismik lubang bore (*bore-hole*) dan metode seismik mikro-tremor.

1.2 Manfaat Teknik NDT Berbasis Seismik

Guna menentukan kondisi perkerasan eksisting dan sebagai input dalam pemodelan matematika untuk memprediksi depresiasi kekuatan struktur perkerasan, diperlukan parameter kinerja perkerasan yaitu parameter daya dukung tanah (DDT) pada lapisan tanah dasar perkerasan jalan. Daya dukung

tanah (DDT) merupakan salah satu dari beberapa indikator utama dalam perkerasan jalan yang menggambarkan kondisi bawah struktur perkerasan sebagai pertimbangan dalam pengambilan keputusan untuk perhitungan angka struktur (*structural number/SN*), umur sisa struktur, tebal lapisan tambahan dan pekerjaan-pekerjaan rehabilitasi suatu perkerasan jalan. Nilai DDT perkerasan jalan biasanya dinyatakan dalam nilai CBR, Modulus Reaksi dan Modulus Elastisitas atau Modulus Young. Saat ini, metode penilaian DDT untuk jalan pasca-konstruksi (*existing road*) yang banyak digunakan pada hampir sebagian besar jaringan jalan di Indonesia adalah metode *dynamic cone penetrometer* (DCP) dan metode Benkleman Beam (BB).

Metode DCP merupakan perangkat pengukuran mekanis yang biasa digunakan dalam penentuan nilai DDT pada jalan terpasang. Meskipun, metode DCP memiliki korelasi empiris dengan CBR lapangan, penggunaan metode DCP merupakan metode DT sehingga untuk memperoleh nilai DDT suatu perkerasan jalan diperlukan kegiatan pengeboran (*core-drilling*) pada lapisan permukaan yang dapat merusak struktur jalan, selain itu teknik ini tidak efisien dalam segi waktu dan biaya. Jika dilihat kekurangan teknik ini, selain dari sisi waktu dan biaya, metode DCP juga tidak dapat diterapkan untuk mendapatkan sampel data DDT yang banyak.

Metode BB merupakan salah satu metode NDT untuk penilaian evaluasi jalan berdasarkan nilai lendutan akibat beban kendaraan (truk standar) yang diberikan. Parameter lendutan BB ini tidak dapat secara langsung menggambarkan kondisi struktur perkerasan yang ada terutama untuk menentukan nilai DDT. Praktek yang ada, penggunaan nilai lendutan BB hanya bisa digunakan untuk memprediksi nilai DDT berdasarkan persamaan empirik saja.

Melihat permasalahan di atas, untuk menentukan nilai DDT perkerasan jalan terpasang diperlukan suatu teknik pengukuran yang inovatif yang dapat

mengatasi keterbatasan pengujian DCP dan BB. Dalam monograf ini, diperkenalkan pendekatan baru dalam menentukan nilai DDT pada perkerasan jalan terpasang menggunakan parameter kecepatan gelombang geser (*shear wave velocity*) yang diperoleh dari hasil pengukuran teknik gelombang permukaan seismik pada lapisan permukaan jalan. Teknik seismik ini menggunakan dasar pengembangan model perambatan gelombang permukaan pada media elastik. Parameter kekakuan bahan dapat ditentukan dengan menganalisis cepat rambat gelombang. Pendekatan konstitutif perambatan gelombang ini menggunakan ketentuan elastisitas linier dimana simpangan gelombang seismik berada pada tingkat regangan yang relatif kecil.

1.3 Parameter Kecepatan Gelombang Geser dalam Evaluasi Perkerasan Jalan

Penerapan teknologi NDT berbasis seismik dengan gelombang permukaan untuk pemeliharaan jalan di Indonesia masih jarang dilakukan di Indonesia meskipun metode ini telah terbukti memiliki banyak keunggulan untuk digunakan sebagai pengujian NDT pada kasus-kasus dinamika tanah, geoteknik dan pendeteksian anomali struktur. Fokus utama pembahasan dalam monograf ini adalah penggunaan parameter kecepatan gelombang geser dan teknik pengukuran gelombang permukaan yang digunakan untuk penentuan nilai daya dukung tanah pada perkerasan jalan terpasang, dengan beberapa penekanan pada:

1. Penggunaan teknik pengukuran gelombang seismik permukaan (GSP) pada perkerasan jalan dengan modifikasi konfigurasi untuk pendeteksian lapisan tanah dasar.
2. Penerapan model perambatan gelombang permukaan 3 D matrik kekakuan (*stiffness-matrix*) untuk menyelesaikan permasalahan inversi pada metode analisis gelombang permukaan untuk model struktur irregular perkerasan jalan.

3. Penggunaan hasil pengukuran metode analisis gelombang permukaan seismik berupa nilai kecepatan gelombang geser pada lapisan tanah dasar pada struktur perkerasan jalan yang selanjutnya dianalisis untuk mendapatkan nilai daya dukung tanah.
4. Menghasilkan hubungan rasional hasil pengukuran metode seismik dan persamaan empirik antara kecepatan gelombang geser dan parameter DDT seperti CBR, modulus elastisitas dan indeks DCP pada lapisan tanah dasar perkerasan jalan.
5. Menguji dan membandingkan hasil persamaan empirik yang diperoleh dari parameter kecepatan gelombang geser terhadap model dan persamaan empirik DDT lainnya yang telah dikembangkan dan digunakan dalam evaluasi perkerasan jalan.

Model empirik DDT yang dihasilkan dari kecepatan gelombang geser ini diharapkan mampu memberikan kontribusi untuk sistem evaluasi perkerasan jalan di Indonesia khususnya kepada Kementerian PUPR, konsultan dan kontraktor dalam tugasnya untuk melakukan kegiatan pemeliharaan jalan. Karena aspek keekonomian dari metode gelombang seismik permukaan (GSP) ini menjadi salah satu keunggulannya, maka teknik ini dikembangkan dari komponen peralatannya inovatif dan sederhana, selain dari prosedur pengambilan datanya yang lebih mudah dibandingkan metode NDT lainnya.

2. KONSEP PENGUKURAN KECEPATAN GELOMBANG GESER

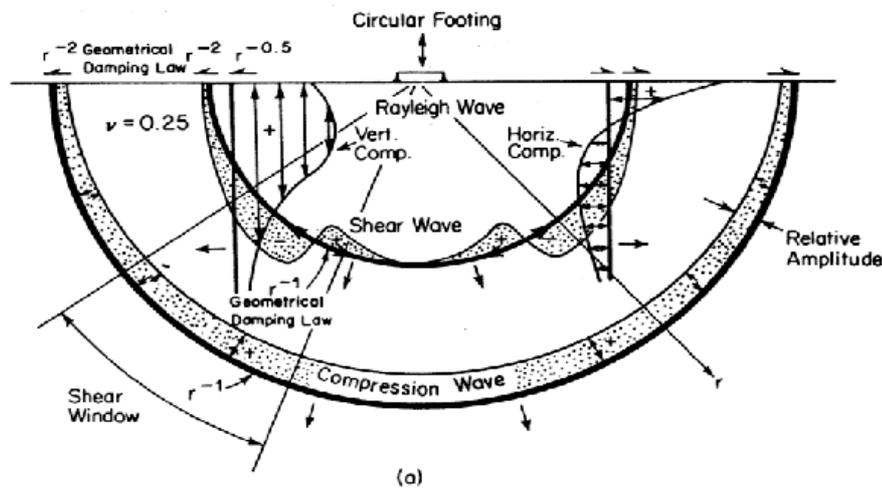
2.1 Mekanisme Perambatan Gelombang Seismik

Gelombang seismik dapat dihasilkan melalui proses mekanik dengan menyalurkan energi mekanik pada permukaan media padat dan elastik. Energi mekanik dapat yang dihasilkan dengan menjatuhkan beban secara bebas dengan ketinggian tertentu. Energi yang disalurkan tumbukan permukaan tersebut selanjutnya didistribusikan dalam dua kelompok gelombang mekanik atau juga dikenal sebagai gelombang seismik. Kelompok gelombang seismik pertama disebut sebagai gelombang badan (*body wave*) dan kelompok gelombang kedua adalah gelombang permukaan (*surface wave*). Mekanisme perambatan gelombang seismik ini dapat digambarkan melalui ilustrasi yang diberikan pada Gambar 2.1a.

Gelombang badan dapat digolongkan lagi ke dalam jenis gelombang badan utama atau gelombang P, dan jenis kedua adalah gelombang sekunder atau gelombang S. Gelombang P bergerak dengan perubahan partikel-partikelnya yang searah dengan perambatan gelombangnya sedangkan partikel gelombang S berpindah secara tegak lurus terhadap arah perambatan gelombangnya yang selanjutnya dikenali sebagai gelombang geser dalam kajian dinamika tanah.

Gelombang permukaan juga dapat digolongkan lagi berdasarkan bentuk perambatannya kepada dua jenis, yaitu jenis gelombang *Love* atau disebut gelombang L, dan jenis kedua merupakan gelombang *Rayleigh* atau gelombang R. Pada suatu media elastik yang sepenuhnya dimodelkan sebagai media homogen dan isotropik, gelombang permukaan Rayleigh saja yang mungkin dapat dihasilkan, sedangkan untuk media yang berlapis, kedua gelombang permukaan Rayleigh dan Love dapat dimunculkan secara bersamaan (Al

Shayea, 1994). Hasil kajian yang dilakukan oleh Miller & Pursey (1955) dan juga disebutkan dalam Richart et al. (1970) menyatakan bahwa distribusi energi gelombang R merupakan distribusi energi terbesar, yang dapat mencapai 67 % dari total energi seismik yang dihasilkan dari suatu sumber gelombang ketika merambat pada permukaan tanah (Gambar 2.1b).



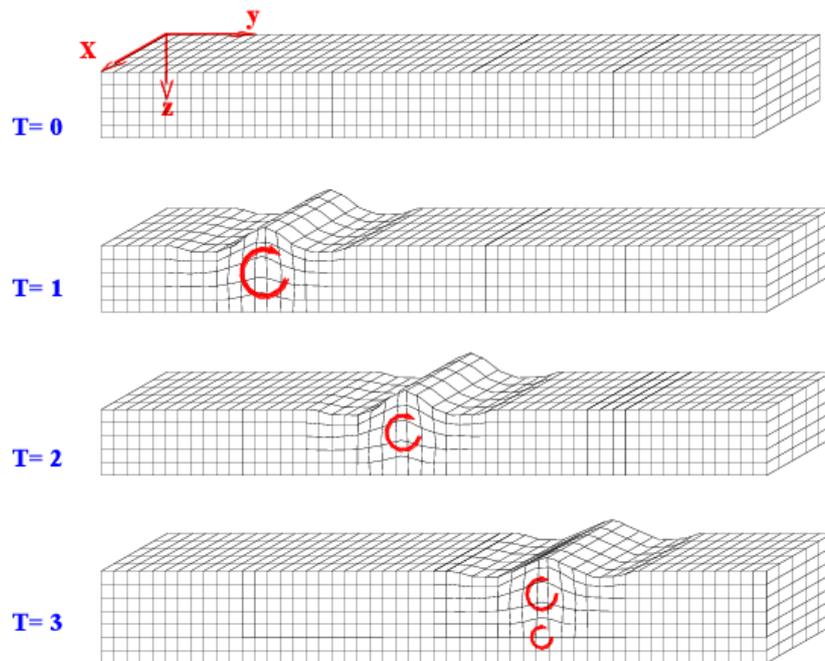
Wave Type	Per Cent of Total Energy
Rayleigh	67
Shear	26
Compression	7

(b)

Gambar 2-1. Penyebaran gelombang mekanik (Richart et al., 1970)

Gelombang permukaan R juga dikenali sebagai gelombang Rayleigh-Lamb atau *ground roll*. Perambatan partikel gelombang ini bergerak dengan membentuk pola gelombang silindris elips di sepanjang permukaan suatu media elastik (Gambar 2.2). Nilai redaman geometrik gelombang R dihitung sebagai fungsi terbalik akar fungsi jarak perambatan partikel gelombang dari suatu sumber gelombang. Berdasarkan sifatnya, gelombang R memiliki sifat

redaman yang lebih tinggi dibandingkan gelombang seismik lainnya, sehingga kecepatan rambat menjadi lebih lambat.



Gambar 2-2. Pola perambatan partikel gelombang Rayleigh

Pada media elastik dan homogen, kecepatan gelombang R adalah konstan dan tidak dipengaruhi oleh frekuensi. Pada keadaan ini, kecepatan gelombang R (V_R) dapat diukur melalui persamaan (Kramer, 1994):

$$V_R = f L_R \quad (2.1)$$

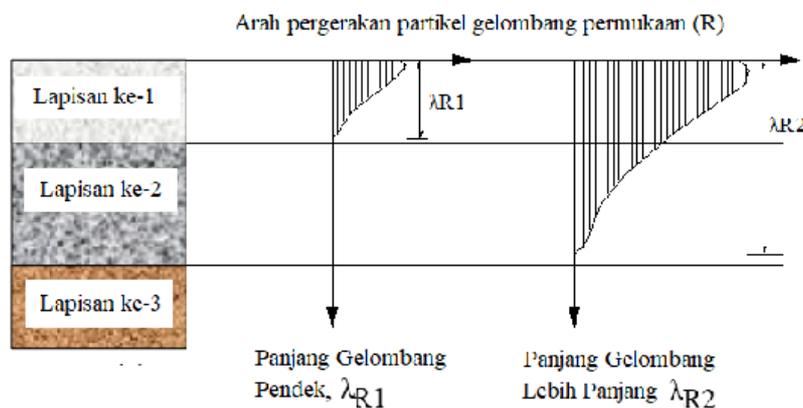
dengan :

f = frekuensi dalam Hz

L_R = panjang gelombang R (m)

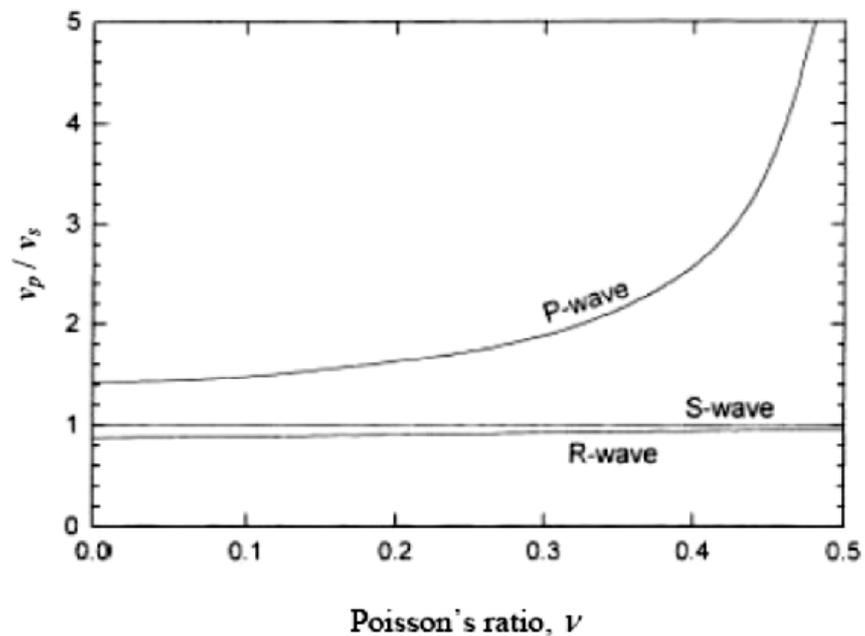
Frekuensi dan panjang gelombang merupakan fungsi proporsional terbalik. Rambatan gelombang R berfrekuensi rendah dapat melakukan penetrasi ke

bagian media yang lebih dalam sebaliknya gelombang R berfrekuensi tinggi hanya dapat bergerak pada daerah di sub-permukaan yang dangkal. Karena terdapat hubungan yang erat antara frekuensi dan panjang gelombang maka gelombang R berfrekuensi rendah bekerja dengan gelombang yang lebih panjang dibandingkan dengan gelombang R berfrekuensi tinggi. Dengan kata lain, gelombang frekuensi rendah dapat memberikan informasi bahan untuk lapisan yang lebih dalam sedangkan frekuensi tinggi digunakan untuk lapisan di sekitar sub-permukaan saja. Gambar 2.3 menunjukkan ilustrasi bagaimana frekuensi dan panjang gelombang permukaan berpengaruh dalam kemampuan penetrasi gelombang R.



Gambar 2-3. Sifat penetrasi gelombang R terhadap fungsi frekuensi dan panjang gelombang

Beberapa kajian menunjukkan bahwa gelombang R bergerak dengan kecepatan 86 hingga 95 % dari kecepatan gelombang S untuk variasi nilai *Poisson* dari 0 hingga 0,5. Gambar 2.4 menjelaskan perbandingan kecepatan gelombang R terhadap gelombang S dan gelombang P. Korelasi yang sangat dekat dengan gelombang S inilah yang menjadi dasar, pengukuran gelombang geser dapat dihasilkan secara akurat melalui pengukuran gelombang R. Ini membuktikan bahwa gelombang R memiliki mempunyai peranan yang cukup penting dalam analisis gelombang pada beberapa pengujian seismik lapangan.



Gambar 2-4. Hubungan antara rasio V_P dan V_S terhadap rasio Poisson pada beberapa kecepatan gelombang seismik (Prakash, 1981)

2.2 Sifat Dispersif Gelombang Seismik Rayleigh

Gelombang permukaan R bekerja dengan pola pergerakan yang disebut sebagai mode gelombang. Mode dasar gelombang R dibentuk melalui gabungan antara komponen gelombang P dan komponen vertikal gelombang S atau disebut sebagai gelombang SV). Pada media dengan sistem yang berlapis dimana sifat elastik berubah sesuai dengan kedalaman, kecepatan gelombang R memiliki fungsi terhadap frekuensi gelombangnya. Hubungan frekuensi terhadap sebaran fungsi kecepatan ini selanjutnya disebut sebagai sifat dispersif (*dispersion*) gelombang R. Sifat dispersif ini lebih lanjut dapat dipelajari dalam Kramer (1994). Berdasarkan sifat dispersif inilah gelombang R digunakan sebagai media untuk mengevaluasi profil kekakuan bawah permukaan tanah melalui pengujian lapangan analisis spektrum gelombang permukaan atau dikenal sebagai metode SASW.

Metode seismik berbasis gelombang permukaan R sebagaimana dijelaskan di atas; memerlukan suatu teknik inversi untuk mengetahui perambatan gelombang R yang sebenarnya dari sifat dispersif dan interfensi gelombang lain apabila merambat pada media yang heterogen. Masalah ini melibatkan analisis numerik yang kompleks dan teknik inversi.

2.3 Teknik SASW dalam Evaluasi Perkerasan Jalan

Perkembangan metode SASW diawali dengan penelitian oleh Nazarian & Stokoe (1984), dimana sejumlah pengukuran SASW dijalankan pada struktur jalan dan beberapa lokasi tanah. Nazarian & Stokoe (1984) dan Hiltunen & Woods (1988) telah melakukan verifikasi hasil pengukuran SASW-nya dengan pengujian eksplorasi geofisika berbasis lubang-bor silang. Hasil yang diperoleh menunjukkan ketepatan pengujian SASW terhadap teknik geofisika.

Kajian lanjutan teknik SASW dilakukan oleh beberapa peneliti, diantaranya oleh:

1. Madshus & Westerdhal (1990) dan Stokoe et al (1994) yang menjalankan pengukuran SASW untuk mempelajari karakteristik fondasi
2. Matthews et al (1996), telah melakukan pengukuran SASW guna mendapatkan nilai kekakuan struktur tanah.
3. Rix et al (1990) telah mengukur parameter dinamik pada struktur beton dan Cho & Lin (2001) melanjutkannya untuk pendeteksian pada struktur motar semen.
4. Kim et al (2001) menjalankan pengujian SASW untuk menentukan kepadatan tanah timbunan
5. Zagyapan & Fairfield (2002) menggunakan teknik SASW untuk mendeteksi kekakuan lapisan balas suatu struktur jalan kereta api

6. Gucunski et al. (2000) telah menggunakan parameter seismik untuk mengidentifikasi anomali berupa keretakan, lensa material dan lubang dalam struktur yang tidak homogen.
7. Rosyidi et al. (2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2009, 2010, 2012, 2017) dan Rosyidi (2011, 2004, 2013) telah mengembangkan teknik SASW untuk melakukan penilaian bahan perkerasan jalan di Indonesia. Hasil kajiannya menunjukkan teknik ini memiliki berpotensi tinggi karena tidak menggunakan instrumen pengukuran yang mahal, pemakaian model dinamik perambatan gelombang untuk interpretasi data.

Hasil-hasil kajian di atas ¹² menunjukkan potensi penggunaan SASW yang cukup luas untuk penilaian dan evaluasi suatu infrastruktur.

2.4 Konsep Pengukuran Kecepatan Gelombang Seismik

Untuk menentukan kecepatan rambat gelombang seismik, salah satu metode yang mudah untuk digunakan adalah metode beda fase (*phase different method*). Metode beda fase ini dalam menentukan kecepatan gelombang didasarkan pada pengukuran waktu pergerakan gelombang melalui parameter fase gelombang. Persamaan dasar untuk menghitung waktu pergerakan gelombang (t) adalah sebagai berikut:

$$\phi = 2\pi f_0 t \quad (2.2)$$

$$t = \frac{\phi}{2\pi f_0} \quad (2.3)$$

Selanjutnya jika jarak antara dua sensor (d) dapat ditentukan maka kecepatan fase (V_{PH}) dan panjang gelombang (λ) dapat dengan mudah dicari menggunakan:

$$V_{PH} = \frac{d}{t_1} = f_0 \cdot \lambda \quad (2.4)$$

$$\lambda = \frac{d}{\phi/2\pi} \quad (2.5)$$

3. TEKNIK PENGUKURAN GELOMBANG GESER DI LAPANGAN

3.1 Konsep Pengukuran dalam Teknik Gelombang Seismik Permukaan

Untuk mendapatkan parameter gelombang geser pada perkerasan jalan terutama pada lapisan tanah dasar, pengukuran lapangannya dapat menggunakan Teknik Gelombang Seismik Permukaan (GSP) untuk tanah dasar. Teknik ini secara khusus merupakan modifikasi dan penyederhanaan dari Teknik SASW. Pengukuran menggunakan teknik GSP dibagi dalam tiga tahapan utama, yaitu:

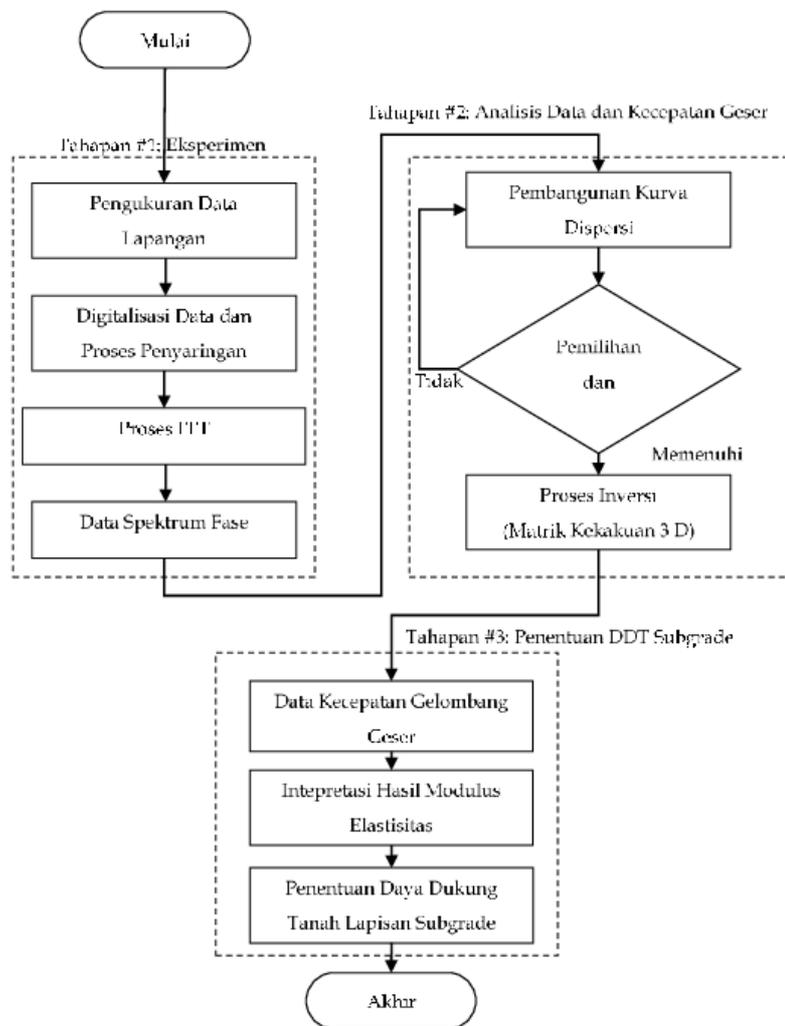
1. Tahapan eksperimen, yaitu melakukan pengukuran lapangan untuk mendapatkan data cepat rambat fase gelombang.
2. Tahapan analisis data dan penentuan kecepatan gelombang geser, yang terdiri dari pembuatan kurva dispersi, penentuan kecepatan gelombang fase dan kecepatan gelombang geser melalui analisis inversi berbasis matrik kekakuan 3 D.
3. Tahapan penentuan daya dukung tanah melalui parameter modulus elastisitas dan korelasi empirik kecepatan gelombang fase terhadap parameter DDT (CBR dan DCP).

Bagan alir proses analisis dalam ketiga tahapan Teknik GSP diberikan dalam Gambar 3.1.

3.2 Tahapan Eksperimen

Dalam tahapan penelitian eksperimen ini, dilakukan pengukuran lapangan pada struktur perkerasan jalan untuk mendapatkan data-data perekaman cepat rambat gelombang seismik. Data-data seismik ini selanjutnya digunakan untuk pemrosesan lanjutan guna mendapatkan variabel analisis yang

meliputi jarak sensor, pengaturan sumber mekanik dan data rekaman gelombang.



Gambar 3-1. Bagan Alir Teknik GSP

Dalam tahapan eksperimen terdapat teknik pengukuan data lapangan yang meliputi persiapan peralatan dan prosedur pengambilan data untuk pemrosesan data lanjutan. Penjelasan mengenai peralatan dan prosedur pengukuran diberikan berikut ini.

3.2.1 Peralatan Pengukuran Lapangan

- *Sumber Mekanik Gelombang*

Gelombang seismik dihasilkan dari seperangkat sumber gelombang mekanik yang mampu menghasilkan tenaga mekanik (seismik) dengan frekuensi dan amplitudo gelombang yang disesuaikan dengan tujuan pengukuran yaitu mendapatkan informasi cepat rambat gelombang seismik di lapisan tanah dasar.

Sumber gelombang yang digunakan dalam Teknik GSP dikenal dengan jenis sumber gelombang impuls-pendek. Sumber gelombang pendek artinya, sumber mekanik yang menghasilkan energi mekanik impuls dengan durasi waktu pendek. Rekaman gelombang impuls merupakan rekaman gelombang yang menunjukkan pola puncak amplitudo yang selanjutnya diikuti oleh pengurangan energi (amplitudonya) dengan durasi pendek. Rekaman impuls ini bisa menghasilkan gelombang dengan frekuensi yang seragam sesuai dengan informasi material bahannya. Berbeda dengan jenis sumber gelombang harmonik dimana pola rekaman gelombang yang dihasilkan merupakan deret besaran amplitudo sama dengan durasi. Biasanya hanya menggunakan frekuensi gelombang tunggal.

Sumber gelombang impuls pendek dapat berupa: (1). benda jatuh bebas dengan berat ringan sampai dengan sedang diantaranya bola baja, besi atau kayu padat yang dijatuhkan; (2). palu dengan kepala besi, karet atau kayu dengan bervariasi bobot dari sedang hingga berat. Dalam pengukuran lapisan subgrade perkerasan jalan, digunakan pada rentang frekuensi gelombang antara sedang hingga rendah biasanya antara 1000 Hz hingga 200 Hz, sehingga sumber gelombang harus mampu menghasilkan rambatan gelombang seismik pada rentang tersebut.

Pada pelaksanaannya, sumber gelombang yang sama tidak selalu menghasilkan frekuensi yang sama pada semua lokasi karena dipengaruhi oleh bahan dan berat palu yang digunakan serta kekakuan bahan pada masing-

masing lokasi pengujian. Oleh itu, beberapa percobaan sumber gelombang perlu dilakukan sebelum pengukuran lapangan dimulai.

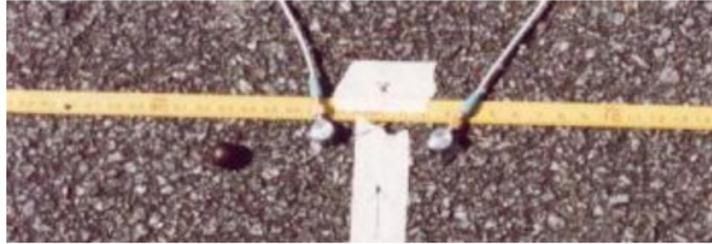
- *Sensor*

Sensor merupakan seperangkat alat pendeteksi dan perekam rambatan gelombang seismik yang diletakkan di atas permukaan perkerasan jalan. Dalam Teknik GSP, dikenal dua jenis sensor yang digunakan, yaitu jenis akselerometer dengan komponen piezoelektrik dan jenis geofon. Kelebihan penggunaan akselerometer adalah berkemampuannya untuk menangkap getaran dari frekuensi rendah 100 Hz hingga frekuensi tinggi (50 kHz). Adapun untuk geofon, kelebihanannya adalah sensitif untuk wilayah frekuensi rendah saja. Penggunaan kedua jenis sensor bisa dilakukan dan pertimbangannya disesuaikan dengan nilai kekakuan material perkerasan pada masing-masing lokasi. Gambar 3.2 menjelaskan perbedaan kedua jenis sensor, akselerometer dan geofon.

- *Penganalisis Spektrum*

Data seismik yang diterima oleh sensor selanjutnya disalurkan kepada unit akuisisi berupa ADT-*analog digital converter*. Adapun fungsi perekaman data dilakukan oleh pengolah data dan spektrum berupa laptop atau Komputer PC. Kedua unit tersebut disebut sebagai penganalisis spektrum.

Sensor akselerometer atau geofon disambungkan dengan seperangkat kabel kepada unit ADT. Dari unit ADT, dikoneksikan langsung pada laptop atau komputer untuk penganalisis spektrum. Penganalisis spektrum disini berfungsi sebagai pengatur pengukuran lapangan (pengoperasian), perekaman sinyal gelombang seismik dan analisis spektrum gelombang untuk melakukan validasi data-data seismik yang dihasilkan. Untuk keperluan analisis spektrum, perangkat komputer dilengkapi dengan perangkat lunak berbasis transformasi Fourier cepat (FFT). Perangkat lunak ini digunakan untuk operasi spektrum data seismik dengan frekuensi sampel tertentu. Gambar 3.3 menunjukkan contoh kelengkapan instrumen pengukuran Teknik GSP berupa unit ADT, unit penganalisis spektrum (*spectrum analyser*) dan sensor yang digunakan untuk pengukuran di perkerasan jalan.



a. Akselerometer dengan frekuensi respon 20 kHz



b. Geofon dengan frekuensi respon 4,5 Hz

Gambar 3-2. Sensor penerima gelombang: akselerometer dan geofon



**Gambar 3-3. Rangkaian komponen dalam system pengukuran teknik GSP:
Komputer, ADT yang disambungkan ke alat sensor**

- *Prosedur Pengukuran Lapangan*

Untuk pelaksanaan pengambilan data Teknik GSP di lapangan, dilakukan urutan prosedur seperti dijelaskan berikut ini:

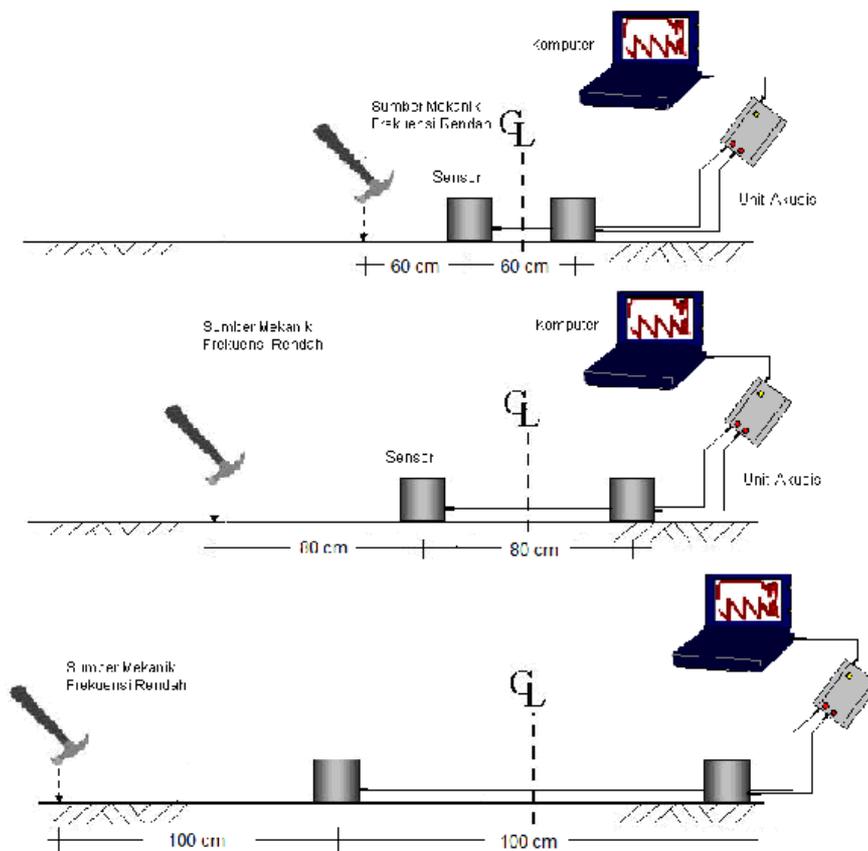
1. Sebelum dilakukan pengukuran, dipastikan seluruh peralatan sensor telah terkalibrasi dengan baik, tidak ada kerusakan pada konektor dan kabel penghubung ke setiap perangkat sensor ke ADT dan komputer. Peralatan sensor yang tidak terkalibrasi dapat menyebabkan penerimaan data yang tidak jelas (*intervensi sinyal gangguan/noises*) dan kemungkinan data terdistorsi (*terpotong*).
2. Melakukan pengujian awal (*pilot tests*) untuk menentukan frekuensi respon pada lokasi pengujian. Pengujian awal dilakukan dengan percobaan pengetukan sumber gelombang beberapa kali yang berada pada jarak dekat ($d = 20$ cm) dan jarak sedang ($d = 50 \sim 100$ cm). Percobaan ini dijalankan untuk menentukan rentang frekuensi yang diinginkan untuk mendeteksi lapisan tanah dasar, pengecekan terhadap fungsi-fungsi pengaturan pengukuran pada komputer, mengatur fungsi penyaringan (*filtering*) jika diperlukan termasuk didalamnya mengatur fungsi *amplitude-gain* atau fungsi sensitivitas perekaman data dari sensor pada perangkat ADT dan komputer.
3. Menentukan jarak sensor (d) yang diperlukan untuk pendeteksian lapisan tanah dasar. Penentuan jarak sensor ini, digunakan panduan penentuan jarak sensor Teknik SASW yang telah dibahas oleh Rosyidi (2013). Untuk ilustrasi penentuan jarak antar sensor dalam pengukuran SASW, diberikan contohnya berikut ini.

Penentuan konfigurasi pengukuran dimulai dengan mengasumsikan perkerasan jalan terdiri dari tiga lapisan utama yaitu lapisan permukaan, fondasi dan tanah dasar. Jika yang menjadi fokus pengukuran adalah lapisan subgrade atau tanah dasar terbawah maka diasumsikan panjang gelombang yang diperlukan adalah gelombang yang mampu penetrasi hingga kedalaman antara 60 hingga 200 cm. Berdasarkan asumsi ini,

maka jarak sensor minimum dan maksimum dapat ditentukan sebagai berikut

Untuk panjang gelombang terpendek, jarak sensor dihitung satu hingga tiga kali panjang gelombang minimum. Dengan demikian, rentang ukuran minimum jarak sensor terpendek ditentukan 60 cm maka $d = 1 \times 60 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$. Untuk menghasilkan gelombang yang lebih panjang, diperlukan jarak (d), $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{1}{3}$ panjang gelombang maksimum, maka $d = \frac{1}{2} \times 200 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$. Dengan demikian setelah ditetapkan jarak sensor minimum dan maksimum ditentukan yaitu 60 cm dan 100 cm, maka ukuran jarak sensor diantaranya dapat ditentukan dengan nilai 60, 80, dan 100 cm. Konfigurasi ini untuk mendapatkan superposisi fase gelombang untuk memperoleh kurva dispersi yang dapat mewakili kondisi lapisan tanah dasar perkerasan jalan.

4. Selanjutnya, karena konfigurasi Teknik GSP ini merupakan pengembangan dari Teknik SASW, maka digunakan minimal 2 (dua) sensor dengan jarak antara sensor pertama dan sumber gelombang ditentukan sama dengan jarak sensor pertama dan kedua (d_2). Gambar 3.4 menunjukkan konfigurasi lengkap dengan 3 set jarak antar sensor untuk pengukuran Teknik GSP pada lapisan tanah dasar. Pengukuran mulai dari jarak sensor terpendek ($d = 60 \text{ cm}$), selanjutnya sensor digeser sesuai dengan jarak sensor yang ditetapkan. Penggeseran sensor tetap berada pada satu garis imajiner lurus dan berpedoman pada garis pusat (*center line*) yang sama. Demikian juga, untuk jarak antara sumber gelombang dan sensor pertama, pergeseran dilakukan dengan langkah yang sama.



Gambar 3-4. Penetapan konfigurasi pengukuran Teknik GSP

5. Ketika seluruh pengaturan telah disiapkan, pengukuran mulai dijalankan dengan membangkitkan energi gelombang seismik dengan menjatuhkan beban di atas permukaan perkerasan atau memukulkan palu sebanyak satu kali. Selanjutnya perekaman data seismik secara otomatis dilakukan untuk mendeteksi rambatan gelombang (energi) yang dihasilkan dari jatuhnya beban atau pukulan palu tersebut. Untuk menghilangkan pengaruh getaran lingkungan dan gangguan terhadap gelombang yang ada, pengambilan data gelombang dalam satu konfigurasi perlu dilakukan berulang kali. Data gelombang rata-rata dari beberapa kali percobaan tersebut merupakan hasil terbaik untuk membuktikan konsistensi data pengukuran.

6. Setelah pengukuran terhadap jarak sensor dilakukan, pengukuran dapat dilanjutkan pada titik lainnya dengan menggunakan langkah-langkah yang sama.

3.3 Tahapan Analisis Data

Metode analisis dan pendekatan penafsiran data seismik merupakan bagian terpenting dari Teknik GSP. Proses ini terbagi dalam beberapa bagian yang saling terkait sebagaimana dijelaskan berikut ini.

- *Proses Data 1: Analisis Spektrum*

Data seismik yang diperoleh dari pengukuran di lapangan, ditransformasikan ke dalam domain frekuensi melalui proses transformasi menggunakan algoritma Fourier cepat atau *fast Fourier transform* (FFT). Data seismik dalam domain frekuensi menampilkan beberapa fungsi spektrum diantaranya spektrum-auto density (*autospectral density*), spektrum beda fase yang juga disebut sebagai fungsi perpindahan (*transfer function*) dan untuk menentukan konsistensi sinyal diperlukan spektrum fungsi koheren (*coherence function*).

Spektrum-auto density, $G_{xx}(f)$ dapat ditentukan melalui perkalian antara spektrum linear dari hasil analisis FFT, $S_x(f)$ dari sinyal seismik terhadap dan bilangan kompleksnya, $S_x^*(f)$, yaitu:

$$G_{xx}(f) = S_x(f) \cdot S_x^*(f) \quad (3.1)$$

Spektrum $G_{xx}(f)$ merupakan fungsi positif yang dapat dinyatakan sebagai energi getaran dengan fungsi frekuensi gelombang yang dihasilkan.

Fungsi perpindahan (*transfer function*), merupakan perbandingan nilai keluaran terhadap masukan spektrum linier gelombang, yang dinyatakan dalam bentuk:

$$H(f) = \frac{S_y(f)}{S_x(f)} \quad (3.2)$$

Fungsi perpindahan juga dikenali sebagai fungsi respon frekuensi, atau dapat dinyatakan:

$$H(f) = \frac{G_{yx}(f)}{G_{xx}(f)} = \frac{A_2}{A_1} \{ \cos(\phi_2 - \phi_1) + i \sin(\phi_2 - \phi_1) \} \quad (3.3)$$

Dari Persamaan (3.3), parameter $(\phi_2 - \phi_1)$ merupakan perbezaan nilai fase antara dua komponen gelombang yang ditentukan melalui pengukuran sudut fase dari kedua sensor gelombang yang digunakan.

Selanjutnya, spektrum lainnya adalah spektrum fungsi koheren yang diperoleh dari perbandingan tenaga keluaran yang disebabkan oleh masukan terhadap seluruh keluaran yang diukur. Fungsi ini dinyatakan sebagai:

$$\gamma^2(f) = \frac{[G_{yx}(f) \cdot G_{yx}^*(f)]}{[G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)]} \quad (3.4)$$

Spektrum nilai koheren berfungsi untuk menunjukkan nilai korelasi dan kualitas sinyal yang diukur dari nilai 0 (tidak ada korelasi) hingga nilai 1 (korelasi terbaik). Rekomendasi nilai koheren yang digunakan dalam pengukuran gelombang seismik ini adalah 0,98 (Al Hunaidi, 1992).

- *Proses Data 2: Analisis Kurva Dispersi*

Dengan menggunakan data dari spektrum gelombang, kecepatan fase gelombang permukaan dan panjang gelombang dapat dihitung melalui Persamaan 2.2, 2.3, 2.4 dan 2.5. Selanjutnya, kecepatan fase dan panjang gelombang atau frekuensinya diplot ke dalam kurva dispersi eksperimen. Kurva ini menjadi input data pada proses proses inversi selanjutnya guna menentukan parameter kecepatan geser.

- *Proses Data 3: Analisis Inversi*

Untuk menghitung parameter kecepatan gelombang geser dari data kurva dispersi, digunakan proses inversi. Dalam teknik GSP digunakan matrik kekakuan 3 D untuk menghasilkan kurva kecepatan fase teori. Proses inversi dimulai dengan menyusun profil awal dengan data-data parameter asumsi yang dimasukkan. Parameter asumsi tersebut diantaranya kecepatan gelombang, tebal lapisan, rasio pelemahan dan berat jenis bahan suatu profil struktur perkerasan jalan. Dari profil awal, dibangun kurva dispersi teori yang diperoleh dari nilai perpindahan gelombang. Persamaan dasar untuk menentukan kurva dispersi merujuk pada Kausel & Peak (1982) yang menyusun model perambatan gelombang 3 D guna menghasilkan simpangan gelombang dengan variasi konfigurasi jarak terhadap sumber gelombang vertical. Hubungan antara simpangan gelombang dan respon sumber gelombangnya dapat dinyatakan melalui hubungan matematis:

$$\begin{bmatrix} \bar{U} \\ \bar{S} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Cn & \cdot \\ \cdot & Cn \end{bmatrix}^T E_{(z)} A \exp(i\omega t) \quad (3.5)$$

dengan, T , $E(z)$ dan A merupakan susunan matrik dalam bentuk:

$$T = \begin{bmatrix} 1 & s & 1 & -s \\ -r & -1 & r & -1 \\ 2kGr & kG(1+s^2) & -2kGr & kG(1+s^2) \\ -kG(1+s^2) & -2kGs & -kG(1+s^2) & 2kGs \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$E_{(z)} = \text{Diag} [e^{kxz}, e^{ksz}, e^{-kxz}, e^{-ksz}] \quad (3.7)$$

$$A = \left[\frac{kV_p}{\omega} A_p, \frac{ikV_s}{\omega} A_{sv}, \frac{kV_p}{\omega} A'_p, \frac{ikV_s}{\omega} A'_{sv} \right]^T \quad (3.8)$$

Disini dapat dijelaskan bahwa parameter $C_n = C_n(kr)$ dijelaskan sebagai fungsi silinder dengan tingkat n yang menjadi fungsi transformasi menggunakan persamaan Bessel dengan berbagai jenis peringkatnya.

Disini, beban menjadi satuan vektor yang memiliki fungsi tegangan yang diberikan ke atas permukaan suatu struktur elastik dengan domain frekuensi dan nomor gelombang. Vektor beban ini selanjutnya dialihkan dalam suatu domain ruang yang dinyatakan melalui hubungan:

$$\overline{PS}_{(k,n)} = a_n \int_{r=0}^{\infty} r \cdot C_n \int_{\theta=0}^{2\pi} Dn PS_{(r,\theta)} d\theta dr \quad (3.9)$$

dengan,

$\overline{PS}_{(k,n)}$ = vektor beban berdomain frekuensi-nomor gelombang.

$PS_{(r,\theta)}$ = transformasi vektor beban berdomain ruang (radial, tangen dan vertikal).

Faktor a_n bernilai $\frac{1}{2\pi}$ untuk $n = 0$ dan $\frac{1}{\pi}$ untuk $n \neq 0$,

$Dn_{(n,\theta)}$ diberikan dalam bentuk matrik simetrik $[\cos n \theta, -\sin n \theta, \cos n \theta]^T$ dan matrik anti simetrik sebagai $[\sin n \theta, \cos n \theta, \sin n \theta]$.

Perpindahan partikel gelombang yang mengarah horisontal, $u(k)$ maupun vertikal, $w(k)$, dapat dirumuskan sebagai penyelesaian fungsi vektor beban dan fungsi kekakuan suatu bahan dan dinyatakan dalam:

$$\overline{US} = K^{-1} \overline{PS} \quad (3.10)$$

Persamaan di atas dapat diubah susunnya dalam nomor gelombang arah radial sebagai berikut:

$$US_{(r,\theta)} = \sum_{n=0}^{\infty} D_{(n\theta)} \int_{k=0}^{\infty} k C_n C_{n(kr)} \overline{US}_{(k,n)} dk \quad (3.11)$$

Dengan,

$Us_{(r,\theta)}$ = Perpindahan partikel gelombang berdomain ruang,

$\overline{Us}_{(k,n)}$ = Perpindahan partikel gelombang berdomain nomor gelombang.

Nilai parameter perpindahan gelombang pada arah vertikal dapat dinyatakan dalam ekspresi matematika:

$$w_{s0}(r) = - \int_{k=0}^{\infty} k J_0(kr) w_o(k) dk \quad (3.12)$$

$$= - P_o R_o \int_{k=0}^{\infty} J_1(kR_o) J_0(kr) w_o(k) dk \quad (3.13)$$

$$= - \frac{i\pi q R}{2} \sum_{l=1}^{2N} \frac{(\phi_z^{1l})^2 J_1(k_l R_l) H_0^{(2)}(k_l r)}{k_l} \quad (3.14)$$

Dalam analisis inversi, dilakukan proses penyesuaian antara kurva dispersi teori terhadap dispersi eksperimen. Proses penyesuaian teori tersebut dilakukan dengan mengubah parameter model pada profil awal. Untuk menyatakan kesesuaian antara kedua kurva tersebut digunakan pengukur kesalahan menggunakan galat akar rerata kuadrat (*root mean square, RMS*). Jika RMS masih tinggi, yaitu ditentukan di atas 20 %, maka proses iterasi tetap dilanjutkan dengan mengubah parameter model.

Proses iterasi dalam inversi ini dapat dilakukan secara otomatis dengan menggunakan algoritma optimasi metode kemiripan maksimum (*maximum likelihood method*). Proses inversi dapat dihentikan apabila RMS kurang dari 20 % dan profil model yang dihasilkan merupakan representasi dari profil kecepatan gelombang geser untuk lapisan tanah dasar perkerasan jalan.

3.4 Tahapan Penentuan Modulus Elastisitas dan Daya Dukung Tanah

Berasaskan teori teknik perambatan gelombang, modulus geser maksimum bahan bagi regangan di bawah 0,0001 % dapat ditentukan dari kecepatan perambatan gelombang geser sebagai (Kramer, 1996):

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.15)$$

disini,

ρ adalah berat jenis, yang nilainya dapat ditentukan dengan mencari berat volume bahan dibagi dengan gravitasinya ($\frac{\gamma_t}{g}$). Modulus elastik bahan juga dapat dihitung menggunakan nilai kecepatan gelombang apabila nisbah Poisson (ν) bahan diketahui.

Menggunakan teori elastik yang sama sebagaimana telah dijelaskan dalam Rosyidi (2013), modulus elastik (E) dapat dihitung melalui hubungan:

$$E = 2 G (1 + \nu) = 2 \rho V_s^2 (1 + \nu) \quad (3.16)$$

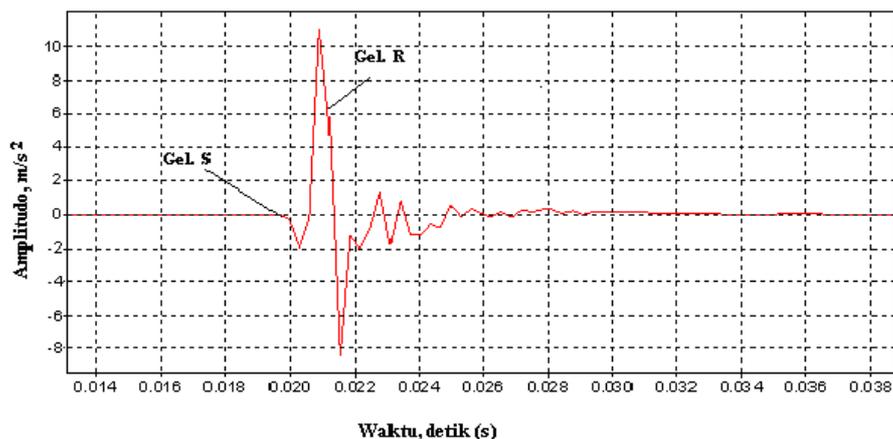
Dalam prakteknya, penggunaan modulus elastisitas tanah masih jarang digunakan sebagai parameter ukur daya dukung tanah (DDT) di Indonesia. Sebagian besar parameter DDT masih menggunakan ukur modulus reaksi dari pengujian *pelat bearing*, pengujian lapangan *california bearing ratio (CBR)* dan pengujian penetrasi menggunakan *dynamic cone penetrometer (DCP)*. Hal ini disebabkan oleh peralatan ukur modulus elastisitas di Indonesia yang masih terbatas. Untuk itu, nilai DDT lapangan berbasis kecepatan gelombang geser diperoleh dari korelasi empiris antara modulus elastisitas dengan parameter DCP dan CBR. Nilai kecepatan gelombang geser juga secara dapat digunakan untuk menentukan DDT berbasis korelasi empiris tersebut. Diskusi lanjut mengenai perihal ini diberikan dalam Bab 6.

4. PEMROSESAN DATA GELOMBANG SEISMIK DAN ANALISIS SPEKTRUM

Apabila data perambatan gelombang seismik di atas permukaan jalan sudah diperoleh melalui prosedur dari pengukuran lapangan sebagaimana telah dijelaskan dalam bab sebelumnya, selanjutnya data gelombang seismik diproses untuk mentransformasikan dari domain waktu ke domain frekuensi menggunakan analisis FFT berbasis algoritma Cooley-Tukey. Selanjutnya hasil-hasil analisis FFT tersebut dianalisis dan ditampilkan dalam beberapa spektrum untuk diekstraksi informasi fase gelombang dan frekuensinya guna pembangunan kurva dispersi kecepatan fase gelombang. Dalam bagian monograf ini dijelaskan contoh pemrosesan data gelombang seismik dan tahapan-tahapan dalam spektrum serta intepretasinya.

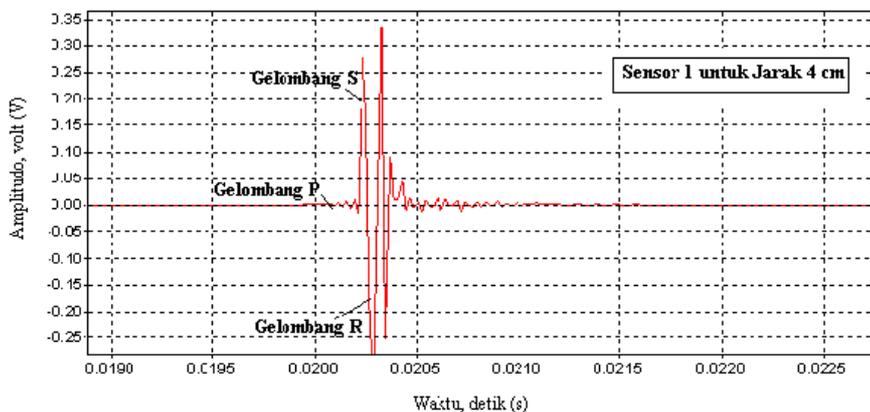
4.1 Corak Gelombang Seismik

Contoh hasil perekaman data gelombang seismik dari hasil pengukuran menggunakan jarak antar sensor (geofon) 60 cm di atas lapisan permukaan perkerasan diberikan dalam Gambar 4.1.



Gambar 4-1. Hasil perekaman gelombang seismik yang diterima oleh sensor pertama untuk jarak sensor 60 cm

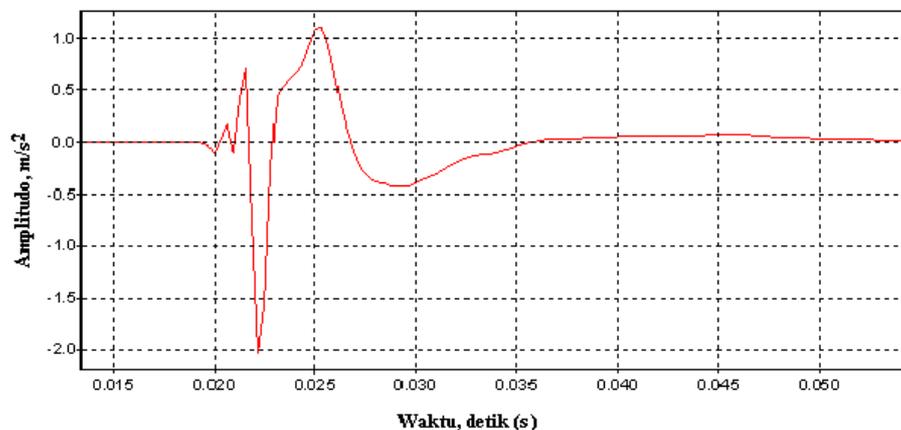
Rekaman gelombang dalam Gambar 4.1 menunjukkan rambatan energi yang dihasilkan sumber gelombang mekanik dengan berfrekuensi rentang sedang ke rendah. Terdapat tiga jenis gelombang utama yang terdeteksi oleh sensor, yaitu gelombang tubuh P terekam datang pertama kali dengan nilai amplitudo yang sangat rendah, selanjutnya disusul dengan gelombang tubuh S dan gelombang permukaan R yang muncul kemudian. Meskipun demikian, terdapat ciri khusus untuk rekaman 60 cm ke atas, bahwa energi gelombang P dan S yang diterima oleh gelombang menunjukkan nilai yang tidak signifikan atau minimal. Amplitudo gelombang R yang diterima menunjukkan magnitudo yang tinggi dan nilainya gelombang menjadi semakin berkurang searah waktu perambatannya. Hal ini sesuai dengan kajian teori (dijelaskan dalam Bab II) bahwa sekitar 67 % energi gelombang mekanis dirambatkan dalam bentuk gelombang R. Karakteristik ini juga menunjukkan adanya peredaman gelombang pada material perkerasan jalan. Berbeda dengan rekaman pada jarak sensor yang dekat, misalnya pada jarak 4 cm (Gambar 4.2), interfensi gelombang tubuh P dan S akan muncul dengan amplitudo yang lebih besar dan cukup banyak.



Gambar 4-2. Hasil perekaman gelombang seismik yang diterima oleh sensor pertama untuk jarak sensor 4 cm

Selain itu, diterimanya gelombang pantulan tubuh berpeluang terjadi akibat perbedaan lapisan permukaan, fondasi maupun lapisan tanah dasar perkerasan jalan yang berbeda nilai kekakuannya. Gelombang pantulan ini terlihat dari beberapa puncak energi gelombang P dan S dalam rekaman seismik.

Semakin jauh jarak antar sensor, maka rekaman gelombang seismik ini menjadi lebih sederhana. Sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar 4.3, rekaman gelombang untuk jarak sensor 200 cm menunjukkan pola gelombang seismik yang sederhana yaitu hanya terdapat 3 hingga 4 puncak sinusoidal saja. Hal disebabkan gelombang tubuh sudah tidak dapat terekam karena energi gelombang telah hilang sebelum mencapai sensor, sedangkan gelombang R masih terekam dengan baik meskipun dengan amplitudo yang lebih kecil. Oleh karena itu, dalam pengukuran seismik untuk jarak yang panjang diperlukan sumber gelombang mekanik berfrekuensi rendah yang mampu menghasilkan energi yang besar.



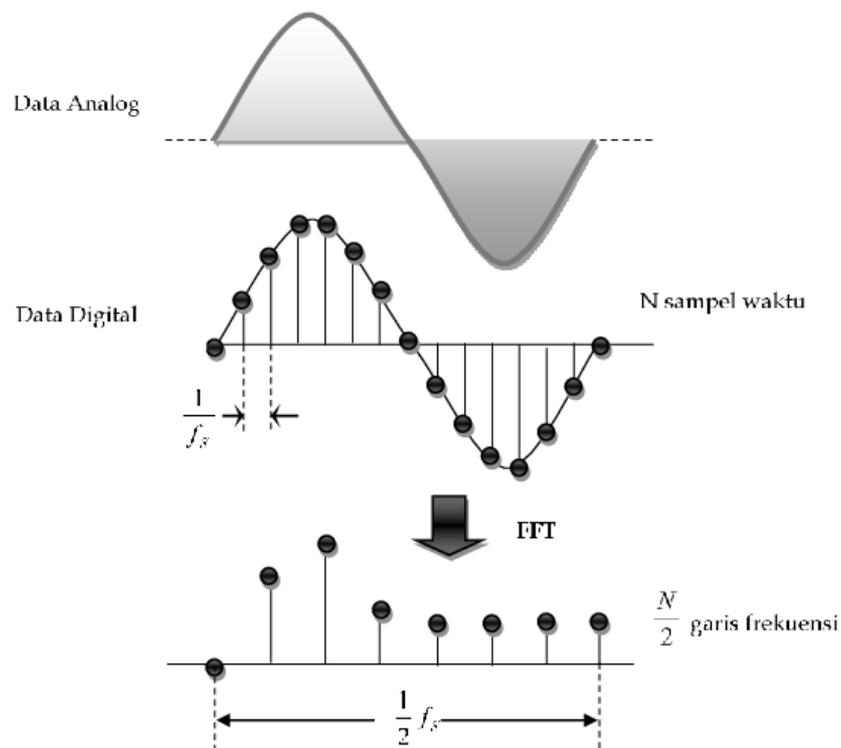
Gambar 4-3. Hasil perekaman gelombang seismik yang diterima oleh sensor pertama untuk jarak sensor 200 cm

4.2 Analisis Spektrum Gelombang Seismik berbasis Cooley-Tukey

Untuk menghasilkan parameter ukur seismik dalam evaluasi kualitas lapisan tanah dasar perkerasan jalan, data gelombang seismik perlu ditransformasikan menggunakan analisis FFT berbasis pendekatan Cooley-Tukey. Data gelombang seismik berdomain waktu ditransformasikan ke dalam domain frekuensi. Tujuan utama dari analisis ini adalah mendapatkan parameter rambatan gelombang seismik dalam domain frekuensi. Rosyidi (2004) dalam penelitiannya menunjukkan bahwa penggunaan analisis frekuensi dapat meminimalisasi penggunaan algoritma yang kompleks berdomain waktu untuk mendapatkan parameter data seismik.

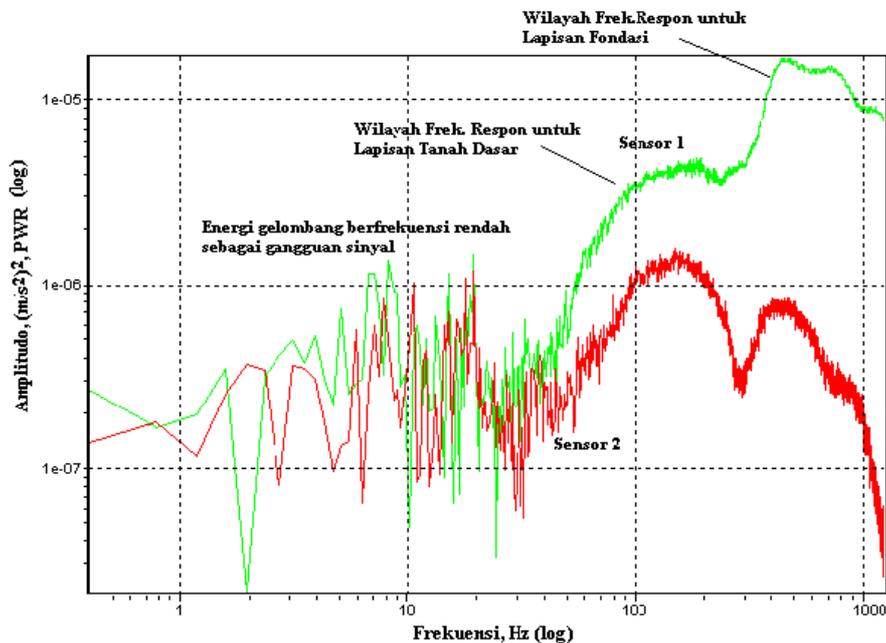
Gambar 4.4 menunjukkan diagram proses sederhana transformasi domain waktu ke domain frekuensi menggunakan FFT. Dasar algoritma yang digunakan adalah integral Fourier yang mendiskritkan suatu persamaan menggunakan fungsi dasar sinus dan kosinus. Data analog gelombang yang dihasilkan dari sumber mekanik selanjutnya dikonversikan ke dalam data digital menggunakan unit akuisisi. Data digital diperlukan oleh algoritma dalam proses FFT untuk merubah domain waktu ke domain frekuensi. Selanjutnya, beberapa tampilan spektrum bisa dihasilkan dari hubungan parameter data seismik terhadap frekuensinya. Proses transformasi FFT ini merupakan fungsi linier yang tidak kompleks.

Analisis data seismik yang pertama dilakukan untuk mendapatkan respon energi dalam domain frekuensi melalui plot spektrum *auto-density*. Algoritma untuk membangun spektrum *auto-density* dapat dilihat telah dijelaskan dalam Bab III. Gambar 4.5 menunjukkan spektrum *auto-density* dari hasil analisis FFT.



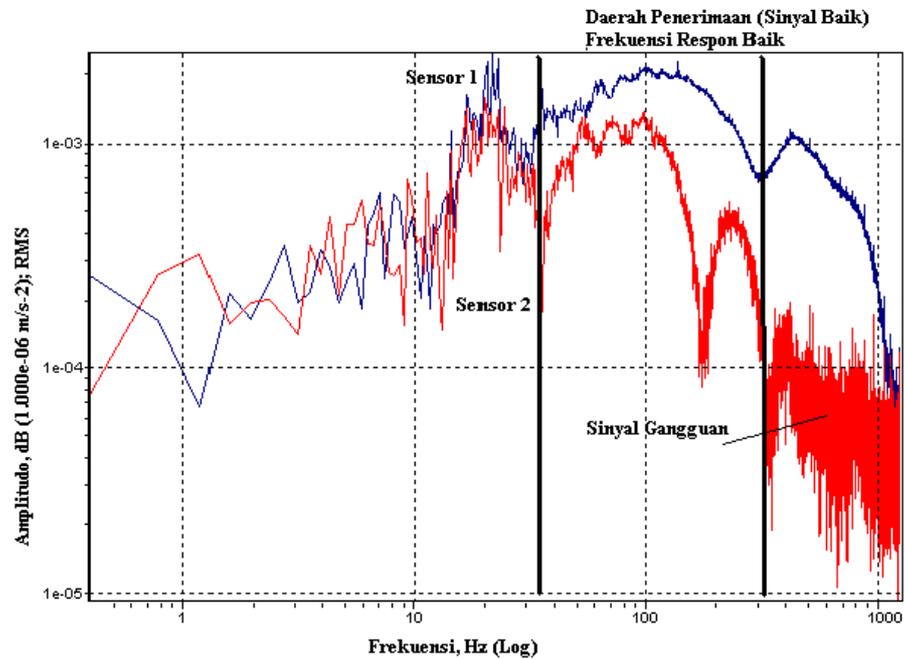
Gambar 4-4. Kerangka sederhana yang menjelaskan proses FFT dan analisis spektrum

Melalui spektrum ini dapat diperoleh bahwa perambatan gelombang yang dihasilkan dari sumber mekanik merambat dengan frekuensi puncak gelombang pada 400 kHz dan berdasarkan analisis wilayah gelombang yang diterima (*acceptable range*) dengan metode Bandwith diperoleh wilayah frekuensi respon antara 250 - 1000 kHz. Berdasarkan wilayah gelombang ini, konfigurasi pengukuran jarak sensor 60 cm dapat digunakan untuk mendeteksi perambatan gelombang seismik pada lapisan fondasi dan tanah dasar perkerasan jalan. Melalui spektrum auto yang ditampilkan (Gambar 4.5), kedua respon frekuensi pada kedua lapisan penyusun perkerasan tersebut dapat diidentifikasi dengan baik. Lapisan fondasi jalan dideteksi memiliki respon frekuensi di atas 400 Hz yang dilihat dari puncak kedua spektrum auto, sedangkan lapisan tanah dasar diidentifikasi pada wilayah frekuensi antara 40 hingga 200 Hz.



Gambar 4-5. Spektrum-*auto density* untuk pengukuran jarak sensor 60 cm

Melalui algoritma yang sama, spektrum *auto-density* untuk jarak sensor 200 cm ditampilkan dalam Gambar 4.5. Respon frekuensi pada jarak sensor 200 cm terlihat secara jelas rambatan gelombang yang melalui lapisan tanah dasar. Hasil spektrum auto menunjukkan wilayah frekuensi respon yang baik dari analisis gelombang yang diterima adalah 35 hingga 300 Hz (Gambar 4.6), hal ini menunjukkan konsistensi hasil respon frekuensi untuk tanah dasar sebagaimana ditampilkan daalam spektrum 60 cm (Gambar 4.5). Wilayah frekuensi di bawah dan atas daerah tersebut menunjukkan pola energi (amplitudo) yang semakin menurun. Sinyal gangguan (*noise signals*) dapat terdeteksi dengan baik menggunakan tampilan spektrum auto pada sensor kedua. Gangguan ini dihasilkan karena energi gelombang pada wilayah frekuensi di atas 300 Hz dalam rekaman sensor kedua terlihat lemah (*low energy*) sehingga sinyal gangguan yang berasal dari lingkungan (getaran akibat lalu lintas, gerakan tanah maupun aktivitas manusia lainnya) lebih mendominasi dengan pola gangguan yang acak.



Gambar 4-6. Spektrum *auto-density* untuk pengukuran jarak sensor 200 cm

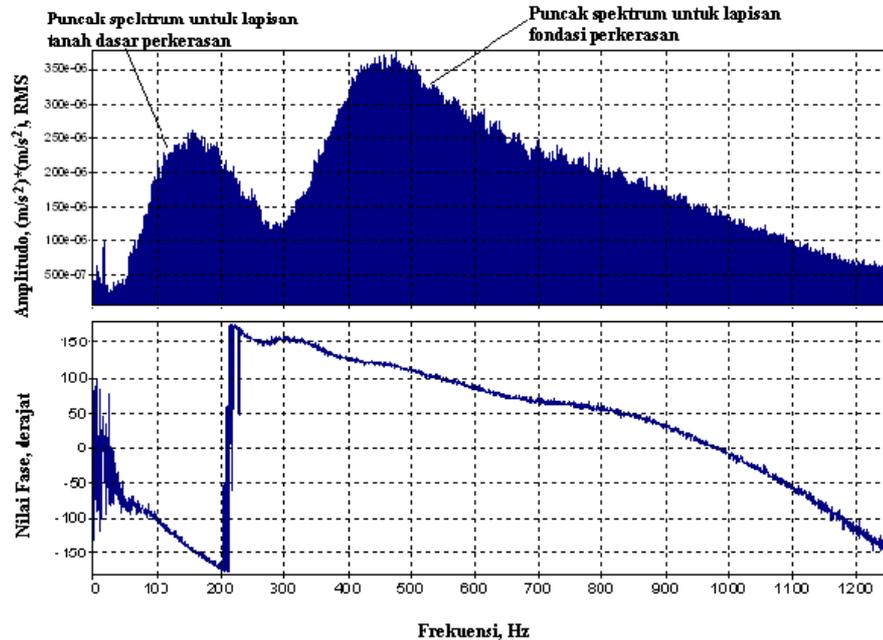
Dari kedua tampilan spektrum di atas, informasi respon frekuensi gelombang untuk pendeteksian respon seismik pada lapisan tanah dasar perkerasan jalan dapat ditunjukkan dengan baik. Analisis spektrum dari hasil pemrosesan data seismik pada jarak sensor 60 cm maupun 200 cm selanjutnya dapat digunakan untuk mendapatkan parameter seismik bagi pengukuran kekakuan lapisan tanah dasar jalan. Analisis spektrum *auto-density* tersebut di atas juga membuktikan manfaat penggunaan teknik FFT untuk menganalisis respon dominan gelombang seismik pada perkerasan jalan.

4.3 Analisis Spektrum Fungsi Transfer

Untuk mendapatkan karakteristik seismik yang digunakan untuk evaluasi kekakuan bahan, data spektrum *auto-density* perlu terlebih dahulu dianalisis ke dalam spektrum tenaga silang (*cross power spectrum*) dan fungsi transfer (*transfer function spectrum*) atau juga dikenal sebagai spektrum beda fase. Kedua spektrum tersebut diperlukan untuk mengidentifikasi respon frekuensi

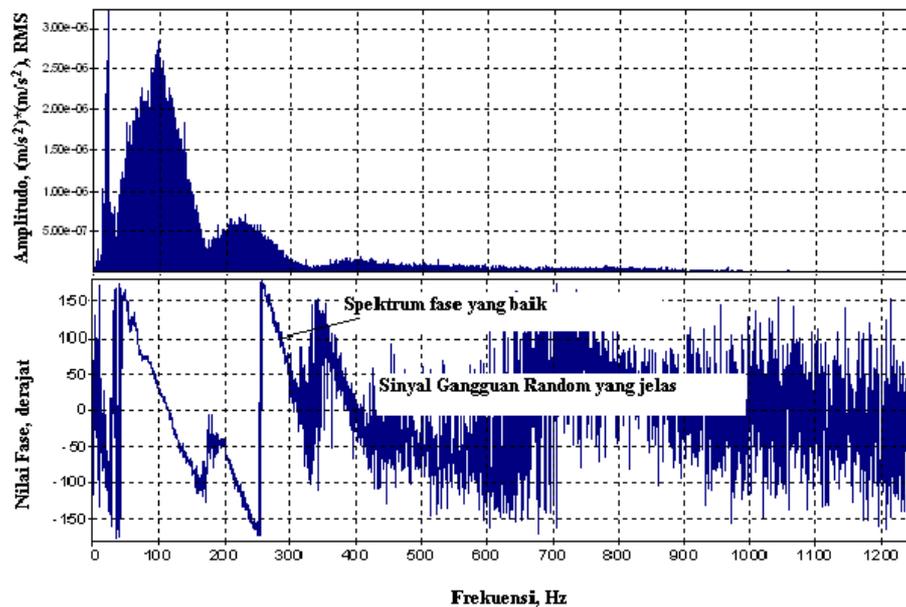
dalam bentuk fase yang merupakan fungsi dari pergeseran waktu (*time shifting*) dari kedua sensor dalam teknik pengukuran gelombang seismik permukaan. Dari spektrum data seismik ini, informasi berupa identitas dalam bentuk fase yang terdeteksi oleh sensor pertama selanjutnya digunakan sebagai identitas fase pada sensor kedua. Selisih antar kedua identitas fase tersebut akan adalah sama dengan selisih waktu untuk menentukan kecepatan fase perambatan gelombang yang merambat di antara kedua sensor.

Spektrum beda fase untuk pengukuran jarak antar sensor 60 cm diberikan dalam Gambar 4.7. Dari gambar spektrum tersebut terlihat bahwa puncak spektrum fase dideteksi memiliki dua puncak, puncak pertama diindikasikan sebagai wilayah frekuensi untuk lapisan tanah dasar dan wilayah kedua untuk lapisan fondasi. Spektrum fase beda fase yang dihasilkan memiliki corak yang jelas, meskipun garis spektrum yang ditampilkan masih menunjukkan adanya gangguan sinyal acak yang tidak signifikan.



Gambar 4-7. Spektrum fungsi transfer dari pengukuran jarak sensor 60 cm

Gambar 4.8 menunjukkan spektrum beda fase untuk pengukuran jarak antar sensor 200 cm. Dari gambar diperoleh bahwa corak yang ditunjukkan memiliki gangguan sinyal random sepanjang frekuensinya, meskipun demikian, spektrum fase masih nampak terlihat dengan jelas. Jika diperlukan tampilan yang lebih jelas lagi, teknik penyaringan *low-band* dapat digunakan untuk meminimalisasi gangguan ini dan merekonstruksi spektrum beda fasenya dengan lebih baik.

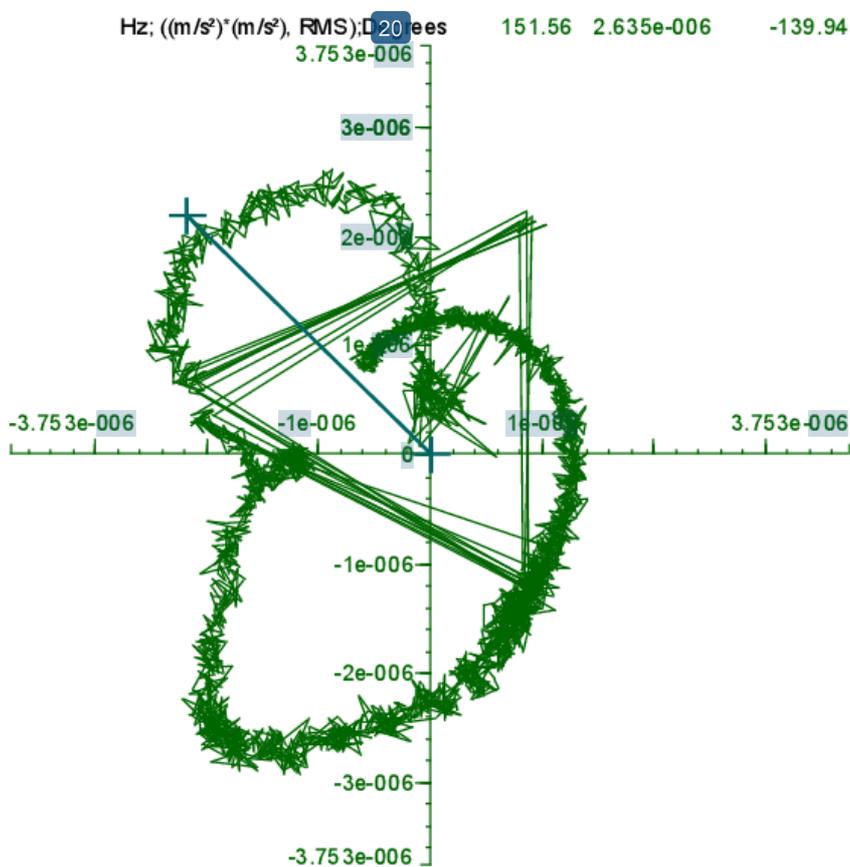


Gambar 4-8. Spektrum fase dari pengukuran jarak sensor 200 cm

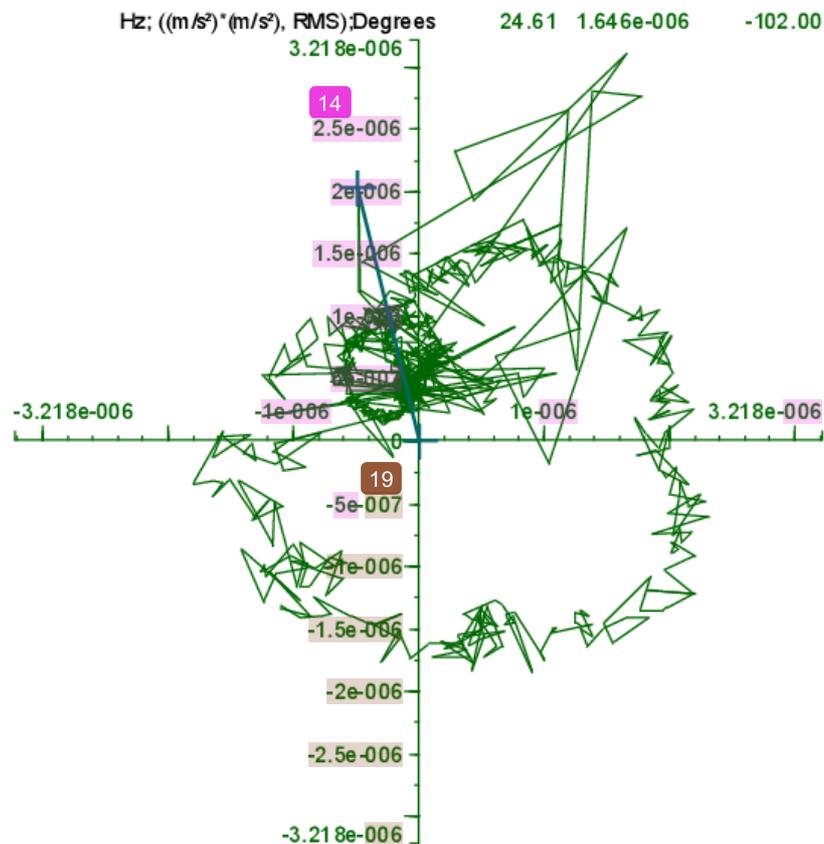
Dari kedua spektrum beda fase di atas dan berdasarkan nilai frekuensinya, wilayah frekuensi yang dihasilkan dari 30- Hz hingga 1200 Hz menunjukkan bahwa gelombang merambat pada lapisan fondasi sedangkan nilai frekuensi antara 35 hingga 300 Hz merepresentasikan lapisan tanah dasar.

Spektrum Nichols/Nyquist pada jarak sensor 64 dan 200 cm ditampilkan dalam Gambar 4.9 dan Gambar 4.10 yang memperlihatkan tampilan spektrum bilangan nyata (*Real, Re*) dan bilangan imajiner (*Imaginary, Im*). Corak spektrum untuk ramabtan gelombang seismik pada lapisan tanah dasar lebih

kompleks. Hal ini menunjukkan interferensi sinyal gangguan yang masuk pada frekuensi yang sama dengan gelombang seismik yang dihasilkan dari sumber mekanik. Hal ini menyebabkan munculnya simpangan acak yang dihasilkan dalam spektrum. Apabila keadaan gangguan acak ini mengaburkan nilai spektrum gelombang seismik yang dihasilkan, teknik penyaringan spektrum dapat digunakan untuk mereduksi atau meminimalisasi pengaruh gangguan tersebut.



Gambar 4-9. Spektrum-tenaga silang dalam Nichols/Nyquist untuk jarak sensor 60 cm

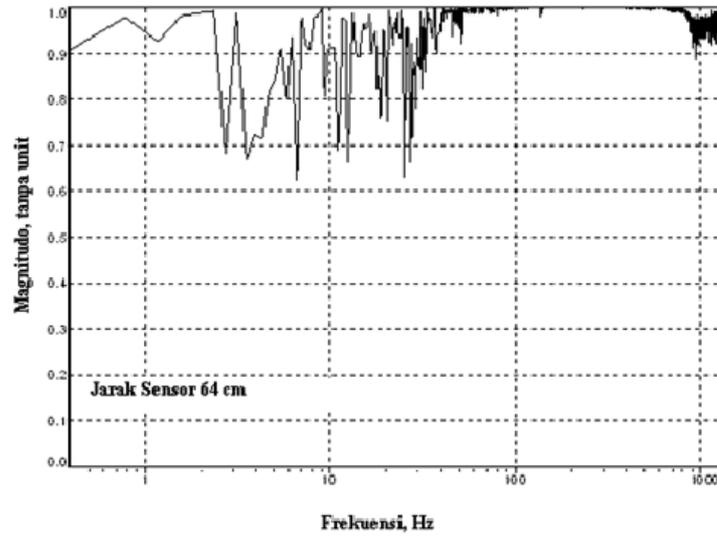


Gambar 4-10. Spektrum-tenaga silang dalam Nichols/Nyquist untuk jarak sensor 200 cm

Untuk menilai kelayakan wilayah frekuensi dari kedua spektrum fase dapat dilihat dari spektrum fungsi koheren. Spektrum ini memperlihatkan keterkaitan sinyal yang diterima oleh sensor pertama dan kedua. Nilai koheren dinyatakan dalam nilai rasio output +1 untuk keterkaitan terbaik dan nilai 0 apabila sinyal di kedua sensor yang diterima tidak berasal dari satu kelompok perambatan gelombang atau terganggu oleh adanya sinyal acak.

Gambar 4.11 memperlihatkan hasil spektrum fungsi koheren untuk jarak 60 cm. Dari spektrum koheren pengukuran 60 cm diperoleh wilayah frekuensi yang dapat dipertimbangkan dalam analisis selanjutnya adalah 85 – 853 Hz

dengan nilai minimum koheren 0,984. Kelayakan batas nilai koheren ini minimum sebesar 0,98 sebagaimana merujuk pada Al Hunaidi (1992).



Gambar 4-11. Spektrum koheren untuk pengukuran jarak 60 cm

5. ANALISIS KECEPATAN FASE DAN GELOMBANG GESER

Pada bagian monograf ini, dipaparkan tahapan analisis dan contoh perhitungan untuk analisis kecepatan fase, pembangunan kurva dispersif kecepatan fase dan teknik inversi untuk mendapatkan parameter kecepatan gelombang geser pada struktur perkerasan jalan, khususnya untuk lapisan tanah dasar. Data beda fase yang digunakan diambilkan dari spektrum beda fase yang telah dipaparkan pada bab sebelumnya.

5.1 Analisis Kecepatan Fase

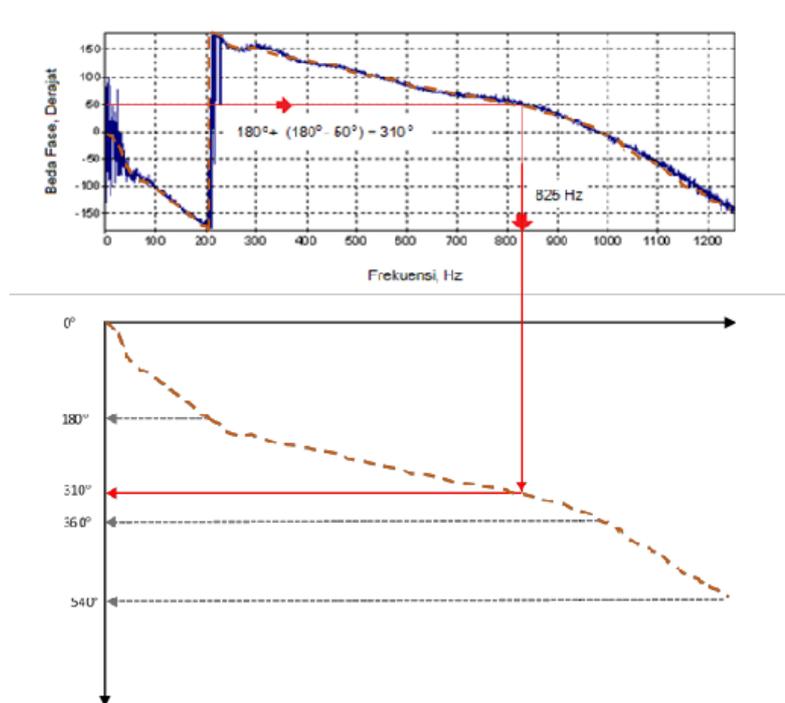
Kecepatan fase diartikan sebagai kecepatan atau cepat rambat gelombang yang ditentukan melalui identitas fase yang melalui sensor yang dipasang di permukaan jalan. Kecepatan fase disini, merepresentasikan kecepatan gelombang seismik yang masih bercampur antara gelombang permukaan dan gelombang tubuh. Beberapa literatur, sebagaimana disebutkan oleh Rosyidi (2013), kecepatan fase dapat diartikan sebagai kecepatan kelompok gelombang atau kecepatan semu yang perlu diekstraksi menjadi kecepatan fase individu atau kecepatan nyata dari gelombang seismik yang dikehendaki.

Untuk mendapatkan kecepatan fase, diperlukan data-data yang dihasilkan dari transformasi data seismik dari domain waktu ke domain frekuensi dan informasi spektrum gelombangnya. Seperti yang telah dijelaskan di Bab II, bahwa kecepatan fase (V_{PH}) merupakan fungsi dari informasi beda fase (ϕ) pada setiap frekuensi gelombang (f_0) yang diperoleh dari spektrum beda fase, dan jarak antar sensor (d) pada setiap pengukurannya. Perhitungan kecepatan fase dan panjang gelombangnya (λ) dapat ditulis kembali dari Persamaan (2.2) hingga (2.5), menjadi hubungan yang lebih ringkas sebagai berikut:

$$V_{PH} = \frac{2\pi d}{\varphi} f_0 \quad (5.1)$$

$$\lambda = \frac{2\pi d}{\varphi} \quad (5.2)$$

Contoh untuk menghitung kecepatan fase diberikan berikut ini. Dari Gambar 5.1 yang menampilkan spektrum beda fase hasil analisis spektrum untuk pengukuran jarak antar sensor 60 cm dari pengukuran di Jalan Nasional di Piyungan - Gading, Wonosari, diambil salah satu titik grafik spektrum beda fase terhadap frekuensi. Misalkan, diambil titik spektrum yang menampilkan nilai frekuensi sebesar $f = 825$ Hz (Gambar 5.1), selanjutnya data beda fase pada frekuensi tersebut dapat dihitung, $\varphi = 180^\circ + (180^\circ - 50^\circ) = 310^\circ$. Perhitungan ini berdasarkan pola spektrum fase dimana spektrum tersebut dibuka (*unwrapped*) belum melampaui satu siklus, sehingga data base dihitung berdasarkan pola spektrum terbukanya.



Gambar 5-1. Contoh analisis kecepatan fase untuk jarak sensor 60 cm

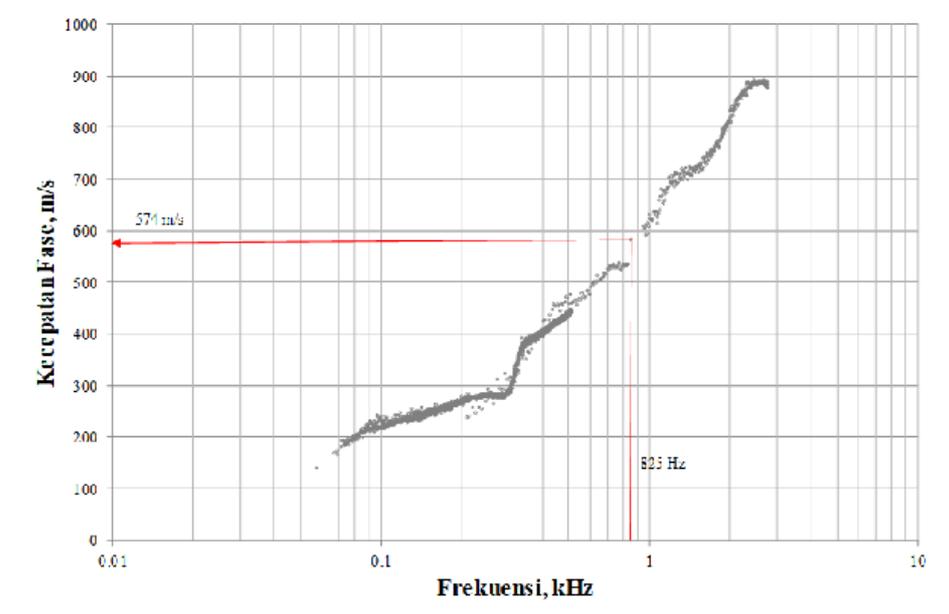
Menggunakan Persamaan (5.1) dapat dihitung nilai kecepatan fase yang merambat di antara dua sensor (d) 60 cm, yaitu:

$$V_{PH} = \frac{2\pi(0,6)}{310^\circ}(825) = 574 \text{ m/s}$$

Panjang gelombangnya pun dapat diselesaikan menggunakan Persamaan (5.2) sebagai berikut:

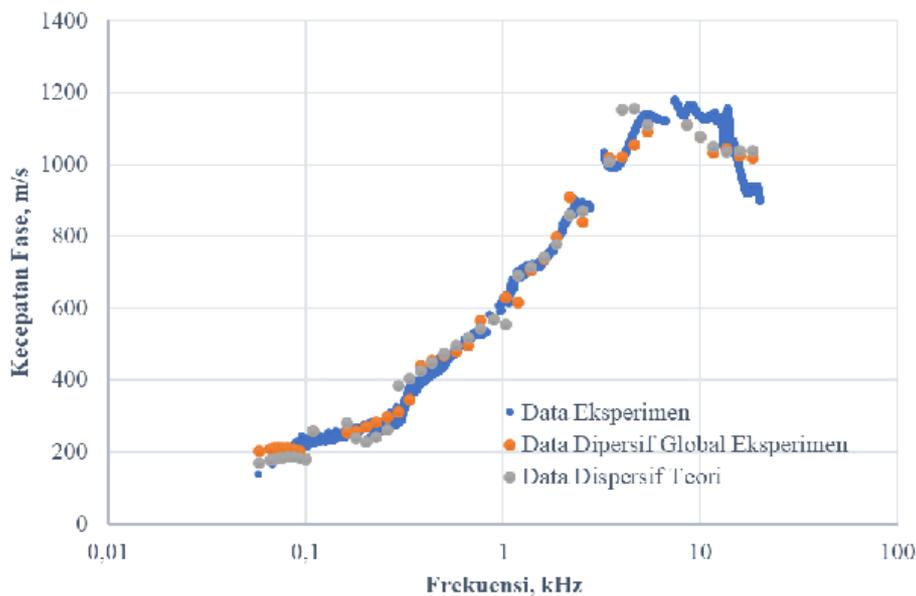
$$\lambda = \frac{2\pi(0,6)}{310} = 0,697 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan untuk titik-titik frekuensi pada pengukuran untuk jarak sensor 60, 100 dan 200 cm. Kumpulan seluruh data kecepatan fase terhadap frekuensi diberikan dalam Gambar 5.2. Dari gambar tersebut ditunjukkan adanya pola sebaran kecepatan fase gelombang yang selanjutnya dikenali sebagai kurva sebaran eksperimen gabungan dari ketiga jarak pengukuran sensor yang disebut sebagai kurva sebaran eksperimen komposit (*composite experimental dispersion curve*).



Gambar 5-2. Kurva sebaran eksperimen komposit untuk pengukuran jarak sensor 60, 100 dan 200 cm pada lokasi studi kasus di Jalan Piyungan-Gading, Wonosari

Jika seluruh konfigurasi dalam pengukuran tersebut digabungkan maka diperoleh sebaran kecepatan fase pada lapisan fondasi dan tanah dasar perkerasan jalan. Gambar 5.3 memberikan contoh kurva dispersi eksperimen komposit untuk pengukuran pada jarak sensor 60, 100 dan 200 cm. Apabila ditambahkan jarak sensor yang lebih kecil, misalnya untuk 4 cm, 8 cm, 15 cm dan 30 cm maka akan sebaran kecepatan fase dari lapisan paling atas (permukaan) hingga ke tanah dasar (Gambar 5.3). Data diperoleh dari pengukuran gelombang seismik untuk Jalan Nasional Wonosari, Piyungan-Ganding, Yogyakarta. Data untuk lapisan permukaan diperoleh dari pengukuran pada jarak 4 hingga 8 cm, sedangkan untuk lapisan fondasi atas dari data pengukuran 15 hingga 30 cm, dan lapisan fondasi bawah hingga tanah dasar menggunakan data dari pengukuran 60 hingga 200 cm.



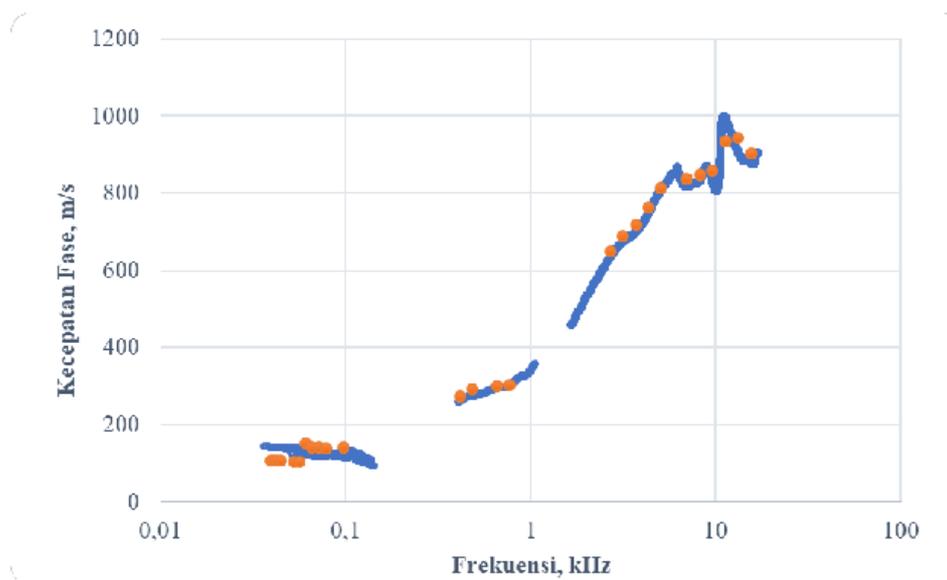
Gambar 5-3. Kurva sebaran eksperimen komposit untuk untuk pengukuran jarak sensor 4, 15, 30, 60, 100 dan 200 cm pada lokasi studi kasus di Jalan Piyungan – Ganding, Wonosari

Dari Gambar 5.3, dapat terlihat bahwa lapisan permukaan aspal dikenali memiliki nilai kecepatan fase yang tinggi dengan rentang nilai antara 1000 hingga 1200 m/s. Hal ini menunjukkan bahwa lapisan tersebut merupakan lapisan kaku karena dapat menghasilkan nilai perambatan gelombang yang lebih cepat. Sejalan dengan penurunan kekakuan lapisan, dari lapisan permukaan ke lapisan fondasi dan tanah dasar maka nilai kecepatan fasenya menjadi semakin rendah. Dengan demikian, teridentifikasi pada kurva dispersi bahwa nilai kecepatan fase semakin rendah sejalan dengan berkurangnya frekuensi gelombang yang dihasilkan. Pola kurva dispersi ini, merupakan pola kecepatan fase yang tipikal untuk perkerasan jalan. Pola ini juga membuktikan teori bahwa frekuensi tinggi gelombang permukaan seismik akan cenderung bergerak di lapisan teratas dengan nilai kekakuan yang tinggi sedangkan frekuensi rendah dominasinya akan merambat pada lapisan dnegan nilai kekakuan yang lebih rendah pada lapisan yang lebih dalam. Dari Gambar 5.3 terlihat pula bahwa lapisan fondasi perkerasan jalan teridentifikasi pada rentang 400 - 500 m/s dan lapisan tanah dasar pada rentang 180 - 400 m/s.

Untuk melanjutkan pada proses inversi, tidak seluruh data dari kurva dispersi akan digunakan dalam perhitungan. Hal ini dipertimbangkan karena untuk melakukan efisiensi perhitungan dan analisis inversi menggunakan data banyak atau sedikit tidak memberikan perbedaan yang disignifikan. Oleh karena itu, data eksperimen dari kurva dispersi di atas (Gambar 5.3) dapat diwakili menjadi beberapa data saja. Dalam praktisnya, 40 hingga 50 titik data eksperimen cukup mewakili kurva dispersif secara global (Rosyidi, 2013, Rosyidi et al., 2017). Demikian hal, nanti dalam proses inversi, data teori dari kurva dispersi kecepatan fase pun akan mengikuti jumlah data eksperimennya, sehingga proses inversi menjadi efisien dan tepat.

Pengukuran lainnya sebagai studi kasus juga dilakukan pada Jalan Provinsi Prambanan-Pakem, Yogyakarta di KM 19+000. Pengukuran lapangan

dilakukan dengan konfigurasi yang sama, menggunakan jarak antar sensor 4, 15, 30, 60, 100 dan 200 cm. Kurva dispersi kecepatan fase yang dihasilkannya pun memiliki pola yang sama sebagaimana profil perkerasan jalan di Jalan Wonosari, sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar 5.4. Perbedaannya ada pada nilai kecepatan fase yang lebih kecil dibandingkan dengan kurva dispersi di Jalan Wonosari (Gambar 5.3). Ini dimungkinkan karena perbedaan kualitas material antara kedua struktur perkerasan jalan tersebut dimana material perkerasan jalan di Jalan Nasional Wonosari didesain lebih kaku dibandingkan dengan material perkerasan jalan di Jalan Provinsi Pakem.

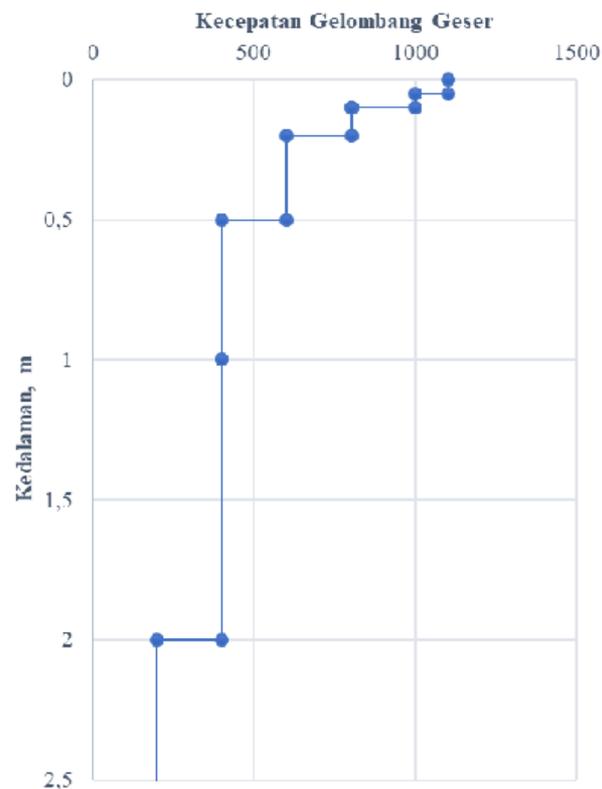


Gambar 5-4. Data rerata global kurva sebaran eksperimen untuk Jalan Prambanan - Pakem

Gambar 5.4 juga menunjukkan hasil analisis data global untuk membagi segmen data kurva eksperimen menjadi 40 hingga 50 data. Data rata-rata global dari kurva dispersif kecepatan fase ini selanjutnya dapat dianalisis menggunakan metode matrik kekakuan 3 D untuk mendapatkan parameter kecepatan gelombang geser untuk setiap lapisan perkerasan jalan.

5.2 Analisis Inversi dengan Matrik Kekakuan 3 D

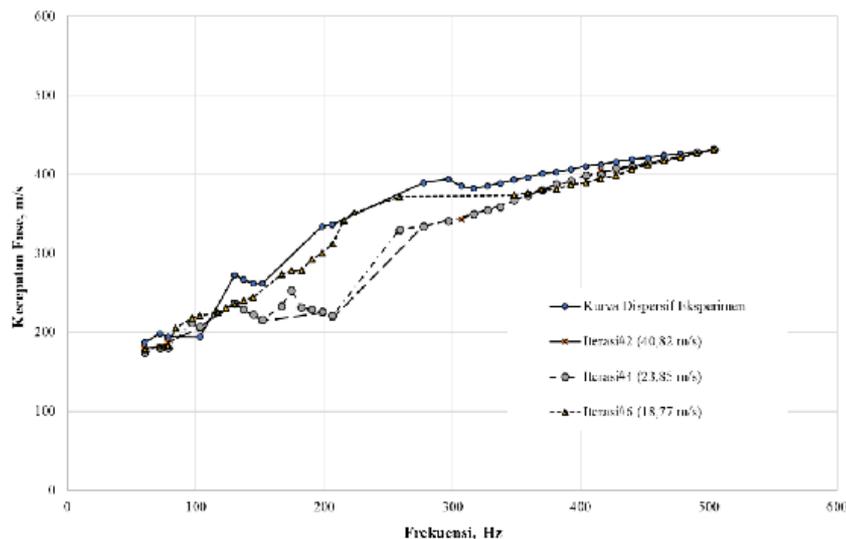
Algoritma 3 D matrik kekakuan dinamik dibangun berdasarkan menggunakan profil perkerasan jalan multi-lapisan yang terbagi dalam lapisan permukaan, lapisan fondasi atas dan bawah dan lapisan tanah dasar. Profil ini selanjutnya dinamakan profil model awal (*starting model parameter, SMP*), sebagai contohnya di Gambar 5.5. Jumlah lapisan pada masing-masing lapisan profil perkerasan dapat ditentukan sesuai dengan kebutuhan analisis. Semakin banyak lapisan yang ditentukan untuk mewakili profil perkerasan maka semakin lama proses iterasi yang diperlukan. Untuk praktisnya, biasanya profil dibagi dalam 8 hingga 10 lapisan.



Gambar 5-5. Profil SMP dalam analisis inversi (lokasi studi kasus di Jalan Piyungan - Gading, Wonosari)

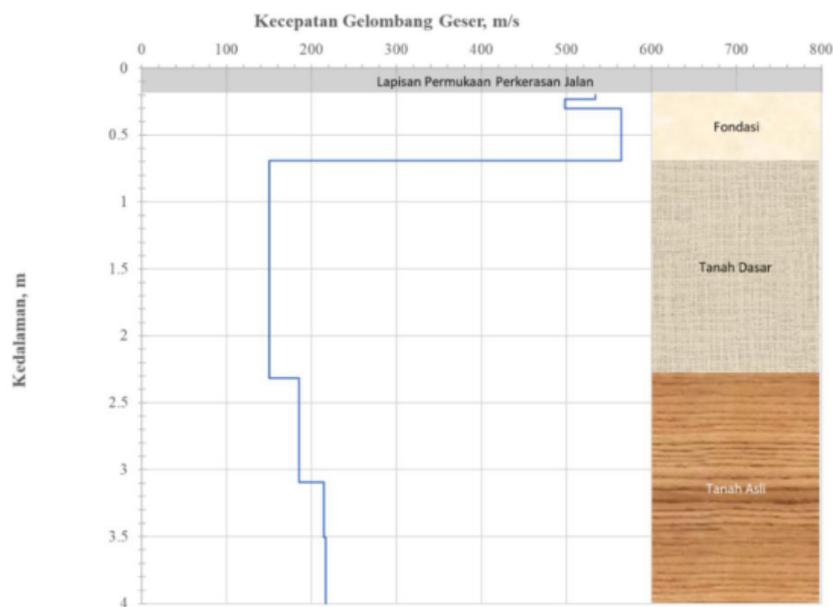
Sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 5.5, merupakan profil SMP yang digunakan untuk menghasilkan kurva dispersif kecepatan fase teori menggunakan model matrik kekakuan 3 D. Profil SMP terdiri dari 8 lapisan yang masing-masing lapisan yang telah ditentukan nilai ketebalan, parameter kecepatan gelombang geser asumsi, berat volume material, rasio pelemahan (*damping ratio*) dan angka Poisson berdasarkan asumsi bahan atau material yang digunakannya. Proses inversi akan berjalan dengan lebih tepat apabila informasi parameter tersebut telah diketahui dari hasil pengujian bahan sebagai awal yang lebih akurat. Meskipun demikian, apabila informasi tersebut tidak ada, nilai-nilai asumsi yang rasional dapat digunakan.

Hasil proses iterasi dari model perambatan gelombang 3 D matrik kekakuan dinamik berdasarkan profil SMP, diberikan dalam Gambar 5.6. Gambar tersebut menjelaskan penyelarasan kurva dispersif teori dari model terhadap kurva dispersif eksperimen dari data pengukuran.



Gambar 5-6. Perbandingan beberapa kurva dispersif kecepatan fase teori yang merupakan hasil iterasi dalam proses inversi terhadap kurva dispersif eksperimen pada lokasi studi kasus di Jalan Piyungan – Gading, Wonosari

Hasil pengukuran galat (kesalahan) RMS (*root-mean-square*), ditunjukkan dari Gambar 5.6, bahwa proses iterasi yang dilakukan dalam analisis inversi, menjalankan proses optimalisasi untuk mendekatkan kurva dispersif teori terhadap kurva dispersif eksperimen. Semakin dekat kurva teori maka semakin memiliki kemiripan dan proses iterasi tersebut terus dijalankan sehingga mendapatkan nilai galat RMS terkecil yang mungkin. Proses inversi akan dihentikan ketika proses iterasi telah dijalankan paling optimal dengan galat terkecil. Seperti dalam Gambar 5.6, proses inversi menggunakan model terhadap kurva eksperimen menghasilkan kurva teori dengan nilai galat RMS sebesar 18,77 m/s dengan proses iterasi sebanyak 6 kali. Hasil akhir dari proses inversi adalah mendapatkan profil kecepatan gelombang geser pada setiap lapisan perkerasan yang diobservasi. Profil akhir dari hasil inversi di atas (Gambar 5.6), diberikan dalam Gambar 5.7. Profil tersebut merupakan profil dengan nilai galat RMS terendah.

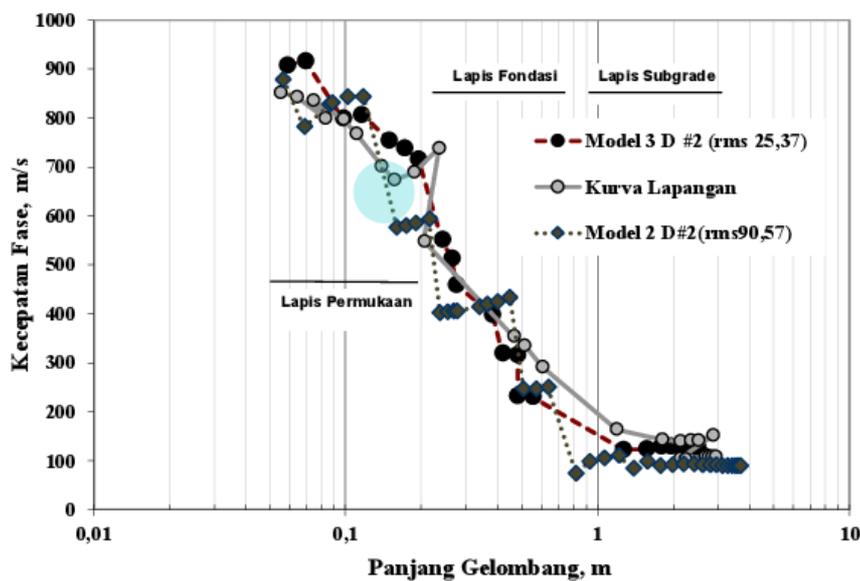


Gambar 5-7. Contoh profil akhir hasil inversi yang menunjukkan kecepatan gelombang geser yang menunjukkan kekakuan bahan pada lapisan fondasi dan tanah dasar pada lokasi studi kasus di Jalan Piyungan - Gading, Wonosari

Profil akhir seperti dalam Gambar 5.7 di atas, dengan jelas menunjukkan nilai kecepatan gelombang geser untuk lapisan fondasi (*base course*) sebesar 498 – 564 m/s, sedangkan untuk lapisan tanah dasar dan tanah asli, pada rentang 149 – 216 m/s hingga kedalaman 4 m.

5.3 Perbandingan Inversi dengan Matrik Kekakuan Model 2 D dan 3 D

Untuk menguji keefektifan model matrik kekakuan model 3 D dibandingkan model 2 D dalam menjalankan analisis inversi, berikut ini merupakan contoh kasus analisis inversi pada salah satu titik pengamatan di Jalan Propinsi Prambanan – Pakem di Sta 19 + 000. Secara umum, kurva model 3 D lebih mampu untuk membentuk pola kurva yang sesuai dengan kurva dispersif eksperimen. Walaupun, masih terdapat beberapa segmen data model 3 D yang terlihat tidak selisih (*gap*) pada 0,5 hingga 1 m. Hal ini dimungkinkan karena pada daerah tersebut merupakan lapisan antar muka (*interface*) yang merupakan transisi antara lapisan fondasi dan lapisan tanah dasar.

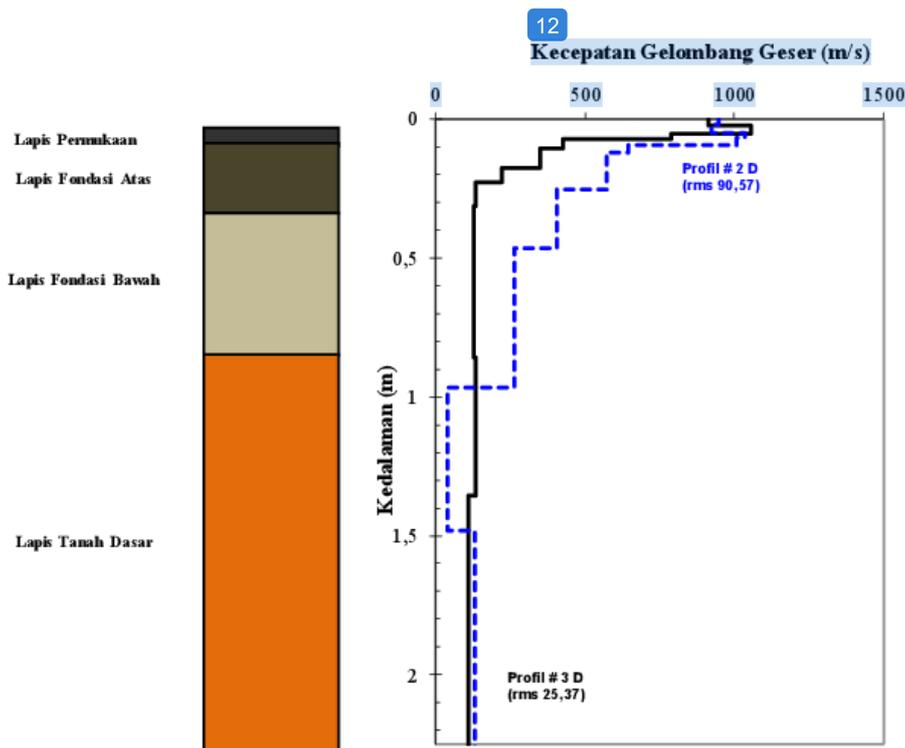


Gambar 5-8. Hasil kurva dispersif teori terhadap eksperimen dari analisis matrik kekakuan model 2 D dan 3 D pada studi kasus di Jalan Prambanan – Pakem

Sedangkan dari hasil analisis kurva teori 2 D yang dihasilkan (Gambar 5.8), menunjukkan adanya deviasi besar terhadap kurva eksperimen terutama pada sampel untuk lapisan permukaan jalan. Garis kurva kecepatan fase teori 2 D terlihat pada wilayah 630 – 680 m/s sedangkan garis kurva kecepatan fase eksperimen pada 670 – 850 m/s. Kurva 2 D yang dihasilkan juga terlihat terputus-putus pada segmen data lapisan fondasi jalan, serta terdapat pengelompokkan beberapa segmen kurva data yang seragam misalnya pada panjang gelombang 0,3 hingga 0,6 m. Hal ini lebih dikarenakan algoritma model 2 D tidak mampu secara sempurna mendistribusikan sebaran data perambatan gelombang fase pada daerah antar muka yaitu, perpindahan antara lapisan keras (lapisan permukaan aspal) dan lapisan fondasi. Secara umum, deviasi kurva 2 D terhadap kurva eksperimen terlihat sangat lebar dengan tingkat galat RMS yang dihasilkan sebesar 90,57 m/s.

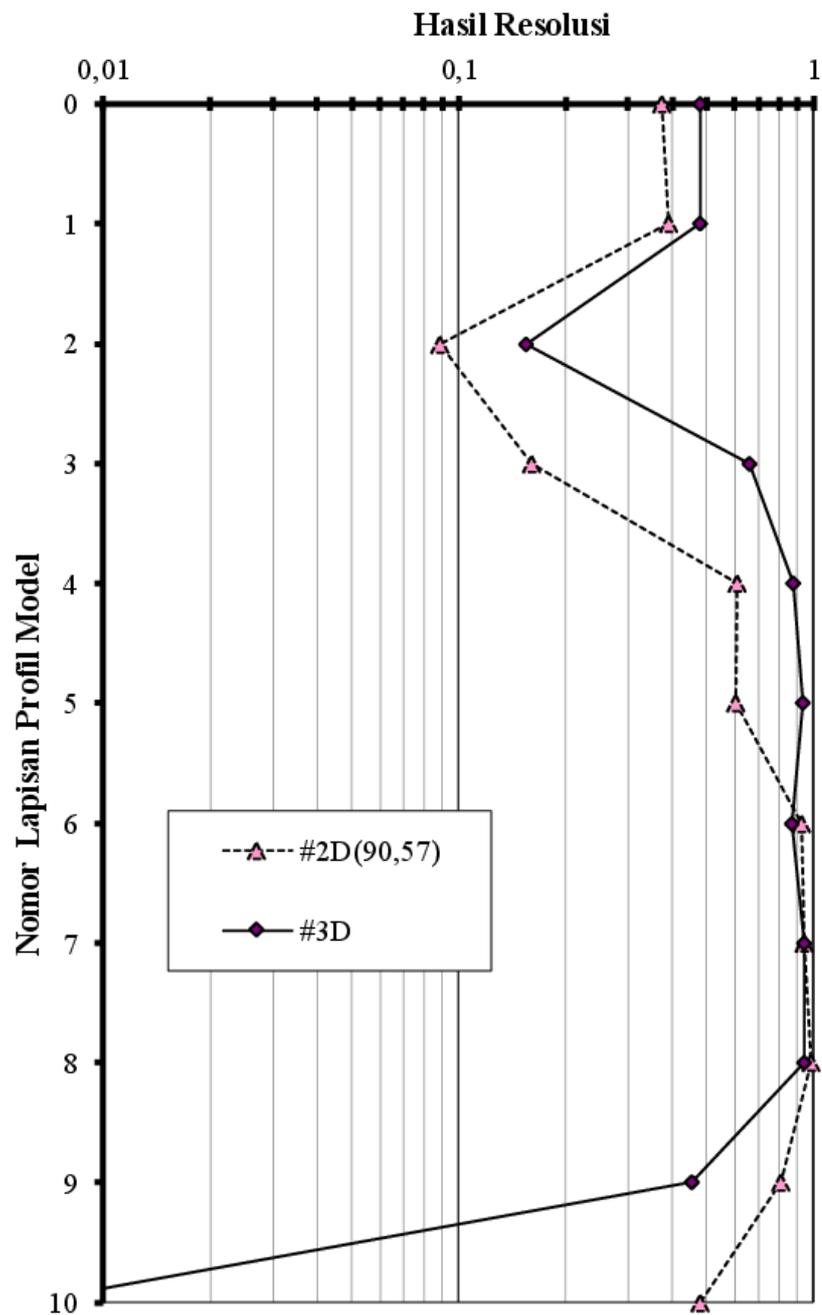
Kondisi ini memperlihatkan bahwa model 3 D dapat lebih nyata untuk menggambarkan kurva perambatan gelombang Rayleigh pada profil perkerasan jalan dengan multi-lapisan. Perbandingan profil hasil analisis inversi yang menghasilkan profil kecepatan gelombang geser menggunakan model matrik kekakuan dinamik 2 D dan 3 D bahan diberikan pada Gambar 5.9. Kedua profil model 2 D dengan ralat RMS terhadap nilai kecepatan fase adalah 90,57 m/s, menunjukkan ketidaktepatan pada lapisan-lapisan profil yang mewakili lapisan fondasi perkerasan jalan yang diwakili oleh lapisan ke-5 hingga ke-8, dan lapisan ke-9 dan ke-10 yang representasi dari lapisan tanah dasar tampak adanya lapisan pelemahan yang cukup tebal. Ketidaktepatan lapisan di atas dapat dikontrol dengan kewajaran nilai lapisan fondasi yang terlalu tinggi dan perubahan lapisan yang tampak regular, sedangkan kondisi profil sebenarnya perkerasan jalan tersusun dari perubahan kekakuan lapisan yang ekstrem dari lapisan permukaan aspal dan lapisan fondasi. Ketidaktepatan lainnya dilihat dari lapisan pelemahan yang terletak pada lapisan tanah dasar (lapisan ke-9), dengan nilai kecepatan geser 40 m/s menunjukkan hasil yang kurang sesuai (wajar) untuk properti tanah karena

nilai kewajaran untuk tanah dasar perkerasan jalan berkisar lebih dari 100 m/s (Rosyidi et al., 2002 dan Rosyidi, 2004). Hasil perbandingan ini mendukung simulasi teori 2 D dan 3 D berdasarkan matrik kekakuan bahan yang telah dilakukan oleh Rosyidi (2007).



Gambar 5-9. Hasil akhir profil V_s dari inversi menggunakan model matrik kekakuan 2 D dan 3 D pada studi kasus di Jalan Prambanan - Pakem

Untuk membandingkan keakuratan hasil simulasi model matrik kekakuan 2 D dan 3 D, dilakukan pengujian resolusi data model terhadap data empirik terhadap setiap lapisan dalam pemodelan pada profil akhir kecepatan gelombang geser. Gambar 5.10 menunjukkan bahwa resolusi untuk model 3 D terlihat lebih baik dibandingkan profil model 2 D, kecuali pada lapisan ke-10 dari profil model 3 D yang mana lapisan terakhir (lapisan tak terhingga) memiliki nilai resolusi sangat kecil (di bawah 0,01) dan lapisan ini dapat dihilangkan atau diabaikan.



Gambar 5-10. Hasil simulasi resolusi untuk profil kecepatan gelombang geser dari analisis model 2 D dan 3 D (Gambar 5.9)

6. ANALISIS DAYA DUKUNG LAPISAN TANAH DASAR

6.1 Parameter Kecepatan Gelombang Geser

Kecepatan gelombang geser dari hasil perhitungan inversi dalam teknik gelombang seismik permukaan, dapat digunakan untuk menentukan jenis tanah berdasarkan nilai kekakuan bahan pada lapisan perkerasan jalan. Dari hasil penelitian sebelumnya yang berkaitan dengan pengelompokan jenis lapisan tanah menggunakan nilai kecepatan gelombang geser, sebagaimana telah dirangkum oleh Das (1993), dan beberapa penelitian yang dilakukan oleh Nazarian dan Stokoe (1984), Spang (1995), Lai dan Rix (1998), Rosyidi et al. (2006) dan Rosyidi et al. (2010) yang telah menggunakan teknik pengukuran SASW untuk tujuan yang sama, menunjukkan bahwa parameter kecepatan gelombang geser untuk masing-masing tanah mempunyai nilai unik dan dapat digunakan untuk mengidentifikasi dan mengelompokkan jenis tanah tertentu. Nilai-nilai kecepatan gelombang geser ini selanjutnya digunakan sebagai parameter kekakuan dinamik tanah dalam analisis penyelesaian permasalahan geoteknik. Dalam kasus ini, hasil pengukuran teknik GSP pada lokasi studi di Jalan Nasional Wonosari dan Jalan Provinsi Prambanan – Pakem menunjukkan bahwa nilai rata-rata kecepatan gelombang geser diperoleh sebesar 185,10 m/s dengan rentang nilai antara 78 hingga 242 m/s dengan simpangan baku 41,03 m/s dan koefisien varian sebesar 0,2217.

Tabel 6.1 berikut ini memberikan perbandingan kecepatan gelombang geser dari pengukuran Teknik GSP dari studi kasus yang dilakukan terhadap hasil-rangkuman dari peneliti sebelumnya. Tabel ini juga memberikan informasi rangkuman berbagai jenis tanah yang dapat diidentifikasi menggunakan kecepatan gelombang geser. Observasi dan identifikasi yang dilakukan dengan membandingkan hasil pengukuran dinamik lainnya (Tabel 6.1), menunjukkan bahwa rentang kecepatan gelombang geser pada lokasi

studi, tergolong tanah dasar dengan komposisi lapisan pasir baik hingga padat. Dimungkinkan kontribusi campuran tanah pada beberapa segmen lapisan tanah dasar yang menyebabkan diperolehnya nilai kecepatan gelombang geser yang lebih rendah dari 140 m/s. Hasil ini juga menunjukkan variabilitas lapisan tanah dasar yang agak tinggi (dengan koefisien varian mencapai 22 %) pada lokasi studi yang ditemui dalam pengukuran menggunakan teknik GSP ini.

Tabel 6-1. Perbandingan hasil pengukuran lapangan kecepatan gelombang geser terhadap penelitian-penelitian sebelumnya untuk identifikasi berbagai jenis tanah

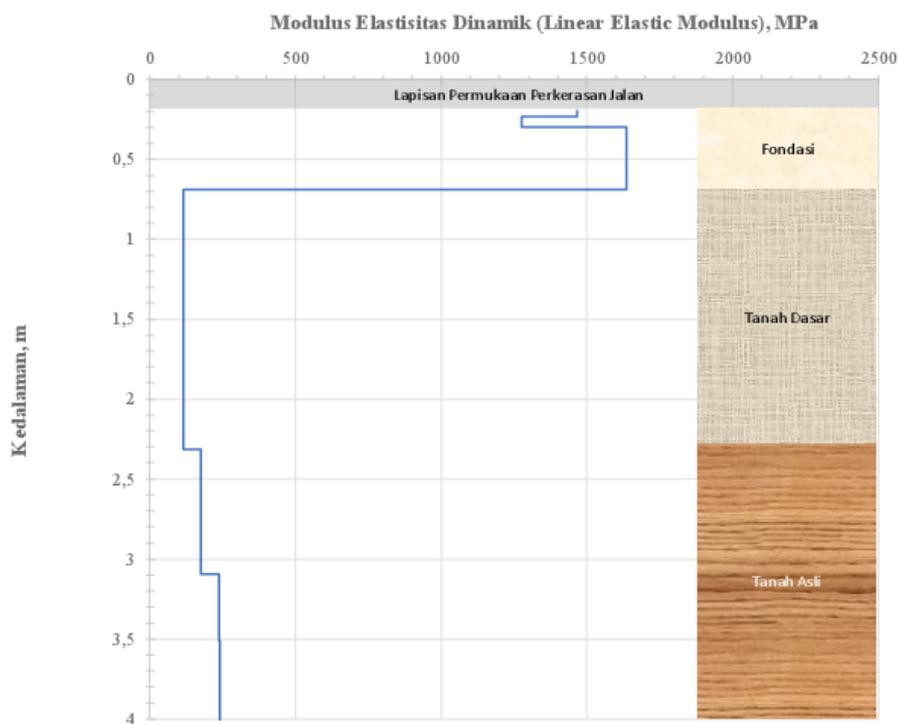
Penelitian	Jenis Tanah	Kecepatan Gelombang Geser (m/s)
Hasil Studi Kasus Jalan Wonosari dan Jalan Prambanan-Pakem	Lapisan tanah berpasir dan lapisan tanah berpasir yang mengandung kapur	78 - 242
Rosyidi et al. (2010)	Lapisan tanah residual mengandung pasir	160 - 178
Das (1993)	Lapisan pasir bersih	30 - 155
	Lapisan pasir yang padat	230
Nazarian & Stokoe (1984)	Lapisan kerikil (agregat)	182 - 228
	Lapisan pasir yang lepas	148 - 212
Lai & Rix (1998)	Lapisan pasir yang padat	278 - 283
	Lapisan pasir ukuran medium bergradasi baik	140 - 150

6.2 Parameter Modulus Elastisitas

Kecepatan gelombang geser dari profil akhir juga dapat digunakan untuk menentukan nilai daya dukung tanah dasar. Daya dukung tanah dasar dapat secara langsung direpresentasikan melalui parameter modulus elastisitas dinamik bahan perkerasan jalan. Nilai modulus ini dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.16 yang dituliskan ulang sebagai berikut

$$E = 2G(1 + \nu) = 2 \rho V_s^2 (1 + \nu) \quad (6.1)$$

Persamaan di atas merupakan nilai modulus elastisitas yang diturunkan dari teori elastisitas linier dimana nilai-nilai bahan tanah dasar seperti massa jenis atau berat volume dan rasio Poisson dapat diperkirakan berdasarkan nilai-nilai rasional bahan di lapangan. Sebagai contohnya, dari profil nilai gelombang geser pada lokasi studi kasus di Jalan Wonosari (Gambar 5.7), selanjutnya menggunakan teori elastisitas linier (Persamaan 6.1), diperoleh profil modulus elastisitas sebagaimana diberikan dalam Gambar 6.1. Profil modulus elastisitas yang dihasilkan menunjukkan hasil pengukuran nilai kekakuan bahan untuk lapisan perkerasan khususnya pada lapisan fondasi dan lapisan tanah dasar.



Gambar 6-1. Profil modulus elastik pada lokasi studi kasus di Jalan Piyungan – Gading, Wonosari

Jika mengambil nilai modulus elastisitas untuk tanah dasarnya saja, maka dilakukan pengambilan nilai modulus elastisitas 60 cm dimana dijumpai lapisan tanah dasar. Tabel 6.2 menunjukkan analisis statistik sederhana untuk menunjukkan variasi nilai modulus elastisitas jalan pada Jalan Nasional Wonosari dan Jalan Provinsi Pakem yang dinyatakan dalam nilai rata-rata, maksimum, minimum, simpangan baku dan koefisien variannya. Untuk studi kasus pada Jalan Wonosari, dijumpai modulus elastisitas lapisan tanah dasar yang bervariasi dengan rentang antara 111 hingga 355 m/s ($CV = 31\%$), sedangkan pada studi kasus di Jalan Provinsi Pakem, dijumpai dua rentang nilai modulus elastisitas yaitu untuk lapisan tanah dasar pada 101,26 - 295,26 MPa (rerata = 180,42 MPa dengan $CV = 33\%$), sedangkan lapisan tanah asli pada rentang 30,76 - 99,76 MPa (rerata = 76,12 MPa dengan $CV = 25\%$). Hasil ini menunjukkan sensitifitas pengukuran nilai kekakuan tanah dasar menggunakan metode perambatan gelombang seismik, dimana variasi nilai daya dukung tanah dasar dapat dideteksi dengan baik.

Tabel 6-2. Rangkuman nilai modulus elastisitas lapisan tanah dasar perkerasan jalan di Jalan Nasional Piyungan - Gading, Wonosari dan Jalan Provinsi Pakem-Prambanan

Parameter Modulus Elastisitas	Jalan Provinsi Prambanan - Pakem		Jalan Nasional Wonosari (Piyungan-Gading)
	Lapisan Tanah Dasar	Lapisan Tanah Asli	Lapisan Tanah Dasar
Rerata (MPa)	180,42	76,12	208,46
Max (MPa)	295,26	99,76	355,87
Min (MPa)	101,26	30,76	111,76
SD (MPa)	59,58	18,76	64,55
CV (-)	0,33	0,25	0,31

Berdasarkan nilai rerata modulus elastisitas dari Tabel 6.2 di atas, hasil studi kasus dari analisis terhadap nilai kecepatan gelombang geser menunjukkan

nilai yang bersesuaian dan rasional untuk nilai kekakuan atau modulus pada tanah. Hal ini merujuk pada studi yang pernah dilakukan oleh Nazarian & Stokoe (1986) dimana modulus elastisitas tanah dasar memiliki nilai antara 170 hingga 300 MPa untuk jenis tanah berpasir. Seperti halnya dengan parameter kecepatan gelombang geser dan modulus elastisitas, bahwa parameter tanah lain yang sering digunakan untuk penentuan parameter daya dukung tanah adalah modulus geser tanah. Modulus geser tanah (G) mempunyai hubungan linier dengan modulus elastisitas tanah yang dinyatakan dalam hubungan yang dituliskan kembali dari Persamaan 6.1 ke dalam bentuk:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \rho V_s^2 \quad (6.2)$$

Modulus geser tanah juga dapat digunakan untuk menentukan jenis tanah berdasarkan nilai kekakuan gesernya. Tabel 6.3 menunjukkan perbandingan beberapa nilai modulus elastisitas dan geser tanah yang diperoleh dari pengujian dinamik tanah terhadap modulus elastisitas dan geser tanah yang dihasilkan dari studi kasus menggunakan Teknik GSP.

3
Tabel 6-3. Perbandingan modulus dinamik bahan subgred

Hasil Kajian	Pengujian	Jenis Tanah	Tingkat Regangan Pengujian	Hasil Kajian	Pengujian
Hasil Pengukuran Lapangan	Teknik GSP	Lapisan tanah berpasir dan Lapisan tanah berpasir yang mengandung kapur	$< 1 \times 10^{-3}$	180 – 210	670 – 800 (67 – 79 MPa)
Rosyidi, et al. (2010)	SASW	Tanah residu sedimen berpasir	$< 1 \times 10^{-3}$	140 – 186	560 – 690 (55 – 70 MPa)
Prakash et al. (1986)	Pengujian getaran terkekang	Tanah laterit pasir berlanau	$2,8 \times 10^{-3}$ $5,6 \times 10^{-3}$	—	498 452

Hasil Kajian	Pengujian	Jenis Tanah	Tingkat Regangan Pengujian	Hasil Kajian	Pengujian
Prakash & Gupta (1971)	Pengujian getaran terkekang	Pasir sederhana hingga baik dengan sebagian berlanau	$8,6 \times 10^{-3}$	---	260
Puri(1969)	Pengujian getaran	Pasir berlanau baik bergradasi buruk	$1,0 \times 10^{-4}$	---	650
Nazarian & Stokoe (1986)	vertikal	Tanah berpasir padat	$< 1 \times 10^{-3}$	170 - 230	---
Prakash & Gupta (1970)	SASW	Pasir sedang	$3,0 \times 10^{-3}$	---	312

***) $1 \text{ kg/cm}^2 = g \times 10^{-2} \text{ MPa}$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

6.3 Analisis Empirik Daya Dukung Lapisan Tanah Dasar

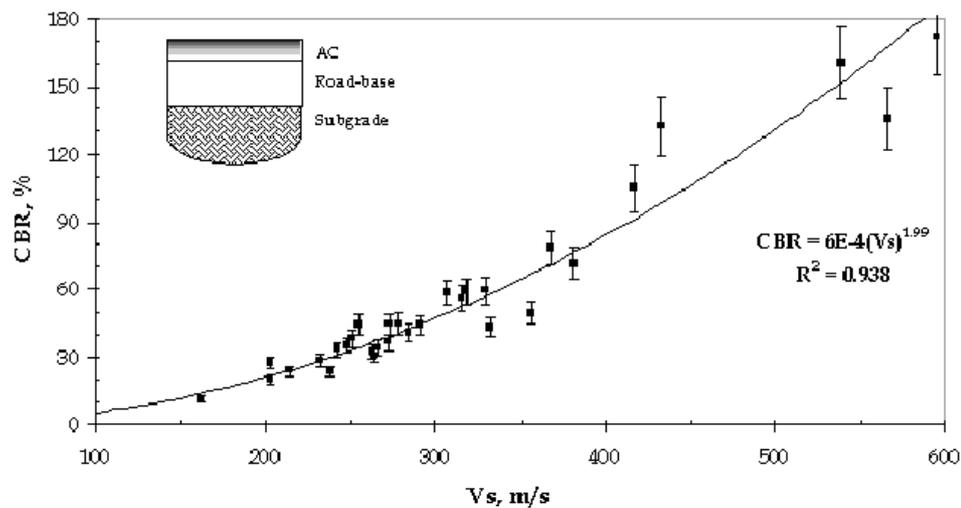
Daya dukung tanah dasar struktur perkerasan jalan ditentukan dari nilai modulus geser tanah (dalam modulus dinamik bahan yang mendekati nilai maksimum) atau menggunakan parameter kecepatan gelombang geser. Model empiris daya dukung tanah dapat menggunakan parameter seismik untuk tanah yang direkomendasikan oleh Rosyidi (2004). Model ini telah dikaji ulang kesesuaiannya oleh Rosyidi et al (2006) dan Rosyidi et al (2010) sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar 6.2, dan dinyatakan dalam hubungan empirik:

$$CBR = 6 \left(\frac{V_s}{100} \right)^2 \quad (6.3)$$

disini, CBR = nilai California Bearing Ratio lapangan dalam %; dan V_s = kecepatan gelombang geser dalam m/s. Berdasarkan kajian yang dilakukan oleh Rosyidi et al (2006), hubungan empirik antara daya dukung tanah dengan parameter modulus dinamik geser tanah (G dalam MPa) sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar 6.3, dapat dinyatakan dalam hubungan matematika sebagai berikut:

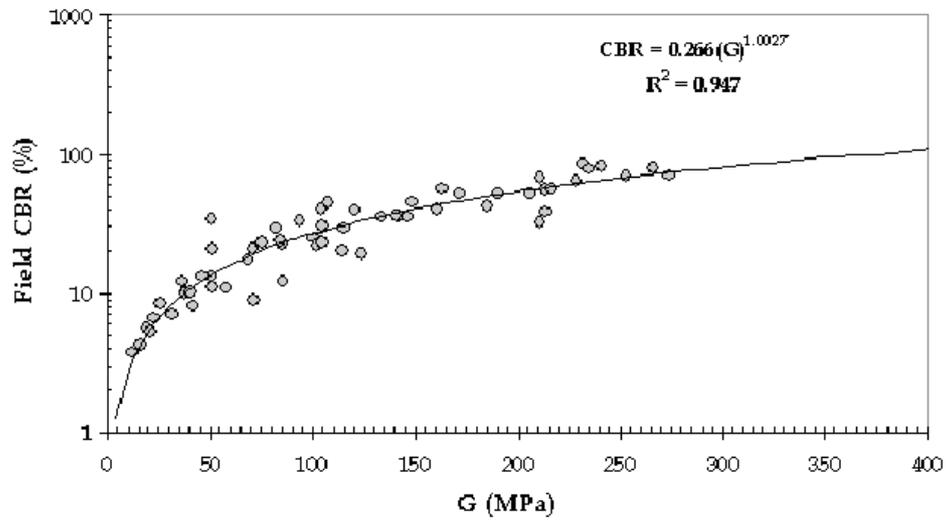
$$CBR = 0,266(G)^{1,0027} \quad (6.4)$$

$$DCP = 709,18 \left(\frac{1}{E_{dinamik}} \right)^{0,79} \quad (6.5)$$

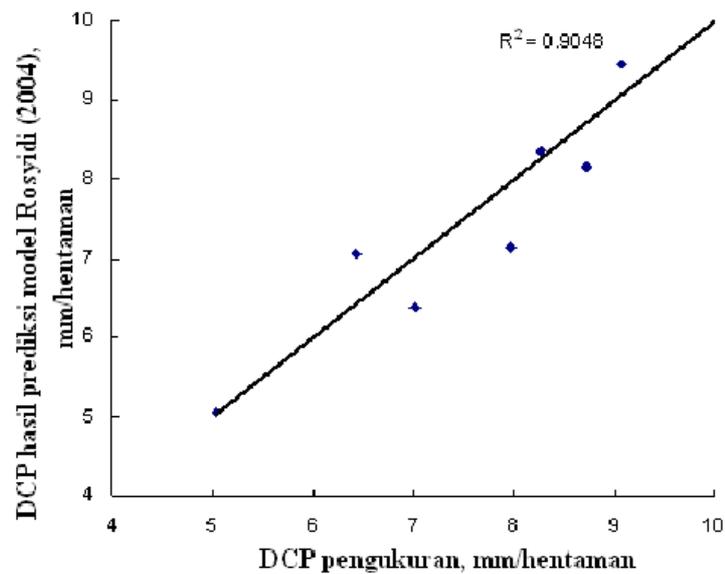


Gambar 6-2. Korelasi antara kecepatan gelombang geser, DCP dan CBR untuk tanah dasar (Rosyidi et al., 2006)

Untuk menguji keabsahan model tersebut selanjutnya dilakukan pengujian validasi langsung nilai DCP untuk menentukan nilai CBR lapangan dan model empirik daya dukung tanah menggunakan model Rosyidi (2004) yang dilakukan pada lokasi studi kasus pengukuran teknik GSP di Jalan Provinsi Prambanan-Pakem. Hasil pengujian keabsahan model empirik daya dukung tanah-nilai modulus elastisitas dinamik bahan dari pengujian teknik GSP terhadap pengukuran langsung DCP di titik yang sama, diberikan dalam Gambar 6.4. Hubungan yang dihasilkan dari perbandingan tersebut menunjukkan nilai koefisien determinasi sebesar (R^2) 0,9048 yang berarti antara nilai DCP prediksi empirik dan nilai DCP hasil pengukuran lapangan mempunyai hubungan yang kuat.



Gambar 6-3. Korelasi empirik antara nilai CBR dan modulus elastisitas dinamik untuk tanah dasar (Rosyidi et al., 2006)



Gambar 6-4. Perbandingan nilai DCP prediksi dari persamaan empirik daya dukung tanah menggunakan Model Rosyidi (2004) terhadap hasil pengukuran langsung DCP pada lokasi studi di Jalan Provinsi Prambanan-Pakem

6.4 Perbandingan Model Empirik Daya Dukung Tanah

Dari uraian di atas, selanjutnya model empirik untuk menentukan daya dukung tanah berdasarkan kecepatan gelombang geser berbasis Teknik GSP dapat dibandingkan dengan beberapa model empirik daya dukung tanah yang berasal dari hasil-hasil kajian sebelumnya. Tiga parameter utama, yaitu nilai modulus, CBR dan DCP yang menjadi referensi dalam perbandingan model empirik ini. Rangkuman dari hasil perbandingan model empirik daya dukung tanah tersebut diberikan dalam Tabel 6.4.

Tabel 6-4. Perbandingan model empirik kekukuhan daya dukung tanah

Peneliti	Model Empirik
Rosyidi et al (2010) yang digunakan dalam Teknik GSP	$CBR = 6 \left(\frac{V_s}{10^2} \right)^2$ (6.6)
	$CBR = 0,1021 \times E_{SASW}$ (6.7)
	$\log E_{SASW} = 3,55 - \log (DCP)^{1,25}$ (6.8)
	$CBR = 424,62 / (DCP)^{1,273}$ (6.9)
Huekelom & Klomp (1962)	$E = 10,34 CBR$ (6.10)
	$CBR = 0,097 E$ (6.11)
Harrison (1986)	$\log CBR = 2,56 - 1,16 \log DCP$ (6.12)
	(tanah lempung dengan $DCP > 10$)
	$\log CBR = 2,70 - 1,12 \log DCP$ (6.13)
	(tanah berbutir dengan $DCP < 10$)
²⁷ Abu-Farsakh e al. (2004)	$CBR = -14 + 0,66(E_{LFWD})$ (6.14)
	untuk $12,5 < E_{LFWD} < 174,5$ MPa
	$CBR = 1,03 + \frac{2600}{-7.35 + DCP^{1,84}}$ (6.15)
	untuk $6,31 < DCP < 66,67$
	$\ln E_{LFWD} = 2,35 + \frac{5.21}{\ln DCP}$ (6.16)
	untuk $4,81 < DCP < 66,7$

Peneliti	Model Empirik	
Webster et al (1992), Livneh (1995)	$CBR = 292 / DCP^{1,12}$	(6.17)
Powell et al (1984)	$E \text{ (MPa)} = 17,58 CBR^{0,64}$	(6.18)
Chua & Lytton (1981)	Persamaan teori: $\log (E_s) = B^* - 0,4 \log (DCP)$	(6.19)
Pen (1990)	$\log (E) = 3,25 - 0,89 \log (DCP)$	(6.20)
	$\log (E) = 3,652 - 1,17 \log (DCP)$	(6.21)
Chen et al (1995)	$E_{FWD} = 338(DCP)^{-0,39}$	(6.22)
Ministry of Works Malaysia (1987)	Model NALS: $CBR = 269 / DCP$	(6.23)

dengan,

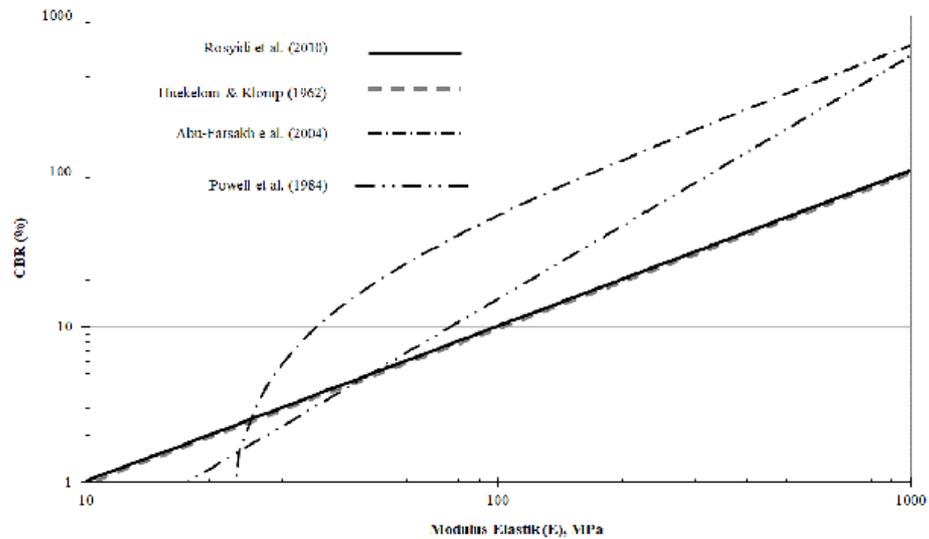
V_s	:	kecepatan gelombang geser (m/s)
CBR	:	nilai California Bearing Ratio (%)
DCP	:	indeks DCP dengan sudut 60° (mm/pukulan)
G_{SASW}	:	modulus geser maksimum dari Teknik SASW (MPa)
E_{SASW}	:	modulus elastik maksimum dari Teknik SASW (MPa)
E_{LFWD}	:	modulus elastik maksimum dari Light Falling Weight Deflectometer (MPa)
E_s	:	Modulus elastik teori bahan (MPa)

*Nilai konstanta B (Persamaan 6.19):

Jenis Tanah	2to (fungsi tegangan dalam keadaan gagal)	B
Lempung Plastis	25	2,22
Lempung	50	2,44
Lanau	75	2,53
Pasir	150	2,63

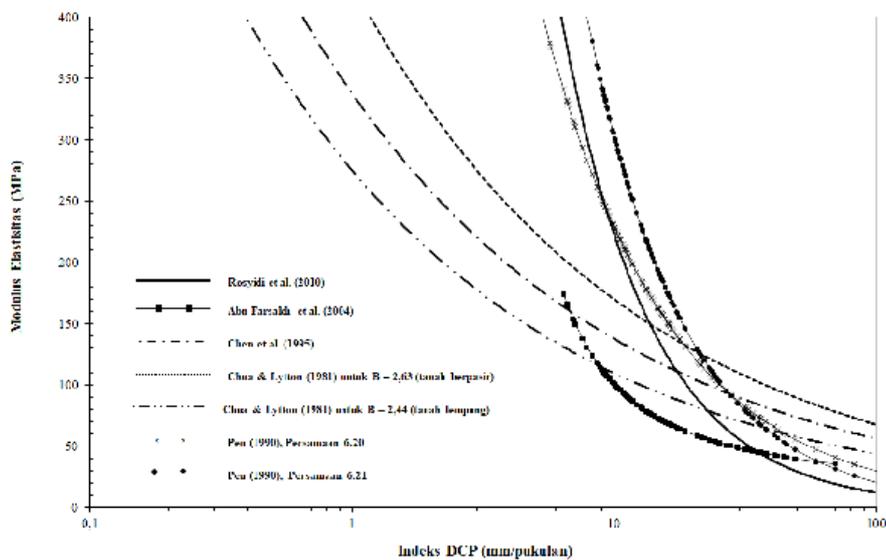
Rosyidi et al. (2010) merekomendasikan bahwa model empirik yang digunakan untuk penentuan daya dukung tanah berbasis kecepatan gelombang geser dan persamaan dinamik dari pengujian gelombang seismik permukaan (Persamaan 6.6 – 6.9) hanya dapat digunakan dengan nilai CBR mencapai 60 % pada tanah berpasir yang dikonversikan dalam indeks DCP sebesar 120 mm/pukulan.

Gambar 6.5 menjelaskan hasil perbandingan yang didapatkan untuk hubungan antara parameter daya dukung tanah, yaitu modulus elastisitas dan nilai California Bearing Ratio dari Tabel 6.4 di atas. Garis regresi dari model empirik yang digunakan (Rosyidi et al., 2010) terlihat sangat tepat dengan model Huekelom & Klomp (1962) dibandingkan model Powell et al. (1984) dan Abu-Farsakh et al. (2004). Perbedaan dengan model Powell et al. (1984) dimungkinkan karena kajian yang dilakukan di Transport Road Research Laboratory (TRRL) menggunakan pengujian laboratorium dengan pembebanan dinamik tiga arah aksial yang membatasi nilai regangan di atas pengujian seismik yaitu melebihi 0,001 %. Pengaruh tingkat regangan menjadi penting dalam penentuan daya dukung tanah berdasarkan nilai modulus elastisitas karena besaran nilainya dipengaruhi oleh kondisi bahannya. Hal yang hampir sama ditunjukkan pada perbandingan model empirik CBR-E terhadap model Abu-Farsakh et al. (2004) yang menggunakan LFWD untuk menentukan nilai modulus elastik bahan pada keadaan elastik tidak lurus. Tingkat regangan yang dihasilkan oleh LFWD lebih tinggi dibandingkan dengan pengujian seismik yang selanjutnya berimplikasi pada nilai modulus elastisitas yang dihasilkannya. Selain itu, model empirik Abu-Farsakh et al. (2004) diturunkan dari jenis tanah yang berbeda yaitu tanah terstabilisasi, tanah berbutir kasar dan tanah lempung dengan rentang nilai modulus antara 12 hingga 175 MPa.



Gambar 6-5. Model empirik CBR-E untuk daya dukung tanah berdasarkan Rosyidi et al. (2010), Huekelom & Klomp (1962), Powell et al. (1984) dan Abu-Farsakh et al. (2004)

Parameter lainnya yang dibandingkan, yaitu indeks *DCP* terhadap nilai modulus elastik dinamik bahan ditunjukkan dalam Gambar 6.6. Dalam gambar tersebut ditunjukkan bahwa model empirik Rosyidi et al. (2010) secara umum memiliki kecenderungan (trend) yang sama dengan peneliti sebelumnya yaitu: Chua & Lytton (1981), Pen (1990), Chen et al. (1995) dan Abu-Farsakh et al. (2004). Trend hubungan antara indeks *DCP* terhadap nilai modulus elastisitas bahannya yang berlaku menunjukkan hubungan terbalik, dimana semakin meningkat indeks *DCP* maka modulus elastik semakin rendah. Model empirik Rosyidi et al. (2010) apabila diperhatikan lebih mendekati pada model Pen (1990) utamanya pada indeks yang lebih kecil dari 15 mm/pukulan.



Gambar 6-6. Model empirik $DCP-E$ untuk daya dukung tanah berdasarkan Rosyidi et al. (2010), Chua & Lytton (1981), Pen (1990), Chen et al. (1995) dan Abu-Farsakh et al. (2004)

Jika dibandingkan dengan model empirik Chen et al (1995) dan Abu-Farsakh et al. (2004) dimana nilai modulus elastisitas tanah diperoleh dari pengujian defleksi, model Rosyidi et al. (2010) cenderung lebih tinggi hingga nilai indeks DCP di atas 20 mm/pukulan. Sebaliknya, kedua model empirik Chen et al (1995) dan Abu-Farsakh et al (2004) menunjukkan nilai modulus yang lebih tinggi. Ini dimungkinkan karena kedua model empirik mempunyai tingkat regangan yang berbeda. Selain itu, model empirik Chen et al (1995) hanya berlaku untuk rentang indeks DCP antara 10 hingga 60 mm/pukulan. Lain halnya dengan model Abu-Farsakh et al (2004), pada rentang indeks DCP antara 20 hingga 50 mm/pukulan menunjukkan trend yang mendekati pada model empirik Rosyidi et al (2010).

Untuk model hubungan empirik $DCP-E$ lainnya, misalnya Chua & Lytton (1981) yang membangun model teoritis daya dukung tanah berpasir dan lempung, apabila dibandingkan dengan model Rosyidi et al (2010)

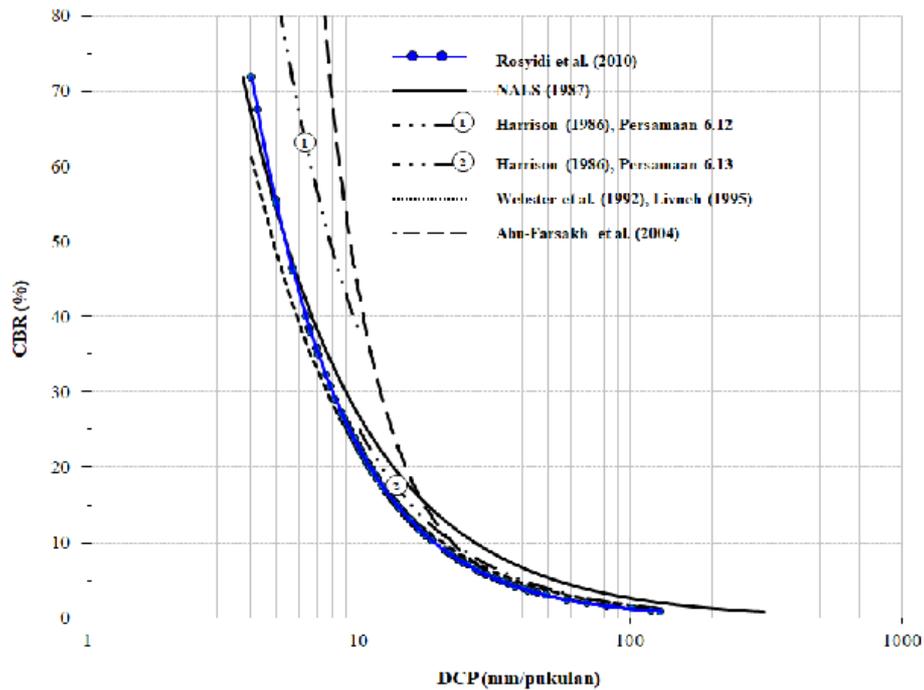
menunjukkan perbedaan yang signifikan. Model teori Chua & Lytton (1981) menghasilkan nilai modulus elastik yang lebih tinggi di atas indeks DCP 20 mm/pukulan. Hal ini dikarenakan nilai tegangan prinsipal pada kondisi keruntuhan yang merupakan dasar dalam penentuan konstanta B yang diambil berdasarkan nilai regangan yang tinggi yang berimplikasi pada perilaku sifat bahan yang diobservasi. Pengambilan nilai modulus elastisitas dinamik hanya akan tepat apabila nilai regangan yang diambil sesuai dengan rentang regangan pada kondisi elastik linier.

Hubungan empirik ketiga adalah model empirik yang dihasilkan dari hubungan parameter indeks DCP dan daya dukung CBR yang diperoleh dari pengukuran dinamik berdasarkan nilai modulus elastisitasnya sebagaimana dalam model Rosyidi et al. (2010) dinyatakan dalam Persamaan 6.9. Selanjutnya, model ini dibandingkan dengan beberapa model empirik diantaranya Webster et al. (1992), Livneh (1995), NALS, Ministry of Works Malaysia (1987), Harrison (1986) dan Abu-Farsakh et al. (2004). Gambar 6.7 menjelaskan perbandingan model empirik DCP-CBR antara Rosyidi et al. (2010) terhadap model-model empirik tersebut. Dalam Gambar 6.8 dapat dilihat bahwa garis regresi nilai indeks DCP dan CBR dari model empirik Rosyidi et al. (2010) memiliki kesesuaian trend dengan garis hubungan DCP-CBR yang dihasilkan dari model empirik Webster et al. (1992), Livneh (1995) dan NALS, Ministry of Works Malaysia (1987). Sementara itu, model empirik Harrison (1986) hanya memiliki kemiripan untuk nilai indeks DCP yang lebih besar dari 10 mm/pukulan sedangkan terhadap model empirik Abu-Farsakh et al. (2004), kemiripan dilihat pada garis indeks DCP yang lebih besar 20 mm/pukulan.

6.5 Kategori Penentuan Daya Dukung Tanah

Hal yang menjadi penting lainnya dalam penentuan daya dukung tanah adalah pengkategorian untuk kondisi dan kualitas tanah dasar berdasarkan nilai parameter dinamik kecepatan gelombang geser. Penggunaan kategori

dalam klasifikasi kualitas tanah dasar menjadi sangat berguna untuk pelaksanaan di lapangan khususnya untuk penilaian cepat terhadap daya dukung tanah. Kategori kualitas daya dukung tanah berdasarkan nilai kecepatan gelombang geser mengacu pada klasifikasi tanah dasar Baker et al (1975).



Gambar 6-7. Model empirik CBR-DCP untuk daya dukung tanah berdasarkan Rosyidi et al. (2010), Webster et al. (1992), Livneh (1995), NALS Ministry of Works Malaysia (1987), Harrison (1986) dan Abu-Farsakh et al. (2004)

Tabel 6.5 menjelaskan kategori kualitas tanah dasar menggunakan parameter daya dukung tanah dasar yaitu nilai CBR, yang selanjutnya dikonversikan dalam kecepatan gelombang geser berdasarkan model empirik Rosyidi et al (2010). Nilai-nilai kategori kecepatan gelombang geser tersebut dapat digunakan untuk melakukan penilaian dan pengkelasan terhadap kualitas konstruksi tanah dasar.

Tabel 6-5. Klasifikasi tanah berdasarkan daya dukung tanah dan kecepatan gelombang geser

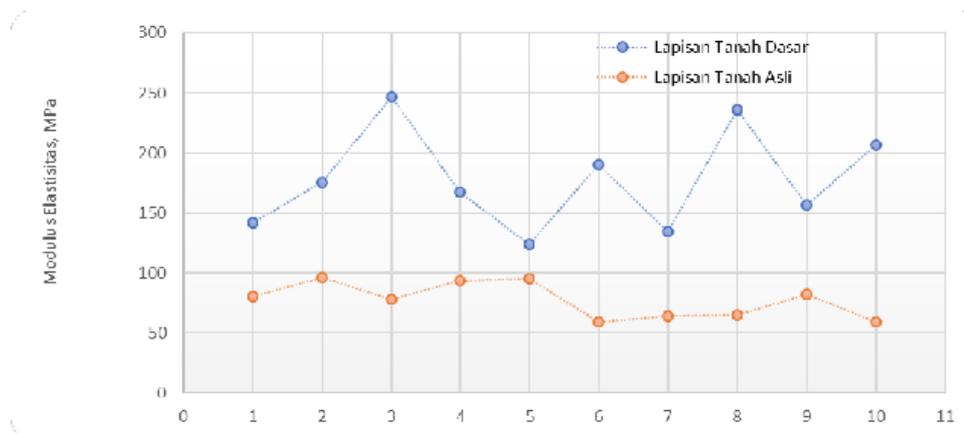
Kategori Tanah Dasar	25 Nilai CBR (%)*	Kecepatan Gelombang Geser (m/s)**
Sangat Baik (Very Good)	> 10	> 145
Baik (Good)	> 6 - 10	> 110 - 145
Buruk (Poor)	3 - 6	75 - 110

* Sumber: Baker at al. (1975), ** Nilai korelasi dari Model Rosyidi et al. (2010)

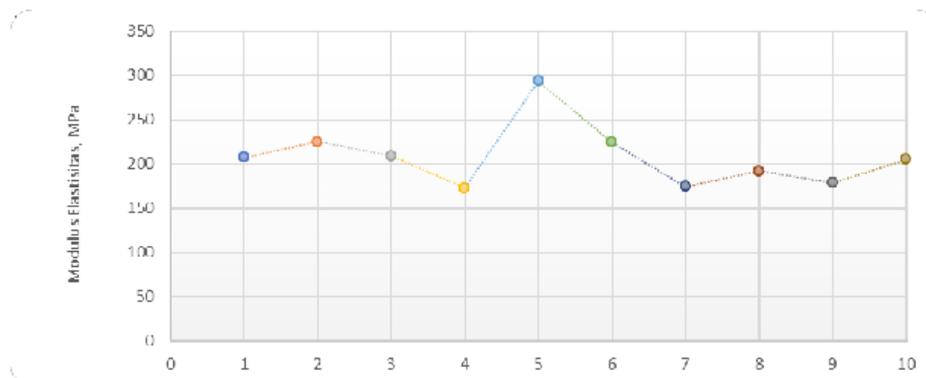
6.6 Analisis Varian terhadap Hasil Modulus Elastisitas dan Daya Dukung Tanah Dasar

Untuk mengetahui variabilitas hasil pengukuran terhadap daya dukung tanah pada lokasi studi kasus di di Jalan Provinsi Prambanan-Pakem dan Jalan Nasional Piyungan – Gading, dilakukan analisis varian terhadap seluruh titik pengamatan. Analisis ini juga untuk mendapatkan gambaran konsistensi kekakuan lapisan tanah dasar sekaligus menguji sensitivitas pengukuran teknik GSP terhadap variabilitas daya dukung tanah dasar. Grafik rerata modulus elastisitas dari hasil pengukuran diberikan dalam Gambar 6.8 dan Gambar 6.9. Dari hasil analisis varian diketahui bahwa nilai rerata modulus elastisitas berada dalam rentang 120 hingga 250 MPa untuk lapisan tanah dasar dan rentang 60 hingga 95 MPa untuk tanah asli, untuk kasus pengukuran di Jalan Prambanan – Pakem. Nilai modulus yang dihasilkan rasional karena dibandingkan dengan hasil pengukuran yang dilakukan oleh Nazarian & Stokoe (1986), menggunakan metode seismik menghasilkan modulus elastisitas untuk tanah berpasir pada rentang 172,38 – 227,54 MPa. Beberapa titik terlihat lebih tinggi dibandingkan dengan rentang rerata modulus elastisitas di titik lainnya, pada titik pengamatan 3 dan 8 untuk Jalan Prambanan – Pakem. Hal ini dimungkinkan terjadi karena keragaman kualitas material pada tanah dasar ketika pelaksanaan pemadatan tanah dasar. Adapun untuk lapisan tanah asli yang terukur dari teknik GSP di lokasi studi kasus, dapat diamati memiliki trend grafik yang relatif seragam. Untuk hasil

pengukuran di Jalan Piyungan – Gading (Gambar 6.9), nilai modulus elastisitas terlihat lebih tinggi dibandingkan rerata modulus elastisitas di Jalan Prambanan – Pakem, dengan rentang 170 – 294 MPa. Hal ini menjadi logis karena kondisi tanah dasar pada lokasi studi kasus di Wonosari sangat baik yang terindikasi kemungkinan merupakan campuran tanah dasar dan batuan keprus.



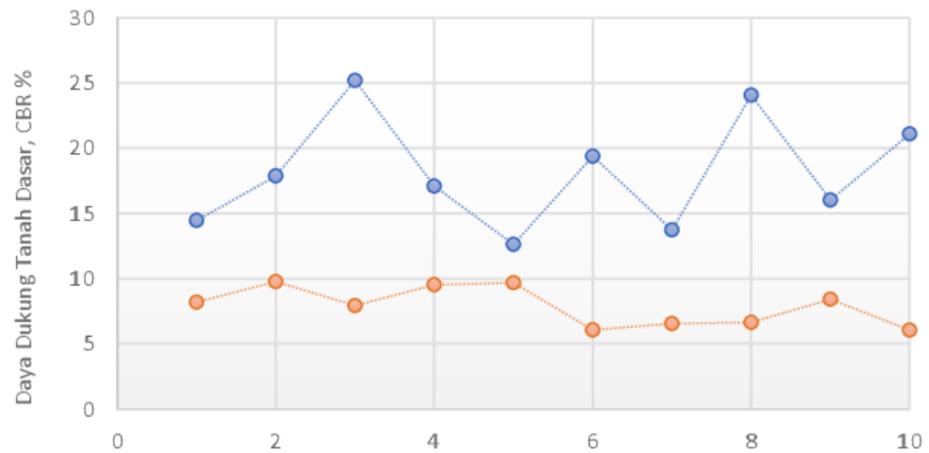
Gambar 6-8. Modulus elastisitas rata-rata pada titik pengamatan studi kasus pengukuran Teknik GSP di Jalan Provinsi Prambanan-Pakem



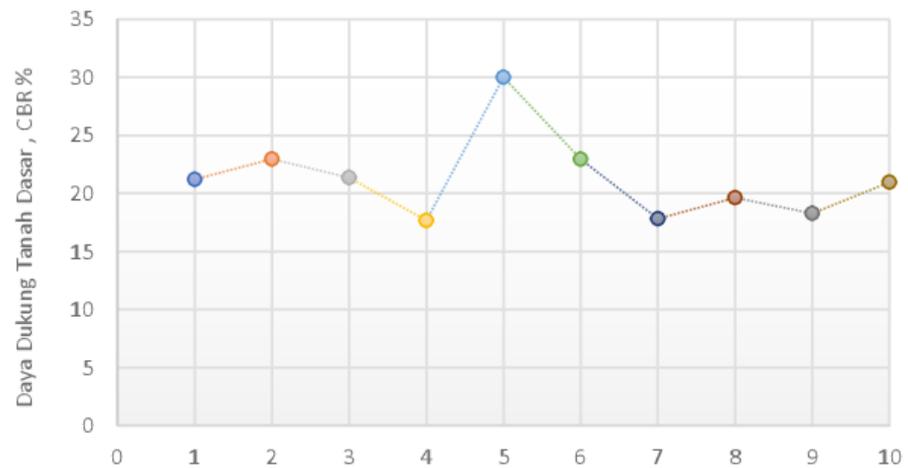
Gambar 6-9. Modulus elastisitas rata-rata pada titik pengamatan studi kasus pengukuran Teknik GSP di Jalan Nasional Piyungan-Gading

Dari hasil pengukuran modulus elastisitas rata-rata tersebut di atas, daya dukung tanah dasar (nilai CBR) pada setiap titik pengamatan di kedua jalan studi kasus dapat didapatkan secara langsung dengan menggunakan model

empirik Rosyidi et al (2010). Gambar 6.10 dan 6.11 menunjukkan hasil konversi empirik dari nilai modulus elastisitas menjadi nilai CBR ⁵ di Jalan Provinsi Prambanan-Pakem dan Jalan Nasional Piyungan – Gading.



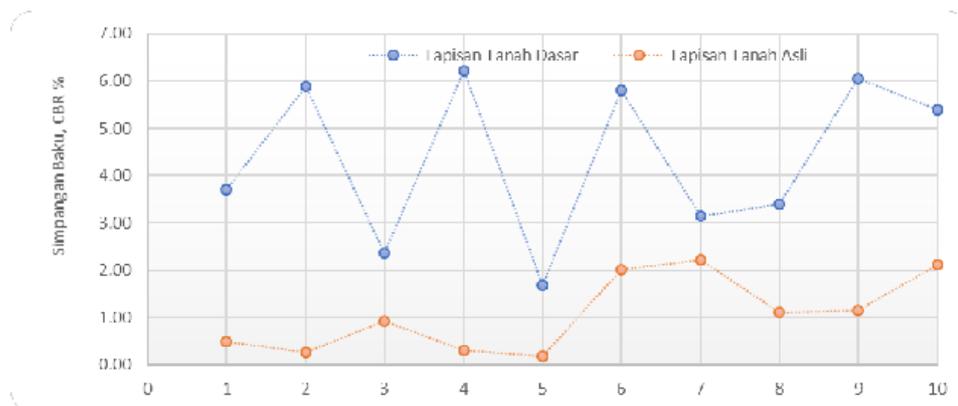
Gambar 6-10. Nilai daya dukung tanah CBR lapisan tanah dasar di Jalan Prambanan – Pakem



Gambar 6-11. Nilai daya dukung tanah CBR lapisan tanah dasar di Jalan Piyungan – Gading

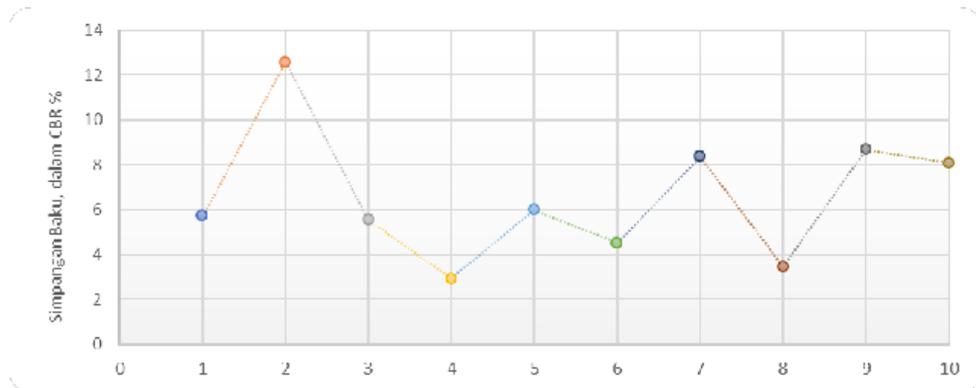
Untuk menganalisis varian dari setiap titik pengamatan secara mudah dan praktis, dapat dilakukan dengan menentukan simpangan baku dan koefisien variannya. Gambar 6.12 hingga hingga Gambar 6.14 menunjukkan hasil

perhitungan simpangan baku (*standard deviations, SD*) dan nilai koefisien varian (*coefficient of variances, CV*) dari nilai daya dukung tanah rata-rata. Dari gambar-gambar tersebut, dapat disimpulkan bahwa berdasarkan nilai nilai SD dan CV untuk Jalan Prambanan-Pakem memiliki trend sebaran data yang fluktuatif. Kondisi ini mengindikasikan nilai kekakuan lapisan tanah dasar yang bervariasi dengan selisih nilai simpangan baku masih dapat diterima yaitu 4,3 % terhadap nilai rata-rata daya dukung tanahnya sebesar 18,15 %. Berbeda dengan tanah dasar, untuk lapisan tanah asli terlihat homogen. Fluktuasi daya dukung tanah rendah yaitu 1,1 % terhadap nilai rata-rata daya dukung tanah 7,88 %. Kondisi geologi dan jenis tanah berpasir dengan fraksi lempung rendah diprediksi menjadi satu faktor yang menyebabkan nilai daya dukung tanah asli tersebut tinggi. Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa daya dukung lapisan tanah dasar Jalan Prambanan Pakem dalam kategori yang sangat baik dengan simpangan baku dan variasi yang masih dapat diterima. Tidak ada perubahan nilai kekakuan atau daya dukung tanah dasar yang signifikan.

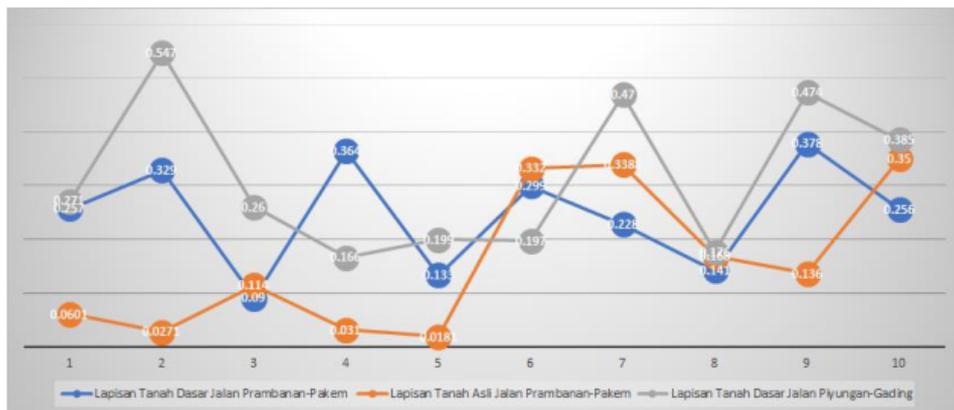


Gambar 6-12. Simpangan baku untuk nilai rerata daya dukung tanah pada titik pengamatan studi kasus di Jalan Prambanan – Pakem

Untuk lapisan tanah dasar di studi kasus pada Jalan Piyungan-Gading, memiliki simpangan baku memiliki nilai yang rendah yaitu 6,59 % terhadap nilai rerata daya dukung tanah 21,28 %.



Gambar 6-13. Simpangan baku untuk nilai rerata daya dukung tanah pada titik pengamatan studi kasus Jalan Piyungan – Gading



Gambar 6-14. Kofisien kovarian untuk daya dukung tanah pada titik pengamatan studi kasus Jalan Piyungan – Gading dan Jalan Prambanan – Pakem

Trend simpangan baku relatif baik yaitu hampir seragam pada setiap titik pengamatan dan hal ini menunjukkan kondisi bahan yang relatif sama di setiap lapisan tanah dasar di titik pengamatan. Pada titik pengamatan 2, terlihat fluktuasi yang naik signifikan dibandingkan dengan titik lainnya, yang menunjukkan lapisan tanah dasar beragam. Nilai daya dukung yang tinggi dibandingkan di daerah Prambanan ke Pakem disebabkan oleh kondisi tanah asli di wilayah Piyungan dan Gading yang bercampur dengan jenis batuan kapur (*limestone*).

6.7 Rekomendasi Penggunaan Parameter Kecepatan Gelombang Geser sebagai Penilaian Daya Dukung Tanah Dasar Perkerasan Jalan

Dari pembahasan monograf ini mengenai penggunaan parameter kecepatan gelombang geser sebagai penilaian daya dukung tanah dasar perkerasan jalan, dapat diberikan beberapa catatan sebagai rekomendasi sebagai berikut:

1. Metode pengukuran gelombang seismik permukaan SASW (*GSP*) telah terbukti memiliki kemampuan untuk nilai modulus elastisitas dinamik lapisan tanah dasar tanpa menimbulkan sebarang kerusakan pada perkerasan jalan yang ada.
2. Analisis yang dilakukan sederhana menggunakan matrik kekakuan 3 D dapat menganalisis kurva teori sebaran fase dengan baik dan mendeteksi gelombang pada daerah antar lapisan perkerasan jalan.
3. Model empirik daya dukung tanah Rosyidi et al. (2010) dapat digunakan untuk menganalisis daya dukung tanah berdasarkan parameter seismik kecepatan gelombang geser dari pengukuran Teknik *GSP* yang merambat pada lapisan perkerasan jalan.

DAFTAR PUSTAKA

- 1 Abu-Farsakh, M.Y., Alshibli, K., Nazzal, M. & Seyman, E. (2004) *Assessment of in-situ test technology for construction control of base courses and embankmen*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Final Report (FHWA/LA.04/385).
- 2 Al-Hunaidi, M.O. (1992) Difficulties with phase unwrapping in spectral analysis of surface waves nondestructive testing of pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 506-511.
- Al-Shayea, N.A-R. (1994) *Detection of subsurface cavities using the spectral-analysis-of-surface-waves method*. Doctoral Disertasi. The University of Michigan, Ann Arbor.
- 1 Baker, R.F., Byrd, L.G. & Mickle, D. (1975) *Handbook of Highway Engineering*. New York, van Nostrand Reinhold Co.
- Chen, J., Hossain, M. & LaTorella, T. (1995) Use of falling weight deflectometer and dynamic cone penetrometer in pavement evaluation. *Transportation Research Record*, 1655, 145-151.
- 2 Cho, Y.S. & Lin, F.B. (2001) Spectral analysis of surface wave response of multi layer thin cement mortar slab structures with finite thickness. *NDT&E International*, 34, 115-122.
- 1 Chua, K. M. & Lytton, R. L. (1981) Dynamic analysis using the portable dynamic cone penetrometer. *Transportation Research Record*, 1192, 702-708.
- Das, B.M. (1993) *Principles of Soil Dynamics*. Boston, PWS-KENT Publishing Company.
- 10 Graveen, C. (2001) *Nondestructive test methods to assess pavement quality for use in a performance-related specification*. Doctoral Dissertation. Purdue University.
- 11 Gucunski, N., Krstic, V. & Maher, A. (2000) Field implementation of surface waves for obstacle detection (SWOD) method. *Proceedings of 15th*

World Conference Non Destructive Testing, 15-21 October 2000, Roma (Italy). Available from:
<https://www.ndt.net/article/wcndt00/papers/idn097/idn097.htm> [Accessed 14th April 2019].

1 Harrison, J.A. (1986) Correlation of CBR and dynamic cone penetrometer strength measurement of soils. *Australian Road Research*, 16 (2), 130-136.

17 Heukelom, W. & Klomp, A.J.G. (1962) Dynamic testing as means of controlling pavements during and after construction. *Proceedings of the First International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement*, University of Michigan.

23 Hiltunen, D.R. & Woods, R.D. (1988). SASW and crosshole test results compared. *Earthquake and Soil Dynamics II – Recent Advances in Ground Motion Evaluation. Proceedings of the Specialty Conference of Geotechnical Eng. Division, ASCE*, pp. 279-289.

16 Hoerner, T.E., Darter, M.I., Tarr, S.M. & Okamoto, P.A. (1999) *Guide to developing performance-related specification for PCC pavement, Vol II-Appendix B (Filed Demonstrations)*. Report No. FHWA-RD-98-156, FHWA Washington, D.C.

13 Jones, R. (1958). In-Situ measurement of the dynamic properties of soil by vibration methods. *Géotechnique*. [Online] 8(1), 1-21. Available from: doi: 10.1680/geot.1958.8.1.1.

1 Kausel, E. & Peek, R (1982) Dynamic loads in the interior of a layered stratum: an explicit solution. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 72(5), 1459-1481.

1 Kim, D.-S., Shin, M.-K. & Park H.C. (2001) Evaluation of density in layer compaction using SASW method. *Soil Dynamic & Earthquake Engineering*, 21, 39-46

2 Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey, Prentice-Hall, Inc.

- Lai, C.G. & Rix, G.J. (1998) *Simultaneous inversion of Rayleigh phase velocity and attenuation for near-surface site characterization*. Georgia Institute of Technology. Research Report.
- Livneh, M., Ishai, I. & Livneh, N. (1995) **Effect of vertical confinement on dynamic cone penetrometer strength values in pavement and subgrade evaluations**. *Transportation Research Record*, 1473, 1-8.
- Luna, R. & H. Jadi (2000) **Determination of dynamic soil properties using geophysical methods**. *Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure*, St. Louis, MO.
- Madshus, C. & Westerdahl, H. (1990) **Surface wave measurements for construction control and maintenance planning of roads and airfields**. *Proceedings of 3rd. Int. Conf. on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, 3-5 July 1990, Trondheim, Norway.
- Matthews, M.C. Hope, V.S. & Clayton, C.R.I. (1996) **The geotechnical value of ground stiffness determined using seismic methods**. *Proceedings of 30th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, pp. 1-13.
- Miller, G. F. & Pursey, H. (1955) **On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid**. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 233(1192), pp. 55-69. Available from: doi: 10.1098/rspa.1955.0245.
- Ministry of Works Malaysia (1987) *National axle load study (NALS)*. Technical Note 3 & 17.
- Nazarian, S. (1984) *In situ determination of elastic moduli of soil deposits and pavement systems by spectral-analysis-of-surface-wave method*. Doctoral Disertasi. The University of Texas at Austin.
- Nazarian, S. & Stokoe II, K. H. II. (1984) **In-situ shear wave velocity from spectral analysis of surface waves**. *Proceedings of 8th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol.3, San Francisco, California, pp.31-38.

- 21 Oh, T., Popovics, J.S., Ham, S. & Shin, S.W. (2013) Comparison of NDT Methods for Assessment of a Concrete Bridge Deck. *Journal of Engineering Mechanics*, 139(3), 305–314. Available from: doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000441.
- 18 Pen, C. K. (1990) An assessment of the available methods of analysis for estimating the elastic moduli of road pavements. *Proceeding of 3rd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim.*
- 1 Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C. & Nunn, M. E. (1984). *The structural design of bituminous roads.* TRRL Report LR 1132.
- Prakash, S. & Gupta, M.K. (1970). *Report on dynamic properties of soil for Diesel Power House Nakodar.* Earthquake Engineering Studies Report. School of Research & Training in Earthquake Engineering. University of Roorkee, India.
- 3 Prakash, S. & Gupta, M.K. (1971). *Report on dynamic properties of soil for Diesel Power House Sirhind.* Earthquake Engineering Studies Report. School of Research & Training in Earthquake Engineering. University of Roorkee, India.
- Prakash, S. (1981) *Soil Dynamics.* New York, McGraw-Hill
- 3 Prakash, S., Basavanna, B.M. & Arya, A.S. (1986) *Report on soil characteristics for heavy duty forging hammer foundation of Hindustan Aeronautics Ltd., Koraput.* Earthquake Engineering Studies Report. School of Research & Training in Earthquake Engineering. University of Roorkee, India.
- Puri, V.K. (1969) *Natural frequency of block foundations under free and forced vibrations.* Master Thesis. University of Roorkee.
- 22 Richart, F. E., Hall, J.R. & Woods, R.D. (1970) *Vibrations of Soils and Foundations.* New Jersey, Prentice-Hall, Inc.
- 2 Rix, G.J., Bay, J.A. & Stokoe, K.H. II (1990) Assessing in situ stiffness of curing Portland cement concrete with seismic tests. *Transportation Research Record*, 1284, 8-15.

- Rosyidi, S.A.P. (2013) *Metode Analisis Gelombang Permukaan untuk Penyelidikan Sub-Permukaan*, Yogyakarta, LP3M-UMY.
- Rosyidi, S.A.P. (2011) Use of wavelet analysis and filtration on impulse response for sasw measurement in PCC slab of pavement structure. *Geotechnical Special Publication*, 74–82, Available from: doi: 10.1061/47626(405)10.
- Rosyidi, S.A.P. (2007) Comparison between 2-D and 3-D stiffness matrix model simulation of SASW inversion for pavement structure. *Civil Engineering Dimension*, 9(1), 42–48.
- Rosyidi, S.A.P. (2004) *Penilaian kekukuhan dinamik bahan lapisan turapan menggunakan kaedah SASW*. Tesis Master. Universiti Kebangsaan Malaysia.
- Rosyidi, S.A.P., Taha, M. R. & Yusoff, N. I. M. (2017) *Teknologi SASW untuk Evaluasi Perkerasan Jalan*. Yogyakarta, LP3M UMY.
- Rosyidi, S.A.P., Abbiss, C.P., Nayan, K.A.M., Taha, M.R., Chik, Z. & Ismail, A. (2012) Study of the Relationship between Stiffness Parameters for Base Materials. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport*, 165 (3), 159–65. Available from doi: 10.1680/tran.10.00010.
- Rosyidi, S.A.P., Taha, M.R. & Nayan, K.A.M. (2010) Empirical model evaluation of sedimentary residual soil bearing capacity from surface wave method. *Jurnal Kejuruteraan*, 22, 75-88.
- Rosyidi, S.A.P., Taha, M.R., Ismail, A. & Chik, Z. (2009) Evaluation of pavement subgrade quality using the spectral analysis of surface wave method. *Sains Malaysiana*, 38 (1), 21–30.
- Rosyidi, S.A.P, Nayan, K.A.M., Taha, M.R. & Ismail, A. (2006). Estimating G-max & field CBR of soil subgrade using a seismic method. *NDT.net Journal*, [Online] June 2006, Vol 11 (6), Available from: <https://www.ndt.net/article/v11n06/rosyidi/rosyidi.htm>
- Rosyidi, S.A.P., Taha, M.R. & Nayan, K.A.M. (2005) Predicting soil bearing capacity of pavement subgrade system using SASW method.

- 5
Proceedings of International Symposium of Geoline 2005, 23 - 25 May 2005, Lyon, France.
- 2
 Rosyidi, S.A.P., Nayan, K.A.M. & Taha, M.R. (2004) Measurement of subgrade stiffness using the SASW method. *Proceedings of Malaysian Geotechnical Conference, 14-16 Maret 2004, Petalingjaya Kuala Lumpur, The Institute of Engineer Malaysia.*
- 2
 Rosyidi, S.A.P., Hantoro, G. & Taha, M.R. (2003) Determination the design input parameter of dynamic elastic modulus of road-pavement base layer using wave propagation technique. *Proseding Konferensi Nasional Teknik Jalan ke-7, Himpunan Pengembang Jalan Indonesia (HPJI), Jakarta.*
- 2
 Rosyidi, S.A.P., Nayan, K.A.M., Taha, M.R. & Mustafa, M.M. (2002) Pengukuran sifat dinamik perkerasan lentur menggunakan metode Spectral-Analysis-of-Surface-Wave (SASW). *Prosiding Simposium FSTPT V, Universitas Indonesia*
- 15
 Shahin, M. Y. (2005) *Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots.* 2nd edn, Boston, MA, Springer.
- 7
 Spang, A.W. (1995) *In-situ Measurement of Damping Ratio using Surface Waves.* Doctoral Dissertation. The Georgia Institute of Technology.
- Stokoe, K.H.II, Wright, S.G., Bay, J.A. & Rössset, J.M. (1994) Characterization of geotechnical sites by SASW method. In : Woods, R.D. editor. ISSMFE Technical Committee 10, *Proceedings of XIII ICSMFE, New Delhi, India*
- 6
 Webster, S.L., Grau, R.H., & Williams, R.P. (1992) *Description and application of dual mass dynamic cone penetrometer.* U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Instruction Report, No. GL-92-3.
- 2
 Zagyan, M. & Fairfield, C.A. (2002) Continuous surface wave & impact methods of measuring the stiffness & density of railway ballast. *NDT&E International* (35), 75-81

INDEKS

A

akselerometer, 23, 24

B

beban, 32

beda fase, 18, 29, 43, 44, 45, 49, 50

C

CBR, 8, 10, 20, 35, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76,
77, 79, 80, 81, 83, 84

D

Daya dukung tanah, 8, 66, 70

DCP, 8, 9, 10, 20, 35, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77,
78, 79, 80

DDT, 8, 9, 10, 11, 20, 35

dispersif, 16

E

energi, 12

F

fase gelombang, 18, 20, 26, 31, 35, 51

FFT, 24, 29, 35, 38, 39, 40, 42

frekuensi, 14, 15, 16, 22, 23, 24, 25, 29, 30,
32, 35, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 45, 47, 49, 50,
51, 53

fungsi perpindahan, 29

G

gelombang badan, 12

gelombang mekanik, 12, 13, 22, 36, 38

gelombang permukaan, 9

gelombang seismik, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 16,
18, 21, 22, 23, 24, 28, 30, 35, 36, 37, 38, 40,
42, 43, 45, 49, 52, 64, 68, 76, 86

geofon, 23, 24, 36

H

homogen, 12

I

impuls, 22

isotropik, 12

K

kecepatan fase, 18, 31, 35, 43, 49, 50, 51, 52,
53, 54, 55, 56, 57, 60, 61

kecepatan gelombang geser, 9, 10, 11, 20,
31, 34, 35, 49, 55, 57, 58, 59, 61, 62, 63, 64,
65, 68, 70, 71, 73, 74, 75, 80, 81, 86, 87

kekakuan, 9, 16, 17, 18, 23, 42, 43, 53, 58, 61,
64, 66, 68, 69, 81, 84

Kinerja perkerasan jalan, 3

konfigurasi pengukuran, 26, 28, 40

korelasi empiris, 8, 35

kurva dispersif, 49, 54, 55, 56, 57, 58, 59

L

Lapisan pasir yang lepas, 65

lapisan tanah dasar, 8, 10, 20, 22, 25, 26, 27,
34, 37, 38, 41, 42, 43, 45, 49, 54, 55, 59, 61,
65, 66, 67, 68, 81, 83, 84, 85, 86, 87

Love, 12

M

matrik kekakuan, 10, 20, 31, 55, 56, 57, 59,
61, 87

media elastik, 12

Metode DT, 5

metode SASW, 7, 17

model empirik, 71, 73, 75, 76, 77, 78, 79, 81,
83

modulus elastisitas, 10, 20, 35, 66, 67, 68, 69,
71, 72, 76, 77, 78, 79, 81, 83, 87

Modulus Elastisitas, 8, 66, 68, 81

modulus geser, 34, 68, 70, 75

N

NDT, 2, 6, 7, 8, 9, 11

nomor gelombang, 32, 33

P

panjang gelombang, 14, 15, 18, 26, 31, 60

penetrasi, 14, 15, 26, 35

Perpindahan gelombang, 33

Poisson, 15, 16, 34, 57, 66

R

Rayleigh, 12

regangan, 9, 34, 76, 78, 79

RMS, 3, 34, 58, 60, 61

S

sensor, 18, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 29, 30, 36,
37, 38, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 49, 50,
51, 52, 53, 54

sinyal, 24, 25, 29, 30, 42, 43, 44, 45, 47

Sinyal gangguan, 41

sistem evaluasi jalan, 3

spektrum beda fase, 49, 50

spektrum fungsi koheren, 29, 30, 47

spektrum-auto density, 29

sumber gelombang, 12, 13, 22, 23, 25, 27, 31,
36, 38

superposisi, 26

T

tanah berpasir, 65

tegangan, 6, 32, 75, 79

Teknik Gelombang Seismik Permukaan, 20

transformasi Fourier cepat, 24

***Narasi untuk COVER BELAKANG:**

Sistem Manajemen Perkerasan Jalan di Indonesia merupakan sistem yang sangat penting guna menjalankan peran dalam melakukan evaluasi jalan secara sistematis yang dimulai dari tahap penilaian, evaluasi, pemeliharaan, perbaikan sehingga tahap rehabilitasi, dengan sasaran akhir pada optimalisasi umur pelayanan jalan yang sesuai umur rencananya. Permasalahan yang dihadapi dalam manajemen perkerasan jalan adalah menentukan depresiasi kekuatan jalan secara cepat dan tepat khususnya untuk memprediksi daya dukung tanah pada jalan terpasang. Monograf ini mengupas bagaimana teknologi evaluasi jalan yang bersifat tidak merusak (non-destructive testing, NDT) dan dikembangkan berdasarkan analisis perambatan gelombang seismik permukaan mampu menentukan nilai daya dukung tanah terpasang berbasis kecepatan gelombang geser. Melalui model empirik yang telah teruji, teknik ini mampu memprediksi kekuatan tanah dasar menggunakan nilai CBR dan indeks DCP. Hasil-hasil korelasinya menunjukkan nilai yang kuat dan signifikan. Monograf ini bermanfaat bagi peneliti, insinyur dan praktisi dalam mengukur kinerja perkerasan jalan dengan tepat dan tidak merusak.

Monograf Cek Turnitin

ORIGINALITY REPORT

8%

SIMILARITY INDEX

8%

INTERNET SOURCES

4%

PUBLICATIONS

3%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	journalarticle.ukm.my Internet Source	3%
2	www.scribd.com Internet Source	1%
3	myais.fsktm.um.edu.my Internet Source	1%
4	puslit2.petra.ac.id Internet Source	<1%
5	labtransportumy.wordpress.com Internet Source	<1%
6	lib.dr.iastate.edu Internet Source	<1%
7	Foti, . "Using transfer function for estimating dissipative properties of soils from surface-wave data", Near Surface Geophysics, 2004. Publication	<1%
8	utexas.influent.utsystem.edu Internet Source	<1%
9	sang-pemujaronesia.blogspot.com Internet Source	<1%

10	www.lrrb.org Internet Source	<1 %
11	www.tcnj.edu Internet Source	<1 %
12	labtransportumy.files.wordpress.com Internet Source	<1 %
13	tel.archives-ouvertes.fr Internet Source	<1 %
14	pelab.nagaokaut.ac.jp Internet Source	<1 %
15	Submitted to Kingston University Student Paper	<1 %
16	docs.lib.purdue.edu Internet Source	<1 %
17	eastst.info Internet Source	<1 %
18	ntl.bts.gov Internet Source	<1 %
19	Submitted to University of Exeter Student Paper	<1 %
20	www.qucosa.de Internet Source	<1 %
21	publish.illinois.edu Internet Source	<1 %
22	kth.diva-portal.org	

	Internet Source	<1 %
23	faculty.ksu.edu.sa Internet Source	<1 %
24	id.scribd.com Internet Source	<1 %
25	pt.scribd.com Internet Source	<1 %
26	zaialqudri26.blogspot.com Internet Source	<1 %
27	repozitorium.omikk.bme.hu Internet Source	<1 %
28	etheses.iainponorogo.ac.id Internet Source	<1 %
29	digilib.its.ac.id Internet Source	<1 %
30	iqbalulhadi.blogspot.com Internet Source	<1 %

Exclude quotes On

Exclude matches Off

Exclude bibliography On