

**ANALISIS KEKUATAN RANGKA PADA
TENSION LEG PLATFORM WEST SENO
DI SELAT MAKASSAR**

OLEH

**ANDRIYANTO
0403080079**



**DEPARTEMEN TEKNIK MESIN
PROGRAM STUDI PERKAPALAN
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA
DEPOK, JANUARI 2008**

**ANALISIS KEKUATAN RANGKA PADA
TENSION LEG PLATFORM WEST SENO
DI SELAT MAKASSAR**

OLEH

**ANDRIYANTO
0403080079**



**SKRIPSI INI DIAJUKAN UNTUK MELENGKAPI SEBAGIAN PERSYARATAN
MENJADI SARJANA TEKNIK**

**DEPARTEMEN TEKNIK MESIN
PROGRAM STUDI PERKAPALAN
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA
DEPOK, JANUARI 2008**

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi dengan judul:

ANALISIS KEKUATAN RANGKA PADA *TENSION LEG PLATFORM WEST SENO* DI SELAT MAKASSAR

Yang dibuat untuk melengkapi sebagian persyaratan menjadi Sarjana Teknik pada Departemen Teknik Mesin Program Studi Perkapalan Fakultas Teknik Universitas Indonesia, sejauh saya ketahui bukan merupakan tiruan atau duplikasi dari skripsi yang sudah dipublikasikan dan atau pernah dipakai untuk mendapatkan gelar kesarjanaandi lingkungan Universitas Indonesia maupun di Perguruan Tinggi atau Instansi manapun, kecuali bagian yang sumber informasinya dicantumkan sebagaimana semestinya.

Depok, Januari 2008

**(Andriyanto)
0403080079**

PERSETUJUAN

Skripsi dengan Judul :

ANALISIS KEKUATAN RANGKA PADA *TENSION LEG PLATFORM WEST SENO* DI SELAT MAKASSAR

Dibuat untuk melengkapi sebagian persyaratan menjadi Sarjana Teknik pada Departemen Mesin Program Studi Perkapalan Fakultas Teknik Universitas Indonesia dan disetujui untuk diajukan dalam sidang ujian skripsi

Depok, Januari 2008

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Marcus Alberth Talahatu, MT

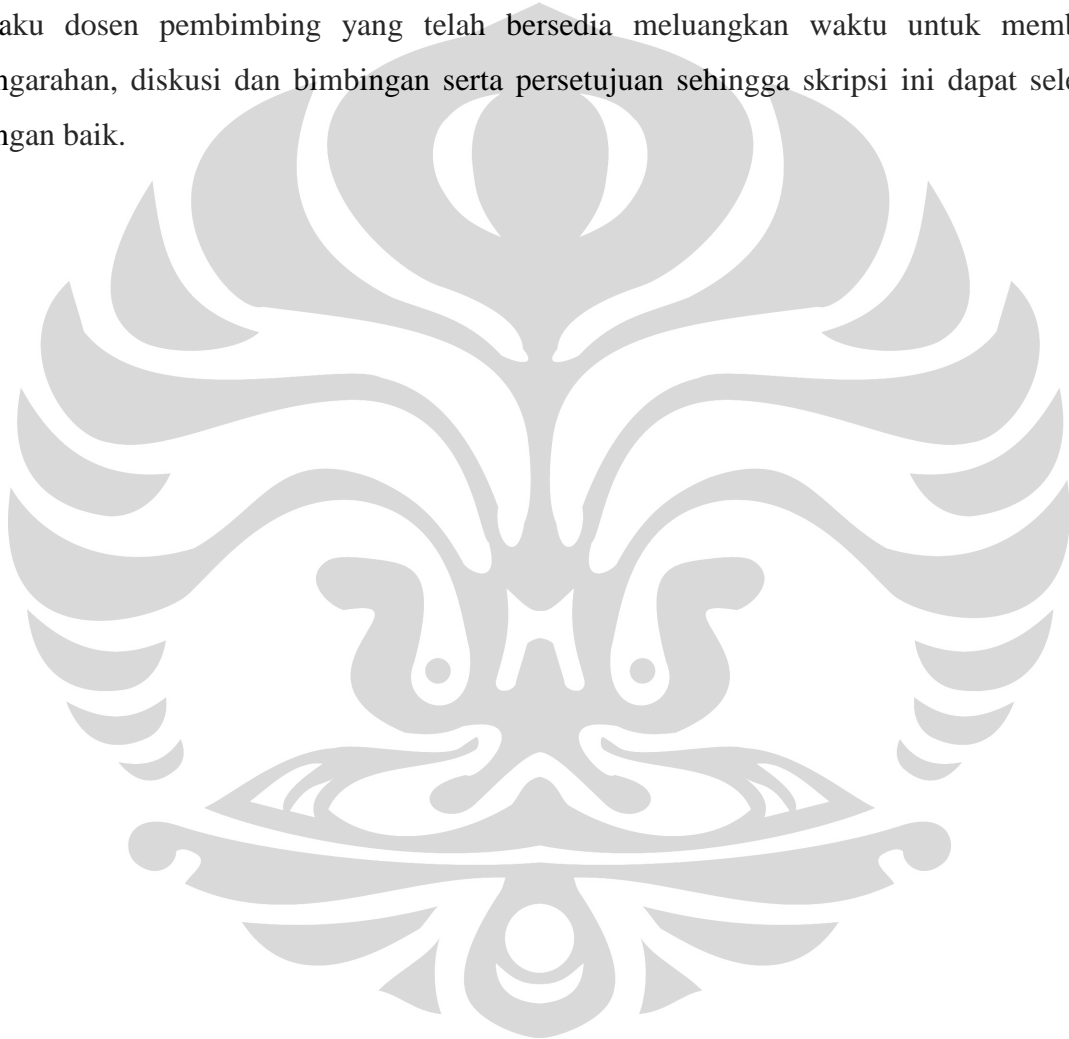
NIP : 131404066

UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih kepada :

Ir. Marcus AlberthTalahatu, MT

selaku dosen pembimbing yang telah bersedia meluangkan waktu untuk memberi pengarahan, diskusi dan bimbingan serta persetujuan sehingga skripsi ini dapat selesai dengan baik.



Andriyanto
NPM : 0403080079
Departemen Teknik Mesin

Dosen Pembimbing
Ir. M.A.Talahatu, MT

**ANALISIS KEKUATAN RANGKA PADA
TENSION LEG PLATFORM WEST SENO
DI SELAT MAKASSAR**

ABSTRAK

Bangunan lepas pantai akhir ini telah menjadi suatu teknologi yang tak terbantahkan untuk pemenuhan kebutuhan dunia akan bahan bakar minyak dan gas bumi. Diatas dari semua kondisi dan situasi yang ditemui pada bangunan yang berada di atas tanah, bangunan lepas pantai memiliki permasalahan tambahan dimana letak bangunan yang berada di lingkungan laut lepas membuat efek pembebanan hidrodinamika, lingkungan dan respon dinamik menjadi pertimbangan utama dalam pendesainan bangunan lepas pantai tersebut. Kemudian, *Tension Leg Platform (TLP)* menunjukkan permasalahannya sendiri dalam menghadapi efek hidrodinamika, kondisi penunjang dari pondasi bangunan dan karakter dari respon dinamik tidak hanya dari struktur itu sendiri tapi juga dari sistem pengangkat minyaknya (*riser system*) dan bangunan atasnya sendiri. TLP itu sendiri merupakan bangunan yang memiliki *bouyancy* (mengapung) yang terikat dengan suatu sistem tali pengikat (*mooring system*). TLP serupa dengan bangunan *fixed platform* konvensional namun pada TLP kekakuan bangunan diikat oleh sistem pengikat yang tegang oleh karena adanya daya apung dari *hull*. Sistem pengikatnya merupakan sekumpulan *tension legs* atau disebut juga *tendons* yang terikat dengan *platform* dan tersambung dengan pondasi yang berada di dasar laut. Metode ini meredam pergerakan vertikal namun mendapatkan efek pergerakan horisontal. Bangunan atas dari TLP (fasilitas produksi, jalur pipa, dan menara penghisap) dari TLP dan kegiatan operasionalnya hampir sama dengan yang terjadi pada bangunan konvensional.

Kata kunci : Daya apung, *Tendon*, Efek pembebanan.

Andriyanto
NPM : 0403080079
Departemen of Mechanical Engineering

Counsellor
Ir. M.A.Talahatu, MT

**STRENGTH STRUCTURE ANALYSIS OF
TENSION LEG PLATFORM WEST SENO
AT MAKASSAR BAY**

ABSTRACT

Offshore structure nowadays has become an unarguably demanding technology to fulfill our demands of fuel energy all around the globe. Over and above the usual conditions and situations met by land-based structures, offshore structures have the added complication of being placed in an ocean environment where hydrodynamic interaction effects, environmental loading effects, and dynamic response become major considerations in their design. In addition, Tension Leg Platform (TLP) pose its own particular demands in terms of hydrodynamic loading effects, foundation support conditions and character of the dynamic response not only the structure itself but also of the riser system and also the top platform itself. Tension Leg Platform (TLP) itself is a bouyant platform held in place by a mooring system. The TLP's are similar to conventional fixed platforms except that the platform is maintained on location through the use of moorings held in tension by the bouyancy of the hull. The mooring system is a set of tension legs or tendons attached to the platform and connected to a template or foundation on the seabed. This method dampens the vertical motions of the platform, but allows for the horizontal movements. The topside facilities (processing facilities, pipelines and surface tress) of the TLP and most of the daily operations are the same as for a conventional platform.

Key words : Bouyant, Tendons, Loading effects.

DAFTAR ISI

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
PERSETUJUAN	iv
UCAPAN TERIMA KASIH	v
ABSTRAK	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xi
BAB I	1
I.1 LATAR BELAKANG	1
I.2 PERUMUSAN MASALAH	3
I.3 TUJUAN PENULISAN	3
I.4 PEMBATAHAN MASALAH	4
I.5 SISTEMATIKA PENULISAN	4
BAB II	6
II.1 HIDRODINAMIKA	7
II.2 TEORI GAYA	8
II.2.1 GAYA DAN VEKTOR GAYA	8
II.2.2 KESETIMBANGAN GAYA	9
II.2.3 <i>BOUYANCY</i>	10
II.2.4 GAYA INERISA & KOEFISIEN MASSA	11
II.2.5 GAYA HAMBAT	12
II.2.6 <i>REYNOULD'S NUMBER</i>	13
II.2.7 GETARAN	14
II.3 GAYA EKSTERNAL	14
II.3.1 BEBAN ANGIN	14
II.3.2 BEBAN GELOMBANG LAUT	18
II.3.2.1 TEORI GELOMBANG	18
II.3.2.2 KARAKTERISTIK GELOMBANG	20
II.3.2.3 KLASIFIKASI GELOMBANG	22
II.3.2.4 TEORI GELOMBANG LINEAR	26
II.3.2.5 STATISTIK GELOMBANG	30
II.3.2.6 GAYA GELOMBANG PADA STRUKTUR	33
II.3.2.7 PERSAMAAN MORISON	34
II.3.3 BEBAN ARUS	37
II.3.4 GEMPA BUMI	39
II.3.5 BEBAN VARIASI TEMPERATUR	40
II.3.6 PERTUMBUHAN ORGANISME LAUT	41
II.3.7 PASANG LAUT	42
II.4 <i>SOIL STRUCTURE INTERACTION</i>	43
II.4.1 <i>LUMPED MODEL</i>	43
II.4.1.1 <i>EQUIVALENT MASS OF SOIL</i>	43
II.4.1.2 <i>EFFECTIVE SPRING CONSTANT</i>	45
II.4.1.3 <i>ELASTIC HALF-SPACE THEORY</i>	48

II.4.2	<i>FINITE ELEMENT METHOD</i>	50
II.4.3	<i>SOIL STRUCTURE INTERACTION</i>	50
II.4.3.1	<i>HORIZONTAL STIFFNESS</i>	51
II.4.3.2	<i>VERTICAL STIFFNESS</i>	53
II.4.4	<i>INDIVIDUAL PILE & ONE DIMENSIONAL STRUCTURES</i>	54
II.4.4.1	<i>INDIVIDUAL PILE WITHOUT END MASS</i>	54
II.4.4.2	<i>INDIVIDUAL PILE WITH UPPER END RESTRAINT</i>	56
II.4.4.3	<i>INDIVIDUAL PILE WITH BOTH</i>	58
II.4.4.4	UKURAN PILE	60
II.4.4.5	KELOMPOK TIANG GESEK (<i>PILE GROUP</i>)	61
II.4.4.6	JARAK TIANG-TIANG	62
BAB III		64
III.1	METODE PEMECAHAN MASALAH	64
III.1.1	BEBAN PADA <i>PLATFORM</i>	64
III.1.2	<i>TLP DISPLACEMENT</i>	65
III.1.3	DATA LINGKUNGAN	77
III.1.3.1	<i>LOADING CONDITION</i>	78
III.1.3.2	KONDISI LINGKUNGAN	80
BAB IV		81
IV.1	BEBAN LINGKUNGAN	81
IV.1.1	BEBAN ANGIN	81
IV.1.2	BEBAN GELOMBANG	83
IV.1.2.1	PERHITUNGAN PANJANG GELOMBANG	83
IV.1.2.2	PERHITUNGAN BEBAN GELOMBANG	85
IV.1.3	BEBAN ARUS	98
IV.2	BEBAN PADA TANAH	101
IV.2.1	<i>VERTICAL FORCE</i>	101
IV.2.1.1	<i>FOUNDATION</i>	101
IV.2.1.2	<i>PILE</i>	102
IV.2.1.3	<i>TENDON</i>	103
IV.2.1.4	ANALISIS <i>VERTICAL FORCE</i>	104
IV.2.2	<i>HORINZOTAL FORCE</i>	104
IV.2.2.1	<i>SOIL RESISTANCE</i>	104
IV.3	BEBAN KESELURUHAN <i>TLP STRUCTURE</i>	105
IV.3.1	BEBAN HARMONIK	105
IV.3.2	ANALISIS GAYA	105
IV.3.2.1	<i>RESTORING FORCE</i>	109
BAB V		110
DAFTAR PUSTAKA		111
LAMPIRAN		113

DAFTAR GAMBAR

Gambar II.1 <i>Tension Leg Platform</i>	6
Gambar II.2 Gaya & arah gaya	8
Gambar II.3 <i>Bouyancy</i>	10
Gambar II.4 <i>Wave Symbol</i>	19
Gambar II.5. Grafik pemilihan <i>wave theory</i>	20
Gambar II.6. Orbit dari partikel dan gerakan gelombang pada laut dalam dengan teori linear	20
Gambar II.7 perbandingan gelombang pada laut dalam dan laut dangkal	26
Gambar II.8 Klasifikasi beban gelombang	29
Gambar II.9 <i>Modelling of random seas</i>	31
Gambar II.10 Tipe-tipe dari <i>directional spreading</i>	32
Gambar II.11 <i>Lift Force coefficient</i>	35
Gambar II.12 <i>Inertia force (Kc) coefficient dependance on flow parameters</i>	36
Gambar II.13 <i>Fraction of depth</i>	38
Gambar II.14 <i>Ground acceleration and integrated ground velocity and displacement curves for a Greek earthquake</i>	39
Gambar II.15 <i>Design response spectra recommended in API RP2A</i>	40
Gambar II.16 <i>Marine growth type</i>	41
Gambar II.17 Variasi gelombang pasang	42
Gambar II.18 <i>Compressive strength</i>	48
Gambar II.19 <i>Definition of “typical” points</i>	48
Gambar II.20 Elastic half – space method for soil	49
Gambar II.21 <i>Lumped model of pile system</i>	51
Gambar II.22 <i>Variation of soil properties with deprh and strata</i>	51
Gambar II.23 <i>Typical p-y curve</i>	52
Gambar II.24 <i>Load-deformation curves, laterally loaded piles in sand</i>	52
Gambar II.25 <i>Load-deformation curves, laterally piles in soft to firm clay</i>	52
Gambar II.26 <i>Apparent fixity depth</i>	53
Gambar II.27 <i>Axially loaded pile segmented to accommodated varying soil</i>	53
Gambar II.28 <i>Depth ratio</i>	54
Gambar II.29 <i>Individual pile without end mass</i>	56
Gambar II.30 <i>Individual pile with upper end restraints</i>	56
Gambar II.31 <i>Rotational stiffness ratio</i>	57
Gambar II.32 <i>Equivalent totally submerged cantilever pile</i>	58
Gambar II.33 <i>Pile with end restraint and end mass</i>	58
Gambar II.34 <i>Idealised pile model</i>	59
Gambar II.35 Tipe desain tiang pondasi (<i>pile</i>)	61
Gambar III.1 Bagian-bagian modul TLP	65
Gambar III.2 Bagian-bagian TLP <i>structure</i>	66
Gambar III.3 TLP tampak 3-D	67
Gambar III.4 Ukuran utama TLP	69
Gambar III.5 <i>Pile driven</i>	75
Gambar III.6 Lokasi TLP <i>West Seno</i>	77

Gambar IV.1 Gambar Grafik Gaya Drag dalam kN.....	92
Gambar IV.2 Gambar Grafik Gaya Inersia (FI) dalam kN.....	92
Gambar IV.3. Grafik Gaya Drag dalam kN.....	96
Gambar IV.4. Grafik Gaya Inersia dalam kN.....	96
Gambar IV.5. Grafik Gaya Gelombang dalam kN.....	98
Gambar IV.6 Skema defleksi pada TLP.....	106
Gambar IV.7. Resultan gaya dan arah pada <i>TLP West Seno</i>	110
Gambar IV.8 Diagram momen.....	111



DAFTAR TABEL

Tabel II.1 Koefisien massa	11
Tabel II.2 C_D untuk berbagai geometri	12
Tabel II.3 Profil Kecepatan Angin	17
Tabel II.4 Koefisien Ketinggian	17
Tabel II.5 Klasifikasi Gelombang	22
Tabel II.6 <i>Sinusoidal waves</i>	24
Tabel II.7 Asimtot nilai hiperbola	25
Tabel II.8 Massa ekuivalen dan momen inersia pondasi	44
Tabel II.9 <i>Effective soil mass</i> , pada frekuensi rendah	44
Tabel II.10 <i>Spring constant</i> pada <i>rigid circular base</i> pada keadaan setengah elastis	45
Tabel II.11 Nilai rata-rata struktur tanah untuk <i>preliminary design</i>	45
Tabel II.12 <i>Damping values</i>	49
Tabel II.13 Ukuran <i>pile</i> dan palu kapasitas pemancang	60
Tabel III.1 Bagian-bagian ruangan pada TLP	68
Tabel III.2 Data <i>cassion</i>	70
Tabel III.3 Data <i>Poonton</i>	71
Tabel III.4 Data <i>Storedeck</i>	72
Tabel III.5 Data <i>Maindeck</i>	73
Tabel III.6 Data <i>Tendon</i>	74
Tabel III.7. Material Tendon	74
Tabel III.8. Data Umum TLP <i>West seno</i>	75
Tabel III.9. <i>100 year storm condition</i>	78
Tabel III.10. <i>one year storm condition</i>	78
Tabel III.11. <i>Instantaneous gust condition</i>	78
Tabel III.12. <i>Current velocity profile</i>	79
Table III.13. <i>Drag & Mass coefficients</i>	79
Tabel III. 14. Kondisi Lingkungan	80
Tabel IV.1 Perhitungan beban angin (F_D)	81
Tabel IV.2 Perhitungan beban angin (F_L)	82
Tabel IV.3 Gaya angin yang terjadi pada TLP.....	83
Tabel IV.4 Panjang gelombang.....	84
Tabel IV.5 Parameter <i>Ursell</i> pada keadaan normal dan badai.....	85
Tabel IV.6.Rasio perbandingan diameter kolom dan panjang gelombang.....	86
Tabel IV.7. Perhitungan lebar orbit partikel gelombang.....	87
Tabel IV.8. Perhitungan $\eta(t)$	88
Tabel IV.9 Perhitungan <i>drag force</i> pada kondisi normal.....	89
Tabel IV.10 Perhitungan <i>inertia force</i> pada kondisi normal.....	90
Tabel IV.11. Perhitungan Drag Force pada kondisi badai.....	93
Tabel IV.12. Perhitungan Gaya Inersia keadaan badai.....	94
Tabel IV.13. Perhitungan Gaya Gelombang (<i>Wave Force</i>)	97
Tabel IV.14. Perhitungan Gaya Arus pada satu kolom.....	99

Tabel IV.15 Perhitungan gaya arus pada empat kolom.....	100
Tabel IV.16. Spesifikasi <i>foundation</i> , <i>pile</i> dan <i>soil</i>	101
Tabel IV.17 Berat <i>pile</i> dan tanah.....	103
Tabel IV.18 Gaya Tahanan <i>pile</i>	103
Tabel IV.19 Defleksi bangunan TLP.....	108





BAB I PENDAHULUAN

I.1 LATAR BELAKANG

Kebutuhan dunia akan energi semakin meningkat tiap tahunnya, minyak bumi dan gas alam yang merupakan bahan bakar fosil masih menjadi sumber utama kebutuhan energi dunia. Akan tetapi cadangan minyak bumi yang juga merupakan sumber daya alam yang tidak dapat diperbaharui (*irreplaceable*) terus berkurang. Di Indonesia sendiri, cadangan minyak bumi yang sudah terbukti (*proven*) sebesar 4.7 miliar barrel¹, sedangkan cadangan yang belum terbukti (atau masih bersifat potensial) diperkirakan sebanyak 5 miliar barrel. Tetapi dalam kenyataannya cadangan minyak kita miliki hanya sebesar 4.3 miliar barrel yang tersebar dalam 60 *oil basins*. Dari 60 *oil basins* tersebut, 22 belum tereksplorasi dan 38 sudah tereksplorasi secara ekstensif², dimana sebagian besar berada di perairan wilayah barat Indonesia dan sisanya berada di laut Indonesia bagian tengah dan timur. Hal ini menyebabkan semakin meningkatnya eksplorasi minyak bumi, khususnya dilaut. Oleh karena itu dibutuhkan suatu peralatan (*devices*) yang sesuai untuk dapat mengambil sumber daya alam tersebut dalam jumlah yang tinggi.

Peralatan tersebut dinamakan bangunan lepas pantai (*offshore structures*), yang terdiri atas dua bagian yaitu : *Fixed Structure Platform* dan *Mobile Structure Platform*. Melihat dari ketersediaan cadangan minyak dan gas alam didarat dan laut dangkal semakin tipis dan ditemukannya cadangan minyak dan gas dalam jumlah besar yang sebagian besar berada di laut dalam Indonesia, maka dibutuhkan suatu bangunan yang mampu bertahan berada dikondisi lingkungan laut dalam dan juga ekonomis. Untuk itu diperlukan suatu konsep teknologi baru dari *offshore platforms*. Penggunaan dari *fixed leg platform* konvensional mempunyai kekurangan dalam segi ekonomi oleh karena membutuhkan material baja dalam jumlah yang besar dan keterbatasannya dalam proses fabrikasi dan produksi yang memakan waktu. Beberapa konsep telah diajukan dalam

¹ <http://OutlookMinyakdanGasBumi.id.co>

² <http://OutlookMinyakdanGasBumi.id.co>





mengatasi hal tersebut diantaranya *guyed and articulated tower platform* , dan *Tension Leg Platform (TLP)*.

Melihat dari aspek teknis dan ekonomisnya TLP merupakan struktur yang paling menjanjikan dalam penerapannya di lapangan. *Tension Leg Platform (TLP)* sendiri merupakan suatu bangunan yang mengapung dan terikat dengan *mooring system* (sistem pengikat) didasar ditambatkan secara vertikal. Struktur TLP kurang lebih menyerupai dengan *fixed platform* biasanya namun TLP berdiri dengan menggunakan daya apung dari *hull system* dan diikat dengan *mooring system*. Sistem Pengikatnya terdiri dari *tension legs* atau *tendons* yang diikat dengan *platform* dan tersambung dengan *foundation* (pasak) didasar laut, *foundation* ditahan oleh sejumlah tiang pancang (*piles*) yang dipancang kedalam dasar laut. Metode ini menyerap pergerakan secara vertikal namun tetap ada pergerakan secara horisontal.

Karakteristik tersebut menyebabkan struktur sangat *rigid* pada arah vertikal dan fleksibel pada arah horisontal. Kedua karakter tersebut menghasilkan suatu kesinambungan yang menarik, ke-*rigid*-an pada sumbu vertikal menyebabkan bangunan tetap tersambung kuat pada saat produksi / penyedotan minyak dari sumur, dan kefleksibilitas pada sumbu horisontal menyebabkan struktur intensitif terhadap efek utama dari gelombang. Akan tetapi, pada kondisi selanjutnya dengan perlahan menyebabkan arus mengalir dengan frekuensi rendah, disebabkan oleh *cross-modulation* antara komponen harmonik berbeda pada gelombang, hingga menghasilkan frekuensi osilasi rendah resonansi pada struktur TLP. Dengan kata lain, karena efek harmonik dari gaya angin terkonsentrasi pada frekuensi rendah, struktur ini akan mengalami efek dinamik yang signifikan³.

Untuk itu diperlukan analisis pada desain dan konstruksi bangunan TLP agar dapat diketahui ketahanan bangunan terhadap aspek-aspek yang terjadi pada struktur. Analisis, desain dan konstruksi *offshore structures* tidak tebantahkan merupakan salah satu persoalan yang dibutuhkan dihadapi oleh profesi bidang teknik. Melampaui situasi dan kondisi biasa yang ditemukan di struktur yang berada di tanah, *offshore structures* mempunyai kendala tambahan yaitu penempatannya yang berada di lautan dimana efek hidronamik dan respon dinamik menjadi pertimbangan utama pada desain *offshore*.

³ www.nd.edu/~nathaz/research





Secara tidak langsung, ketidak-linieran deskripsi pada karakteristik pembebanan hidronamik pada interaksi struktur fluida dan hubungannya dengan respon bangunan bisa diasumsikan sangat penting dan perlu diperhatikan sehingga tidak terjadi kegagalan pendiseainan (*design failure*). Untuk merealisasikan suatu bangunan lepas pantai yang memenuhi syarat kekuatan konstruksi sangatlah sulit, mengingat beban statis maupun beban dinamis yang diakibatkan oleh berat bangunan itu sendiri maupun dinamis yang diakibatkan oleh efek angin, gelombang, dan arus samudera yang terjadi sepanjang tahun. Analisis kekuatan rangka bangunan atau dalam hal ini *tendon system* dari TLP dilakukan melalui analisis gelombang, angin, dan arus laut.

I.2 PERUMUSAN MASALAH

Bangunan TLP mempunyai struktur rangka yang *simple*, fleksibel, ekonomis, dan juga tahan lama (*reliable*). Akan tetapi oleh karena strukturnya yang fleksibel terhadap gangguan dari samping (*x-axis*), seperti gelombang laut, angin dan arus laut, maupun gempa, ataupun dari proses pengeboran itu sendiri. Oleh karena itu dibutuhkan suatu desain bangunan yang sesuai standar agar tidak terjadi getaran harmonis karena eksitasi gaya dari luar. Sehingga nantinya bangunan dapat digunakan dengan aman dan tidak berpengaruh terhadap operasional pengeboran. Untuk faktor internal dapat disebabkan oleh *fatigue* dari material yang digunakan, beban yang bertumpu pada *platform* itu sendiri, *shear stress* maupun *tensile stress* yang ada.

Dengan mengetahui hal-hal tersebut maka diharapkan akan tercapai kelayakan desain yang diinginkan. Hal-hal yang harus mendapat perhatian antara lain :

1. Faktor keamanan struktur dan pondasi pada pembebanan operasi dan kondisi laut terburuk dalam kurun waktu 100 tahun.
2. Daya tahan kelelahan bahan (*fatigue*).
3. Ketahanan terhadap gempa.
4. Ketahanan terhadap getaran.

I.3 TUJUAN PENELITIAN





Penelitian ini mempunyai tujuan untuk :

- Menentukan kekuatan rangka *tendons* TLP.
- Menentukan kondisi optimum dalam perancangan TLP agar bertahan dalam jangka waktu 100 tahun (*lifetime design*).
- Memenuhi syarat kelulusan dan mendapatkan gelar Sarjana Teknik Universitas Indonesia.

I.4 PEMBATASAN MASALAH

Pembatasan Masalah yang terkait dalam pengerjaan skripsi ini adalah mengenai analisa *wind load*, *wave load*, *current load* dan juga pengaruh *soil* yang terdapat pada lokasi *offshore structure* terhadap struktur TLP tersebut maupun pengaruh dari alam seperti gempa bumi atau *earthquake factor*. Analisa yang dilakukan hanya pada *tendons* dari TLP dan tidak mencakup keseluruhan struktur dari bangunan. Analisa dan perhitungan yang dilakukan terbatas pada penggunaan standar yang berlaku yaitu API, DNV dan ATMF. Pembahasan dan analisa juga hanya berdasarkan data literatur yang telah diperoleh tanpa melakukan pengujian maupun pengukuran langsung di lapangan maupun di laboratorium.

I.5 SISTEMATIKA PENULISAN

Adapun sistematika penulisan skripsi ini terdiri dari lima bab, yaitu pendahuluan, tinjauan pustaka, metodologi penelitian, hasil dan pembahasan dan kesimpulan. Berikut ini adalah kerangka sistematika penulisannya :

BAB I. PENDAHULUAN

Bab ini berisikan latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, metode penulisan dan sistematika penulisan.

BAB II. TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisikan literatur yang sesuai dengan penelitian ini yaitu analisis gelombang , analisis angin, dan analisis arus terhadap bangunan TLP di laut





dalam dan perhitungan material dan bahan rangka struktur TLP terhadap aspek kelayakan desainnya.

BAB III. METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisikan skema penelitian, alat dan bahan, variabel penelitian, dan data pengamatan.

BAB IV. HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisikan hasil dan analisa hasil penelitian.

BAB V KESIMPULAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran dari penelitian isi skripsi sang penulis.

DAFTAR ACUAN DAN DAFTAR PUSTAKA

Bagian ini memuat semua sumber data dan referensi yang digunakan sebagai acuan pembuatan skripsi ini.

LAMPIRAN

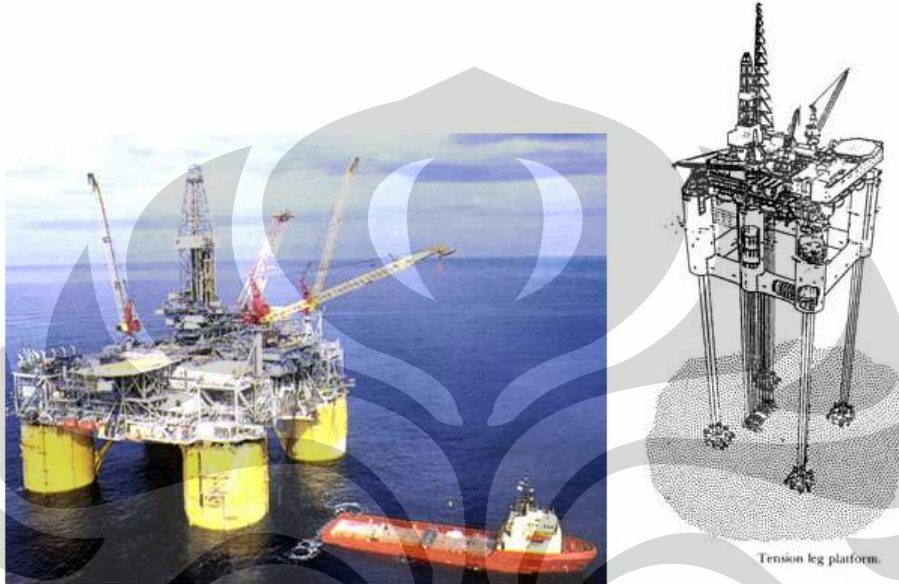
Bagian ini berisikan semua data pendukung yang akan disertakan dalam skripsi ini.





BAB II TINJAUAN PUSTAKA

II. DASAR TEORI



Gambar II.1 *Tension Leg Platform*

Tension Legs Platform adalah suatu struktur bangunan mengapung yang diikat dengan *mooring system* pada *vertical tethers*. Karakteristik ini menyebabkan struktur ini bersifat *rigid* pada arah vertikal namun sangat fleksibel pada arah horisontal (*surge & sway*). Kombinasi keduanya menyebabkan bangunan TLP menjadi struktur yang cocok dengan kondisi laut dalam, kerigidan pada sumbu vertikal membuat bangunan terikat selama produksi berlangsung / tidak terpengaruh, sementara kefleksibilitas pada sumbu horisontal membuat struktur sensitif terhadap efek dari gelombang laut maupun angin, atau dengan kata lain fleksibel terhadap gaya horisontal. Sehingga struktur ini menghasilkan efek dinamis yang signifikan. Bagian yang membedakan TLP dengan *platform* lain yang menggunakan konsep sistem *Mooring* adalah *Buoyancy*. Karena *Buoyancy* dari sebuah TLP lebih besar nilainya dari berat konstruksinya. *Mooring* yang vertikal disebut sebagai *Tendons* yang fungsinya menjaga agar TLP tetap pada arah vertikal dan melakukan kontrol gerakan.





Dalam perancangan *offshore structures* atau dalam hal ini TLP perlu diperhatikan pengertian tentang dasar-dasar ilmu yang terkait didalamnya. Diantaranya adalah :

- Hidrodinamika
- Struktural Dinamika
- Teknik Analisis Struktur Lanjut
- Perhitungan Statistik

II.1 HIDRODINAMIKA

Hidrodinamika merupakan ilmu yang berhubungan dengan pergerakan air. Dalam konteks di lingkungan *offshore*, air yang dipelajari merupakan air laut. Pergerakannya (kinematika partikel air) cabang dari berbagai sumber termasuk beragam arus dari efek ombak dan pengaruh dari suhu sekitar dan pergerakan osilasi dari ombak yang secara normal digerakkan oleh angin.

Karakteristik dari arus dan gelombang itu sendiri sangat bergantung dengan nilai ekstrim dengan pendekatan LFRD yang digunakan untuk desain struktur *offshore*, berhubungan dengan nilai statistik dari kondisi iklim lokasi sekitar,⁴

Topologi dari dasar laut juga mempengaruhi kinematik partikel air dimana kedalaman air berubah dari dalam ke dangkal⁵, pengaruh ini diartikan sebagai “*shoaling effect*” yang diasumsikan sangat penting dalam bidang teknik kelautan untuk kondisi laut dalam (dimana kedalaman air mencapai setengah dari panjang gelombang yang terpanjang). Pengaruh ilmu topologi pada laut dalam terhadap kinematika partikel air dapat diabaikan, mengesampingkan permasalahan yang berpotensi lainnya pada deskripsi hidrodinamika bangunan lepas pantai di lingkungan laut dalam.

Sejumlah dari beberapa teori gelombang telah dikembangkan untuk menjelaskan kinematika partikel air yang berhubungan dengan gelombang laut dari berbagai tingkat dan kesulitan sehingga dapat diterima oleh komunitas *offshore engineering*,⁶ Hal ini

⁴Nigam & Narayanan: Chap 9,1994

⁵ Dean & Dalrympele, 1991

⁶ Chakrabakti , 2005





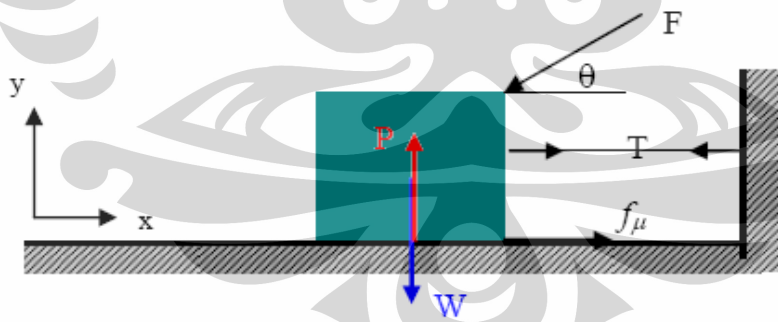
meliputi teori linier atau teori gelombang udara, fungsi Stokes dan teori gelombang Cnoidal, diantaranya,⁷

Kondisi laut yang tidak teratur berhubungan dengan kondisi badai yang ada dalam lingkungan laut sangat sering dicontohkan sebagai sebuah superposisi dari sejumlah riak gelombang udara yang terdiri dari berbagai macam amplitudo, panjang gelombang, fase dan arah, konsisten dengan lingkungan sekitar. Akibatnya, hal tersebut menjadi pelajaran untuk mengembangkan sebuah pengertian yang penting terhadap teori gelombang udara yang tidak hanya berada didalam konteks itu sendiri sebagai teori gelombang yang sederhana tetapi juga dalam hal permodelan karakter laut yang tidak beraturan.

II.2 TEORI GAYA

II.2.1 Gaya dan Vektor Gaya

Ketika suatu benda dikenakan reaksi berupa tarikan ataupun dorongan, dapat dikatakan bahwa benda tersebut dikenakan gaya. Gaya yang terjadi pada sebuah benda mempunyai suatu besaran atau nilai dan juga arah dalam hal ini disebut vektor gaya. Hal ini dapat digambarkan ketika kita melakukan dorongan terhadap benda :



Gambar II.2 Gaya dan arah gaya

Apabila kita mendorong benda seperti diatas sebesar F pada sudut θ maka dapat disimpulkan kita memberikan gaya dalam sumbu x dan y sebesar :

$$F_y = F \cdot \sin \theta \dots\dots\dots(2.1)$$

⁷ Nigam & Narayanan, Chap 9, 1994





$$F_x = F \cdot \cos \theta \dots\dots\dots(2.2)$$

Kemudian dengan adanya gesekan (friksi) dengan permukaan bidang maka akan menghasilkan gaya yang berlawanan arah :

$$F_f = -\mu \cdot W \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana μ merupakan koefisien gesek permukaan bidang geser; W menunjukkan berat dari benda tersebut. Sementara tanda negatif menunjukkan arah gaya yang berlawanan dengan gaya dorong. Karena gaya yang bekerja pada sistem merupakan resultan dari gaya-gaya yang sebidang maka gaya total yang berlaku adalah :

$$\sum F_x = F_x - F_f \dots\dots\dots(2.4)$$

$$\sum F_y = F_y + W - P \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana P merupakan gaya reaksi tanah terhadap benda akibat beban W dan gaya F_y , maka dapat diketahui besar tegangan T yang terjadi pada tali sama dengan total gaya pada arah sumbu x yaitu:

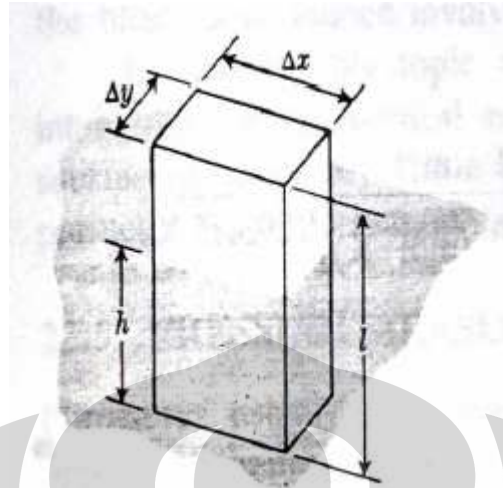
$$T = \sum F_x \dots\dots\dots(2.6)$$

II.2.2 Keseimbangan Gaya

Ketika resultan gaya dalam arah x dan y seperti terlihat pada gambar sama dengan 0 ($\sum F_x = 0, \sum F_y = 0$) maka terjadi keseimbangan gaya seperti pada fase pertama, hal ini mengikuti hukum *Newton* dimana resultan gaya adalah 0; $\sum F = 0$.

II.2.3 Bouyancy





Gambar II.3 *Bouyancy*

Pada benda terapung terjadi suatu kumpulan gaya kearah atas menekan, kebawah menarik, maupun tarikan kearah samping sehingga menghasilkan resultan sama dengan 0. sesuai dengan hukum *Archimedes*. Gaya-gaya yang bekerja tersebut adalah resultan dari gaya gravitasi dalam arah vertikal dan gaya tekan fluida diseluruh permukaan terendam dari segala arah. Komponen gaya tekan vertikal akibat fluida yang terjadi diseluruh permukaan terendam dari benda disebut gaya apung atau gaya *bouyancy* (*B*).

Besarnya gaya *bouyancy* tersebut (*B*) :

$$F_y = \int -P \cos \theta dA \dots\dots\dots(2.7)$$

Gaya tekan *P* bertanda negatif menunjukkan arah yang berlawanan dengan arah percepatan gravitasi (*g*). *cos θ* bernilai 0 untuk tekanan dalam arah horizontal, sementara gaya tekan dalam arah vertikal berasal dari udara (*P_{air}*) dan cairan (*P_{liquid}*), sehingga :

$$F_y = (P_{liquid} - P_{air}) \Delta x \Delta y \dots\dots\dots(2.8)$$

$$(P_{liquid} - P_{air}) = \rho_{liquid} gh + \rho_{air} g(1 - h) \dots\dots\dots(2.9)$$

Kemudian disubtitusikan :

$$F_y = \rho_{liquid} gV_{liquid} + \rho_{air} gV_{air} \dots\dots\dots(2.10)$$





Dimana V_{liquid} adalah volume benda yang terendam; V_{air} merupakan volume benda yang tidak terendam. Namun biasanya gaya tekanan akibat udara diabaikan karena nilainya kecil bila dibandingkan dengan gaya tekanan cairan. Selain memiliki titik berat, benda yang terapung juga memiliki titik apung atau disebut juga titik *bouyancy* (B).

II.2.4 Gaya Inersia dan Koefisien Massa

Gaya inersia adalah gaya dalam arah aliran fluida yang disebabkan karena adanya percepatan partikel air (u) yang melewati sebuah benda. Besarnya gaya ini dipengaruhi oleh bentuk / geometri benda tersebut. Sehingga untuk benda tertentu memiliki koefisien massa atau koefisien inersia tertentu (C_M). Besarnya nilai gaya inersia yang berlaku sepanjang nilai z diberikan sebagai berikut :

$$F_1 = C_M \rho A \int_{-z}^0 u dz \dots\dots\dots(2.11)$$

Tabel II.1. Koefisien Massa

Section shape	C_m		C_m
	2.0		1.6
	2.5		2.3
	2.5		2.0

Sumber : Ciria Underwater Engineering

II.2.5 Gaya Hambat



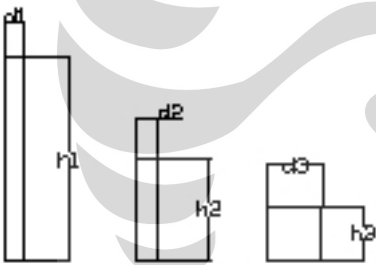


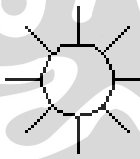

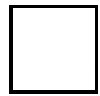


Gaya hambat adalah gaya yang ditimbulkan karena adanya aliran *steady* pada fluida melalui sebuah benda. Besarnya gaya hambat sepanjang nilai z dapat diperoleh sebagai berikut :

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho D \int_{-z}^0 u |u| dz \dots\dots\dots(2.12)$$

Adapun besarnya gaya hambat sangat tergantung dari nilai *reynold's number*. Namun geometri benda standar untuk nilai C_D dapat diperoleh :

Tabel II.2. C_D untuk berbagai geometri

Struktur	Bentuk Potongan	Penjelasan	C_D			C_L
			1	2	3	
 <p>(1) $h_1/d_1 = 25$ (2) $h_2/d_2 = 7$ (3) $h_3/d_3 = 1$</p>		Permukaan halus, Metal, Kayu, Beton	0,45	0,5	0,9	0
		Permukaan kasar	0,7	0,8	0,9	0
		Permukaan sangat kasar	0,8	1,0	1,2	0
		Permukaan halus ujung tumpul	1,0	1,2	1,4	0
		Permukaan halus bujursangkar	1,6	1,8	2,03	0,2





II.2.6 Reynold's Number

Bilangan *Reynold* adalah suatu bilangan non-dimensional yang menunjukkan karakteristik aliran fluida. Besarnya bilangan *reynold* juga dipengaruhi oleh viskositas (ρ) atau kekentalan dari fluida. Semakin kental fluida maka semakin besar pula kemampuan fluida tersebut untuk menahan tegangan geser yang bekerja pada fluida tersebut. R_n didapatkan melalui :

$$R_n = \frac{VD}{\rho} \dots\dots\dots(2.13)$$

Dimana V merupakan kecepatan aliran fluida.

II.2.7. Getaran

Sistem teknik mengandung massa dan elastisitas yang mampu bergerak secara relatif. Apabila gerakan sistem seperti itu berulang sendiri dalam interval waktu maka gerakan itu dikenal sebagai getaran (*vibration*). Adapun bila pada sistem terjadi getaran maka akan terjadi adanya frekuensi dan periode. Frekuensi adalah jumlah siklus per satuan waktu, sedangkan periode adalah waktu yang dibutuhkan gerakan periodik agar berulang sendiri. Kemudian dari persamaan gerakan akan timbul frekuensi pribadi. Lalu, frekuensi pribadi sendiri merupakan frekuensi sistem yang mempunyai getaran bebas tanpa gesekan.

Getaran bebas / getaran *transient* adalah gerakan periodik yang diamati sebagai sistem yang berpindah dari kedudukan kesetimbangan statis. Akibat adanya gesekan, getaran hilang sesuai dengan waktu.

$$x_c = e^{-\omega_n \zeta t} (A \cos \omega_d t + B \sin \omega_d t) \dots\dots\dots(2.14)$$

dimana :

- x_c = amplitudo getaran bebas
- ζ = faktor peredam
- ω_n = frekuensi pribadi
- ω_d = frekuensi pribadi teredam
- A, B = konstanta sembarang





Bila gaya luar bekerja pada sistem selama gerakan getarannya, diterminologikan sebagai getaran paksa (*forced vibration*). Pada getaran paksa, sistem cenderung bergetar pada frekuensi sendiri disamping mengikuti frekuensi gaya eksitasi. Dengan demikian sistem akan bergetar pada frekuensi gaya eksitasi dengan mengabaikan kondisi awal atau frekuensi pribadi sistem.

$$X_p = \frac{F_0}{\sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2}} \sin(\omega t - \phi) \quad (2.15)$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{c\omega}{k - m\omega^2} \quad (2.16)$$

Dimana :

X_p = amplitudo getaran

F_0 = gaya eksitasi

k = konstanta pegas

m = massa sistem

c = koefisien peredam

ω = frekuensi gaya eksitasi

Φ = sudut fase

II.3 GAYA EKSTERNAL

Gaya eksternal atau bisa disebut juga beban faktor lingkungan merupakan suatu fenomena alam yang biasa terjadi di lingkungan samudera seperti angin, gelombang, arus, gempa bumi, es, suhu, pergerakan dasar laut, dan pertumbuhan tumbuhan laut yang mempengaruhi pada pendesainan suatu *offshore structures*. Karakteristik parameter menentukan nilai dari gaya-gaya pada desain ditentukan dari studi khusus pada data basis yang tersedia. Menurut peraturan perundangan dari AS (Amerika Serikat) dan Norwegia, nilai interval dari umur desain *offshore* mesti berkisar 100 tahun, sedangkan menurut *British Rules* (Inggris Raya), haruslah berumur 50 tahun keatas.⁸

II.3.1 Beban Angin

⁸ API (*American Petroleum Institute*) *Codes and Rules*





Beban angin terjadi pada bagian bangunan *platform* diatas batas air, juga termasuk pada peralatan pengeboran, *housing*, peralatan bongkar muat yang terletak di dek. Parameter penting menyinggung beban angin adalah pada pengambilan data angin dengan interval waktu pada kecepatan angin rata-ratanya. Pada rata-rata intervalnya kurang dari 1 menit, kecepatan angin dianggap sebagai hembusan saja (*gust*). Pada rata-rata intervalnya 1 menit atau lebih diklasifikasikan sebagai kecepatan angin tetap.

Rumus Kecepatan angin⁹ :

$$V_h/V_H = (h/H)^{1/n} \dots\dots\dots(2.14)$$

dimana:

V_h : Kecepatan pada tinggi h ,

V_H : Kecepatan pada tinggi H , merupakan tinggi 10m diatas *mean water level*,

$1/n$: berkisar dari 1/13 to 1/7, tergantung dari keadaan laut, jarak dari dasar dan rata-rata interval waktu. Berkisar 1/13 untuk hembusan dan 1/8 untuk angin tetap di laut terbuka.

Dari desain *wind velocity* $V(m/s)$, Gaya statis angin $F_w(N)$ bersifat tegak lurus dengan luas area $A(m^2)$ dapat disimpulkan sebagai berikut:

$$F_w = (1/2) \rho V^2 C_s A \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana :

ρ merupakan *density* / massa jenis udara ($\rho = 1.225 \text{ Kg/m}^3$)

C_s adalah koefisien ($C_s = 1,5$ pada batang dan sisi bangunan, $C_s = 0,5$ pada benda silindris dan $C_s = 1,0$ area total *platform*).

⁹ API-RP2A [2], *API Codes and Rules*





Perlindungan dan efek soliditas dapat diperhitungkan juga, pada keputusan desainer menggunakan koefisien yang tepat.

Pada aliran angin yang statis (*steady flow*) tekanan statis dapat juga diberikan :

$$P = \frac{1}{2} \rho_{air} V_o^2 + P_o = \frac{1}{2} \rho_{air} V^2 \dots\dots\dots(2.16)$$

Keterangan:

- P = tekanan statis pada benda
- ρ_{air} = kepadatan udara (*density*)
- V_o = kecepatan angin bebas (*free stream velocity*)
- P_o = tekanan statis pada kecepatan angina bebas
- V = kecepatan angin di obyek.

Pada kecepatan angin dengan aliran bebas, U_G ; kemiringan tinggi, Z_G (ketinggian diluar dari pengaruhnya terhadap kekasaran *free-stream velocity*), kecepatan angin rata-rata pada z diatas permukaan, $\bar{U}_{(z)}$ didapatkan dari hukum kekuatan profil.

$$\bar{U}_{(z)} = U_G \left(\frac{z}{Z_G} \right)^\alpha = \bar{U}_{ref} \left(\frac{z}{Z_{ref}} \right)^\alpha \leq U_G \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana α merupakan eksponen dari hukum kekuatan dan “ref” mengacu pada titik acuan yang dipilih menurut sifatnya pada ketinggian 10 m.

Tabel dibawah ini membandingkan nilai-nilai penting parameter deskriptif, α dan Z_G , untuk keadaan permukaan berbeda termasuk pada laut yang ganas.





Tabel II.3. Profil Kecepatan Angin

Permukaan Tanah	Laut Ganas	Tanah Rumput	Suburban	Pusat Kota
α	0.12	0.16	0.28	0.40
Z_G (m)	250	300	400	500

Aliran udara mempunyai karakteristik berbeda-beda tergantung dari struktur benda yang dialirinya. Hal ini menyebabkan gaya yang diterima suatu benda terhadap angin beragam. Gaya tersebut dibedakan menjadi dua bagian, yaitu gaya yang sejajar dengan arah angin (*drag force*) dan gaya yang tegak lurus dengan arah angin (*lift force*). Besarnya pun tergantung dari nilai koefisien *drag*, C_D , dan koefisien *lift*, C_L , dari bentuk benda tersebut. Besarnya gaya dapat dinyatakan :

$$F_D = \frac{1}{2} \rho_{air} \bar{V}^2 C_D A C_H \dots\dots\dots(2.18)$$

$$F_D = \frac{1}{2} \rho_{air} \bar{V}^2 C_L A C_H \dots\dots\dots(2.19)$$

Keterangan :

\bar{V} = kecepatan angin rata-rata

A = luas permukaan benda

C_H = koefisien ketinggian

Tabel II.4. Koefisien ketinggian

Ketinggian	C_H
0-50 ft	1.00
50-100 ft	1.10
100-150 ft	1.20





150-200 ft	1.30
200-250 ft	1.37
250-300 ft	1.43

II.3.2 Beban Gelombang Laut

Beban gelombang / Gaya gelombang dari *offshore structures* biasanya merupakan hal terpenting dalam perancangan bangunan tersebut. Gaya yang disebabkan oleh pergerakan air yang dimana gelombang digerakkan oleh aksi angin di permukaan laut.

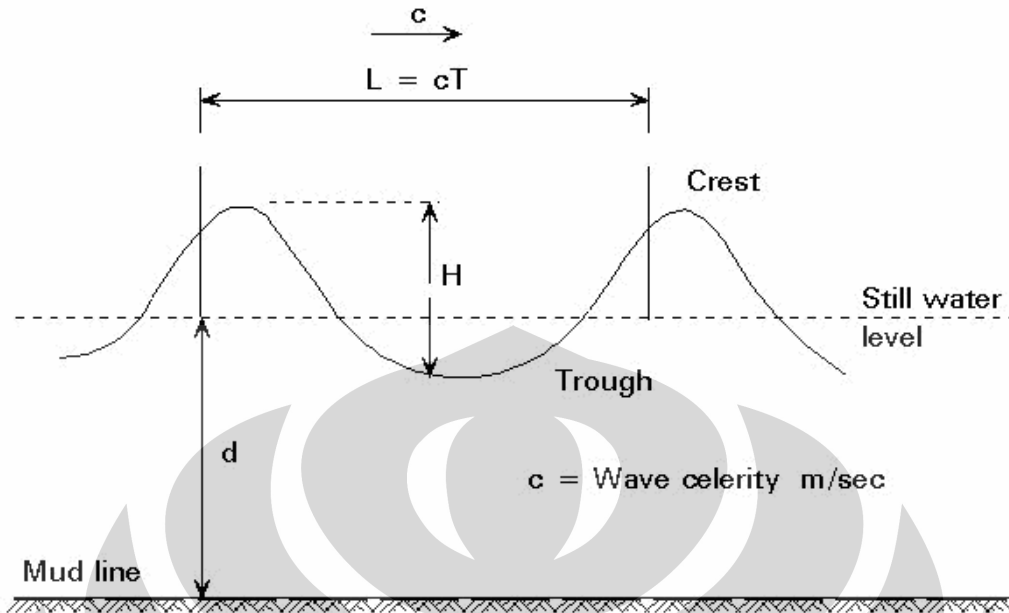
II.3.2.1 Teori Gelombang

Teori-teori Gelombang mendeskripsikan pergerakan kinematik gelombang dari air yang berhubungan dengan teori gerak potensial. Pada umumnya, Teori-teori tersebut digunakan untuk menghitung kecepatan dan percepatan dari partikel dan tekanan dinamik yang berhubungan dengan tingginya permukaan gelombang. Gelombang diasumsikan dengan bentuk luapan panjang, gelombang dapat dideskripsikan oleh *two-dimensional flow field*, dan disimbolkan :

- tinggi gelombang (H),
- periode (T), dan
- kedalaman air (d)

Seperti yang ditunjukkan pada gambar berikut.





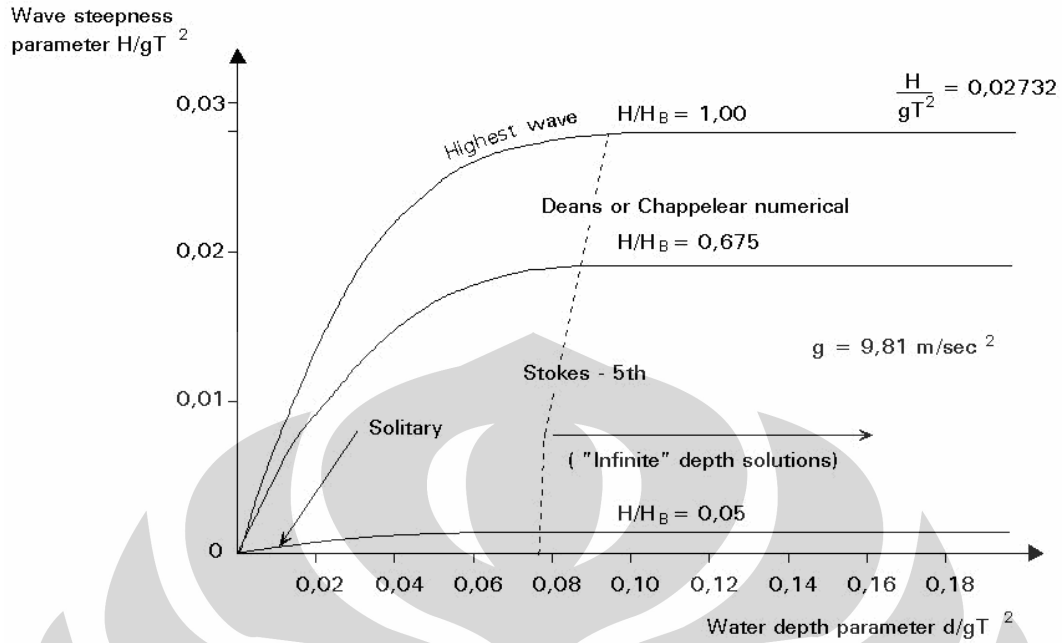
Gambar II.4. Wave symbols

Berbagai teori gelombang yang berbeda menunjukkan adanya variasi yang kompleks, berkembang karena asumsi yang sederhana, sangat cocok untuk berbagai bentuk dari penjelasan gelombang itu sendiri. Teori-teori yang umum digunakan :

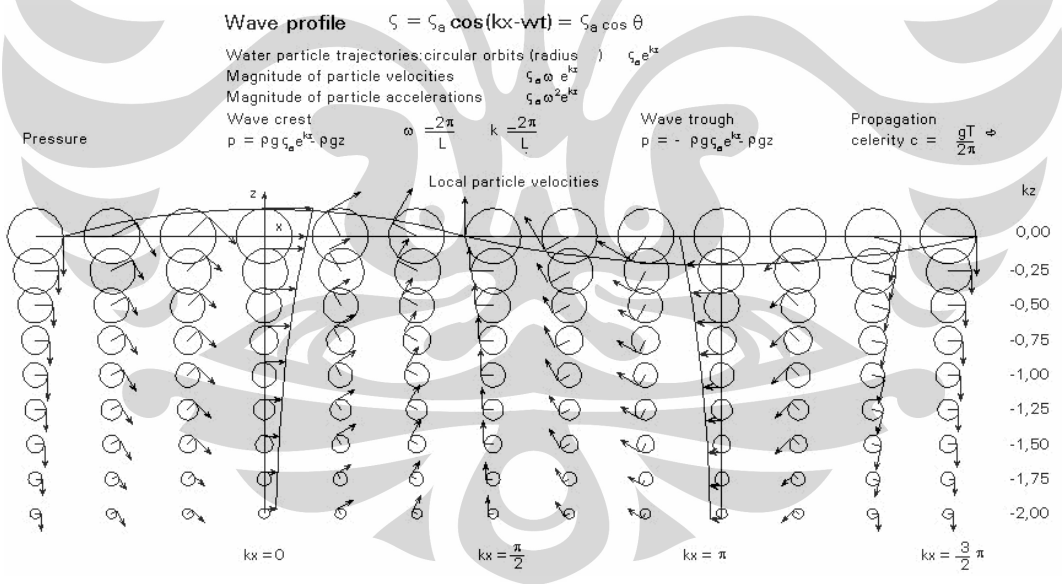
- *the linear Airy theory*
- *the Stokes fifth-order theory*
- *the solitary wave theory*
- *the cnoidal theory*
- *Dean's stream function theory*
- *the numerical theory by Chappellear.*

Untuk pemilihan teori yang paling tepat, grafik dibawah ini dapat dijadikan sebagai pedoman. Sebagai contoh, Grafik menjelaskan keadaan dari teori gelombang linier untuk kedalaman yang terbatas dan keadaan bawah laut. Sebagai contoh, Partikel yang saling berkorespondensi ditunjukkan pada grafik





Gambar II.5. Grafik pemilihan wave theory



Gambar II.6. Orbit dari partikel dan gerakan gelombang pada laut dalam dengan teori linear.

II.3.2.2 Karakteristik Gelombang





Bentuk dan ukuran gelombang tergantung dari besarnya kedalaman laut dan kondisi dasar laut, kecepatan dan lamanya angin bertiup serta jarak datangnya angin yang bertiup sampai lokasi gelombang terjadi (*fetch*). Pada kondisi laut dalam gelombang memiliki amplitudo dan berbentuk sinusoidal, sementara di laut yang dangkal puncak gelombang (*crest*) semakin curam sementara lembah gelombang (*trough*) semakin datar membentuk gelombang *trochoidal*. *Trochoidal* adalah kurva yang terbentuk dari titik-titik pada lingkaran-lingkaran yang menggelinding disepanjang garis lurus.

Karakter gelombang dideskripsikan oleh dua unsure utama yaitu tinggi (*H*) dan periode gelombang (*T*), dari parameter utama tersebut diperoleh karakteristik gelombang seperti :

Panjang gelombang (*L*) :

$$L = \frac{T^2 g}{2\pi} \dots\dots\dots(2.20)$$

Kecepatan gelombang (*v*) :

$$v = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} \text{ untuk } H \text{ lebih besar dari } 2L \dots\dots\dots(2.21)$$

$$v = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \text{ untuk semua jenis kedalaman (} h \text{); (} h = d \text{)} \dots\dots\dots(2.22)$$

Frekuensi sirkulasi (ω) :

$$\omega = 2\pi f = \sqrt{\frac{2\pi g}{L}} \dots\dots\dots(2.23)$$

Amplitudo gelombang (*a*) :





$$a = \frac{H}{2} \dots\dots\dots(2.24)$$

II.3.2.3. Klasifikasi Gelombang

Tabel II.5. Klasifikasi gelombang

d/L	Batas nilai kd (2g/L)	Jenis Gelombang
$> \frac{1}{2}$	$\pi \rightarrow \infty$	Gelombang pada perairan dalam (gelombang pendek)
$\frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2}$	$\frac{\pi}{10} \rightarrow \pi$	Gelombang pada perairan antara
$< \frac{1}{20}$	$0 \rightarrow \frac{\pi}{10}$	Gelombang pada perairan dangkal

Sumber : Perencanaan Pelabuhan

Gelombang diklasifikasikan berdasarkan kedalaman perairan dan berdasarkan ratio perbandingan kedalaman perairan (**d**) dengan panjang gelombang (**L**), **d/L**, yang diberikan dalam tabel berikut :

Klasifikasi ini dilakukan untuk menyederhanakan rumus-rumus gelombang. Apabila kedalaman relatif d/L adalah lebih besar dari 0,5; nilai **Tanh (2πd/L) = 1,0** sehingga persamaannya menjadi :

$$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \tag{2.25}$$

Dan

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \tag{2.26}$$

Indeks **0** menunjukkan bahwa nilai-nilai tersebut adalah untuk kondisi laut dalam. Apabila percepatan gravitasi adalah 9,81 m/s² maka persamaan (2.25) menjadi :

$$L_0 = 1,56T^2 \tag{2.27}$$





Apabila kedalaman relatif kurang dari $1/20$, nilai $Tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) = \frac{2\pi \cdot d}{L}$ sehingga persamaan menjadi :

$$C = \sqrt{gd} \quad (2.28)$$

$$L = \sqrt{gd} T = CT \quad (2.29)$$

Persamaan (2.28) dan (2.29) menunjukkan bahwa di laut dangkal, cepat rambat dan panjang gelombang hanya tergantung pada kedalaman air. Untuk kondisi gelombang laut transisi, yaitu jika $1/20 < d/L < 1/2$, cepat rambat dan panjang gelombang dihitung dengan menggunakan persamaan (2.25) dan (2.26). Apabila persamaan (2.25) dibagi dengan persamaan (2.28) atau (2.26) dibagi dengan persamaan (2.29) akan didapat :

$$\frac{C}{C_0} = \frac{L}{L_0} = Tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) \quad (2.30)$$

Apabila kedua ruas dari persamaan (2.30) dikalikan dengan d/L , maka akan didapat :

$$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} Tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) \quad (2.31)$$

Persamaan (2.31) dapat digunakan untuk menghitung panjang gelombang pada setiap kedalaman, apabila panjang gelombang di laut dalam diketahui. Penyelesaian persamaan (2.31) sangat sulit karena diperlukan literasi yang sangat panjang. Untuk mempermudah hitungan telah dibuat tabel yang disusun berdasarkan persamaan tersebut, seperti disajikan dalam tabel dibawah ini :





Tabel II.6 *sinusiodal waves*





U	m	m _i	K	E	$\frac{T_{mh}}{H}$	A	B	U	m	m _i	K	E	$\frac{T_{mh}}{H}$	A	B
1	(-217,317	(-19,268	1,601	1,542	-0,495	-13,152	0,1250	50	(-119,673	(-213,274	3,113	1,043	-0,312	0,029	0,1149
2	(-111,410	(-11,850	1,631	1,614	-0,491	-6,505	0,1250	55	(-119,753	(-212,466	3,252	1,034	-0,301	0,072	0,1134
3	(-112,038	(-11,7962	1,662	1,487	-0,486	-4,385	0,1249	60	(-119,813	(-211,874	3,386	1,027	-0,290	0,111	0,1119
4	(-112,619	(-11,7381	1,692	1,462	-0,481	-3,261	0,1249	65	(-119,856	(-211,438	3,516	1,022	-0,280	0,145	0,1104
5	(-113,157	(-11,6843	1,723	1,438	-0,476	-2,586	0,1249	70	(-119,889	(-211,112	3,643	1,017	-0,271	0,175	0,1090
6	(-113,655	(-11,6345	1,754	1,416	-0,472	-2,151	0,1248	75	(-119,913	(-210,868	3,766	1,014	-0,263	0,203	0,1075
7	(-114,116	(-11,5884	1,786	1,394	-0,467	-1,830	0,1247	80	(-119,932	(-210,605	3,888	1,012	-0,255	0,227	0,1061
8	(-114,543	(-11,5457	1,817	1,373	-0,462	-1,568	0,1246	85	(-119,946	(-210,379	4,003	1,009	-0,248	0,250	0,1048
9	(-114,937	(-11,5063	1,849	1,354	-0,458	-1,399	0,1246	90	(-119,957	(-210,178	4,117	1,008	-0,242	0,271	0,1034
10	(-115,302	(-11,4698	1,881	1,336	-0,453	-1,245	0,1244	95	(-119,966	(-210,000	4,228	1,006	-0,235	0,290	0,1021
11	(-115,639	(-11,4301	1,912	1,318	-0,449	-1,119	0,1243	100	(-119,972	(-210,253	4,336	1,005	-0,230	0,308	0,1009
12	(-115,952	(-11,4048	1,944	1,301	-0,444	-1,012	0,1242	150	(-119,996	(-210,395	5,304	1,001	-0,188	0,434	0,0902
13	(-116,240	(-11,3760	1,976	1,285	-0,440	-0,921	0,1241	200	(-119,999	(-210,674	6,124	1,000	-0,163	0,510	0,0822
14	(-116,507	(-11,3493	2,008	1,270	-0,435	-0,842	0,1239	250	1,000	(-210,808	6,847	1,000	-0,146	0,562	0,0760
15	(-116,754	(-11,3246	2,041	1,256	-0,431	-0,773	0,1238	300	1,000	(-210,894	7,500	1,000	-0,133	0,600	0,0711
16	(-116,982	(-11,3018	2,073	1,243	-0,426	-0,712	0,1236	350	1,000	(-210,947	8,101	1,000	-0,123	0,630	0,0671
17	(-117,194	(-11,2806	2,105	1,230	-0,422	-0,657	0,1234	400	1,000	(-210,971	8,650	1,000	-0,115	0,650	0,0636
18	(-117,389	(-11,2611	2,137	1,218	-0,418	-0,607	0,1233	450	1,000	(-210,981	9,186	1,000	-0,109	0,673	0,0607
19	(-117,570	(-11,2430	2,169	1,207	-0,414	-0,562	0,1231	500	1,000	(-210,974	9,682	1,000	-0,103	0,689	0,0582
20	(-117,738	(-11,2262	2,201	1,196	-0,410	-0,521	0,1229	550	1,000	(-210,959	10,155	1,000	-0,098	0,705	0,0560
22	(-118,036	(-11,1964	2,266	1,176	-0,402	-0,449	0,1225	600	1,000	(-210,933	10,607	1,000	-0,094	0,717	0,0540
24	(-118,293	(-11,1707	2,329	1,158	-0,394	-0,387	0,1220	650	1,000	(-210,912	11,040	1,000	-0,091	0,728	0,0522
26	(-118,513	(-11,1487	2,393	1,142	-0,386	-0,333	0,1216	700	1,000	(-210,891	11,456	1,000	-0,087	0,738	0,0506
28	(-118,702	(-11,1298	2,456	1,128	-0,379	-0,285	0,1211	750	1,000	(-210,875	11,859	1,000	-0,084	0,747	0,0491
30	(-118,866	(-11,1134	2,519	1,116	-0,372	-0,243	0,1206	800	1,000	(-210,862	12,247	1,000	-0,082	0,755	0,0478
32	(-119,006	(-219,837	2,581	1,104	-0,365	-0,204	0,1201	850	1,000	(-210,853	12,624	1,000	-0,079	0,762	0,0465
34	(-119,128	(-218,720	2,643	1,094	-0,358	-0,170	0,1195	900	1,000	(-210,848	12,990	1,000	-0,077	0,769	0,0454
36	(-119,233	(-217,666	2,704	1,085	-0,352	-0,138	0,1190	950	1,000	(-210,846	13,346	1,000	-0,075	0,775	0,0443
38	(-119,325	(-216,753	2,764	1,077	-0,345	-0,109	0,1184	1000	1,000	(-210,844	13,693	1,000	-0,073	0,781	0,0434
40	(-119,404	(-215,959	2,824	1,070	-0,339	-0,082	0,1179	2000	1,000	(-210,842	13,965	1,000	-0,052	0,845	0,0318
42	(-119,473	(-215,268	2,883	1,063	-0,334	-0,056	0,1173	3000	1,000	(-210,841	23,717	1,000	-0,042	0,874	0,0263
44	(-119,533	(-214,655	2,942	1,057	-0,328	-0,033	0,1167	4000	1,000	(-210,840	27,386	1,000	-0,037	0,890	0,0230
46	(-119,586	(-214,139	3,000	1,052	-0,323	-0,011	0,1161	5000	1,000	(-210,839	30,619	1,000	-0,033	0,902	0,0207
48	(-119,632	(-213,678	3,057	1,047	-0,317	0,009	0,1155	6000	1,000	(-210,838	33,541	1,000	-0,030	0,911	0,0190
50	(-119,673	(-213,274	3,113	1,043	-0,312	0,029	0,1149	7000	1,000	(-210,837	36,228	1,000	-0,028	0,917	0,0176
								8000	1,000	(-210,836	38,730	1,000	-0,026	0,923	0,0165
								9000	1,000	(-210,835	41,079	1,000	-0,024	0,927	0,0156
								10000	1,000	(-210,834	43,301	1,000	-0,023	0,931	0,0149

Integers in parentheses indicate powers of 10 by which the following numbers are to be multiplied





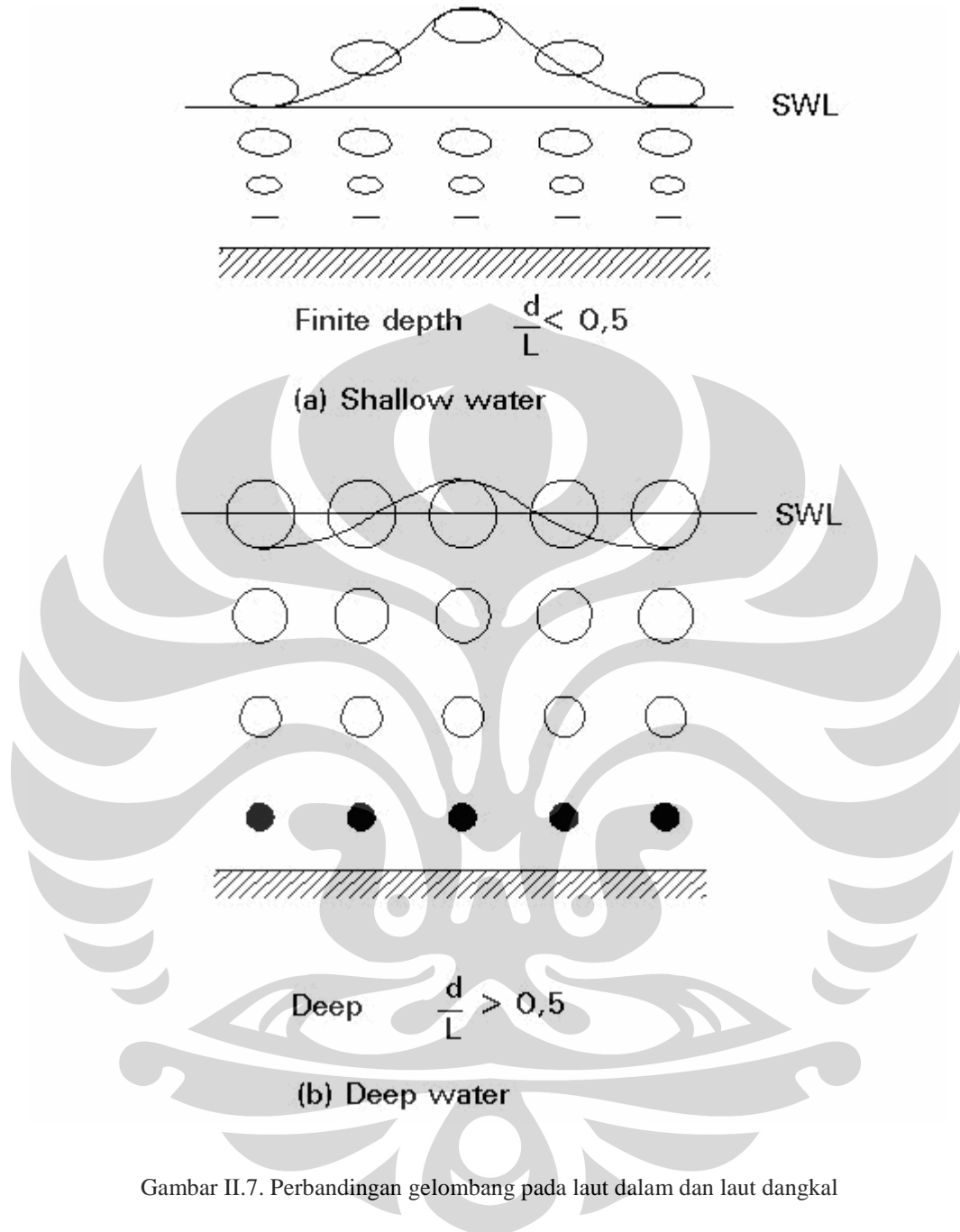
Untuk menyederhanakan fungsi hiperbola dari persamaan diatas maka diberikan nilai dari asimtot fungsi hiperbola.

Tabel II.7. Asimtot nilai hiperbola

Fungsi	Asimtot	
	Gelombang pada perairan dalam	Gelombang pada perairan dangkal
$\sinh kd$	$e^{kd/2}$	kh
$\cosh kd$	$e^{kd/2}$	1
$\tanh kd$	1	kh

Sumber : *Perencanaan Pelabuhan*





II.3.2.4 Teori Gelombang Linear

Perhitungan gelombang gelombang diawali dengan penentuan jenis gelombang dengan menggunakan *airy wave theory*, *cnoidal theory*, maupun *stokes theory*, bergantung pada rasio $\frac{h}{L}$ dan parameter *Ursell* (U) = $\frac{HL^2}{h^3}$.



Jika nilai :

$U < 15$, maka teori gelombang sinusoidal berlaku

$U > 15$ dan $h/L < 0.1$, maka teori gelombang *cnoidal* berlaku.

$U > 15$ dan $h/L > 0.1$, maka kedua teori tidak dapat digunakan.

Pada teori gelombang linear, *free surface* $\eta(t)$ yang bekerja pada sumbu z dapat didefinisikan dalam :

$$\eta(t) = a \sin(kx - \omega t) \quad \text{maupun} \quad \eta(t) = \frac{H}{2} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.32)$$

Dimana :

H = tinggi gelombang = 2x amplitudo

K = wave number = $2\pi/L$

L = panjang gelombang

ω = frekuensi sirkulasi gelombang = $2\pi/T$

T = periode gelombang

Kecepatan partikel gelombang terhadap waktu dalam arah horisontal dan vertikal ditulis sebagai :

$$u = \frac{\pi H}{T} \left(\frac{\cosh 2\pi(y+h)/L}{\sinh 2\pi h/L} \right) \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.33)$$





$$u = \frac{\pi H}{T} \left(\frac{\sinh 2\pi(y+h)/L}{\sinh 2\pi h/L} \right) \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.34)$$

Sementara kedua persamaan bila diturunkan terhadap t adalah :

$$u = \frac{\delta u}{\delta t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \left(\frac{\cosh 2\pi(y+h)/L}{\sinh 2\pi h/L} \right) \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.35)$$

$$v = \frac{\delta v}{\delta t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \left(\frac{\sinh 2\pi(y+h)/L}{\sinh 2\pi h/L} \right) \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.36)$$

Dan untuk laut dalam menjadi :

$$u = \frac{\pi H}{T} \exp\left(\frac{2\pi y}{L_o}\right) \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.37)$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \exp\left(\frac{2\pi y}{L_o}\right) \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(2.38)$$

Untuk menghitung gaya gelombang terhadap struktur diperlukan karakteristik gelombang ketika menumbuk struktur, melalui rasio D/L dibawah ini :

$D/L > 1$ Gelombang dipantulkan sempurna (tumbukan lenting sempurna)

$D/L > 0.2$ Gelombang terpecah (difraksi)

$D/L < 0.2$ Gelombang tidak dipengaruhi ukuran struktur

$D/W > 0.2$ Gaya inersia dominan (berlaku pada pers.Morison)

$D/W < 0.2$ Gaya drag dominan (berlaku pada pers. Morison)



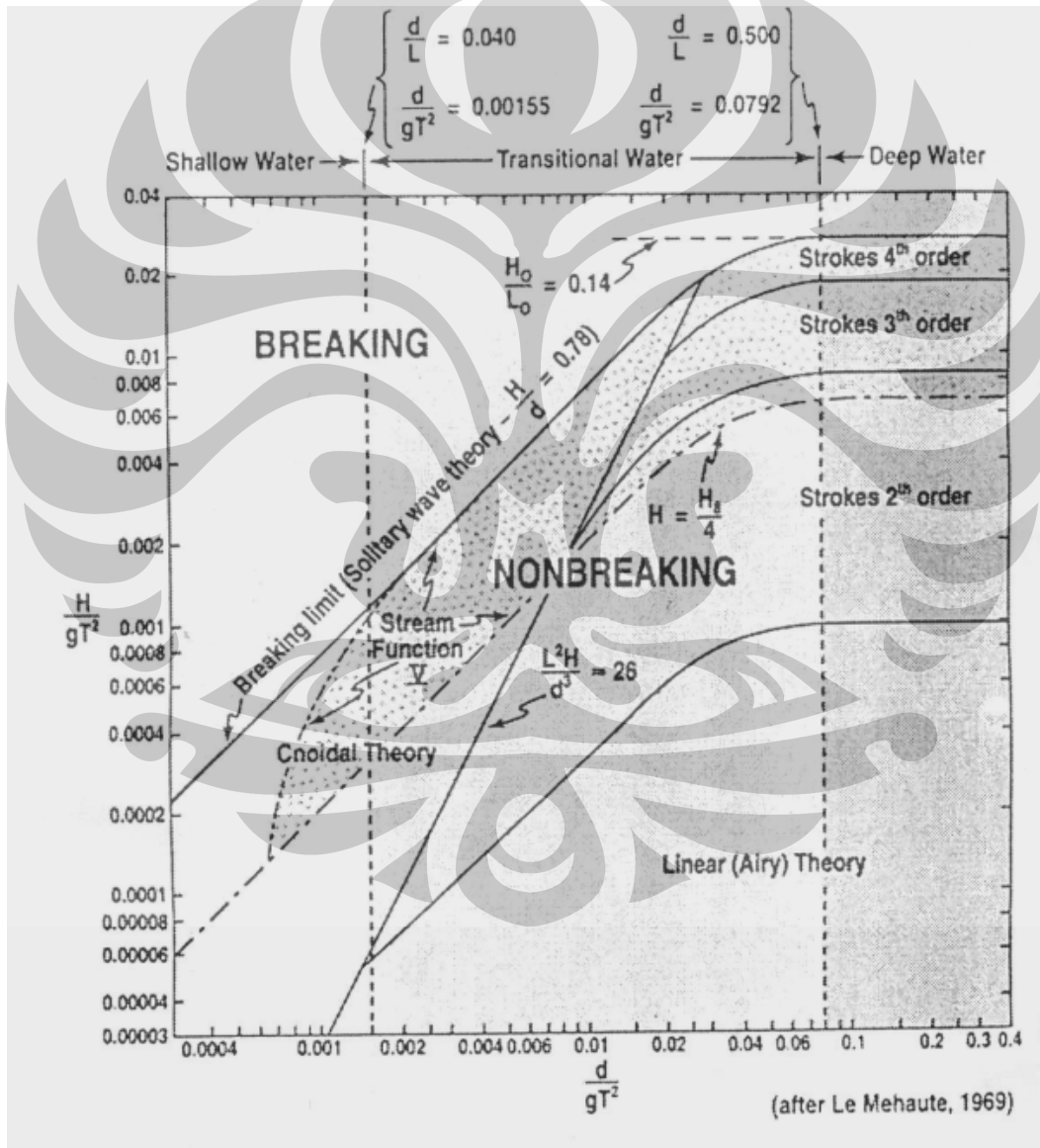


Dimana:

D = diameter / bagian struktur

W = lebar orbit partikel gelombang.

$$\text{Dan } W = \frac{H}{\tanh \frac{2\pi h}{L}} \dots\dots\dots(2.39)$$



Gambar II.8. Klasifikasi beban gelombang





Bila gelombang tidak dipengaruhi keberadaan struktur maka digunakan persamaan Morison, dimana besar gaya gelombang sepanjang tinggi amplitudo sesaat (η) hingga *mean water level (MWL)* yaitu :

$$dF = \frac{1}{2} C_D \rho D u |u| ds + C_M \rho A \dot{u} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$F = \int_0^\eta dF \dots\dots\dots(2.41)$$

Kemudian ketika ukuran struktur sangatlah besar hingga menyebabkan pecahnya gelombang, maka besarnya gelombang per unit panjang struktur dapat dihitung :

$$F = \frac{2\rho g H \cosh(k(h+y))}{k \cosh(kh)} A \left(\frac{D}{L}\right) \cos(\omega t - \alpha) \dots\dots\dots(2.42)$$

$$A \left(\frac{D}{L}\right) = \left[J_1^2 \left(\frac{\pi D}{L}\right) + Y_1^2 \left(\frac{\pi D}{L}\right) \right]^{-\frac{1}{2}} \text{ }_{10}$$

Sementara untuk pemantulan gelombang sempurna dapat dihitung besar gaya gelombang per unit panjang struktur :

$$F = \frac{\rho g H L}{2\pi} \dots\dots\dots(2.43)$$

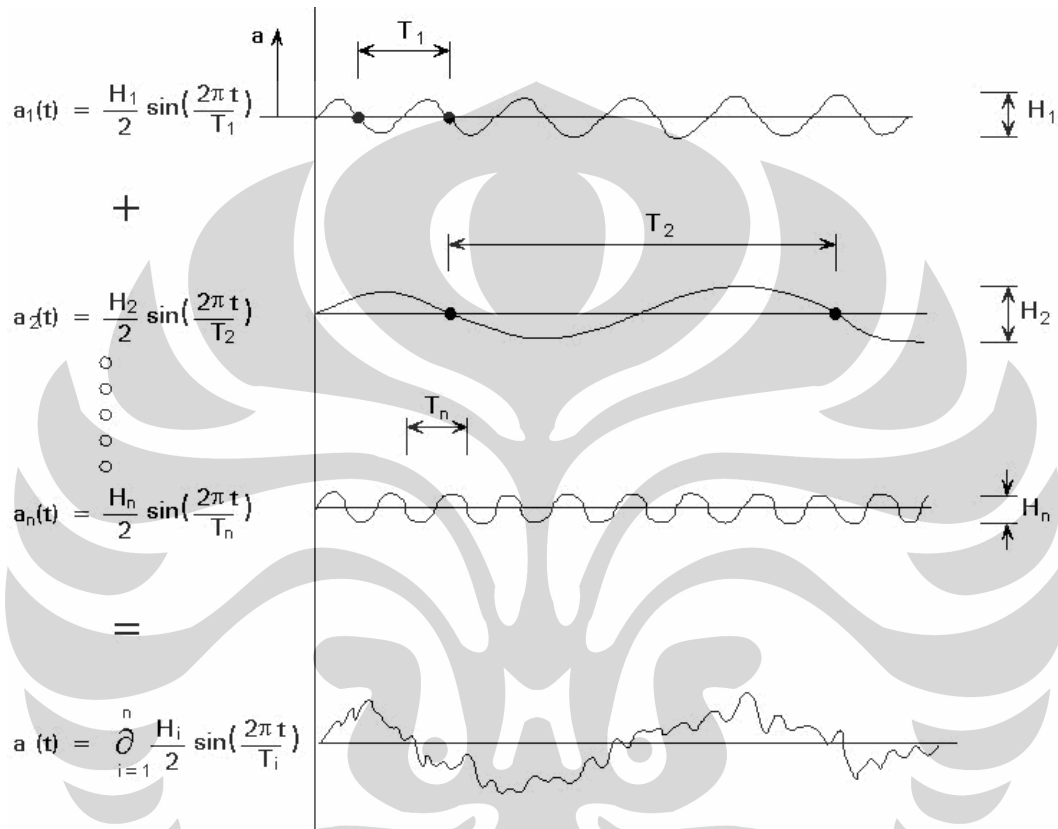
II.3.2.5 Statistik Gelombang

Pada kenyataannya gelombang tidak muncul sebagai gelombang-gelombang yang teratur, tetapi sebagai keadaan laut yang tidak tetap (*irregular sea states*). Keadaan yang tidak tetap ini muncul disebabkan oleh adanya superposisi linear dari berbagai gelombang dengan frekuensi yang beragam(lihat gambar). Bentuk yang paling tepat untuk menjelaskan keadaan laut yang acak adalah menggunakan *wave energy density spectrum S(f)*, biasanya disebut spektrum gelombang yang sederhana. Diformulakan

¹⁰ *McCamy and Fuchs, 1954*



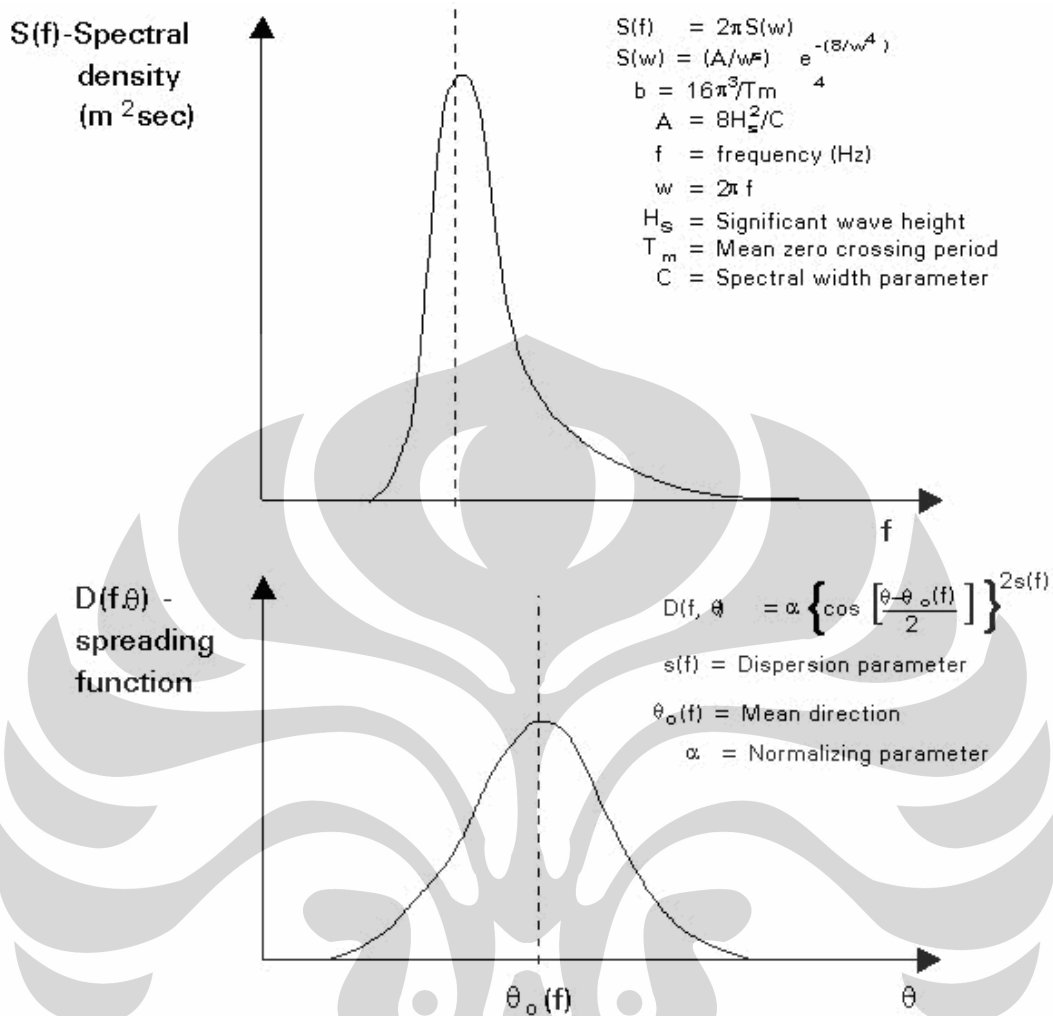
sebagai fungsi dari frekuensi gelombang menggunakan parameter sebagai berikut : Tinggi gelombang yang paling signifikan H_s (Keadaan dimana gelombang berada pada titik ketiga tertinggi dari deretan gelombang yang ada) dan periode gelombang (*zero-upcrossing period*) T_0 . Sebagai tambahan, lebar dari spektrum dapat ditambahkan.



Gambar II.9. Modelling of random seas

Arah gelombang dapat dijelaskan dengan cara *directional spreading function* $D(f, \theta)$, dimana θ adalah sudut dari arah gelombang tersebut (gambar). Arah dari spektrum gelombang $S(f, \theta)$:

$$S(f, \theta) = S(f) \cdot D(f, \theta) \dots\dots\dots (2.44)$$



Gambar II.10. Tipe-tipe dari *Directional spreading*

Respon dari struktur yang ada seperti gaya, gerak, dikalkulasikan dengan kelipatan dari spektrum energi gelombang dengan kuadrat dari fungsi transfer linier. Hasil dari spektrum tersebut serta respon maksimum pada interval tertentu yang diharapkan dapat dikurangi dengan mudah.

Untuk statistik jangka panjang, diagram penyebaran gelombang untuk lokasi dari struktur sangat diperlukan. Diagram tersebut dapat diperoleh dengan perhitungan yang memakan waktu yang cukup lama atau dapat diambil dari pengamatan cuaca dari daerah tersebut (disebut juga *hindcast method*). Diagram penyebaran meliputi gabungan kemungkinan munculnya pasangan tinggi gelombang yang signifikan dan juga periode





gelombang. Untuk setiap pasang parameter dari spektrum gelombang dapat dihitung dengan menggunakan formula standar, sehingga diperoleh respon spektrum yang diinginkan. Untuk analisa *fatigue* angka keseluruhan dan amplitude dari *load cycles* selama masa hidup dari struktur dapat diperoleh dengan cara ini. Untuk struktur dengan respon dinamik yang substansial terhadap rangsangan gelombang, gaya maksimum dan gerak harus dihitung dengan metode statistik atau menggunakan *time-domain analysis*.

II.3.2.6 Gaya gelombang pada struktur

Struktur yang terkena langsung oleh gelombang mengalami gaya yang lebih besar daripada gaya yang disebabkan oleh angin. Gaya yang terjadi dihasilkan dari tekanan dinamik dan gerakan partikel air. Dua kasus yang berbeda dapat dibedakan:

- *Large volume bodies, termed hydrodynamic compact structures*, mengalami pengaruh dari area gelombang yang disebabkan oleh difraksi dan pantulan. Gaya-gaya pada rangka badan harus dideterminasikan oleh perhitungan numeric berdasarkan teori difraksi.
- *Slender*, struktur hidrodinamik yang transparan tidak terlalu berpengaruh terhadap area gelombang. Gaya-gaya yang ada dapat dihitung secara langsung menggunakan persamaan *Morison*. Dengan aturan dimana $D/L \ll 0.2$, dimana D adalah diameter dan L adalah panjang gelombang.

Jacket pada bangunan lepas pantai dapat diartikan sebagai hidrodinamik transparan. Gaya-gaya pada gelombang yang terjadi pada bagian yang berada dibawah laut dapat dikalkulasikan menggunakan persamaan *Morison*, yang menggambarkan gaya pada gelombang sebagai jumlah dari gaya inersia terhadap percepatan sebuah partikel dan ketidak-linieran gaya tarik yang proposional terhadap kuadrat dari kecepatan partikel tersebut:

$$F = C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \dot{v} + C_D \frac{\rho D}{2} v |v| \dots\dots\dots(2.45)$$





Dimana :

- F adalah gaya gelombang per unit panjang pada *circular cylinder* (N).
- v_n adalah kecepatan normal dari partikel air terhadap silinder, dihitung dengan menggunakan teori gelombang pada *axis* silinder (m/s).
- ρ adalah massa jenis air(kg/m³).
- D adalah diameter, termasuk *marine growth* (m).
- C_D, C_M adalah koefisien tarik dan inersia.

Bentuk persamaan ini dapat digunakan untuk *fixed tubular cylinders*. Untuk analisa gera dari struktur yang ada harus dimodifikasi sesuai dengan gerak dari silinder. Nilai dari C_D dan C_M tergantung pada teori gelombang yang digunakan , kekasaran permukaan, dan aliran yang terjadi. Menurut API-RP2A, C_D \square 0,6 sampai 1,2 dan C_M \square 1,3 sampai 2,0. Informasi tambahan bisa diperoleh di DNV rules.

Gaya gelombang total yang terjadi pada tiap bagian diperoleh dengan intregasi numerik dari panjang bagian yang ada. Kecepatan dan percepatan fluida pada titik integrasi ditemukan dengan cara pengaplikasian teori gelombang.

II.3.2.7 Persamaan Morison

Gelombang memanjang atau gaya per unit panjang terjadi pada bagian yang mengapung (*submerged*) pada tabung *rigid* yang menancap pada permukaan, $f(z,t)$, dari pertemuan gelombang kinematik di posisi z dari MWL (gambar), didapatkan dari persamaan Morison :

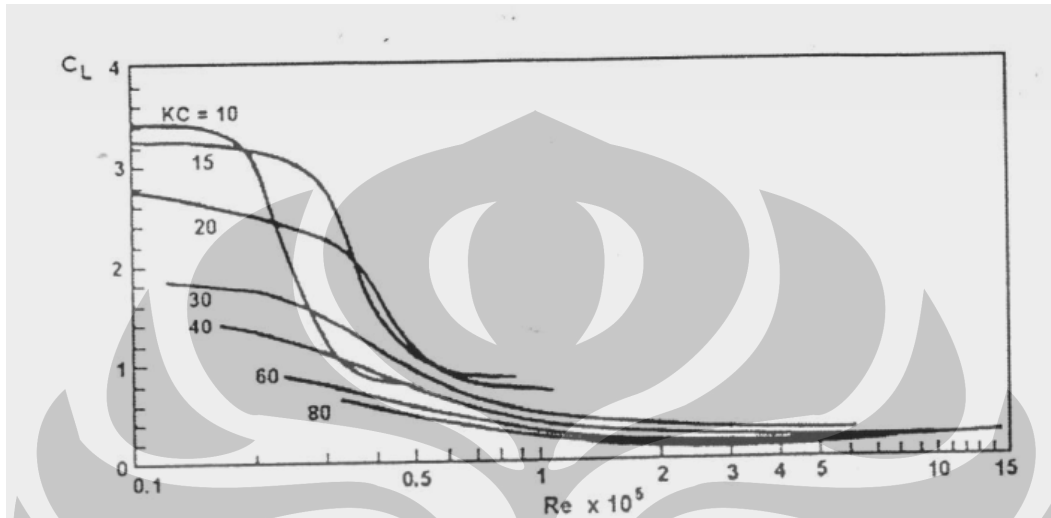
$$f(z,t) = f_1(z,t) + f_D(z,t) \dots\dots\dots(2.46)$$

Dimana $f_1(z,t) = \left(\frac{\pi}{4}\right)\rho C_M D^2 u(z,t) \dots\dots\dots(2.47)$





$f_D(z,t) = 0.5\rho C_D Du(z,t)|u(z,t)|$; hal ini menunjukkan inersia dan kontribusi gaya tarik, kemudian ρ adalah massa jenis dari air laut dan D merupakan diameter silinder.



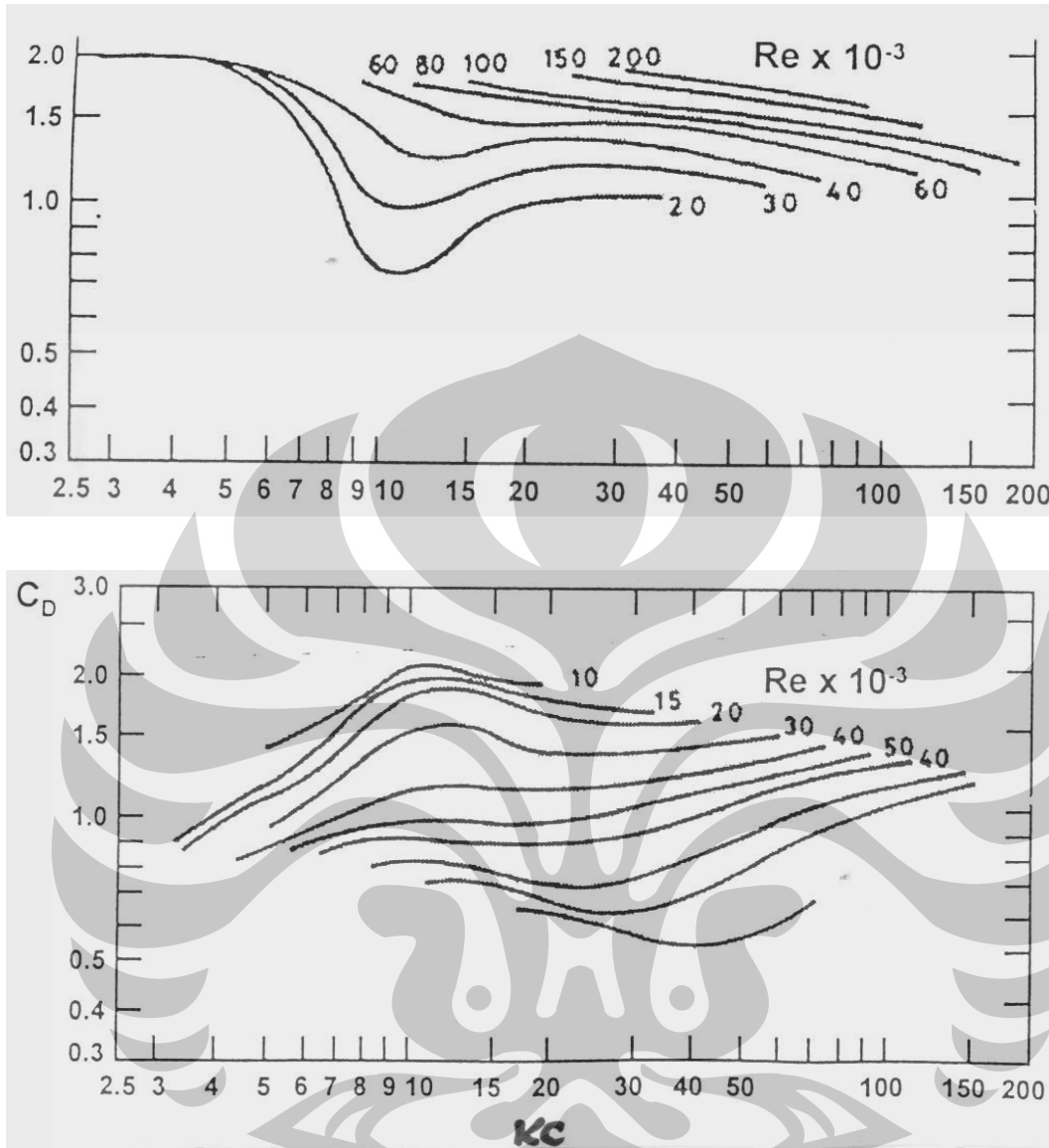
Gambar II.11 Lift Force Coefficient

Koefisien gaya C_M dan C_D ditemukan berhubungan dengan *Reynold's number* (R_e), *Kelegan-Carpenter number*, KC , dan parameter β :

$$KC = \frac{u_m T}{D}; \beta = \frac{R_e}{KC} \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana u_m = kecepatan memanjang maksimum partikel air. Pada $KC < 10$, gaya inersia sangat berpengaruh ; pada $10 < KC < 20$ inersia dan *drag force* signifikan, dan pada $KC > 20$, *drag force* yang mendominasi.





Gambar II.12. Inertia Force KC coefficient dependence on flow parameters

Persamaan *Morison* telah mengubah dasar perancangan dalam dunia *offshore structures* secara global. Beban gelombang dari teori *Morison* membantu dalam pemancangan *piles* di dasar laut untuk gelombang udara beramplitudo kecil dan mengilustrasikan contoh penting dari komponen inersia dan *drag force*.

Menurut persamaan *Morison* gaya tarik merupakan bentuk non-linier. Rumus non-linier digunakan pada konsep desain dari gelombang. Tetapi, untuk menentukan fungsi transfer yang diperlukan untuk perhitungan awal frekuensi, gaya tarik harus dibuat





linier dengan cara yang benar. Sehingga, solusi dari yang wajar dari perhitungan frekuensi untuk menentukan lamanya *fatigue* yang terjadi, dimana gaya yang ada pada gelombang didominasi oleh bentuk inersia linier. Rumus nonlinier dan *hence time domain solutions* diperlukan untuk analisa dinamis dari konstruksi bawah laut dengan keadaan yang ekstrim, badai, dimana gaya tarik merupakan gaya yang sangat berpengaruh. menurut persamaan *Morisson* dimana *drag force* sangatlah penting.

Sebagai tambahan gaya-gaya yang ada pada persamaan Morison, gaya angkat F_D dan gaya dorong F_S , biasanya dibiarkan secara umum tetapi penting untuk daerah-daerah tertentu. Setiap panjang dari unit, gaya ini bisa dijabarkan sebagai berikut:

$$F_L = (1/2) \square C_L Dv^2 \dots\dots\dots(2.48)$$

$$F_S = (1/2) \square C_s Dv^2 \dots\dots\dots(2.49)$$

Dimana C_L , C_s adalah koefisien angkat dan dorong, dan simbol-simbol yang lain yang telah dijelaskan pada persamaan Morison. Gaya angkat tegak lurus terhadap bagian dari axis dan kecepatan fluida v dan berhubungan dengan pelepasan frekuensi . Gaya dorong bekerja pada bagian bawah horizontal dekat dengan pertengahan level air. Gaya angkat bisa diperkirakan $C_L \square 1,3 C_D$ /untuk bagian berbentuk pipa $C_s \square \square$.

II.3.3 Beban Arus

Ada berbagai macam arus diantaranya pasang, sirkulasi, dan arus yang terbentuk karena adanya badai. Pada saat perhitungan di lapangan tidak mencakup secara keseluruhan , kecepatan arus dapat diperoleh dengan berbagai cara. Pada desain untuk platform, efek dari arus yang bersinggungan dengan gelombang dimasukkan kedalam perhitungan dengan menambahkan kecepatan dari fluida itu sendiri. Semenjak gaya tarik bervariasi dengan kuadrat dari kecepatan, tambahan ini dapat menambahkan gaya yang begitu besar terhadap platform. Melalui pendekatan didapatkan :

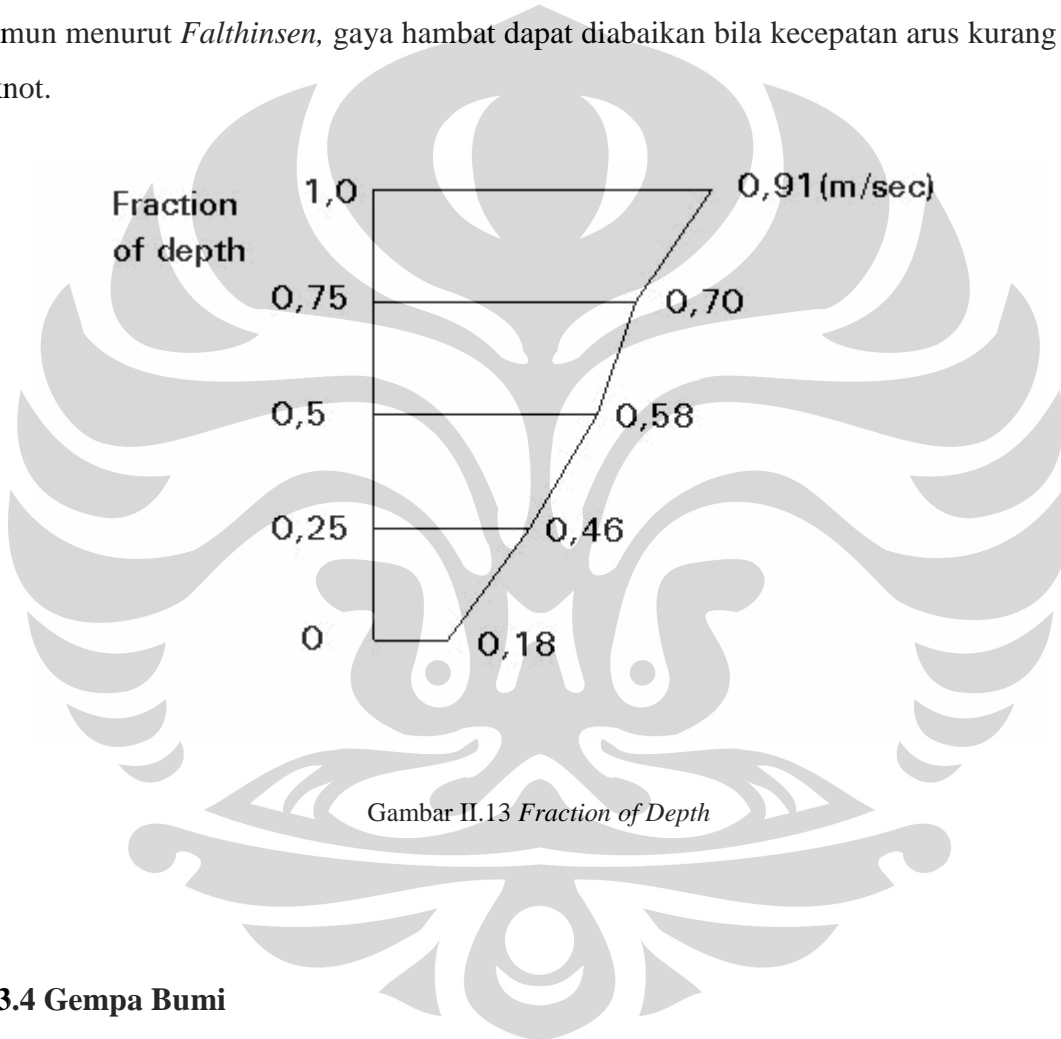
$$F_C = \frac{1}{2} C_D \rho_{sw} A V_C^2 \dots\dots\dots(2.50)$$



Tendons juga mengalami beban arus, dimana beban arus diasumsikan dialami oleh sepanjang *tendons* dengan kecepatan arus hampir seragam dari permukaan sampai dasar laut. Besar beban arus laut pada *tendons* dapat dihitung melalui persamaan :

$$R = \frac{1}{2} \rho_{sw} C_D V_C^2 d_R s \dots\dots\dots (2.44)$$

Namun menurut *Falthinsen*, gaya hambat dapat diabaikan bila kecepatan arus kurang dari 6 knot.



Gambar II.13 *Fraction of Depth*

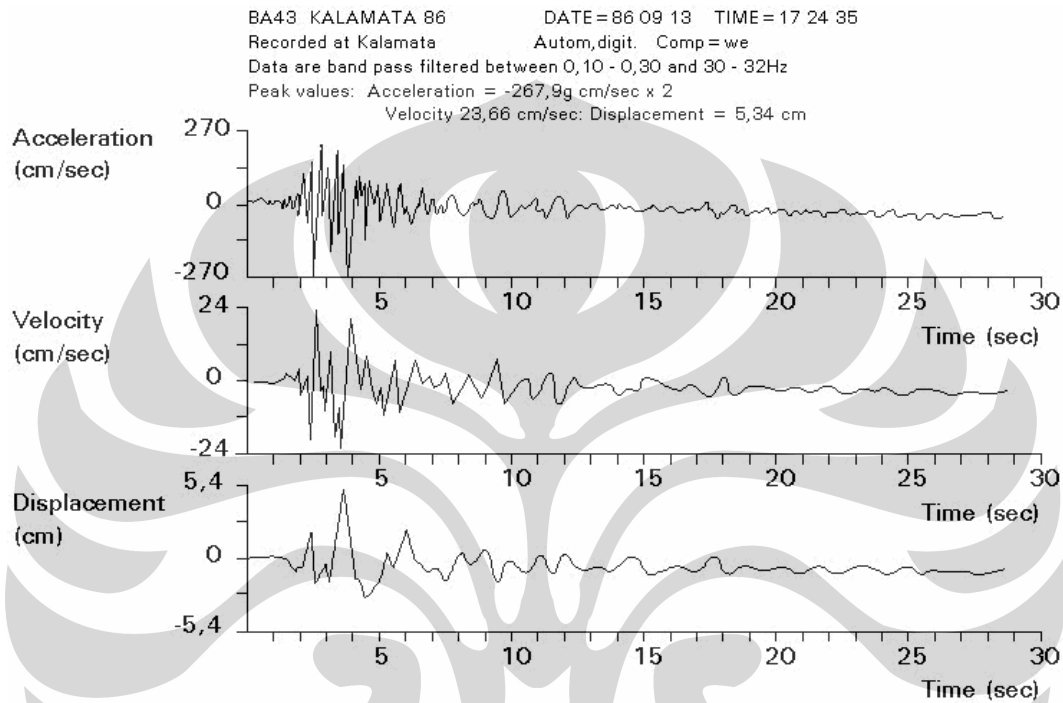
II.3.4 Gempa Bumi

Bangunan lepas pantai yang berada daerah rawan gempa biasanya didesain untuk 2 jenis gempa bumi :

- *the strength level*
- *the ductility level*

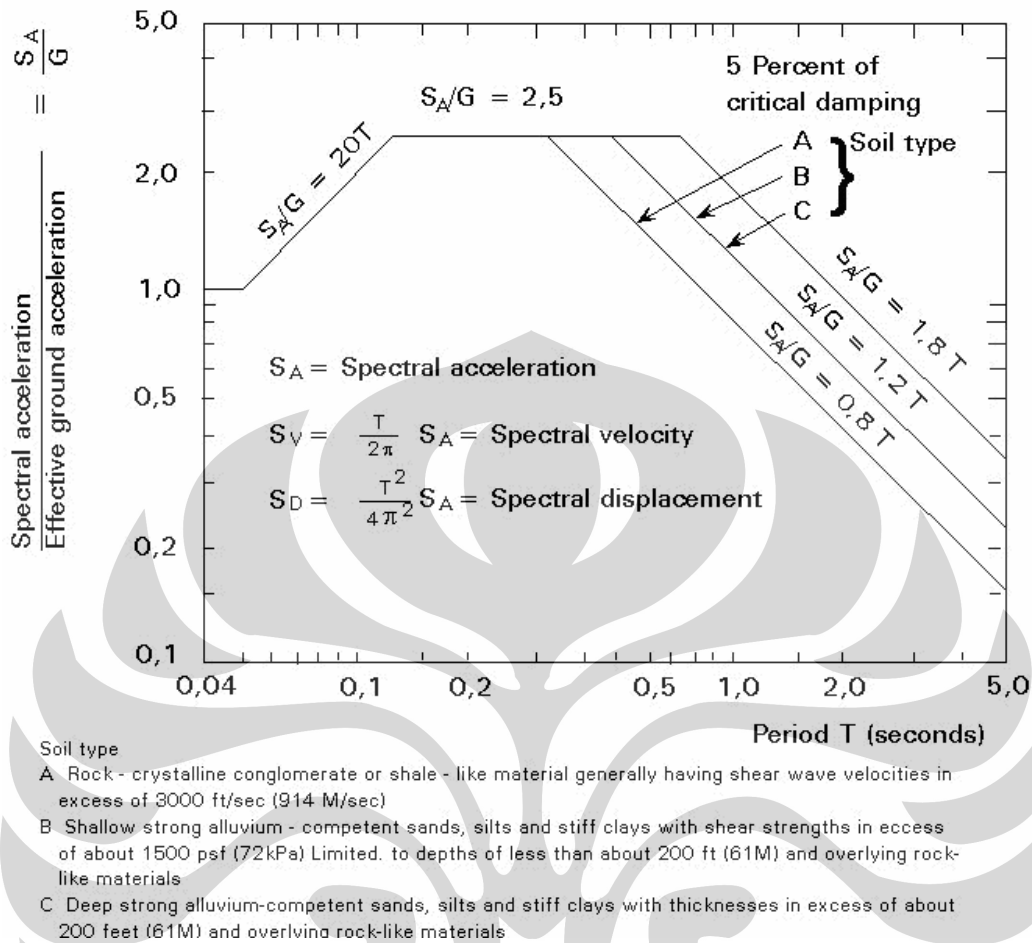


Untuk *strength level earthquake*, struktur yang ada didesain untuk menanggapi respon gempa secara elastis. Untuk *ductility level earthquake*, struktur yang ada didesain untuk respon yang tidak elastis dan harus mempunyai tenaga cadangan yang cukup untuk menghindari keruntuhan.



Gambar II.14 *Ground acceleration and integrated ground velocity and displacement surves for a Greek earthquake*





Gambar II.15 Design response spectra recommended in API RP2A

Dari gambar dapat diketahui respon yang terjadi pada saat gempa untuk kondisi yang ada pada lingkungan saat itu

II.3.5 Beban yang terjadi karena adanya variasi temperatur

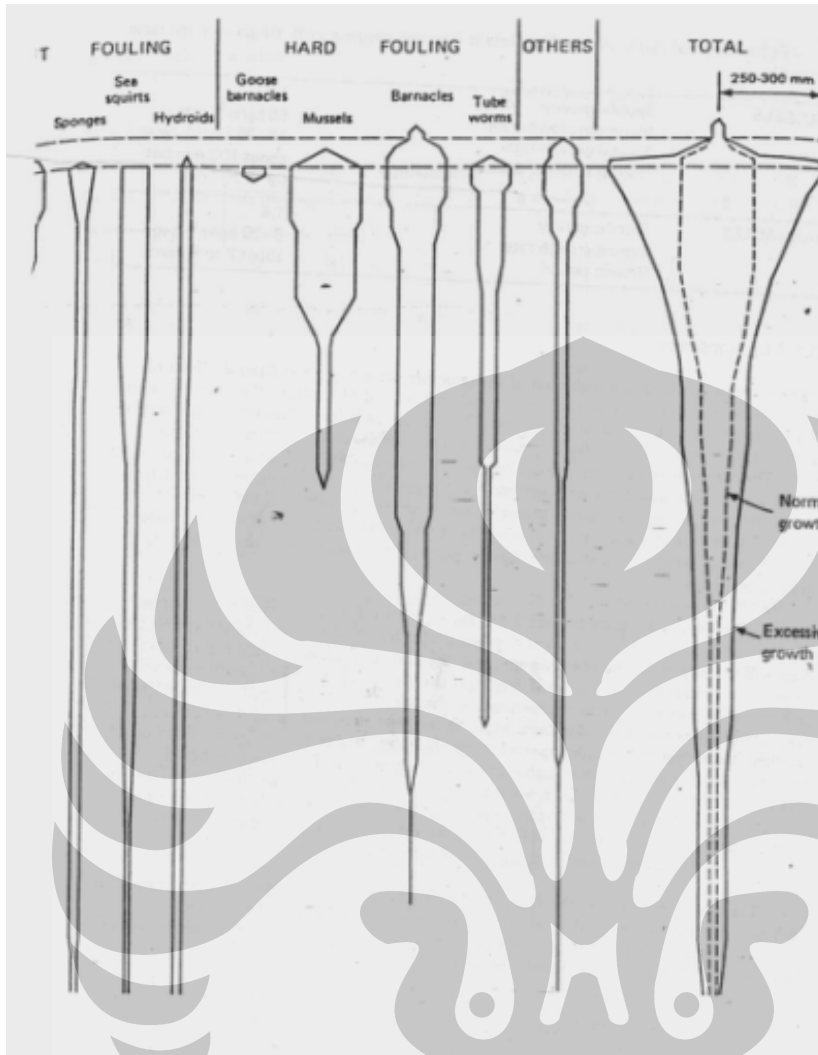
Bangunan lepas pantai terkadang mengalami berbagai bentuk *stress*. Untuk mengatasi *stress* yang begitu berat, nilai ekstrim dari laut dan temperatur udara yang sering muncul pada saat struktur tersebut berdiri harus diperhitungkan. Selain dari faktor lingkungan, faktor manusia juga bisa menyebabkan *thermal loads*, contohnya adanya kecelakaan pada pelepasan bahan *cryogenic*, yang harus diperhitungkan sebagai *accidental loads*. Temperatur yang dihasilkan oleh minyak dan gas juga harus diperhitungkan dengan seksama.



II.3.6 Pertumbuhan Organisme Laut (*Marine Growth*)

Marine growth terkumpulkan pada bagian pada bagian submerged. Efek utamanya adalah meningkatnya gaya ombak pada bagian-bagian dengan tidak hanya pada area yang terekspos tapi meningkatkan koefisien tarik (*drag coefficient*) karena kekasaran permukaannya. Kemudian, tumbuhan laut juga menambah jumlah massa dari bagian yang terkena, sehingga menghasilkan adanya beban gravitasi lebih besar dan frekuensi dari bagian tersebut menurun. Berdasarkan lokasi geografisnya, ketebalan dari tumbuhan laut dapat mencapai 0.3 m atau lebih. Sehingga hal ini menjadi pertimbangan dalam perancangan *offshore structures* karena meningkatkan diameter dan massa *submerged members*.





Gambar II.16. *Marine Growth Types*

II.3.7 Pasang Laut

Pasang mempengaruhi beban ombak dan arus secara tidak langsung, melalui berbagai tingkat permukaan laut. Pasang dibagi menjadi :

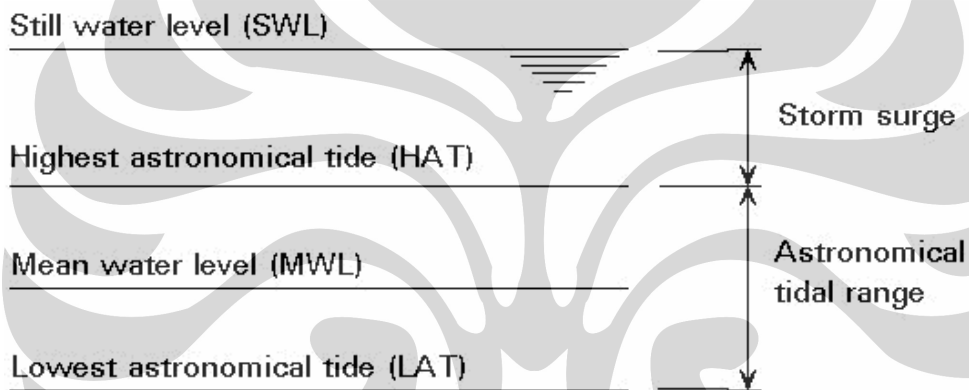
- Pasang astronomi : dikarenakan adanya gaya gravitasi bulan dan matahari.
- Badai gelombang : disebabkan oleh kombinasi angin dan tekanan barometris yang beragam pada saat terjadi badai.





Efek kombinasi dari dua tipe pasang dinamakan badai pasang. Pasang berpengaruh dengan tingkat ketinggian air,(gambar). Pasang astronomi bergantung dari lokasi geografisnya dan fase bulan. Pasang akan maksimum pada saat munculnya bulan baru (bulan purnama). Jaraknya bervariasi dari beberapa sentimeter ke beberapa meter dan dapat diketahui dari map khusus. Badai gelombang bergantung dari periode balik dan *range*-nya dari 1.0 ke 3.0 m. Ketika mendesain *platform*, badai yang ekstrim melapisi pada level *still water*, sementara pada desain untuk tempat sandar kapal, *fender* tongkang, batas atas *marine growth*, dan lainnya;

variasi dari pasang astronomi digunakan.



Gambar II.17. Variasi gelombang pasang

II.4. Soil structure interaction

Dalam pembuatan *offshore structure* diperlukan pengetahuan tentang properti dari tanah dasar laut yang menjadi penopang bangunan tersebut. Ada dua metode pendekatan untuk “ permodelan “ struktur tanah dalam mempelajari masalah interaksi struktur tanah.

Pertama adalah konsep model bongkahan (*lumped model*), dimana suatu pegas sederhana, massa, dan *dashpot* digunakan untuk menggambarkan properti tanah.





Kemudian, pondasi diperlakukan sebagai benda rigid dan pegas, massa dan *dashpots* diasumsikan sebagai elemen terpisah sederhana.

Metode kedua adalah membuat model tanah sebagai *finite elements* dan memiliki keuntungan bahwa variasi dari *soil properties* dengan kedalaman dan fleksibilitas dan penanaman pondasi bisa diperhitungkan.

II.4.1 *lumped model*

Dari pendekatan ini, konsep diturunkan dari tahap yang sederhana (*one degree-of-freedom*) dari sistem massa dan pegas. Formula sederhana sudah dikembangkan sehingga kekakuan tanah, massa, dan struktur peredam bisa digumpalkan menjadi model dinamis, sebagai pegas sederhana (*linear*), massa dan *dashpots*. Harus diperhatikan bahwa metode ini hanya dipergunakan terhadap pondasi yang *rigid* bersandar pada permukaan tanah.

II.4.1.1 *Equivalent mass of soil*

Solusi didapatkan dengan mengasumsi bahwa platform sebagai *rigid body* yang berdiri diatas lapisan permukaan tanah yang homogenous elastis dengan kedalaman tak terbatas (*infinite*). Ini mengasumsikan juga bahwa pengaruh *platform* diperbanyak kedalam tanah dengan jarak yang *infinite*. Properti didalam tanah mesti diketahui, nilai tersebut didapatkan dari *elastic theory* (tabel II.9.)¹¹

Tabel II.8. Massa ekuivalen dan momen inersia dibawah pondasi

Massa ekuivalen dan momen inersia pada tanah dibawah pondasi melingkar			
<i>Poisson's Ratio</i>	$\nu = 0$	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.5$
Translasi vertikal	$0.5 \rho R^3$	$1.0 \rho R^3$	$2.0 \rho R^3$
Translasi horisontal	$0.2 \rho R^3$	$0.2 \rho R^3$	$0.1 \rho R^3$
<i>Rocking</i>	$0.4 \rho R^5$	–	–

¹¹ Hsieh, 1962 & Whitman, 1966





<i>Twisting</i>	$0.3 \rho R^5$	$0.3 \rho R^5$	$0.3 \rho R^5$
-----------------	----------------	----------------	----------------

(Untuk kaki *rectangular* jarak efektif $R = \sqrt{\frac{BL}{\pi}}$).

ρ = massa jenis dari tanah

B = lebar pondasi berbentuk *rectangular*

L = panjang pondasi berbentuk *rectangular*

Kemudian rumus lainnya ditunjukkan pada tabel dibawah ini (tabel)¹², umumnya rumus ini digunakan pada frekuensi rendah ($\omega < \frac{C_s}{R}$; dimana C_s = kecepatan *shear wave*, dan R = jarak pondasi). Pada kasus adanya eksitasi dari ombak, dimana massa efektif (diberikan pada tabel II.10) lebih memungkinkan pada frekuensi yang lebih tinggi.

Tabel II.9. *Equivalent soil mass*, pada frekuensi rendah

<i>Effective soil mass</i>	
<i>Vertical</i>	$1.08 \rho R^3 / (1 - V)$
<i>Horizontal</i>	$0.76 \rho R^3 / (2 - V)$
<i>Rocking</i>	$0.64 \rho R^5 / (1 - V)$
<i>Twisting</i>	$0.24 \rho R^5$

Seringkali massa efektif tanah sangat kecil, dibandingkan dengan dengan *structure* dan massa tambahan (*added water mass*) dan sedikit berpengaruh pada perhitungan dinamis.

II.4.1.2 *Effective spring constant*

Ada dua metode yang bisa digunakan untuk menghitung pegas konstan. Pertama, berdasarkan *elasti half-space theory*, berdasarkan *shear modulus / modulus young*, G .

Tabel II.10

Spring constant pada *rigid circular base* pada keadaan setengah elastis

¹² Whitman, 1972.





<i>Vertical</i>	κ_v	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$\frac{2ER}{1-\nu^2}$
<i>Horizontal</i>	κ_T	$\frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu}$	$\frac{16(1-\nu)ER^3}{(7-8\nu)(1+\nu)}$
<i>Rocking</i>	κ_G	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{4ER^3}{3(1-\nu^2)}$
<i>Torsion</i>	κ_ϕ	$\frac{16GR^3}{3}$	$\frac{8ER^3}{3(1+\nu)}$

Poisson's Ratio, ν , untuk beban dinamis berkisar antara 0.3 pada tanah butiran-butiran kecil sampai 0.5 pada tanah liat jenuh dan lembek. Kemudian, ketidak pastian metode ini terletak pada nilai dari *modulus young*. Untuk itu diberikan tabel tentang nilai modulus statis pada struktur tanah (tabel II.12).

Tabel II.11

Nilai rata-rata struktur tanah untuk *preliminary design*.

Jenis Tanah	<i>Bulk density</i>		<i>Final strength</i>		<i>Initial strength</i>	<i>Modulus Young</i>
	Dibawah air ρ (t/m ³)	Mengapung ρ (t/m ³)	Sudut gesekan dalam ϕ / ϕ' (derajat)	Kohesi C_r (kN/m ²)	Kekuatan <i>shear</i> belum teralirkan C_{ur} (kN/m ²)	E_s MN/m ²
<i>non-cohesive soil</i>						
pasir, longgar, bundar	1.8	1.0	30	-	-	20 - 50
pasir, longgar, bersudut	1.8	1.0	32.5	-	-	40 - 80
pasir, sedikit padat, bundar	1.9	1.1	32.5	-	-	50 - 100
pasir,	1.9	1.1	35	-	-	80 - 150





sedikit padat, bersudut						
berkerikil tanpa pasir	1.6	1.0	37.5	-	-	100-200
kerikil kasar, sudut tajam	1.8	1.1	40	-	-	150-300
<i>cohesive soil</i>						
Tanah liat, sedikit halus	1.9	0.9	25	25	50 - 100	5 - 10
Tanah liat, sulit digenggam, kaku	1.8	0.8	20	20	25 - 50	5 - 10
Tanah liat, mudah digenggam, empuk	1.7	0.7	17.5	10	10 - 25	1 - 2.5
Tanah liat batu besar, solid	2.2	1.2	30	25	200 - 700	30 - 100
Tanah lempung, sedikit kokoh	2.1	1.1	27.5	10	50 - 100	5 - 20
Tanah lempung, empuk	1.9	0.9	27.5	-	10 - 25	4 - 8
Endapan lumpur	1.8	0.8	27.5	-	10 - 50	3 - 10
Lumpur laut, bercampur tanah liat	1.7	0.7	20	10	10 - 25	2 - 5
Lumpur laut, bercampur tanah	1.4	0.4	15	15	10 - 25	0.5 - 3





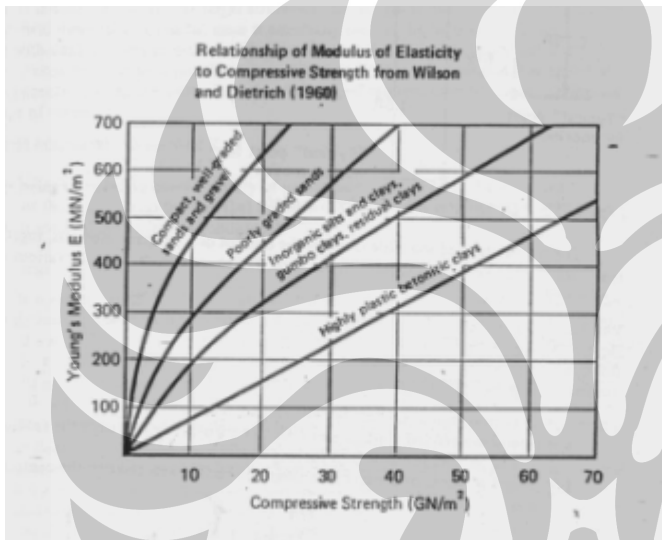
liat, sangat keras						
Tanah gembuk	1.1	0.1	15	5	10 – 20	0.5 – 3
Tanah gembuk terkena beban	1.3	0.3	15	10	-	0.4 – 1

ϕ = Sudut dari *internal friction* pada *non-cohesive soil*

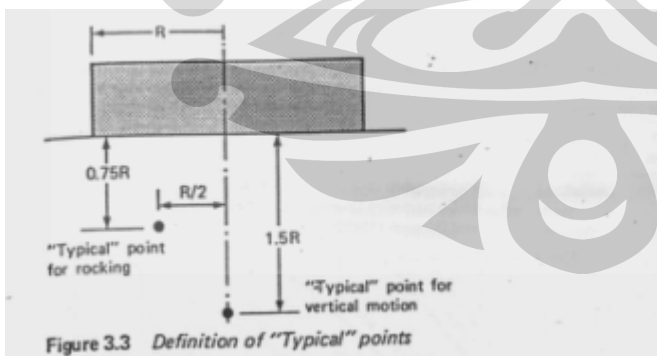
ϕ' = Sudut efektif *internal friction* pada *cohesive-soil*

C_r = Kohesi efektif dari ϕ'

C_{ur} = Kekuatan tegangan yang belum teralirkan pada air jenuh *cohesive soil*.¹³



Gambar II.18. *Compressive strength (GN/m²)*



Gambar II.19 *Definition of "typical" points*

II.4.1.3 *Elastic half-space theory*

¹³ *Recommendation of the committee for Waterfront Structures*





Ada 2 jenis damping pada tanah :

- damping yang terjadi karena adanya pengaruh radiasi yang disebabkan oleh tekanan dari energi gelombang air laut.
- damping yang terjadi karena adanya friksi yang dialami oleh tanah itu sendiri dan panas yang disebabkan oleh tanah itu sendiri.

Tabel II.12
Damping Values

	<i>Mass Ratio, B'</i>	<i>Damping Ratio, ζ</i>
<i>Vertical</i>	$M/\rho R^3$	$0.49/\sqrt{B'}$
<i>Horizontal</i>	$M/\rho R^3$	$0.31/\sqrt{B'}$
<i>Rocking</i>	$I/\rho R^5$	$0.05 + 0.1/\sqrt{B'}(1+B/4)$
<i>Twisting</i>	$J/\rho R^5$	$0.50/(1 + 2B')$

M = Massa dari pondasi

I = *Rocking inertia* dari pondasi

J = *Twisting inertia* dari pondasi

R = Radius efektif

ρ = kepadatan tanah

ζ = damping ratio





Table 3.16
Approximate expressions for functions F_1 and F_2

Mode	Poisson's ratio	F_1	F_2
Vertical ($0 < a < 1.5$)	0	$4.0 - 0.5a^2$	$3.3 + 0.4a$
	0.25	$5.3 - 1.0a^2$	$4.4 + 0.8a$
	0.5	$8.0 - 2.0a^2$	6.9
Horizontal ($0 < a < 2.0$)	0	$4.5 - 0.2a^2$	$2.4 + 0.3a$
	0.25	$4.8 - 2.0a^2$	$2.5 + 0.3a$
	0.5	$5.3 - 0.1a^2$	$2.8 + 0.4a$
Rocking ($0 < a < 1.5$)	0	$2.5 - 0.4a^2$	$0.4a$
Torsion ($0 < a < 2.0$)	all	$5.1 - 0.3a^2$	$0.5a$
		$[C_1 - C_2 a^2]$	$[C_3 + C_4 a]$

(Whitman, 1966)

Gambar II.20. Elastic half space method for soil

$$M \ddot{z} + \sqrt{\rho G R^2} F_1 + F_2 G R z = P_v \cos(\omega t) \quad (2.45)$$

Dimana :

- M = massa keseluruhan platform
- Z = vertical displacement
- P = Mass density of soil
- R = Radius contact area
- P_v = Vertical force
- G = Modulus young
- ω = frequency of the wave
- F_1 & F_2 = Dimensionless function of Poisson's ratio

$$a = \omega R \sqrt{\rho / G} \quad (2.46)$$

Dan nilai F_1 & F_2 didapatkan melalui :

$$F_1 = C_1 - C_2 a^2 \text{ dan } F_2 = C_3 + C_4 a^2 \quad (2.47)$$

Dengan menggunakan tabel *approximate expression function F_1 and F_2* (gambar II.20).



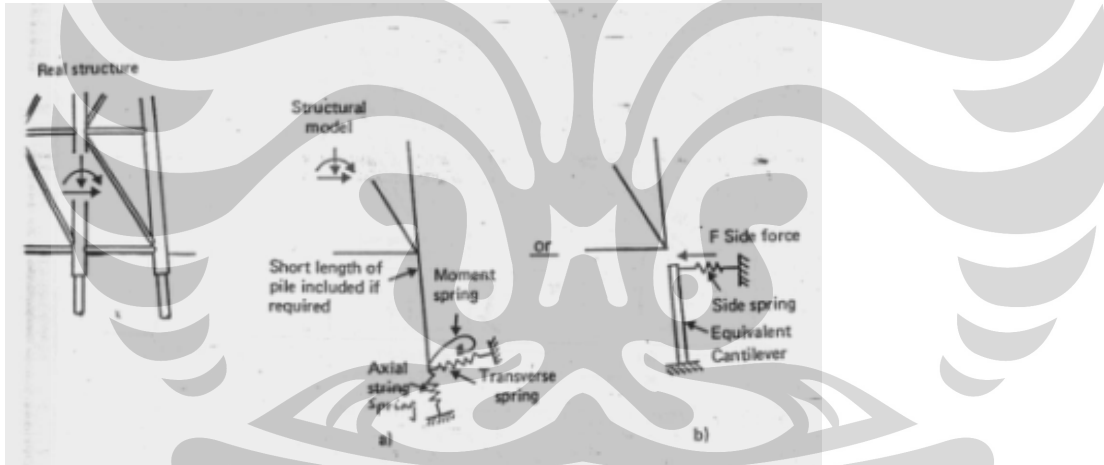
II.4.2 *Finite element method*

Dengan menggunakan metode *finite element*, tanah menjadi sambungan dari struktur yang akan digunakan. Kerugiannya adalah bahwa metode tersebut dapat meningkatkan derajat kebebasan dari system yang digunakan dan memakan banyak biaya untuk komputerisasi dan penganalisaan. Tetapi banyak manfaat yang dihasilkan untuk hal bentuk dari struktur dan juga material yang akan digunakan pada tanah tersebut

Dalam permodelan *the infinite half space* yang dilakukan oleh *finite model*, harus dilakukan secara hati-hati sehingga distorsi yang terjadi pada daerah sekitar pondasi dapat dihilangkan.

III.4.3 *Soil Structure Interaction*

Pada umumnya, *soil-pile system* dapat dibuat model dengan menggantinya dengan *lumped spring*, *dashpots*, maupun gaya-gaya yang terjadi seperti pada gambar.



Gambar II.21. *Lumped model of pile system*

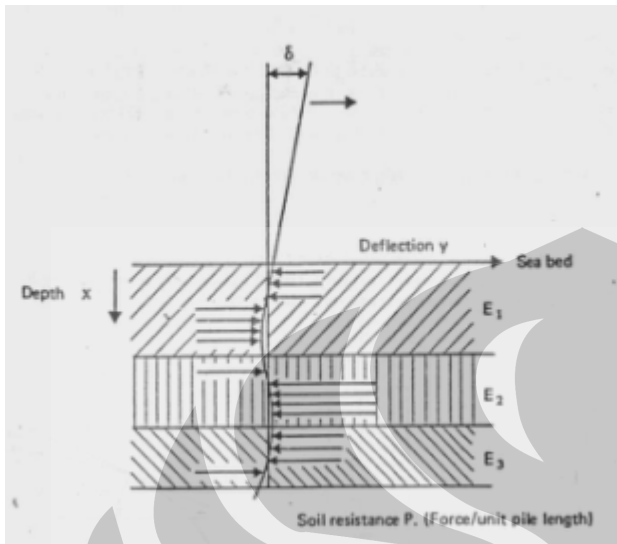
Ada dua hal yang harus diperhatikan dalam menghitung pondasi *pile*, yaitu kekakuan secara vertical (*vertical stiffness*) maupun kekakuan secara horisontal (*horizontal stiffness*).

III.4.3.1 *Horizontal stiffness*

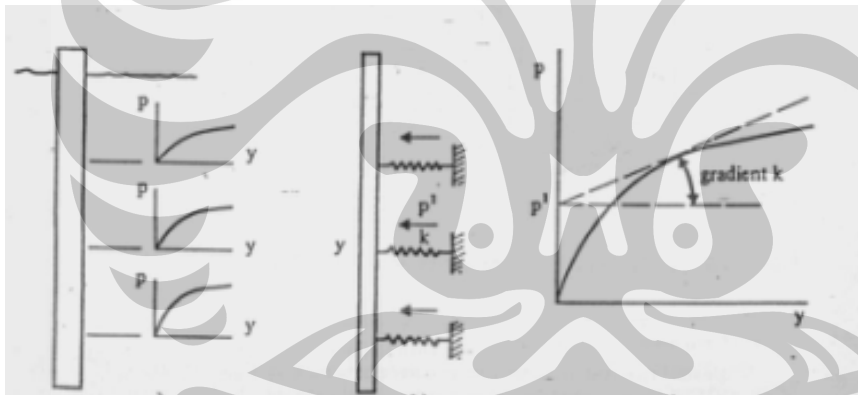
Dengan mengasumsi *displacement* dari titik sepanjang sumbu vertikal dengan *elastic half-space* dihasilkan dimana itu ditandakan dengan titik sekitar dipertimbangkan



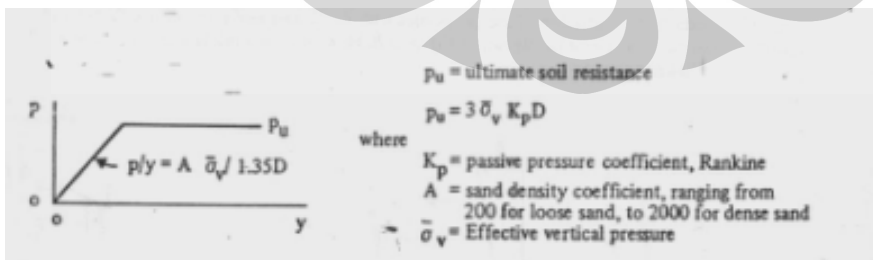
dan *displacement* titik ini tidak terlalu terpengaruh dengan posisi vertical pada *half-space*. Kecuali diletakkan didekat permukaan.



Gambar II.22. Variation of soil properties with depth and strata

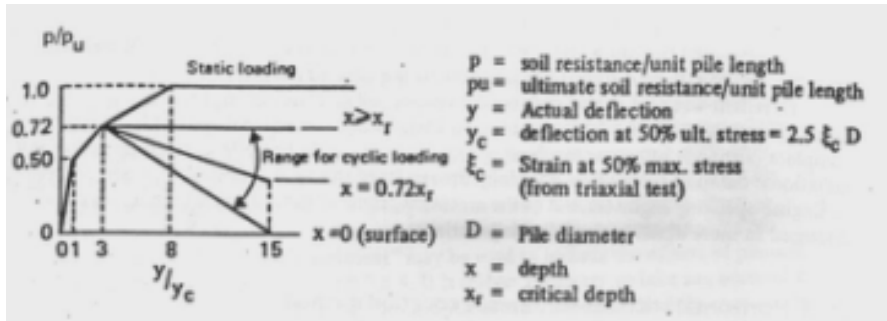


Gambar II.23 Typical p-y curves



Gambar II.24. Load-deformation curves, laterally loaded piles in sand





Gambar II.25 Load-deformation curves, laterally piles in soft to firm clay¹⁴

Bila jenis tanah yang ditancapkan oleh *pile* diketahui maka tingkat *fixity*-nya dapat dihitung dengan menggunakan metode eksak. Akan tetapi, apabila terjadi kekurangan data akan keadaan tanah atau untuk menghindari reaksi *elastic subgrade* yang lebih kompleks maka ditemukan suatu metode aproksimasi untuk menentukan kedalaman tetap melalui :

1. Untuk tanah *stiff clays*, *Apparent Fixity Depth* = $3\frac{1}{2} - 4\frac{1}{2}D$.
2. Untuk tanah *very stiff clays*, *Apparent Fixity Depth* = $7D - 8\frac{1}{2}D$.
3. Pada keadaan kekurangan data, diambil *Apparent Fixity Depth* = $6D$.

Dimana D = diameter *pile* atau pada non sirkular *pile* ukuran dimensi pada *pile* normal terhadap permukaan *bending*.

Dari formula diberikan persamaan :

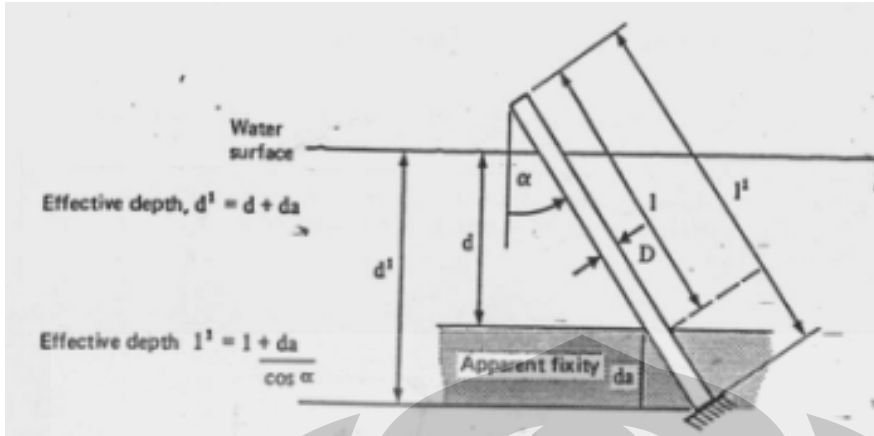
$$\text{Effective Length} = \text{Actual Length} + \text{Apparent Fixity Depth} \quad (2.45)$$

$$\text{Effective Depth} = \text{Actual Depth} + \text{Apparent Fixity Depth} \quad (2.46)$$

Pada *raked piles*, *apparent fixity depth*-nya diambil dari dimensi vertikal dari dasar laut dan harus diproyeksikan kepada sumbu *pile* untuk dapat menghitung panjang efektifnya.

¹⁴ Matlock, 1970

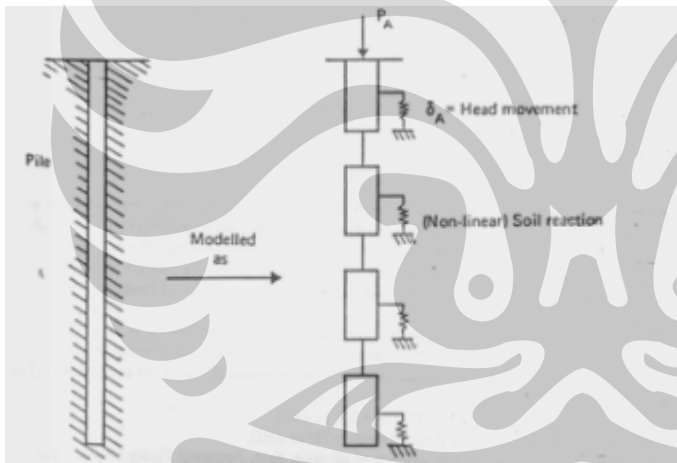




Gambar II.26. *Apparent fixity depth*

III.4.3.2 Vertical stiffness

Pada sumbu vertikal metode yang digunakan hanyalah menggunakan metode *finite elements*.



Gambar II.27 *Axially loaded pile segmented to accommodated varying soil*¹⁵

III.4.4. Individual piles and one dimensional structures

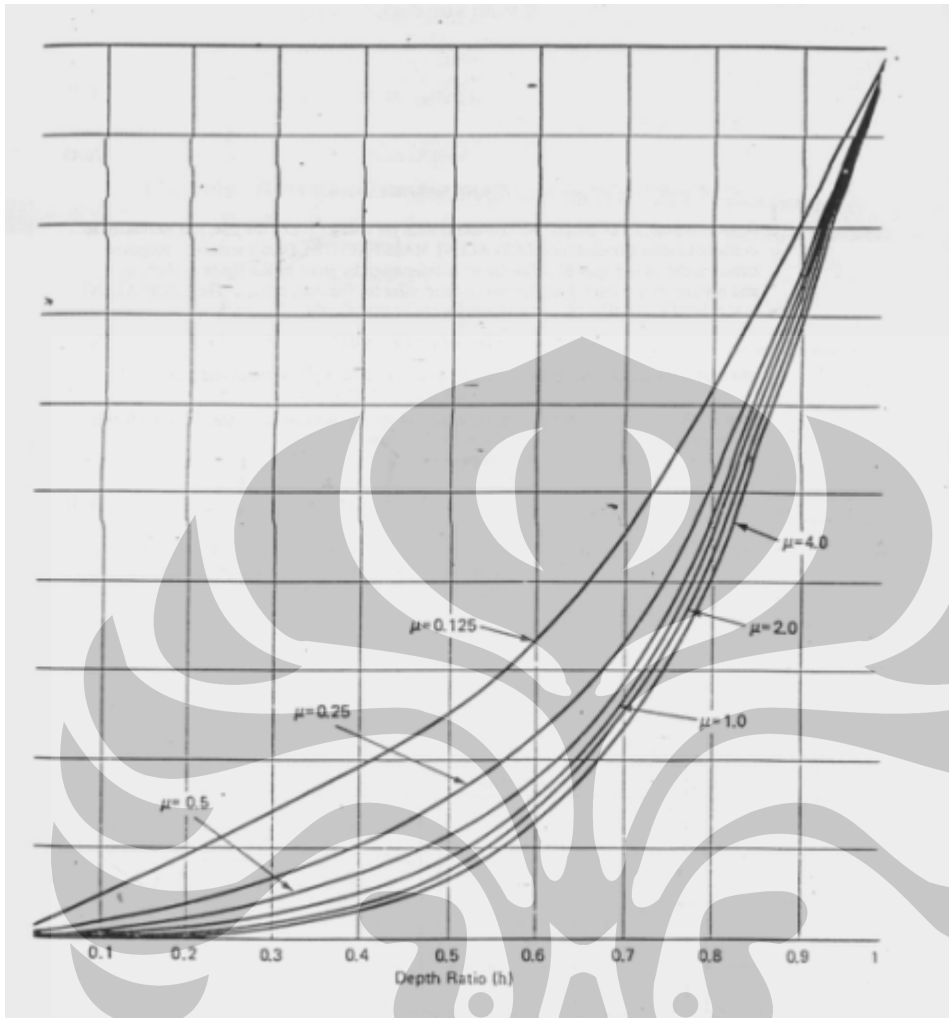
Metode ini digunakan untuk mencari frekuensi pribadi dasar dan distribusi massa efektif pada individual *piles* dengan ataupun tanpa penghambat beban massa.

III.4.4.1. Individual piles without end mass

Metode ini digunakan pada *plumb* atau *raked piles*.

¹⁵ Coyle & Reese, 1966





Gambar II.28. *Depth Ratio*

Effective length, I', dapat dicari dengan menggunakan “*apparent fixity depth*” :

$$\text{Effective length, } r = 1 + \frac{I_a}{\cos \alpha} \quad (2.47)$$

$$\text{Effective water depth, } d' = d + I_a \quad (2.48)$$

Rasio massa diberikan:

$$\mu = (m_w - m) / m \quad (2.49)$$

Dan rasio kedalaman, h :

$$h = d' / (I' \cos \alpha) \quad (2.50)$$





Dimana d' merupakan kedalaman efektifnya dan α adalah sudut *rake* (sama dengan 0 pada *plumb pile*).

Kemudian untuk menghitung massa per panjang dari *pile*, perlu untuk menentukan faktor β (*equivalent mass factor*) dari interpolasi gambar II.

Equivalent mass distribution kemudian diberikan :

$$\bar{m} = m(1 + \beta\mu) + 4M / l' \tag{2.51}$$

Dimana M adalah *lumped end mass*, akan bernilai = 0 pada *pile without end mass*.

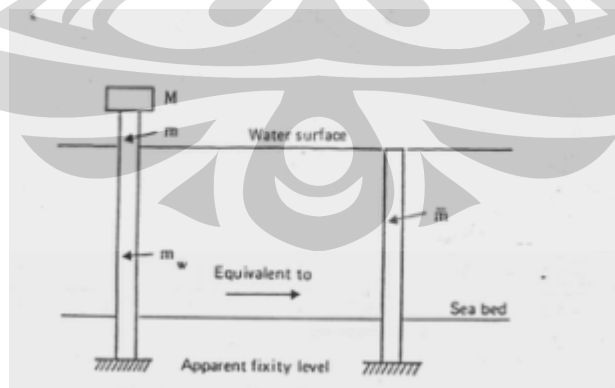
Untuk persamaan frekuensi pribadi dari *pile* didasarkan dari *cantilever* dimana distribusi massanya sama dengan *equivalent mass*, \bar{m} .

Lalu, frekuensi pribadi N diberikan persamaan :

$$N = 0.56 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}(l')^4}} \tag{2.52}$$

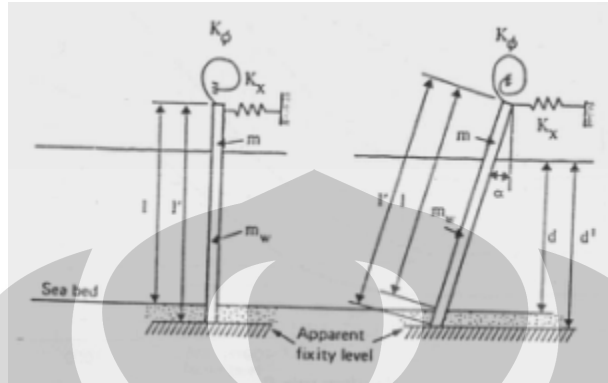
Untuk menentukan *susceptibility pile* dari osilasi vorteks bayangan, perlu dievaluasi *effective mass distribution*-nya dari *submerged pile* ekuivalen, \bar{m} , seperti pada gambar -6.3-, persamaannya :

$$\bar{m} = \bar{m} / \beta \tag{2.53}$$



Gambar II.29. *Individual pile without end mass*



IV.4.4.2. *Individual pile with upper end restraints*Gambar II.30. *Individual pile with upper end restraints*

Metode ini digunakan pada struktur yang lebih besar untuk menentukan *susceptibility* dari tiap *pile* dari osilasi vorteks. Metode ini dapat digunakan pada *raked* maupun *plumb piles*.

Dari kekakuan peredam, dapat ditentukan *stiffness ratio* melalui persamaan :

$$C_x = K_x / (EI / (l')^3) \quad (2.54)$$

(*Lateral stiffness ratio*)

$$C_\phi = K_\phi / (EI / (l')) \quad (2.55)$$

(*Rotational stiffness ratio*)

K_x, K_ϕ ditentukan dari struktur yang men-*support pile* dan independen terhadap *stiffness pile* itu sendiri.

Dari persamaan (2.51) bisa didapatkan :

$$\bar{m} = m(1 + \beta\mu) \quad (2.56)$$

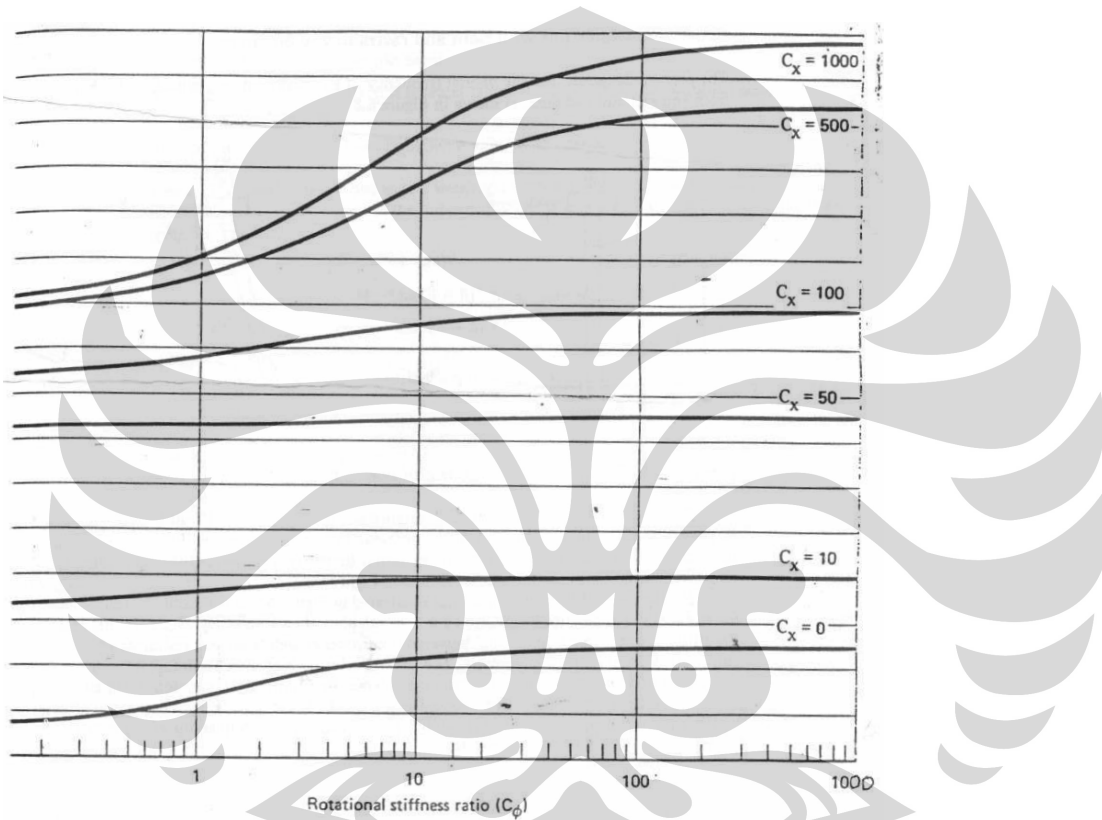
Dimana $M = 0$.

Untuk menentukan frekuensi pribadi dari *restrained pile*, persamaan umum yang digunakan pada *beam* adalah :



$$F_N = A_c \sqrt{\frac{EI}{m(I')^4}} \quad (2.57)$$

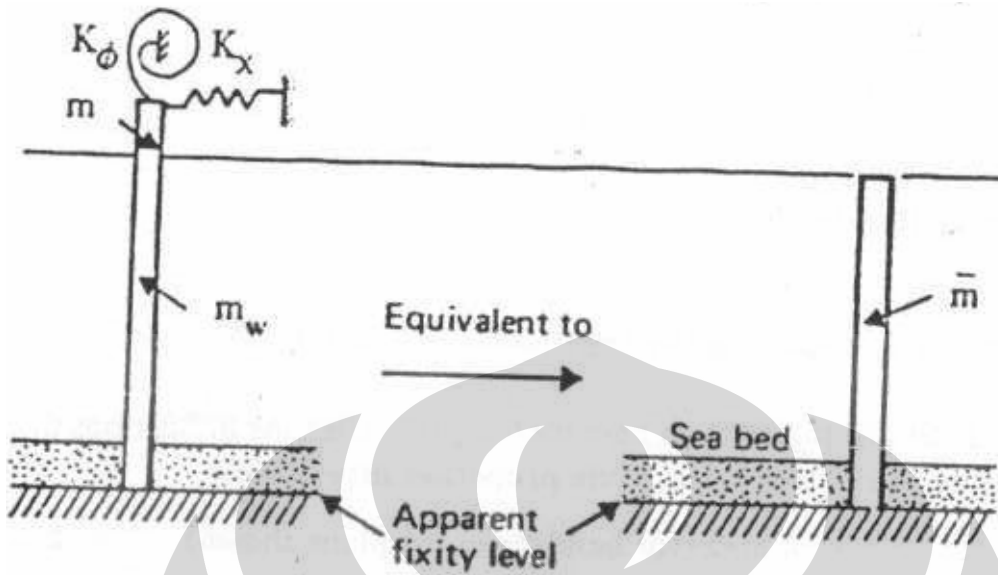
Dimana A_c konstan bergantung pada *boundary conditions* (pada *cantilever* $A_c = 0.56$ dan persamaan ini ekuivalen dengan persamaan 2.52)



Gambar II.31 *Rotational stiffness ratio*

Melanjut dari persamaan (2.53), *effective mass distribution* dapat ditentukan.

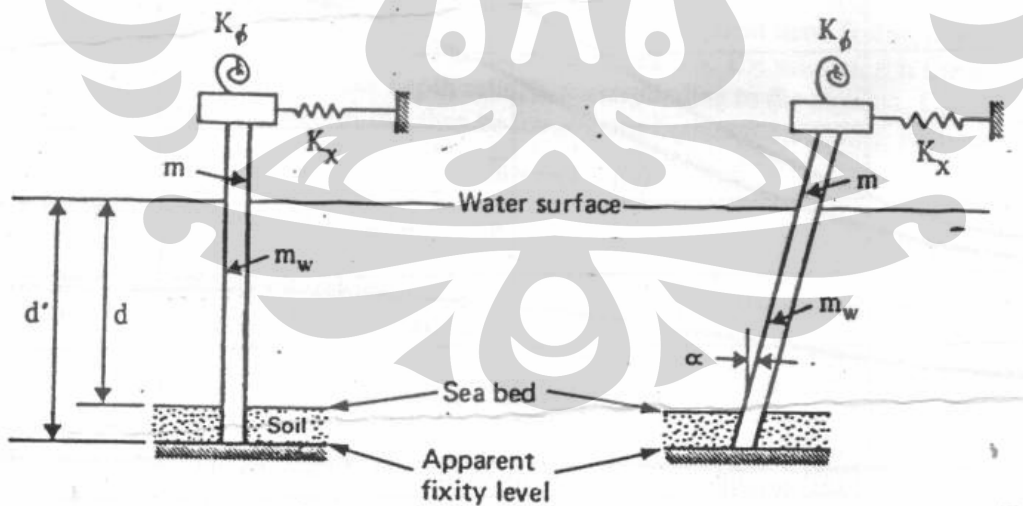




Gambar II.32 Equivalent totally submerged cantilever pile

Massa ini merupakan massa ekuivalen *submerged cantilever pile*, dan digunakan untuk mencari *susceptibility* dari *pile* terhadap *vortex shedding oscillation*.

IV.4.4.3. Individual pile with both

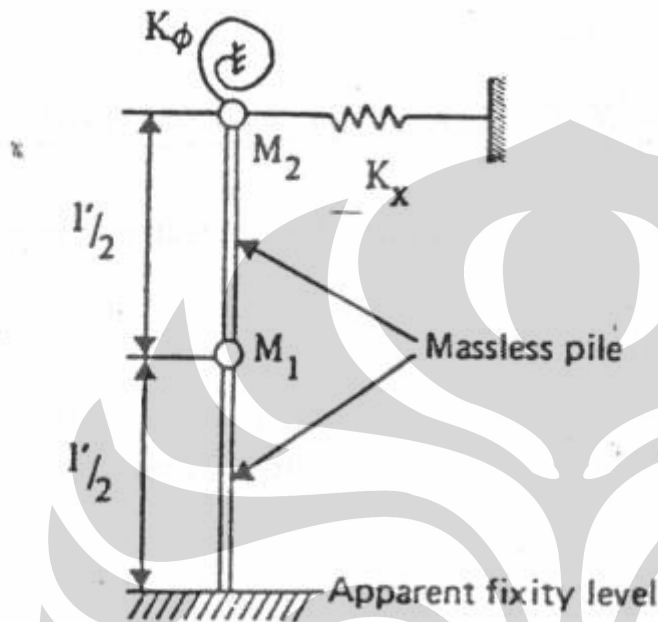


Gambar II.33 Pile with end restraint and end mass

Oleh karena dilapangan makin banyaknya parameter yang menghambat, akan sangat sulit untuk menggunakan rumus empiris, semi-grafik dari dua bagian diatas.



Tepatnya, akan lebih baik menggunakan metode pendekatan *lumped mass*. Pada kasus ini, kekakuan dari ‘pegas tak bermassa’ diantara massa-massa yang lain dan juga peredam akan dirubah menjadi keadaan tak berdimensi (*dimensionless form*).



Gambar II.34 *Idealised pile model*

Dengan menganggap kedua *pile* sebagai dua benda tak bermassa atau momen di ujungnya sama dengan 0, maka M_1 dan M_2 didapatkan melalui persamaan :

Untuk $h > 1/2$,

$$M_1 = mI'(1-h)^2 + m_w I'(2h-h^2-1/2) \quad (2.58)$$

$$M_2 = mI'(1-h) + m_w I'(h-1/2)^2 + M \quad (2.59)$$

Untuk $h < 1/2$,

$$M_1 = mI'(1/2-h^2) + m_w I'h^2 \quad (2.60)$$

$$M_2 = mI'/4 + M \quad (2.61)$$

(massa M_0 , pada *support*, tidak diperlukan).



Untuk mengembangkan persamaan frekuensi pribadi, parameter yang fleksibel diperhitungkan. Parameter tanpa dimensinya adalah :

$$F_1 = \frac{1}{192} \left[\frac{12(8 + 5C_\phi) + C_x(7 + C_\phi)}{12(1 + C_\phi) + C_x(4 + C_\phi)} \right] \tag{2.62}$$

$$F_2 = \frac{1}{4} \left[\frac{(5 + 2C_\phi)}{12(1 + C_\phi) + C_x(4 + C_\phi)} \right] \tag{2.63}$$

$$F_3 = \left[\frac{(4 + C_\phi)}{12(1 + C_\phi) + C_x(4 + C_\phi)} \right] \tag{2.64}$$

Lalu, kedua frekuensi pribadinya diberikan oleh persamaan :

$$\omega_{1,2} = \left\{ \frac{EI}{(I')^3} \left[\frac{F_1M_1 + F_2M_2 \pm \sqrt{(F_1M_1 + F_2M_2)^2 - 4M_1M_2(F_1F_3 - F_2^2)}}{2M_1M_2(F_1F_3 - F_2^2)} \right] \right\}^{1/2} \text{ rad/s} \tag{2.65}$$

$$F_{N1,2} = \frac{\omega_{1,2}}{2\pi} \text{ Hz} \tag{2.66}$$

IV.4.4.4 Ukuran Pile

Berikut ini adalah tabel ukuran *pile* dan kapasitas palu pemancang yang sudah menjadi standar dalam perancangan.

*Tabel II.14
Ukuran pile dan kapasitas palu pemancang*

Pile Outer Diameter		Wall Thickness		Hammer Energy	
(in.)	(mm)	(in.)	(mm)	(ft-lb)	(kN-m)
24	600	5/8 - 7/8	15-21	50.000 - 120.000	70 - 168
30	750	¾	19	50.000 - 120.000	70 - 168
36	900	7/8/ - 1	21-25	50.000 - 180.000	70 - 252





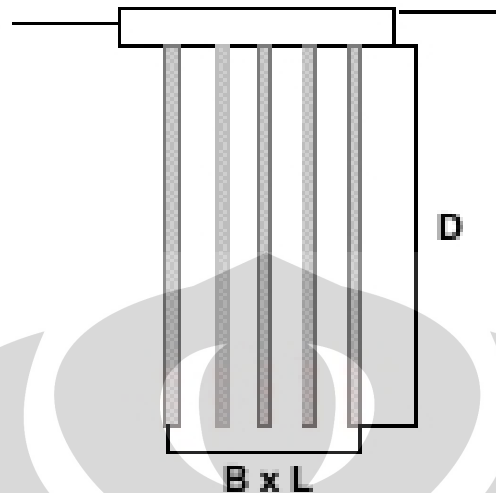
42	1066.8	1 - 1¼	25-32	60.000 - 300.000	84 - 120
48	1219.2	17- 1¾	28-44	90.000 - 500.000	126 - 700
60	1524	17 - 1¾	28-44	90.000 - 500.000	126 - 700
72	1828.8	1¼ - 2	32-50	120.000 - 700.000	168 - 980
84	2133.6	1¼ - 2	32-50	180.000 - 1.000.000	252 - 1.400
96	2438.4	1¼ - 2	32-50	180.000 - 1.000.000	252 - 1.400
108	2743.2	1½ - 2½	37-62	300.000 - 1.000.000	420 - 1.400
120	3048	1½ - 2½	37-62	300.000 - 1.000.000	420 - 1.400

IV.4.4.5 Kelompok Tiang Gesek (*Pile Group*)

Tahanan terhadap gaya tarik ke atas kelompok tiang (Q_{tr}) adalah jumlah dari 3 komponen, yaitu :

- 1) Berat penutup tiang ditambah berat tanah di atasnya (bila ada).
- 2) Berat tanah di dalam blok.
- 3) Tahanan gesek tanah disekitar are blok.





Gambar II.35 Tipe desain tiang pondasi (pile)

Berat tiang-tiang yang berada dalam area kelompok tiang dapat dianggap sama dengan berat tanah yang dipindahkan. Untuk tanah non-koheusif ($c = 0$) atau tanah $c - \phi$ dengan kohesi yang tidak terlalu besar, cara transfer tiang dari tiang ke tanah sekitarnya merupakan masalah yang kompleks, yang bergantung pada elastisitas tiang, lapisan tanah dan gangguan tanah waktu pemasangan tiang. Tomlinson (1977) menyarankan penyebaran beban $1H : 4V$ untuk volume tanah yang tercabut dan karena tahanan gesek disekitar tanah diabaikan, factor aman terhadap gaya tarik bisa dianggap sama dengan 1.

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$), tahanan kelompok tiang dalam menahan gaya tarik ke atas (Q_{tr}) dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$Q_{tr} = 2D c_u (L+B) + W \dots\dots\dots (2.67)$$

Dengan :

L = Panjang kelompok tiang (m)

B = Lebar kelompok tiang (m)

D = Kedalaman blok (m)

c_u = kohesi tak terdrainase tanah rata-rata di sekitar kelompok tiang (kN/m²)

W = Berat total dari tanah rata-rata dalam area kelompok tiang + berat tiang + berat pelat penutup tiang (*pile cap*) (kN)



IV.4.4.6 Jarak Tiang-tiang

Umumnya, tiang-tiang jarang dipasang pada kedudukan yang benar-benar lurus dan tepat pada titik lokasi yang telah ditentukan. Meskipun tiang dipasang pada titik yang benar-benar tepat, kadang-kadang masih terdapat momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Karena itu, disarankan paling sedikit menggunakan tiga tiang fondasi kkolom utama dan dua tiang untuk fondasi dinding memanjang.

Kalau jumlah tiang tidak hanya satu dan disusun pada jarak tertentu, maka zone tanah tertekan menjadi tumpang tindih. Pada kondisi ini, tekanan total pada titik teretentu akan sama dengan jumlah tekanan yang diakibatkan oleh masing-masing tiang, yang besarnya dapat beberapa kali lebih besar dari tekanan akibat tiang tunggal. Kondisi demikian dapat pula terjadi pada kelompok tiang pada tipe tiang gesek. Kecuali, jika tiang-tiang dipancang pada jarak yang besar. Namun jarak tiang yang terlalu besar menyebabkan biaya pembuatan pelat penutup (*pile cap*) menjadi tidak ekonomis. Untuk itu, pada table berikut ini akan diberikan jarak tiang minimum uang dibutuhkan untuk menekan biaya pembuatan pelat penutup tang (*pile cap*)¹⁶

Tabel IV.15
Jarak tiang minimum (Teng, 1962)

Fungsi Tiang	Jarak as - as tiang minimum
1. Tiang dukung ujung dalam tanah keras	• 2 - 2,5d atau 75 cm
2. Tiang dukung ujung pada batuan keras	• 2d atau 60 cm
3. Tiang gesek	• 3 - 5d atau 75 cm

Pada jenis-jenis tanah tertentu, seperti tanah pasir padat, tanah plastis, lanau jenuh dan lain-lainnya, jarak tiang yang terlalu dekat menyebabkan bahaya gerakan tanah secara lateral dan pengembangan tanah. Sedangkan, pada pasir tidak padat, jarak yang terlalu dekat lebih disukai karena pemancangan dapat memadatkan tanah disekitar tiang. Jarak tiang yang dekat dapat mengurangi pengaruh gesek dinding negatif.

¹⁶ Teng, 1962.





BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Pada bab ini akan memuat skema penelitian yang disertakan dengan penjelasan prosedur analisis dari data-data yang akan diteliti. Prosedur penelitian dilakukan untuk mencapai tujuan dari analisa ini yaitu untuk menentukan kelayakan desain struktur tersebut. Penelitian dengan judul “Analisis rangka pada *Tension leg platform* di laut dalam” merupakan tugas skripsi yang dibutuhkan untuk menentukan kelulusan mahasiswa program S-1 Teknik Mesin Program Studi Perkapalan.

III.1 METODE PEMECAHAN MASALAH

Dalam menganalisis struktur TLP diperlukan pengkajian terhadap beberapa faktor yaitu faktor hidrodinamika, struktural dinamika dan gaya eksternal. Untuk itu perlu dikaji dulu sebelumnya yaitu :

- 1) Beban keseluruhan dari *platform* bangunan TLP tersebut.
- 2) Data-data mengenai lingkungan sekitar.

Dengan demikian dapat diketahui gaya total yang terjadi pada bangunan dari luar maupun dari pembebanan struktur itu sendiri. Adapun data desain yang diambil adalah dari TLP *West Seno*, Selat Makassar, Indonesia; *Unocal Petroleum, Ltd* .¹⁷

III.1.1. Beban pada *platform / offshore topside*

Bangunan atas ini dinamakan *Wellhead Platform*. Adapun pada bangunan atas *offshore structure* ini terdapat 6 bagian utama / *modules* yaitu :

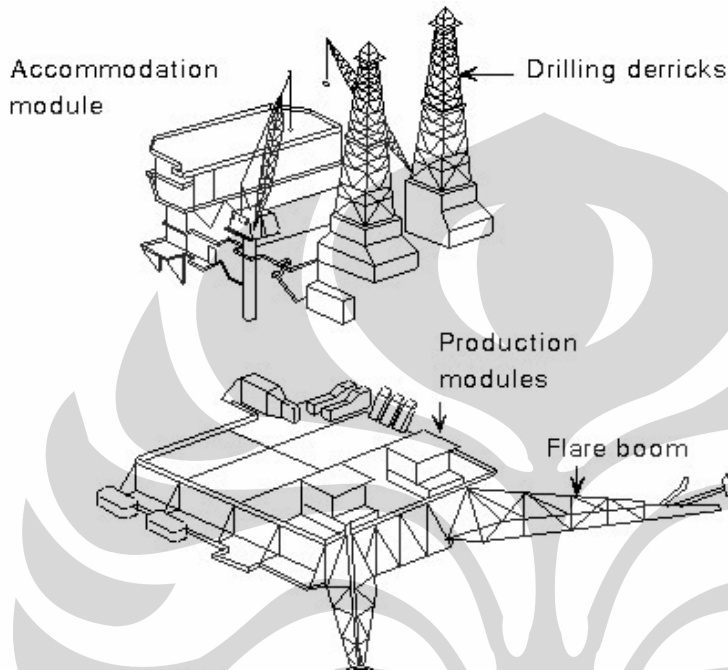
- 1) *Wellbay Module* : Tempat untuk pengontrolan proses pengeboran.
- 2) *Power Module* : Tempat letak power generator, pompa maupun kompresor.
- 3) *Process Module* : Tempat pemrosesan hasil pengeboran seperti pemisahan *gas, oil and non-transportable raw materials*.
- 4) *Quarters Module* : Tempat akomodasi dan tempat tinggal kru *offshore structure*.

¹⁷ TRI-PATRA *engineering, specification for structural design, 2003*

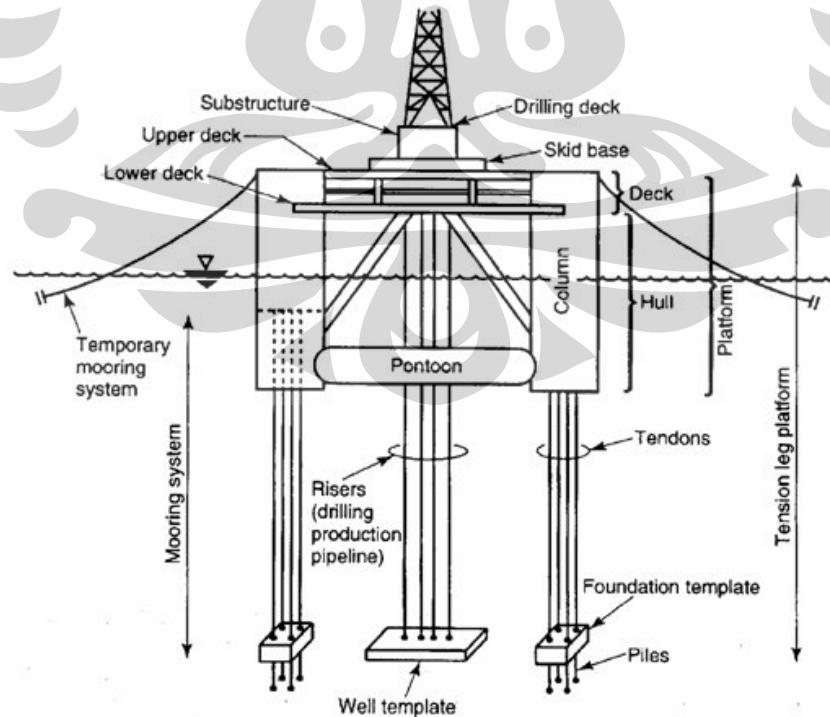




- 5) *Drilling module* : Alat pengeboran / *drilling derricks, riser and drilling equipments.*
- 6) *Support Module* : Tempat untuk menyokong kegiatan produksi dan suplai keatas struktur.

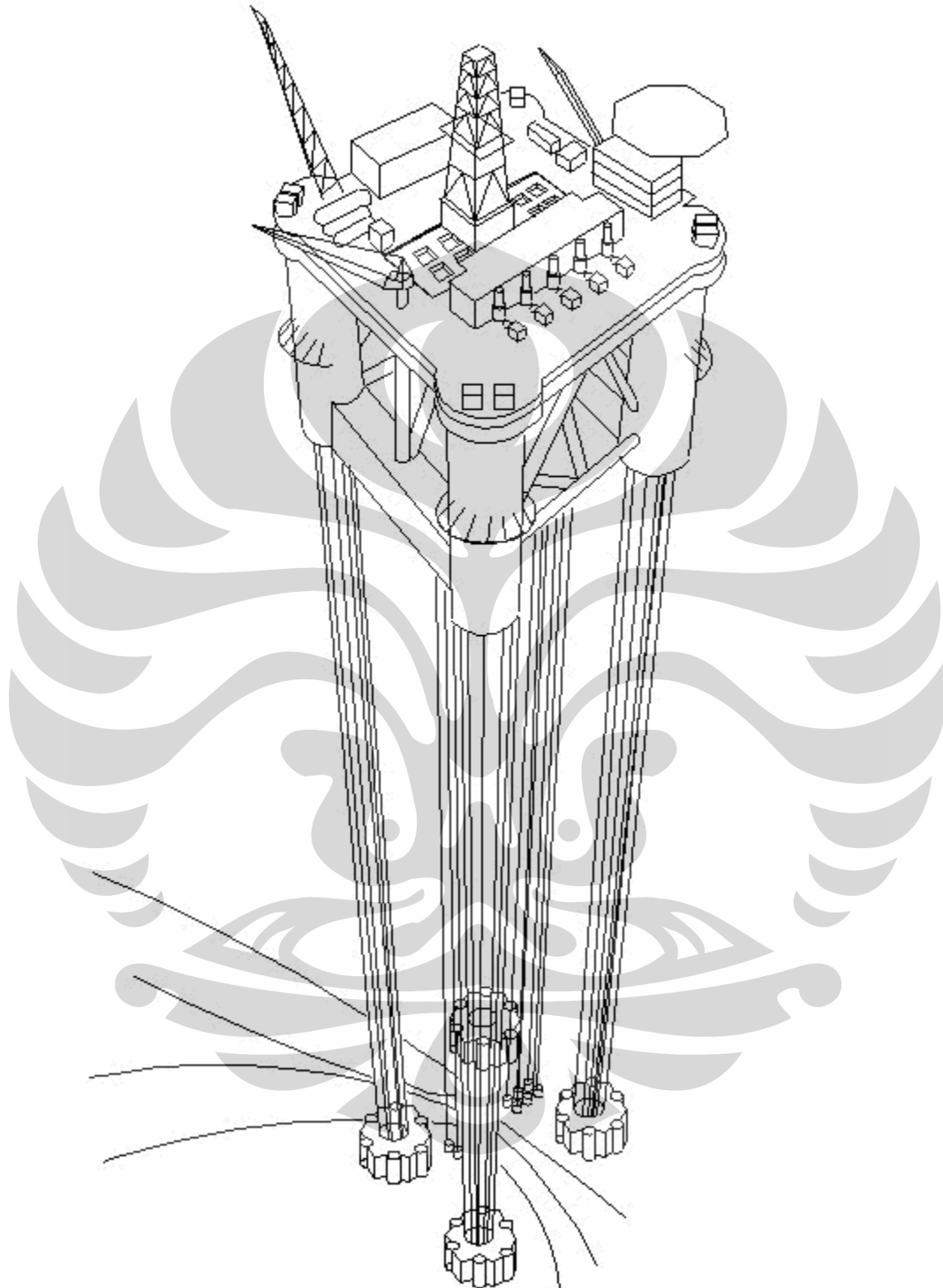


Gambar III.1 Bagian-bagian Modul TLP





Gambar III.2 Bagian-bagian TLP structure



Gambar III.3 TLP tampak 3-D





Bagian-bagian ruangan pada bangunan TLP:¹⁸

Tabel III.1 Bagian-bagian ruangan pada TLP

No	Ruangan	Peralatan
1.	<i>Platform control room (PCR)</i>	<i>Main computer, cabinets, desks , chairs and other electronic equipments.</i>
2.	<i>Living quarter</i>	<i>Accommodation equipments, tables and couches, computers, refrigerator, cooking equipments.</i>
3.	<i>Helideck</i>	<i>Helideck with the helicopter</i>
4.	<i>Power module</i>	<i>Three generators; one primary generator, two back up generator.</i>
5.	<i>Production deck</i>	<i>Portable water tanks, water maker, two firewater pumps, seawater lift pumps, air compressors, chemical injection pumps.</i>
6.	<i>Deck crane / supply bay</i>	<i>Supply-pull derrick, top-drive derrick.</i>
7.	<i>Well head</i>	<i>Risers, caissons, sumps.</i>
8.	<i>Well head</i>	<i>Heavy support drilling rig.</i>
9.	<i>Sub-cellar deck</i>	<i>Microwave tower, pig launcher.</i>
10.	<i>Production deck</i>	<i>15 well manifold, high pressure separator, test separator, vapor cooler, vapor scrubber.</i>
11.	<i>Living quarter</i>	<i>Survival capsules and man-overboard crane.</i>
12.	<i>All parts of structure</i>	<i>Walkways, ladders and stairs.</i>
13.	<i>All parts of structure</i>	<i>Cladding, walls, doors and louvers.</i>
14.	<i>All parts of structure</i>	<i>Equipment, piping and cable-supports.</i>
15.	<i>All parts of structure</i>	<i>Drainage provisions (sewage treatment unit).</i>
16.	<i>All parts of structure</i>	<i>Crew members offshore structures (up to 100 peoples), regular mature male weight = 75 kg.</i>
Berat Total		1.900 ton

Adapun bagian-bagian dari *wellhead platform* adalah:

- 1) Dua *barge bumpers*, berada di barat laut dan ujung tenggara.
- 2) Dua *personal landings*, berada di barat laut dan ujung tenggara.
- 3) 15 O.D konduktor 30”.

¹⁸ www.offshore-technology.com





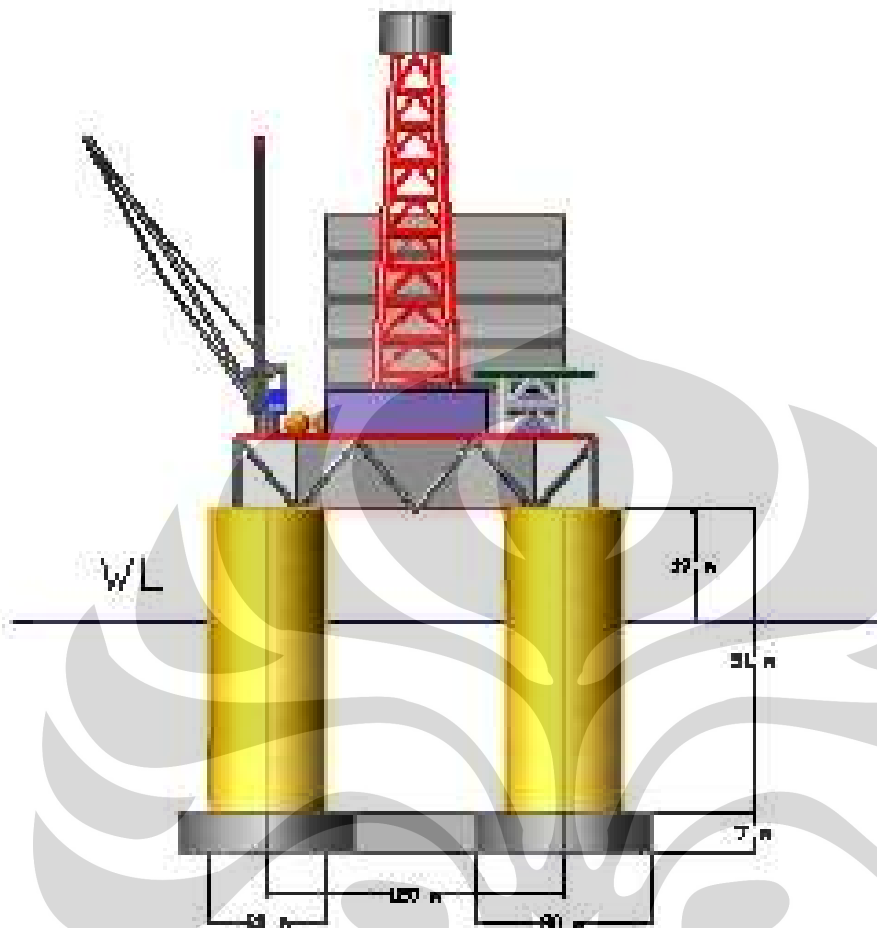
- 4) Dua O.D *Risers* 10”.
- 5) Dua *fire-water pump casings* 24”.
- 6) Tiga O.D *seawater lift pump casings* 24”.
- 7) Satu *cutting chute caisson* 18”.
- 8) *Flood and grout lines*.
- 9) *Sacrificial anode systems*.

Perhitungan beban *platform* dilakukan pada keadaan *platform* terisi penuh agar dapat menghitung kekuatan rangka struktur pada kondisi ekstrim, sehingga dapat diketahui kelayakan kondisi *offshore* tersebut dalam jangka waktu 100 tahun (*lifetime design*).

III.1.2 TLP Displacement

Berikut ini adalah ukuran-ukuran utama dari TLP *West Seno* dengan draft 16 m dari *store deck*.





Gambar III.4 Ukuran utama TLP

Drilling deck dari *Wellhead Platform* mempunyai ukuran 75ft x 75ft. *Deck* ini *frame* dan dasarnya diletakkan dengan *skid beam* yang bisa digerakkan dengan panel. *Skid beam* diangkat kira-kira 6ft diatas *deck plate* untuk mendukung *Tender Assisted Drilling Rig packages* . *Production deck* mempunyai ukuran 150ft x 100ft dan *sub-cellar deck* mempunyai ukuran 100ft x 85ft, sehingga ukuran total dari struktur adalah 400ft x 400ft x 50ft-high.

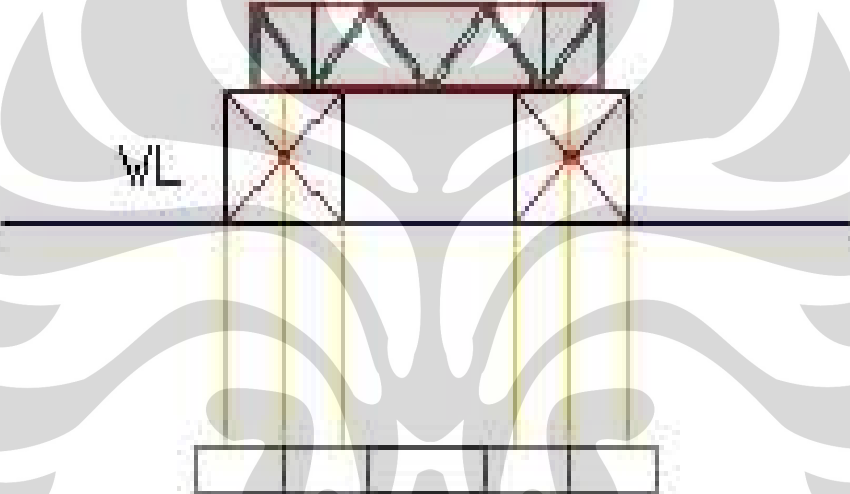





Kemudian untuk *hull system* terdiri dari empat *circular steel columns*, dengan diameter 85 ft dan tinggi 177 ft, yang tersambung dengan cincin ponton lebar 38 ft dan tinggi 27 ft dengan *rectangular cross section*.

Untuk massa tambahan (*added mass*) *hull* didapatkan dari $1/2\rho A^2 \text{ hull/cassionl}$ (silinder), yaitu = $1/2 \cdot 1,235.4408,56 = 2722,29m^3$

Tabel III.2 Data *cassion*

Kolom (Cassion)		
		
Diameter	26	m
Jari-jari	13	m
Tinggi	54	m

Tabel III.3 Data *Pontoon*

Pontoon






Luar		
Panjang	100	m
Lebar	100	m
Tinggi	8.8	m
Dalam		
Panjang	11.6	m
Lebar	11.6	m
Tinggi	8.8	m
Volume		m ³

Tabel III.4 Data *Storedeck*

<i>Store Deck</i>



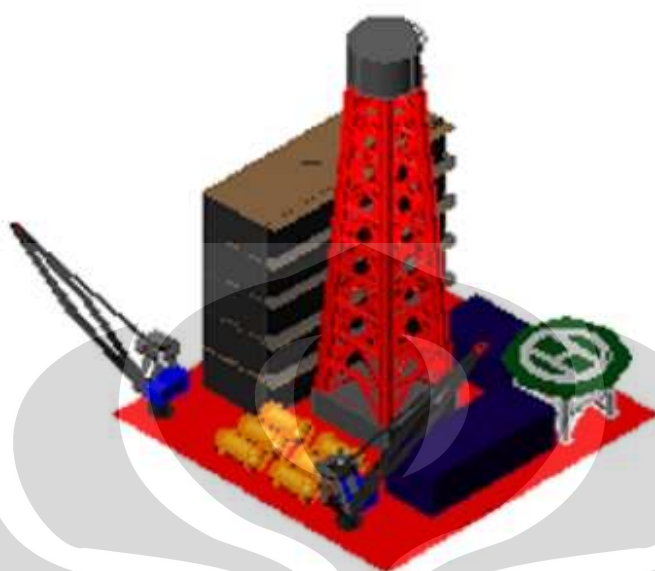



Store House		
Panjang	91	m
Lebar	91	m
Tinggi	12	m
Deck		
Panjang	120	m
Lebar	120	m

Tabel III.5 Data *Maindeck*



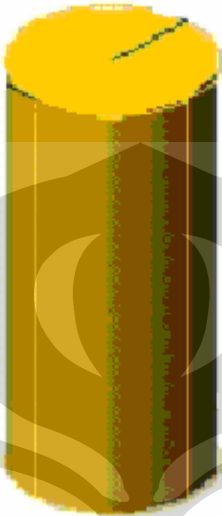


Main Deck		
		
<i>Superstructure / quarter bay</i>		
Panjang	40	m
Lebar	26	m
Tinggi	37	m
<i>Production deck</i>		
Panjang	54	m
Lebar	20	m
Tinggi	8	m
<i>Supply deck</i>		
Panjang	34	m
Lebar	20	m
Tinggi	8	m





Tabel III.6 Data *Tendon*

Tendon		
		
Diameter	0.6604	m
Jari-jari luar	0.3302	m
Diameter dalam	0.6579	m
Tinggi	886	m
Ketebalan dinding	0.0025	m

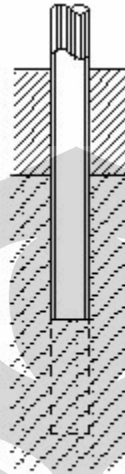
Tabel III.7. Material *Tendon*

Material	Yield strength	Ultimate strength	Density
	(MPa)	(MPa)	(g/cm ³)
Structural steel ASTM A36 steel	250	400	7.8
Steel, API 5L X65 (Fikret Mert Veral)	448	531	7.8
Steel, high strength alloy ASTM A514	690	760	7.8
Steel, prestressing strands	1650	1860	7.8





Steel Wire	-	-	7.8
------------	---	---	-----



Driven

Gambar III.5 *Pile driven*

Adapun *pile* yang digunakan pada *TLP* ini adalah tipe *driven*, dengan diameter = 60 inch dan panjang = 400 ft.

Dan ukuran *foundation* yang digunakan adalah (*rectangular*) : 59x59 ft

Berikut ini Data Umum dari *TLP*:

Tabel III.8. Data Umum *TLP West seno*

<i>Key Data</i>	
Operator	<i>Unocal</i>
Water depths	2,400ft to 3,400ft
Reservoir sands	<i>Miocene</i>
Structure	<i>Four-way dipping north-south oriented faulted anticline</i>
Porosity	<i>Up to 30%</i>
Permeability	<i>10mD to 1,000mD</i>
Discovery	<i>1998</i>
Wells	<i>West Seno 2 (205ft pay); West Seno 1 (270ft oil, 103ft gas); West Seno 5 (60ft oil, 141ft gas); West Seno 3 (24ft oil, 39ft gas); West Seno 7 (163ft oil); West Seno 8 (127ft oil, 97ft gas)</i>





<i>Production phase</i>	<i>August 2003</i>
<i>Production rates</i>	<i>40,000b/d</i>
<i>Export</i>	<i>12in diameter pipelines to Santan terminal, 40 miles away</i>
<i>Pipelay vessel</i>	<i>Lorelay</i>
<i>Total pipeline length</i>	<i>59.5km</i>
<i>TLP A Field Development</i>	
<i>Installed</i>	<i>February 2003</i>
<i>Wells</i>	<i>28 wells</i>
<i>Deck weight</i>	<i>1,700t</i>
<i>Hull</i>	<i>4,800t</i>
<i>Tendons</i>	<i>3,200ft</i>
<i>Segments</i>	<i>18ft x 165ft</i>
<i>Diameter</i>	<i>26in</i>
<i>Wall thickness</i>	<i>1.036in</i>
<i>Tender assist vessel</i>	<i>West Alliance</i>
<i>TLP B Field Development</i>	
<i>Installed</i>	<i>2005</i>
<i>Location</i>	<i>3 miles from TLP A</i>
<i>Wells</i>	<i>20</i>
<i>Well slots</i>	<i>24</i>
<i>Completion</i>	<i>2006</i>
<i>FPU</i>	
<i>Location</i>	<i>500m from TLP A</i>
<i>Mooring</i>	<i>Spread-moored barge</i>
<i>Water depth</i>	<i>3,000ft</i>
<i>Processing capacity</i>	<i>60,000b/d oil, 150million ft³/d gas, 40,000b/d water</i>
<i>Reservoir support</i>	<i>50,000ft³/d gas</i>
<i>Hull weight</i>	<i>6,500t</i>
<i>Topsides weight</i>	<i>1,900t</i>
<i>Total weight</i>	<i>8,400t</i>

- Maka, berat total dari TLP *structure* adalah :



Berat *Platform* keseluruhan + Berat *Steelwork* + Berat *Hull system* + Berat tambahan (*added mass*) dari *hull* + Berat kapasitas minyak dan gas yang dihisap perhari + massa pertumbuhan organisme laut = 1,900 ton + 800 ton + 6,500 ton + 2.7223 ton + (40,000 b/d *oil* , 150 Mcf/d *gas* dan 40,000 b/d *water*) kira-kira dikonversikan akan seberat 436.3154 ton + 72.723 ton = **9,711.7613 ton**.

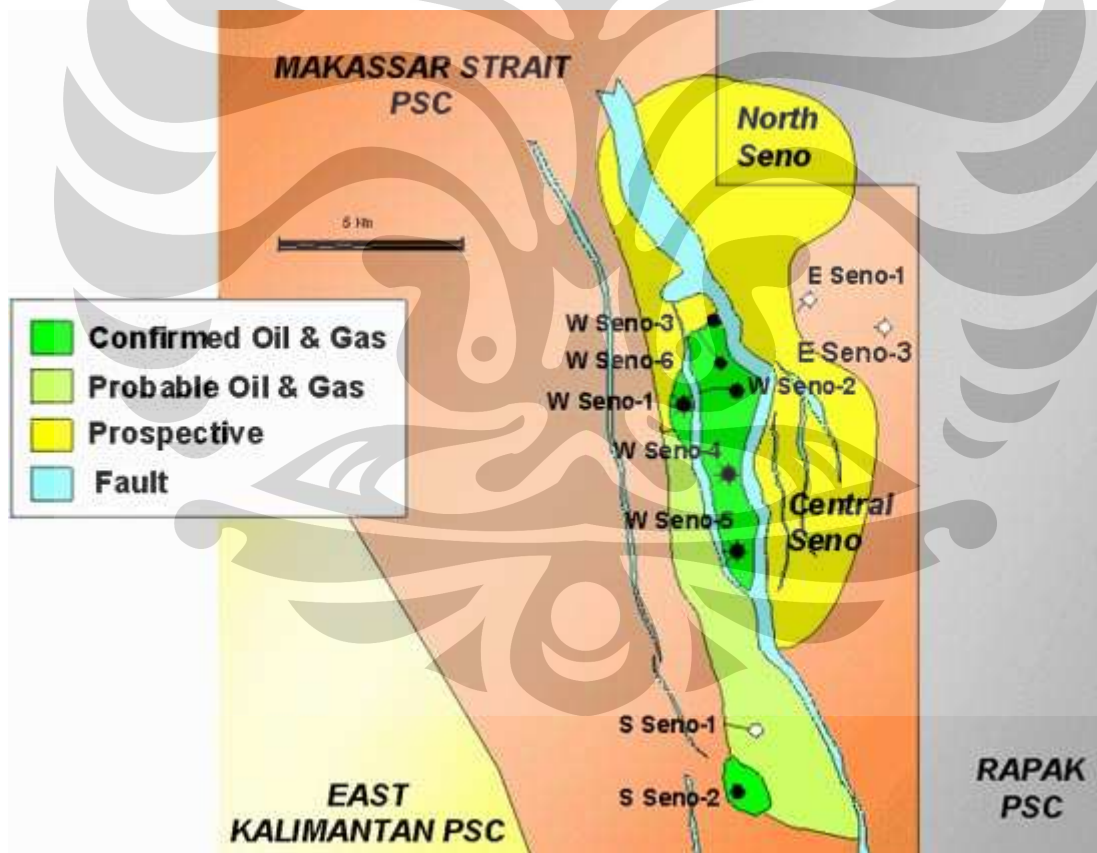
III.1.3 Data Lingkungan

Offshore ini terletak di *West Seno KH field* kira-kira berjarak 50 km timur Kalimantan Timur, Selat Makassar, Indonesia. Dengan lokasi bujur dan lintang¹⁹:

Latitude 5° 01' 46.093" *North*

Longitude 105° 55' 56.015" *South*

Dengan kedalaman laut setinggi 914.4 m.



Gambar III.6 Lokasi TLP *West Seno*

¹⁹ *Badan Meteorologi dan Geofisika Indonesia*



Dari survei data kelautan *Metaocean* dan *Soil Data Summary* dan *database* di *Tripatra Engineering* didapatkan data-data sebagai berikut :

III.1.3.1 Loading conditionTabel III.9. *100 year storm condition*

<i>100-year storm condition</i>	
<i>Maximum wave height</i>	<i>31.70 feet</i>
<i>Associated wave period</i>	<i>9.80 seconds</i>
<i>Current velocity at surface</i>	<i>4.05 ft/sec</i>
<i>Current velocity at mudline</i>	<i>1.52 ft/sec</i>
<i>Total tide</i>	<i>7.30 ft</i>
<i>1-minute wind speed</i>	<i>80 MPH (117 ft/sec)</i>

Tabel III.10. *one year storm condition*

<i>1-year storm condition</i>	
<i>Maximum wave height</i>	<i>22.80 feet</i>
<i>Associated wave period</i>	<i>8.90 seconds</i>
<i>Current velocity at surface</i>	<i>2.97 ft/sec</i>
<i>Current velocity at mudline</i>	<i>1.11 ft/sec</i>
<i>Total tide</i>	<i>6.90 ft</i>
<i>1-minute wind speed</i>	<i>70 MPH (103 ft/sec)</i>

Tabel III.11. *Instantaneous gust condition*

<i>Instantaneous Gust Condition</i>	
-------------------------------------	--





<i>Maximum wave height</i>	<i>31.70 feet</i>
<i>Associated wave period</i>	<i>9.80 seconds</i>
<i>Current velocity at surface</i>	<i>4.05 ft/sec</i>
<i>Current velocity at mudline</i>	<i>1.52 ft/sec</i>
<i>Total tide</i>	<i>7.30 ft</i>
<i>3-seconds gust</i>	<i>100 MPH (147 ft/sec)</i>

Tabel III.12. *Current velocity profile*

<i>Current Velocity Profile</i>		
<i>Percent of water depth</i>	<i>1 year storm (ft/sec)</i>	<i>100 year storm</i>
<i>0 %</i>	<i>2.97</i>	<i>4.05</i>
<i>10 %</i>	<i>2.75</i>	<i>3.74</i>
<i>20 %</i>	<i>2.53</i>	<i>3.44</i>
<i>30 %</i>	<i>2.30</i>	<i>3.14</i>
<i>40 %</i>	<i>2.08</i>	<i>2.83</i>
<i>50 %</i>	<i>1.86</i>	<i>2.53</i>
<i>60 %</i>	<i>1.71</i>	<i>2.33</i>
<i>70 %</i>	<i>1.56</i>	<i>2.13</i>
<i>80 %</i>	<i>1.41</i>	<i>1.93</i>
<i>90 %</i>	<i>1.26</i>	<i>1.73</i>
<i>100 %</i>	<i>1.11</i>	<i>1.52</i>

Table III.13. *Drag & Mass coefficients*

<i>Drag and mass-coefficients</i>		
<i>Cylinder diameter (ft)</i>	<i>Drag</i>	<i>Mass</i>
<i>1</i>	<i>0.610</i>	<i>1.5</i>
<i>2</i>	<i>0.665</i>	<i>1.5</i>
<i>3</i>	<i>0.695</i>	<i>1.5</i>





4	0.720	1.5
5	0.738	1.54
6	0.756	1.61
7	0.769	1.66
8	0.781	1.68
9	0.793	1.70
10	0.799	1.72

III.1.3.2. Kondisi Lingkungan

Dari survei lingkungan yang dilakukan oleh *Tripatra Engineering* didapatkan :

Tabel III. 14. Kondisi Lingkungan

No	Jenis data	Besaran	Satuan
1	Suhu udara (T)	31	$^{\circ}C$
2	Kerapatan Udara (ρ_{air})	1.1699	kg/m^3
3	Suhu air (T_{water})	15	$^{\circ}C$
4	Massa Jenis Air Laut (ρ_{water})	1,025	kg/m^3
5	Massa jenis tanah (ρ_{soil})	0.9×10^3	kg/m^3
6	Kekentalan Air Laut (ν)	0.38	$N s/m^2$

Dengan keadaan tanah (*soil condition*) didasar laut merupakan tipe tanah liat – lumpur yang sedikit halus (*semi firm clay/ mud-clay*), dengan diameternya kurang dari 0.002 mm dan mempuntai sifat untuk saling mengikat (*cohesive*) dan *permeability*-nya rendah.

Massa yang terjadi dari pertumbuhan organisme yang terjadi adalah 72.723 ton.





BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

IV.1 Beban Lingkungan

IV.1.1 Beban Angin

Perhitungan beban angin pada TLP dilakukan pada struktur yang berada diatas draught TLP, dengan menggunakan dua persamaan :

$$1. F_D = \frac{1}{2} \rho_{air} \overline{V}^2 \cdot C_D A \cdot C_H$$

Dengan asumsi angin berhembus dari satu arah dan dengan suhu udara 31°C (87.8°F), kerapatan udara 1.169 kg/m³ dan massa jenis air laut 1.025 kg/m³ (lihat tabel III.13.), C_H (tabel II.4), Cd (tabel II.2) maka :

Tabel IV1 Perhitungan beban angin (F_D)

No	Nama Bagian	A (m ²)	C _d	C _H	F _w (N) 100 year period	F _w (N) storm
					V = 35.75 m/s	V = 44.7 m/s
1	Hull system					
	Diameter (26 m)	2122.64	0.9	1.1	1,342,868.96	2,099,406.75
	Freeboard (26 m)					
2	Deck					
	Panjang (120 m)	1440	1.78	1.2	1,965,557 .98	3,072,902.573
	Tinggi (12 m)					
3	Superstructure					
	Panjang (40 m)	480	1.8	1.37	756,408.51	1,182,549.586
	Tinggi (12 m)					
4	Derrick Oilrig					
	Panjang (10 m)	3700	1	1.43	3,381,114.344	5,285,947.095
	Tinggi (37 m)					
5	F_D TOTAL				4,402,946.784	6,883,453.618





Dengan menggunakan persamaan 2 :

$$2. F_L = \frac{1}{2} \rho_{air} \overline{V}^2 C_L . A . C_H$$

Dengan asumsi angin berhembus dari satu arah dan dengan suhu udara 31°C (87.8°F), kerapatan udara 1.169 kg/m³ dan massa jenis air laut 1.025 kg/m³ (lihat tabel III.13.), C_H (tabel II.4), C_L (tabel II.2) maka :

Tabel IV.2 Perhitungan beban angin (F_L)

No	Nama Bagian	A (m ²)	C _L	C _H	F _w (N) 100 year period	F _w (N) Storm condition
					V = 35.75 m/s	V = 44.7 m/s
1	Hull system					
	Diameter (26 m)	2122.64	0	1.1	0	0
	Freeboard (26 m)					
2	Deck					
	Panjang (120 m)	1440	0.2	1.2	220,849.2	345,269.952
	Tinggi (12 m)					
3	Superstructure					
	Panjang (40 m)	1480	0.2	1.37	84,045.39	131,394.3984
	Tinggi (12 m)					
4	Derrick Oilrig					
	Panjang (10 m)	3700	0.1	1.43	33,811.14344	52,859.47095
	Tinggi (37 m)					
5	F_L TOTAL				338,705.7334	529,523.8214

Pada rangka *hull / cassion* ,F_L diberikan nilai 0 karena bentuk strukturnya silindris (tabel II.2).

Dengan menjumlahkan pers. (1) dan pers. (2) didapatkan besar dari gaya angin (F_w) :

$$F_w = F_D + F_L$$





Maka total gaya angin yang terjadi pada *topside platform* adalah :

Tabel IV.3 Gaya angin yang terjadi pada TLP

No	Bagian	F_w kondisi normal (kN)	F_w kondisi badai (kN)
1	Hull	1,342.867	2,099.407
2	Main Deck	2,186.407	3,418.1725
3	Superstructure	840.454	1,313.944
4	Derrick Oilrig	3,414.925	5,338.8064
F_w Total		7,784.653	12,170.32997

IV.1.2 Beban Gelombang

Perhitungan beban gelombang sebelumnya diawali dengan penggolongan jenis gelombang, apakah berbentuk gelombang *sinusoidal* dengan menggunakan teori gelombang linear (Airy), teori *cnoidal* atau teori *stokes* dengan orde yang lebih tinggi, bergantung pada ratio d/L , dan *Ursell Parameter* (U) :

$$U = H \cdot \frac{L^2}{d^3}$$

Jika nilai :

$U < 15$, maka teori gelombang *sinusoidal* berlaku

$U > 15$, $h/L_o < 0,1$ maka teori gelombang *knoidal* berlaku

$U > 15$, $h/L_o > 0,1$ maka kedua teori tidak dapat digunakan

Dengan melihat pada gambar II.5 Grafik pemilihan *wave theory*, maka dapat ditentukan bahwa analisis ini menggunakan teori sinusoidal (*linear wave theory*).

IV.1.2.1 Perhitungan Panjang gelombang

Dalam perhitungan beban gelombang pada struktur bangunan lepas pantai ini digunakan asumsi periode gelombang, yakni antara 1 s sampai dengan 30 s pada kondisi





tinggi gelombang yang didapatkan pada skala *Beaufort* 9 (ketinggian gelombang 23 ft/ 7 m dan kecepatan angin 47-54 MPH). Dengan begitu dapat diketahui ketinggian normal gelombang (H_S) = 2.2 m (tabel III.8.) dan ketinggian gelombang pada saat badai (H_{max}) = 7 m. Kedalaman laut (d) = 975 m.

$$\begin{aligned}
 H_S &= 2.2 \text{ m} \\
 H_{Max} &= 7 \text{ m} \\
 d &= 975 \text{ m} \\
 T &= 1 \text{ s} - 30 \text{ s} \\
 \rho_{SW} &= \text{Density of sea water (1025 kg/m}^3\text{)} \\
 D &= 26 \text{ m (diameter kolom/cassion).}
 \end{aligned}$$

Dalam perhitungan, pertama-tama diketahui bahwa kondisi laut adalah laut dalam sehingga dipakai rumus persamaan gelombang (**persamaan 2.27**) untuk menentukan panjang gelombang L_0 , kemudian setelah besarnya L_0 diketahui dicari nilai perbandingan d/L_0 untuk mencari nilai perbandingan d/L yang sebenarnya. Setelah itu besar dari panjang gelombang sebenarnya (L) dapat dicari dengan menggunakan tabel II.. dan cepat rambat gelombang dapat dicari dengan persamaan $C = \frac{L}{T}$ dan $L = \tanh kd$ ²⁰

Tabel IV.4. Panjang Gelombang

T (s)	Lo (m)	d/Lo	d/L e3	L (m)	C (m/s)
1	1.56	625			
2	6.24	156.25			
3	14.04	69.44444			
4	24.96	39.0625			
5	39	25			
6	56.16	17.36111			
7	76.44	12.7551			
8	99.84	9.765625			
9	126.36	7.716049			
10	156	6.25			
11	188.76	5.165289			
12	224.64	4.340278			
13	263.64	3.698225			
14	305.76	3.188776			
15	351	2.777778			
16	399.36	2.441406			
17	450.84	2.16263			

²⁰ Tabel sinusoidal waves





18	505.44	1.929012			
19	563.16	1.731302			
20	624	1.5625			
21	687.96	1.417234			
22	755.04	1.291322			
23	825.24	1.181474			
24	898.56	1.085069			
25	975	1	1.00001	975	39
26	1054.56	0.924556	0.924557	1054.56	40.56
27	1137.24	0.857339	0.85734	1137.24	42.12
28	1223.04	0.797194	0.797195	1223.04	43.68
29	1311.96	0.743163	0.743164	1311.96	45.24
30	1404	0.694444	0.694445	1404	46.8

Untuk nilai d/L_0 lebih dari 0.5 dari grafik diberikan $d/L^3 \infty$ (sangat kecil) sehingga pertambahan nilai dari d/L_0 tidak signifikan atau dapat diabaikan

Dan untuk nilai $L = L_0$ karena dari tabel *sinusoidal wave* semua nilai d/L_0 yang diatas 0.5 mendekati 1.

IV.1.2.2 Perhitungan Beban Gelombang

Untuk menghitung beban gelombang pertama-tama perlu diketahui teori gelombang yang berlaku, dalam hal ini teori gelombang sinusoidal.

$$U = H \cdot \frac{L^2}{d^3}$$

Untuk kondisi normal :

Tabel IV.5. Parameter Ursell pada keadaan normal dan badai

T (s)	L (m)	U
25	975	0.00226
26	1054	0.00264
27	1137	0.00307
28	1223	0.00355
29	1312	0.004086
30	1403	0.00468

Untuk kondisi badai :

T (s)	L (m)	U
25	975	0.00718





26	1054.56	0.0084
27	1137.24	0.00977
28	1223.04	0.0113
29	1311.96	0.013
30	1403	0.015

Karena nilai dari parameter Ursell (U) adalah < 15 , maka berlaku **teori gelombang linear (Sinusoidal)**.

Kemudian untuk menghitung gaya gelombang terhadap struktur bangunan lepas pantai, perlu diketahui dahulu karakteristik gelombang ketika menumbuk struktur, melalui ratio Diameter bangunan yang dilalui oleh gelombang dengan Panjang gelombang (D/L), sebagai berikut :

- $D/L > 1$ Gelombang dipantulkan dengan sempurna
- $D/L > 0,2$ Terjadi pemecahan gelombang (difraksi)
- $D/L < 0,2$ Gelombang tidak dipengaruhi oleh ukuran struktur
- $D/W > 0,2$ Gaya Inertia dominan (berlaku pada persamaan Morrison)
- $D/W < 0,2$ Gaya *Drag* dominan (berlaku pada persamaan Morrison)

Dimana :

- D = Diameter dari struktur atau bagian dari struktur
- W = Lebar orbit dari partikel gelombang
- $W = \frac{H}{\tanh \frac{2\pi d}{L}}$ (pers. II.)

Rasio perbandingan antara D/L (Diameter Kolom *TLP* dan Panjang Gelombang) adalah :

Tabel IV.6. Rasio perbandingan diameter kolom dan panjang gelombang

No	L	D/L
1	975	0.0205
2	1054.56	0.0190
3	1137.24	0.0176
4	1223.04	0.0162
5	1311.96	0.0152





6	1403	0.0143
---	------	--------

Rasio perbandingan diatas menunjukkan bahwa $D/L < 0,2$ atau memperlihatkan bahwa *gelombang tidak dipengaruhi oleh ukuran struktur*.

Nilai W (Lebar orbit dari partikel gelombang) dan rasio dari D/W ditunjukkan pada tabel perhitungan di bawah :

Pada kondisi normal :

Tabel IV.7. Perhitungan lebar orbit partikel gelombang

Komponen	Panjang Gelombang L (m)					
	975	1054	1137	1231	1320	1403
d/L_0	0.9487	0.8771	0.8134	0.7563	0.7051	0.6588
$\text{Tanh } \frac{2\pi d}{L}$	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9997	0.9995
W	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.501
D/W	13.333	13.333	13.332	13.332	13.329	13.327

Pada kondisi badai :

Komponen	Panjang Gelombang L (m)					
	975.01	1054.58	1137.12	1231.17	1320.07	1403.38
d/L_0	0.9487	0.8771	0.8134	0.7563	0.7051	0.6588
$\text{Tanh } \frac{2\pi d}{L}$	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9997	0.9995
W	7.000	7.000	7.001	7.001	7.002	7.004
D/W	2.857	2.857	2.857	2.857	2.856	2.856

Dari perhitungan ratio D/W diatas dapat dilihat bahwa komponen gaya Inersia lebih dominan dari pada gaya Drag, dalam kasus ini berlaku persamaan Morrison.

Pada gelombang linear (gelombang Sinusoidal), *free surface* $\eta(t)$ yang bekerja pada sumbu z dapat didefinisikan baik dalam :





$$\eta(t) = a \text{ Sin}(kx - \omega t)$$

(pers 2.32)

$$\eta(t) = \frac{H}{2} \text{Cos} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Dimana :

H = tinggi gelombang = 2 x amplitude (a)

k = angka gelombang

L = panjang gelombang

ω = frekuensi sirkulasi gelombang = $\frac{2\pi}{T}$

T = periode gelombang

Dengan menggunakan persamaan (2.32) maka dapat ditentukan :

Tabel IV.8. Perhitungan $\eta(t)$

$\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	$\text{Cos} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	$\eta(t)$	$\eta(t)$
		Kondisi Normal $\frac{H}{2} = 1.1 \text{ m}$	Kondisi Badai $\frac{H}{2} = 3.5 \text{ m}$
0	1.000	0.7500	3.5000
30	0.866	0.6495	3.0311
45	0.707	0.5303	2.4749
60	0.500	0.3750	1.7500
90	0.000	0.0000	0.0000
120	-0.500	-0.3750	-1.7500
135	-0.707	-0.5303	-2.4749
150	-0.866	-0.6495	-3.0311
180	-1.000	-0.7500	-3.5000
210	-0.866	-0.6495	-3.0311
225	-0.707	-0.5303	-2.4749
240	-0.500	-0.3750	-1.7500
270	0.000	0.0000	0.0000
300	0.500	0.3750	1.7500
315	0.707	0.5303	2.4749
330	0.866	0.6495	3.0311
360	1.000	0.7500	3.5000

Kemudian untuk dapat menentukan gaya gelombang (wave load) harus dicari besarnya drag force dan gaya inersia gelombang.





Besarnya *Gaya Drag* Gelombang (F_D) pada arah sumbu x (horizontal) dengan menggunakan persamaan (2.11) :

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_{sw} D \int_{-d}^0 u|u| dy$$

➤ Pada kondisi normal :

Tabel IV.9. Perhitungan Drag force kondisi normal

T (s)	L_0 (m)	Gaya Drag (F_D)
25	975.00	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
26	1054.56	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
27	1137.24	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
28	1223.04	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
29	1311.96	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
30	1404.00	$\pm 25370.485 \cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$

Besarnya Gaya Drag pada T = 25 s, 26 s, 27 s, 28 s, 29 s, dan 30 s:

$2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	Gaya Drag (F_D)	
		N	kN
0	1.00	25370.49	25.37
30	0.75	19027.86	19.03
45	0.50	12685.24	12.69
60	0.25	6342.62	6.34
90	0.00	0.00	0.00
120	-0.25	-6342.62	-6.34
135	-0.50	-12685.24	-12.69
150	-0.75	-19027.86	-19.03





180	-1.00	-25370.49	-25.37
210	-0.75	-19027.86	-19.03
225	-0.50	-12685.24	-12.69
240	-0.25	-6342.62	-6.34
270	0.00	0.00	0.00
300	0.25	6342.62	6.34
315	0.50	12685.24	12.69
330	0.75	19027.86	19.03
360	1.00	25370.49	25.37

Besarnya Gaya Inersia Gelombang (F_I) pada arah sumbu x (horizontal) dengan menggunakan persamaan (2.12) :

$$F_I = C_M \rho_{sw} A u^2 ds$$

Tabel IV.10. Perhitungan Inertia Force kondisi normal

T (s)	L_0 (m)	Gaya Inersia (F_I)
25	975.00	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
26	1054.56	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
27	1137.24	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
28	1223.04	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
29	1311.96	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
30	1404.00	$4524937.630 \cdot \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$

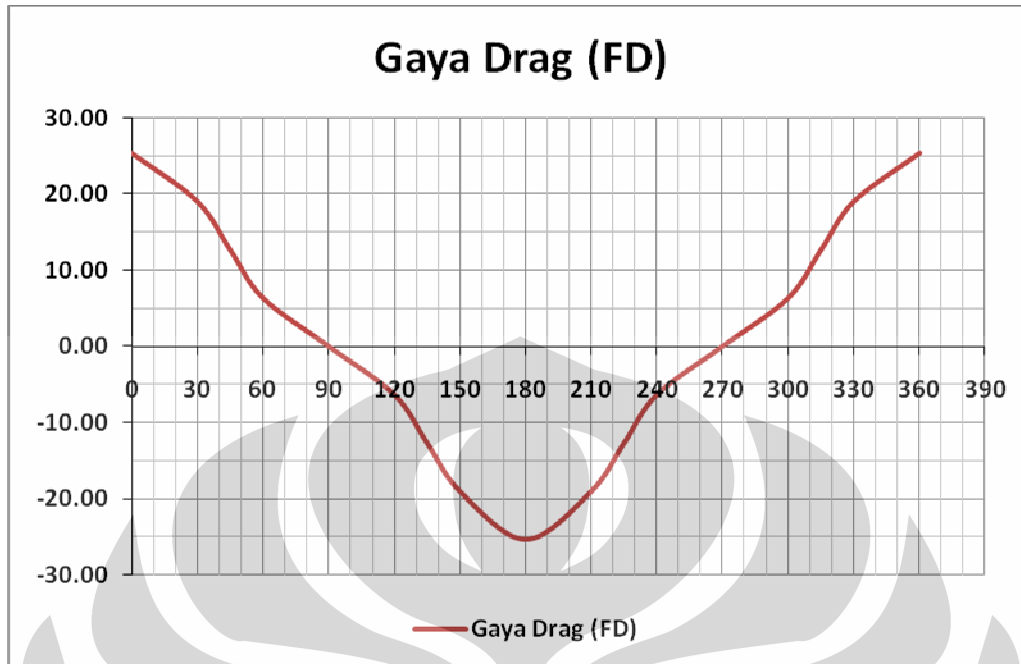




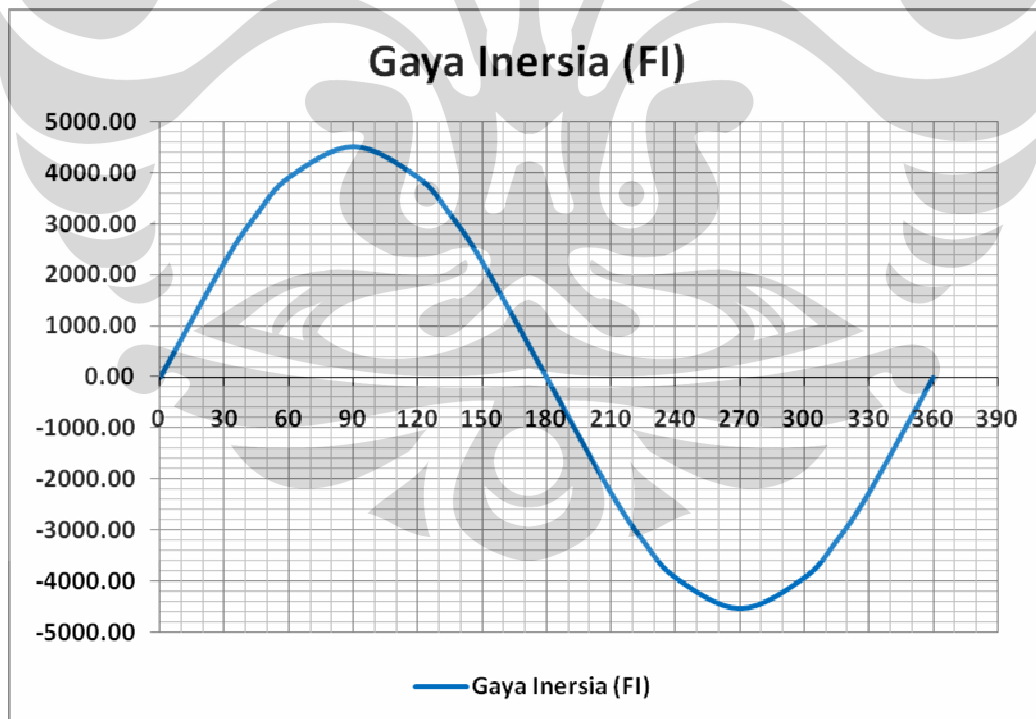
Besarnya *Gaya Inersia* pada T = 25 s, 26 s, 27 s, 28 s, 29 s, dan 30 s:

$2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)$	$\cdot \text{Sin} 2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)$	Gaya Inersia (F_I)	
		N	kN
0	0.00	0.00	0.00
30	0.50	2262468.81	2262.47
45	0.71	3199614.08	3199.61
60	0.87	3918710.94	3918.71
90	1.00	4524937.63	4524.94
120	0.87	3918710.94	3918.71
135	0.71	3199614.08	3199.61
150	0.50	2262468.81	2262.47
180	0.00	0.00	0.00
210	-0.50	-2262468.81	-2262.47
225	-0.71	-3199614.08	-3199.61
240	-0.87	-3918710.94	-3918.71
270	-1.00	-4524937.63	-4524.94
300	-0.87	-3918710.94	-3918.71
315	-0.71	-3199614.08	-3199.61
330	-0.50	-2262468.81	-2262.47
360	0.00	0.00	0.00





Gambar IV.1 Gambar Grafik Gaya Drag dalam kN



Gambar IV.2 Gambar Grafik Gaya Inersia (FI) dalam kN





➤ Pada kondisi badai :

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_{sw} D \int_{-d}^0 u|u| dy$$

Tabel IV.11. Perhitungan Drag Force pada kondisi badai

T (s)	L ₀ (m)	Gaya Drag (FD)	
25	975.00	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
26	1054.56	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
27	1137.24	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
28	1223.04	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
29	1311.96	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
30	1404.00	552512.794	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$

Besarnya *Gaya Drag* pada T = 25 s, 26 s, 27 s, 28 s, 29 s, dan 30 s:

$2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	$\cdot \text{Cos}^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$	Gaya Drag (F _D)	
		N	kN
0	1.00	552512.79	552.51
30	0.75	414384.60	414.38
45	0.50	276256.40	276.26
60	0.25	138128.20	138.13
90	0.00	0.00	0.00
120	-0.25	-138128.20	-138.13
135	-0.50	-276256.40	-276.26
150	-0.75	-414384.60	-414.38





180	-1.00	-552512.79	-552.51
210	-0.75	-414384.60	-414.38
225	-0.50	-276256.40	-276.26
240	-0.25	-138128.20	-138.13
270	0.00	0.00	0.00
300	0.25	138128.20	138.13
315	0.50	276256.40	276.26
330	0.75	414384.60	414.38
360	1.00	552512.79	552.51

Besarnya *Gaya Inersia* Gelombang (F_I) pada arah sumbu x (horizontal) dengan menggunakan persamaan (2.11) :

$$F_I = C_M \rho_{sw} A u ds$$

Tabel IV.12. Perhitungan Gaya Inersia keadaan badai

T (s)	L ₀ (m)	Gaya Inersia (FI)
25	975.00	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
26	1054.56	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
27	1137.24	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
28	1223.04	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
29	1311.96	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$
30	1404.00	21116375.605 · $\text{Sin } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$

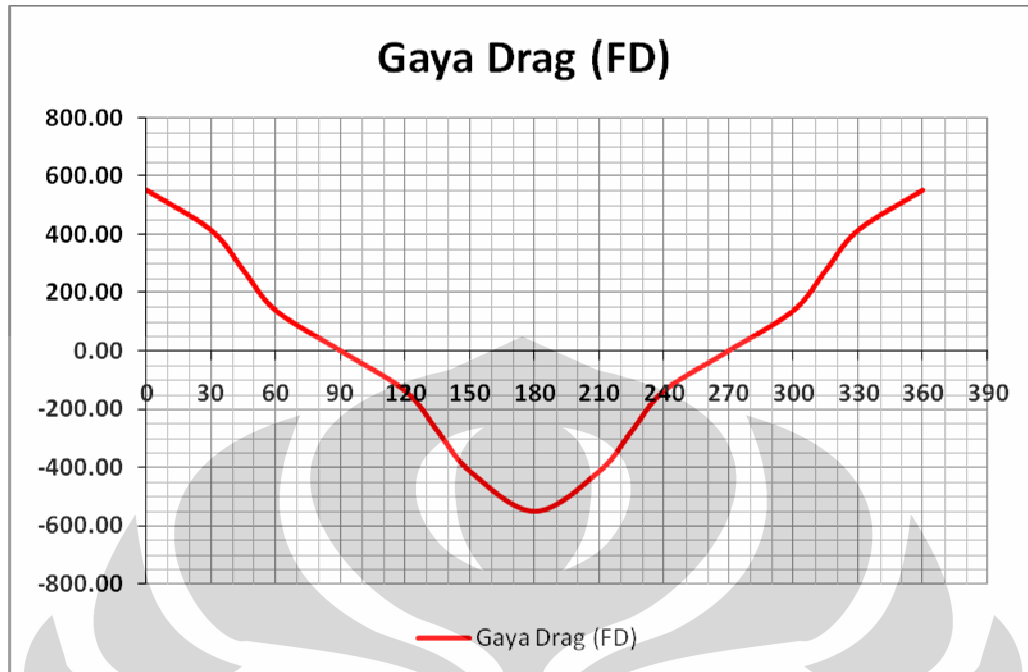




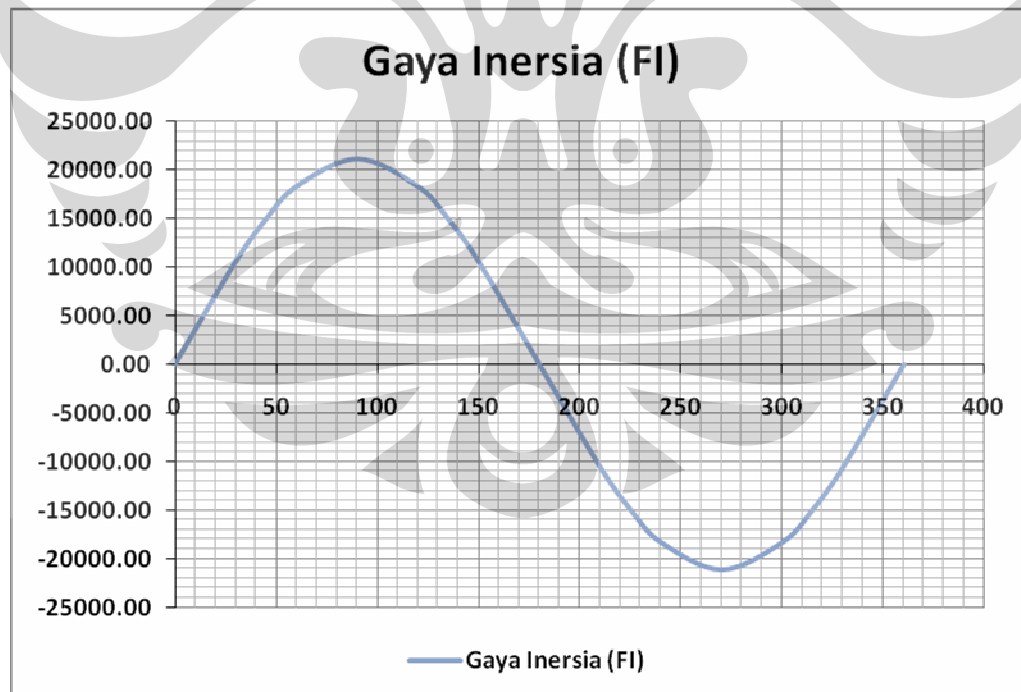
Besarnya *Gaya Inersia* pada T = 25 s, 26 s, 27 s, 28 s, 29 s, dan 30 s:

$2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)$	$\cdot \text{Sin} 2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)$	Gaya Inersia (F_I)	
		N	kN
0	1.00	0.00	0.00
30	0.75	10558187.80	10558.19
45	0.50	14931532.38	14931.53
60	0.25	18287317.71	18287.32
90	0.00	21116375.61	21116.38
120	-0.25	18287317.71	18287.32
135	-0.50	14931532.38	14931.53
150	-0.75	10558187.80	10558.19
180	-1.00	0.00	0.00
210	-0.75	-10558187.80	-10558.19
225	-0.50	-14931532.38	-14931.53
240	-0.25	-18287317.71	-18287.32
270	0.00	-21116375.61	-21116.38
300	0.25	-18287317.71	-18287.32
315	0.50	-14931532.38	-14931.53
330	0.75	-10558187.80	-10558.19
360	1.00	0.00	0.00





Gambar IV.3. Grafik Gaya Drag dalam kN



Gambar IV.4. Grafik Gaya Inersia dalam kN





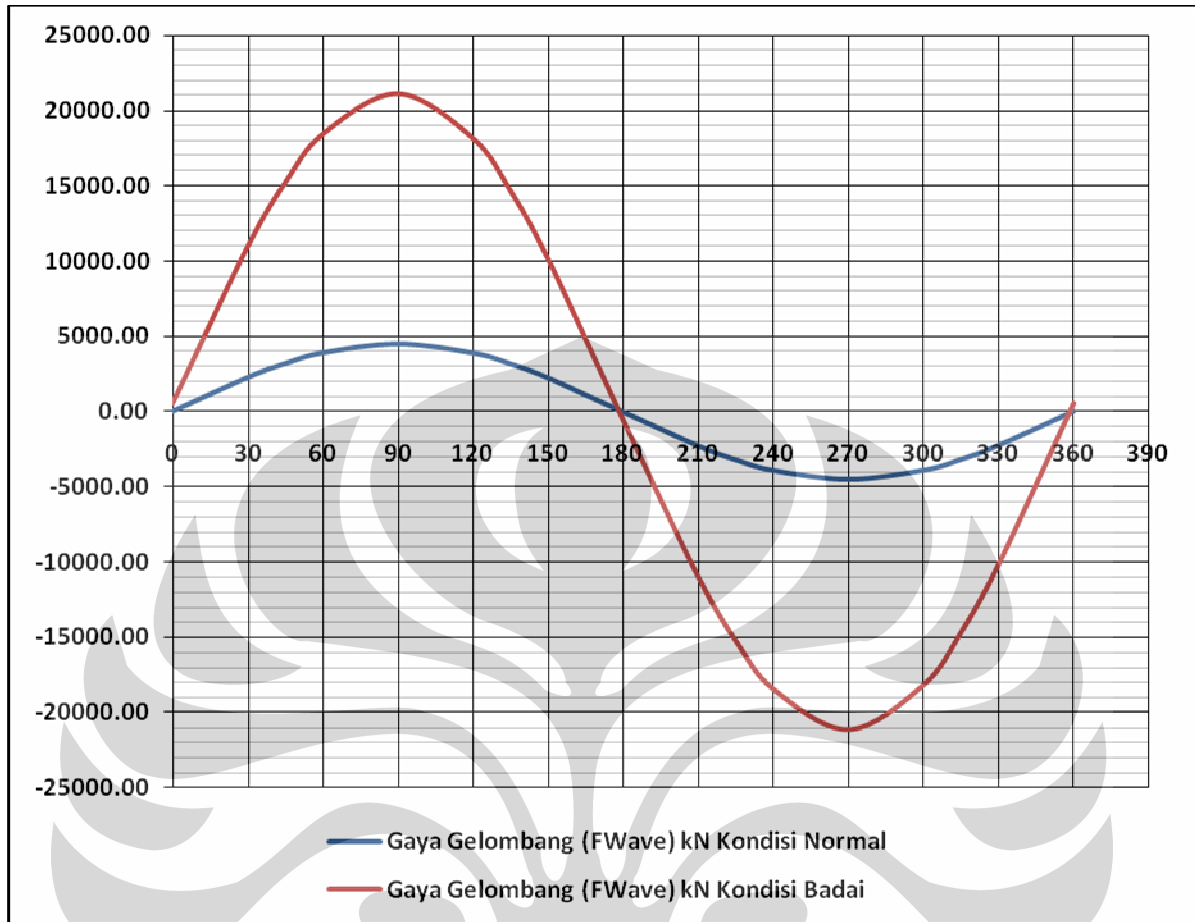
Dengan menggunakan persamaan (2.40) dari persamaan *Morison* dapat dicari besarnya gaya gelombang, yaitu :

$$dF = \frac{1}{2} C_D \rho_{sw} D u |u| ds + C_M \rho_{sw} A \dot{u}$$

Tabel IV.13. Perhitungan Gaya Gelombang (Wave Force)

Sudut	Gaya Gelombang (F _{Wave}) kN	
	Kondisi Normal	Kondisi Badai
0	25.37	552.51
30	2281.50	10972.57
45	3212.30	15207.79
60	3925.05	18425.45
90	4524.94	21116.38
120	3912.37	18149.19
135	3186.93	14655.28
150	2243.44	10143.80
180	-25.37	-552.51
210	-2281.50	-10972.57
225	-3212.30	-15207.79
240	-3925.05	-18425.45
270	-4524.94	-21116.38
300	-3912.37	-18149.19
315	-3186.93	-14655.28
330	-2243.44	-10143.80
360	25.37	552.51





Gambar IV.5. Grafik Gaya Gelombang dalam kN

IV.1.3. Beban Arus

Perhitungan beban arus dilakukan untuk menentukan besarnya gaya yang dihasilkan oleh arus air laut yang mengalir pada bagian bawah TLP. Pada desain untuk platform, efek dari arus yang bersinggungan dengan gelombang dimasukkan kedalam perhitungan dengan menambahkan kecepatan dari fluida itu sendiri. Semenjak gaya tarik bervariasi dengan kuadrat dari kecepatan, tambahan ini dapat menambahkan gaya yang begitu besar terhadap platform. Ada berbagai macam arus diantaranya pasang, sirkulasi, dan arus yang terbentuk karena adanya badai.

Perhitungan gaya yang ditimbulkan oleh arus dapat dilakukan dengan rumus :





$$F_C = \frac{1}{2} C_D \rho_{sw} A V_C^2 \quad (\text{Pers. 2.50})$$

Dimana :

C_D = Koefisien *Drag* (utk lingkaran dgn permukaan kasar $C_D = 0.9$)

ρ_{sw} = *Density of sea water* (1025 kg/m³)

A = Luasan yang mengalami gaya arus

V_C^2 = Kecepatan arus

Perhitungan gaya arus ini dilakukan dengan data kecepatan arus 0,1 m/s sampai dengan 1 m/s serta variasi diameter dari setiap kolom. Dengan luasan bidang tangkap (A_1) pada *cassion* sebesar $\frac{\pi R_1^2}{2} = 157 \text{ m}^2$ dan luas *tendon* (A_2) adalah $\frac{\pi R_2^2}{2} =$

Besarnya gaya arus (*Current Load*) yang terjadi pada 1 kolom :

Tabel IV.14. Perhitungan Gaya Arus pada satu kolom

Kecepatan Arus	Gaya Arus (F_{Current})	
	N	kN
0.10	5793.3	5.7933
0.20	23173.2	23.1732
0.30	52139.7	52.1397
0.40	92692.8	92.6928
0.50	144832.5	144.8325
0.60	208558.8	208.5588
0.70	283871.7	283.8717
0.80	370771.2	370.7712
0.90	469257.3	469.2573
1.00	579330	579.33





Besarnya gaya arus (*Current Load*) yang terjadi pada 4 kolom :

Tabel IV.15. Perhitungan Gaya Arus pada empat kolom

Kecepatan Arus	Gaya Arus ($F_{Current}$)	
	N	kN
0.10	23173.2	23.1732
0.20	92692.8	92.6928
0.30	208558.8	208.5588
0.40	370771.2	370.7712
0.50	579330	579.33
0.60	834235.2	834.2352
0.70	1135486.8	1135.4868
0.80	1483084.8	1483.0848
0.90	1877029.2	1877.0292
1.00	2317320	2317.32

IV.1.4 Total Beban Lingkungan

Maka setelah diketahui beban dari ketiga gaya lingkungan, beban total dapat dicari melalui persamaan :

- 1) Pada kondisi normal $F_{total} = F_W + F_{wave} + F_C = 7,784.653 \text{ kN} + 4,524.94 \text{ kN} + 23.1732 \text{ kN} = \mathbf{16,718.4432 \text{ kN}}$.
- 2) Pada kondisi badai $F_{total} = F_W + F_{wave} + F_C = 12,170.32997 \text{ kN} + 21,116.38 \text{ kN} + 2317.32 \text{ kN} = \mathbf{35,604.03 \text{ kN}}$.





IV.2 Beban pada tanah

Diketahui dari spesifikasi data :

Tabel IV.16. Spesifikasi *foundation*, *pile* dan *soil*

No	Dimensi	Lambang	Ukuran	Satuan
1	Diameter <i>pile</i>	D	24	m
2	Panjang <i>pile</i> (kedalaman <i>pile</i>)	l	122	m
3	Panjang <i>foundation</i>	L	243,84	m
4	Lebar <i>foundation</i>	B	243,84	m
5	Density <i>pile</i> (baja)	ρ_{steel}	7.83×10^3	kg/m^3
6	Modulus Young <i>pile</i> (baja)	E_{steel}	205×10^9	N/m^2
7	Density <i>foundation</i> (semen)	$P_{concrete}$	2.5×10^3	kg/m^2
8	Modulus Young <i>foundation</i> (semen)	$E_{concrete}$	28×10^9	N/m^2
9	Soil density (mud-clay)	ρ_{soil}	900×10^3	kg/m^3
10	Modulus Young soil (mud-clay)	E_{soil} / G	5-10	MN/m^2
11	Cohesion soil	C_r	25	kN/m^2
12	Undrained shear strength soil	C_u	50-100	kN/m^2
13	frequency wave induced force	ω	1125	Hz

IV.2.1 Vertical Force

IV.2.1.1 Foundation

Untuk mengetahui besarnya resultan gaya pada *foundation* dari sumbu-y (vertikal) agar dapat dicari ketahanan *foundation* terhadap gaya tekan dari atas.

$$R = \frac{1}{2}L = 122 \text{ m}$$

(gambar II.19)

Kemudian untuk mengetahui titik pusat massa pada pergerakan vertikal:





$$M_z + \sqrt{\rho GR^2} F_2 z + F_1 GRz = P_V \cos(\omega t) \quad (2.45)$$

$$F_1 = C_1 - C_2 a^2 \text{ dan } F_2 = C_3 + C_4 a^2 \quad (2.47)$$

$$a = \omega R \sqrt{\rho / G} \quad (2.46)$$

Pada keadaan $t = 0$, maka :

$$\begin{aligned} P_V &= 1.903.0 + \sqrt{7.83 \times 10^3 \cdot 900 \times 10^3 \cdot 24^2} \cdot F_2 \cdot 0 + F_1 \cdot 900 \times 10^3 \cdot 24 \\ &= 21,6 \times 10^6 \cdot F_1 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$F_1 = 8,0 - 2,0 a^2 \text{ (poisson's ratio 0,5; mud-clay soil) (gambar II.20)}$$

$$a = 1125.137.607 \sqrt{\frac{900 \times 10^3}{7 \times 10^6}} = 5.5509 \times 10^4 = 0.5$$

(untuk mencari nilai C maka besarnya tidak perlu diperhatikan atau dengan kata lain tidak berdimensi).

Maka, didapatkan nilai $C_1 = 8$ (gambar II.20)

$$\begin{aligned} P_V &= (122)(1)(5 \times 10^6)(8) \\ &= 4.88 \times 10^9 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$$

Maka tanah akan mengalami tekanan total dari atas sebesar $4.88 \times 10^9 \text{ N/m}^2$.
Sehingga pondasi masih dalam batas aman dari tekanan dari atas.

$$E_{concrete} = 28 \times 10^9 \text{ N/m}^2.$$

IV.2.1.2 Pile

Untuk menghitung gaya tahanan pada *pile* maka perlu dihitung dalam satu kesatuan (*pile group*).

- Adapun spesifikasi *pile* adalah :

Kedalaman (D)	= 122 m
Diameter (d)	= 1.524 m
Lebar kelompok / <i>foundation</i> (B)	= 18 m
Panjang kelompok / <i>foundation</i> (L)	= 18 m
Jarak antar <i>pile</i>	= 7.476 m
Undrained shear strength soil (C_u)	= 50 kN/m ²
Massa jenis tanah (ρ_{soil})	= 900 x 10 kg/m ³
Panjang <i>pile caps</i>	= 24 m





Lebar <i>pile caps</i>	= 24 m
Tebal <i>pile caps</i>	= 0.5 m
Volume <i>pile caps</i>	= 288 m ³
Jumlah <i>pile</i>	= 8 buah

Dengan menggunakan persamaan II.

Perhitungan berat (*W*) :

Tabel IV.17 Berat *pile* dan tanah

<i>D</i> (m)	<i>C_u</i>	<i>P_{soil}</i>	Berat tanah (ton)	Berat <i>pile</i> (ton)	Berat <i>pile caps</i> (ton)	<i>W</i> (ton)	<i>W</i> (kN)
6.096	50	0.8	121.920	887.726	97.5	1107.146	10861.106
2.743	100	0.9	61.722	399.477	97.5	558.699	5480.836
1.219	25	0.7	21.336	177.545	97.5	296.381	2907.500
10.363	50	0.8	207.264	1509.135	97.5	1813.899	17794.347
54.559	100	0.9	1227.582	7945.151	97.5	9270.233	90940.984
5.791	25	0.7	101.346	843.340	97.5	1042.186	10223.845
21.031	700	1.2	630.936	3062.656	97.5	3791.092	37190.611
2.743	100	0.9	61.722	399.477	97.5	558.699	5480.836

Maka gaya gesekan totalnya adalah :

Tabel IV.18 Gaya Tahanan *pile*

Kedalaman (ft)	<i>D</i> (m)	<i>W</i> (kN)	<i>Q_{tr}</i> (kN)
0 - 20	6.096	59.802	7203.146
21 - 30	2.743	26.911	6045.099
31 - 35	1.219	11.960	905.981
36 - 70	10.363	101.663	12177.099
71 - 250	54.559	535.226	118388.633
251 - 270	5.791	56.812	3937.786
271 - 340	21.031	206.316	298227.892
341 - 350	2.743	26.911	6045.099
Total gaya tahanan pada pile			452930.7348

Didapatkan dari perhitungan gaya tahanan pada *pile group* adalah 452,930.7348 kN.

Sehingga untuk mengetahui gaya pada tiap *pile* adalah :





$$F_{pilegroup} = \frac{452,930.7348}{8} = 60,616.6327 \text{ kN.}$$

IV.2.1.3 Tendon

Untuk menghitung kekuatan pada *tendon* perlu diketahui resultan gaya yang terjadi di sumbu-y (hukum kekekalan Newton).

$$\sum F_y = 0 \text{ (persamaan 2.6)}$$

Dimana *Bouyancy* = ΔTLP (hukum kekekalan Newton).

$$B - T = 0$$

$$B = T$$

$$T \text{ pada tendon keseluruhan} = 9,711,761.3 \text{ ton} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \\ = 952,723,783.5 \text{ kg m/s}^2$$

$$T_{tendon} = 952,723,783.5 / 16 = 59,545,236.47 \text{ N/m}^2 = 59,545.236 \text{ kN/m}^2.$$

Pada keadaan $T_{tendon} = 59.545 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ maka *tendon* tidak akan mengalami deformasi plastis bahkan pada keadaan ekstrim.

Ultimate Yield Strength (σ) *Steel, API 5L X65 (Fikret Mert Veral)*

$$= 448 \text{ Mpa} = 448 \times 10^6 \text{ N/m}^2.$$

$$\sigma_{tendon} < \sigma$$

IV.2.1.4 Analisis vertical force

Lalu, dilakukan pengecekan perbandingan *tendon* terhadap *pile*, dimana keadaan minimumnya pada perancangan :

$$F_{pile} = 3 F_{tendon}^{21}.$$

$$F_{tendon} = P.A = (59.545 \times 10^6)(0.34) = 20.2454 \times 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pile} = 60,616,632.7 \text{ N}$$

$$F_{pile} = 3 F_{tendon}$$

Tendon telah mengikuti standar yang telah ditetapkan sehingga *tendon* tidak akan terlepas dari *pile*-nya karena gaya yang menahan lebih besar dari gaya tariknya.

IV.2.2. Horizontal Force

²¹ API RPA 2, *American Petroleum Institute*.





IV.2.2.1. Soil resistance

Dari sini dicari *ultimate soil resistance* (P_u) dari *mud-clay* melalui gambar II.25 (grafik *load deformation curves laterally piles in clay*). Untuk mengetahui ketahanan *pile* terhadap gaya dari lingkungan pada keadaan ekstrim. Dengan menggunakan *elastic half space theory*.

Adapun gaya yang terjadi dari lingkungan adalah :

$$F_{environment\ 1} = 16,718.4432\text{ kN (pada saat normal)}$$

$$F_{environment\ 2} = 35,604.03\text{ kN (pada saat badai)}$$

Dari gambar II.22 dapat ditentukan ketahanan tanah (P)

$P = F/l$. dimana F merupakan gaya dari lingkungan (sumbu x) dan l merupakan *unit pile length*.

$$P = 16,718,443.2 / 122 = 137,036.42\text{ N/m (normal)}$$

$$P_u = 35,604,030 / 122 = 291,836.3115\text{ N/m (badai)}$$

Pengecekan *soil resistance*

$$E' = P.2\pi r = (137,036.42)((2\pi)(0.762)) = 6.557 \times 10^5\text{ N/m}^2\text{ (normal)}$$

$$E'' = P_u.2\pi r = (291,836.3115)((2\pi)(0.762)) = 1,3965 \times 10^6\text{ N/m}^2\text{ (badai)}$$

Bila dibandingkan dengan nilai E dari *soil*, nilai ketahanan tanah masih jauh dibawah dari *modulus young mud-clay*. Maka batas ketahanan tanah masih aman bila terjadi badai sekalipun / *pile* tidak akan terjadi defleksi bila terjadi badai.

$$E_{soil} = 5 - 10\text{ Mn/m}^2$$

$$E' < E_{soil} \ \& \ E'' < E_{soil}$$

Kemudian, dengan menginterpolasi nilai P dan P_u terhadap grafik *load deformation curve, firm clay* maka didapat nilai rasio $P/P_u = 0.46$

Bila diinterpolasikan terhadap y/y_c maka akan didapatkan nilai $y/y_c = 0.939$

Defleksi *pile* masih dalam keadaan aman, karena y/y_c masih dibawah 1 (*steady condition*).

IV.3 Beban keseluruhan TLP structure

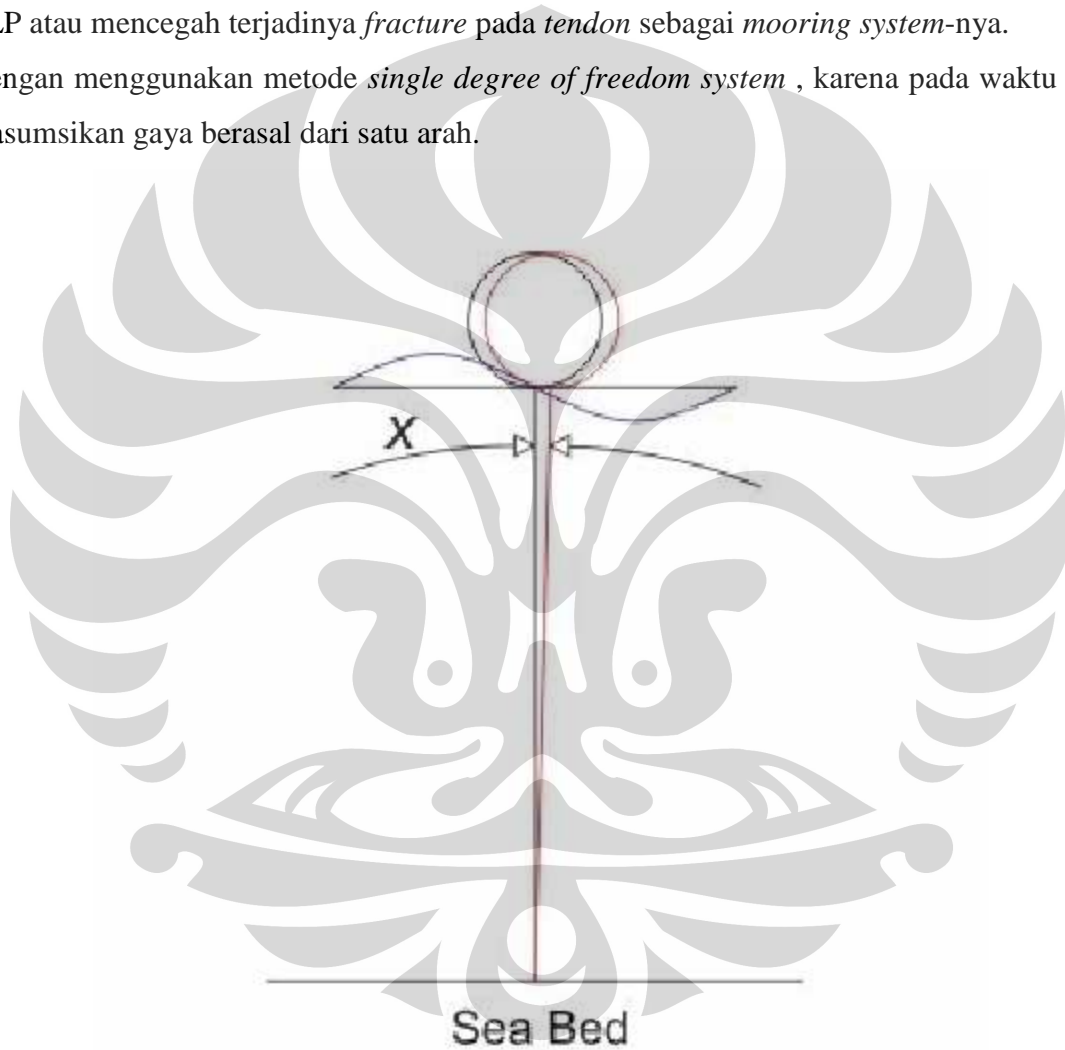
Dengan mengetahui beban keseluruhan pada TLP *structure West seno* ini, maka dapat diketahui kelayakan atau kehandalan (*reliability*) bangunan ini terhadap beban yang terjadi sepanjang tahun pada jangka waktu 100 tahun (*lifetime design*).





IV.3.1 Beban Harmonik

Beban harmonik pada struktur atau getaran paksa mengakibatkan sistem (struktur) akan bergetar pada frekuensi gaya eksitasi dengan mengabaikan frekuensi pribadi sistem. Salah satunya adalah terjadinya defleksi pada struktur. Defleksi maksimum dari TLP merupakan jarak perpindahan maksimal yang dapat terjadi pada struktur TLP akibat adanya gaya-gaya dari lingkungan tanpa mengganggu operasional TLP atau mencegah terjadinya *fracture* pada *tendon* sebagai *mooring system*-nya. Dengan menggunakan metode *single degree of freedom system* , karena pada waktu (t) diasumsikan gaya berasal dari satu arah.



Gambar IV.6 Skema defleksi pada TLP

- Resultan Gaya

$$F_{total} = F_0 = 35,604.03 \text{ kN}$$

- Kekakuan *tendon*





$$\begin{aligned} K &= \frac{2El}{I_0^2} \text{ (gambar II.) , dimana } E = 448,000 \text{ kN/m}^2 \\ &= \frac{(2)(448,000) \frac{(3.14)(D_{out}^2 - D_{in}^2)}{32}}{886^2} \\ &= 0,0122 \end{aligned}$$

- Frekuensi Pribadi

$$\begin{aligned} N &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \\ &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{0.0122}{9,711,761.3}} = 5.644 \times 10^{-6} \text{ Hz} \end{aligned}$$

Sehingga bila dibandingkan dengan frekuensi pribadi gelombang laut , $N_{wave} = 1125 \text{ Hz}$. Dengan frekuensi struktur yang kecil, $N = 2.644 \times 10^{-6} \text{ Hz}$, maka diperkirakan tidak akan terjadi resonansi pada bangunan TLP tersebut.

- Defleksi

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = F_0 \text{ (persamaan II.)}$$

Dimana :

$$\ddot{x} = \text{Percepatan gelombang (m/s}^2 \text{)}$$

$$\dot{x} = \text{Kecepatan gelombang (m/s)}$$

$$C = \text{Damping coefficient}$$

$$M = \text{Massa struktur keseluruhan (kg)}$$

$$C = \xi 2\sqrt{KM} \text{ (persamaan II.)}$$

Untuk itu harus dicari *damping ratio*-nya terlebih dahulu. Dimana M (massa struktur) = 9,711,761.3 kg

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} \text{ (persamaan II.)}$$

Didapatkan $\delta = 0.002$ (Tabel II.)

$$= \frac{0.002}{2\pi} = 0.000318$$





$$C = \xi 2\sqrt{KM} = 0.2189 \approx 0.22$$

Dimasukkan kedalam persamaan awal ($\sum F = 0$)

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = F_0$$

$$x_0 = \frac{F_0}{\sqrt{(K - M\omega^2)^2 + C^2\omega^2}} \quad (\text{persamaan II.})$$

Tabel IV.19 Defleksi bangunan TLP

Periode (T)	Frequency (Hz)	ω (rad/s)	\ddot{x} (m/s ²)	\dot{x} (m/s)	Stiffness (K)	Coefficient Damping (C)	X ₀ (m)
25	0.04	0.251	1.56	39	0.0122	0.22	2.53
26	0.038	0.242	1.56	40.56	0.0122	0.22	2.74
27	0.037	0.233	1.56	42.12	0.0122	0.22	2.95
28	0.035	0.224	1.56	43.68	0.0122	0.22	3.17
29	0.034	0.217	1.56	45.24	0.0122	0.22	3.41
30	0.033	0.209	1.56	46.8	0.0122	0.22	3.64

Dari analisis didapatkan hasil defleksi yang terus meningkat seiring waktu / periode (T) siklus. Namun kondisi pergeseran struktur masih sesuai toleransi defleksi yang diizinkan pada TLP, yaitu sebesar 5 m.²²

IV.3.2. Analisis Gaya

Berikut ini adalah resultan gaya lingkungan dan titik tangkapnya.

$$F_R = 35,604.03 \text{ kN}$$

- Gaya angin :

No	Bagian	y (m)	F _w kondisi normal (kN)	F _w kondisi badai (kN)
----	--------	------------	---	--

²² DNV-OS-c201, 2005.





1	Hull	934.5	1,342.867	2,099.407
2	Main Deck	948	2,186.407	3,418.1725
3	Superstructure	960	840.454	1,313.944
4	Derrick Oilrig	974.5	3,414.925	5,338.8064
F_w Total			7,784.653	12,170.32997

$$y_{wind} = \frac{F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2 + F_3 \cdot y_3 + F_4 \cdot y_4}{F_1 + F_2 + F_3 + F_4} =$$

$$\frac{(2,099.407)(934.5) + (3,418.1725)(948) + (1,313.944)(960) + (5,338.8064)(974.5)}{2,099.407 + 3,418.1725 + 1,313.944 + 5,338.8064} =$$

$$\frac{11,666,376.45}{12,170.3299} = 958.6 \text{ m.}$$

- Gaya gelombang :

$$F_{wave} = 21116.38 \text{ kN}$$

$$y_{wave} = 928.5 \text{ m}$$

- Gaya Angin :

$$F_c = 2317.32 \text{ kN}$$

$$y_{wave} = 905 \text{ m}$$

Maka, titik pusat resultan gaya adalah :

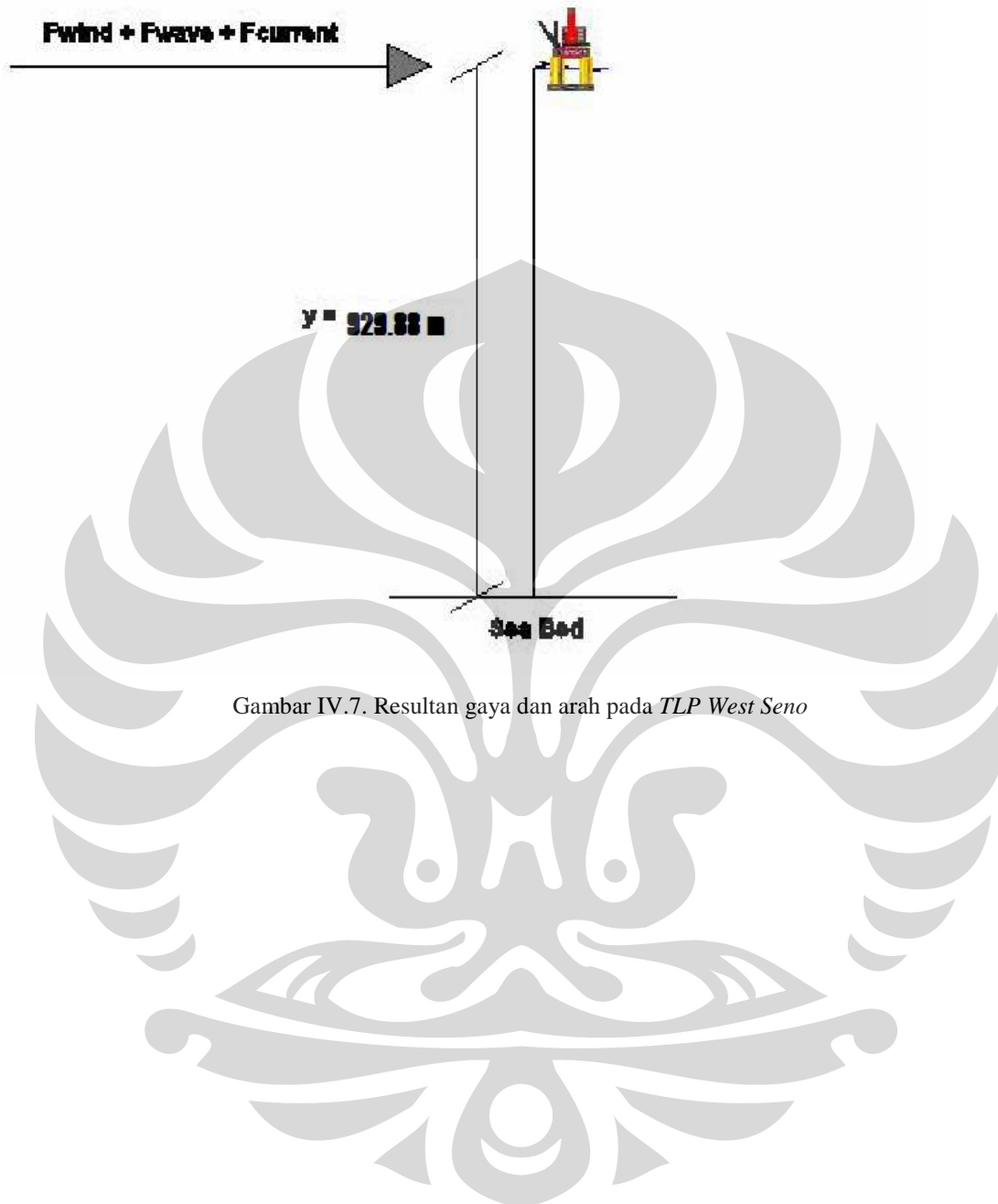
$$y = \frac{(F_{wind})(y_{wind}) + (F_{wave})(y_{wave}) + (F_{current})(y_{current})}{F_w + F_{wave} + F_c} = 929.88 \text{ m (dari dasar laut)}$$

Dengan kondisi ketinggian permukaan laut 914.4 m. Titik tangkap resultan gaya berada pada 15.48 m dari atas permukaan laut.

$$F_{pile} = F_{environment}$$

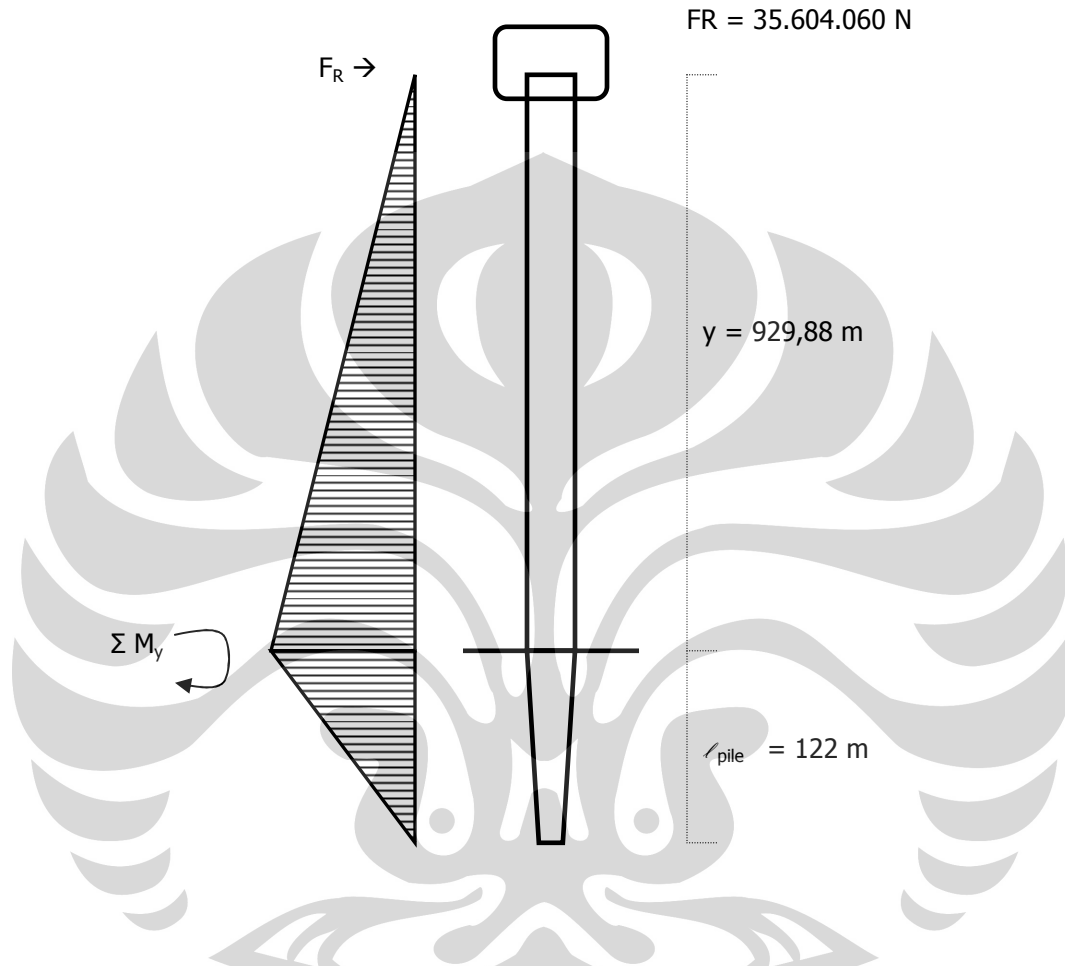
$$\begin{aligned} \sum My &= Q_1 \cdot l_1 + Q_2 \cdot l_2 + Q_3 \cdot l_3 + Q_4 \cdot l_4 = Q_R \cdot l_R = F_R \cdot y + F_{pile} \cdot l_{pile} \\ &= 33,107,475.400 + 4,343,691,660 \\ &= 4,376,799.140 \text{ N.m} \\ &= 4,476.79914 \text{ kN.m (} \rightarrow \downarrow \text{)} \end{aligned}$$





Gambar IV.7. Resultan gaya dan arah pada *TLP West Seno*





Gambar IV.8 Diagram momen

$$\Sigma M_y = 4,476.79914 \text{ kN.m}$$





IV.3.2.1 Restoring Force

Untuk mengetahui kesetimbangan sistem maka perlu diketahui gaya pada struktur.

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = F_0 + F_N$$

$$F_N = 0.6 F_R$$

$$\begin{aligned} F_{TLP} &= (0.0122)(3.64) + (16)(46.8)(0.22) + (9,711,761.3)(1.56) + \\ &\quad (0.6)(35,604,030) \\ &= 15,150,357.97 \text{ N} + 21,362,418 \text{ N} \end{aligned}$$

$$F_{TLP} = \mathbf{36,512,775 \text{ N}}$$

$$F_R = \mathbf{35,604,030 \text{ N}}$$

Bila dilakukan pengecekan terhadap gaya dari lingkungan maka:

$$F_{TLP} > F_R$$

Maka struktur berada dalam kondisi setimbang karena gaya perlawanannya lebih besar dari gaya pendorongnya. Namun pada kenyataannya dilepas pantai gaya lingkungan yang terjadi dari seluruh arah sehingga struktur selalu mendapatkan gaya pembalik / dalam keadaan setimbang.





BAB V

KESIMPULAN

Dari analisis terhadap TLP *West Seno* yang memiliki ukuran :

- Tinggi *structure* = 37 m
- Panjang *deck* = 120 m
- Lebar *deck* = 120 m
- Kedalaman laut = 914.4 m
- Panjang *tendon* = 886 m
- Diameter *tendon* = 0.6604 m
- Panjang *pile* = 122 m
- Diameter *pile* = 1.524 m
- Diameter *Hull* = 26 m

Didapatkan kesimpulan :

1. Beban lingkungan merupakan penjumlahan dari gaya angin, gaya gelombang, dan gaya arus. Melalui perhitungan, beban lingkungan di daerah *West Seno* Selat Makassar, Kalimantan Timur sebesar 35,604,030 N.
2. Dari analisis terhadap *pile*, *foundation*, dan *tendon* dari TLP *West Seno* ini didapatkan bahwa semua *items* diatas tahan terhadap gaya eksitasi dari lingkungan maupun dari beban TLP itu sendiri.
3. TLP *West Seno* memiliki struktur yang stabil dan tahan lama atau dengan kata lain memiliki kelayakan desain 100 tahun (*lifetime design*).



DAFTAR PUSTAKA

Anonymous, *Loads : Introduction And Environmental Loads*, 2004. Diakses pada tanggal 14-08-2007 dari Google

<http://www.kuleuven.ac.be/>

Anonymous, *West Seno Makassar Strait*, February 2003. Diakses pada tanggal 11-11-2007 dari Google

<http://www.offshore-technology.com/>

API-RP2A, "*Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*", American Petroleum Institute, Washington, D.C., 18th ed., 1989.

Clauss, G. T. et al: "*Offshore Structures, Vol 1 - Conceptual Design and Hydromechanics*", Springer, London 1992

De Nevers, Noel, *Fluid Mechanics for Chemical Engineering 2nd ed*, McGraw-Hill, 1991

Francis Weston Sears, *Mechanic Wave Motion and Heat*, Addison-Wesley Publishing company Inc., 1958

Graff, W.J., "*Introduction to Offshore Structures*", Gulf Publishing Co., Houston, 1981

Harry Christady Hardiyatmo, *Teknik Pondasi 2*, Beta Offset, 2006

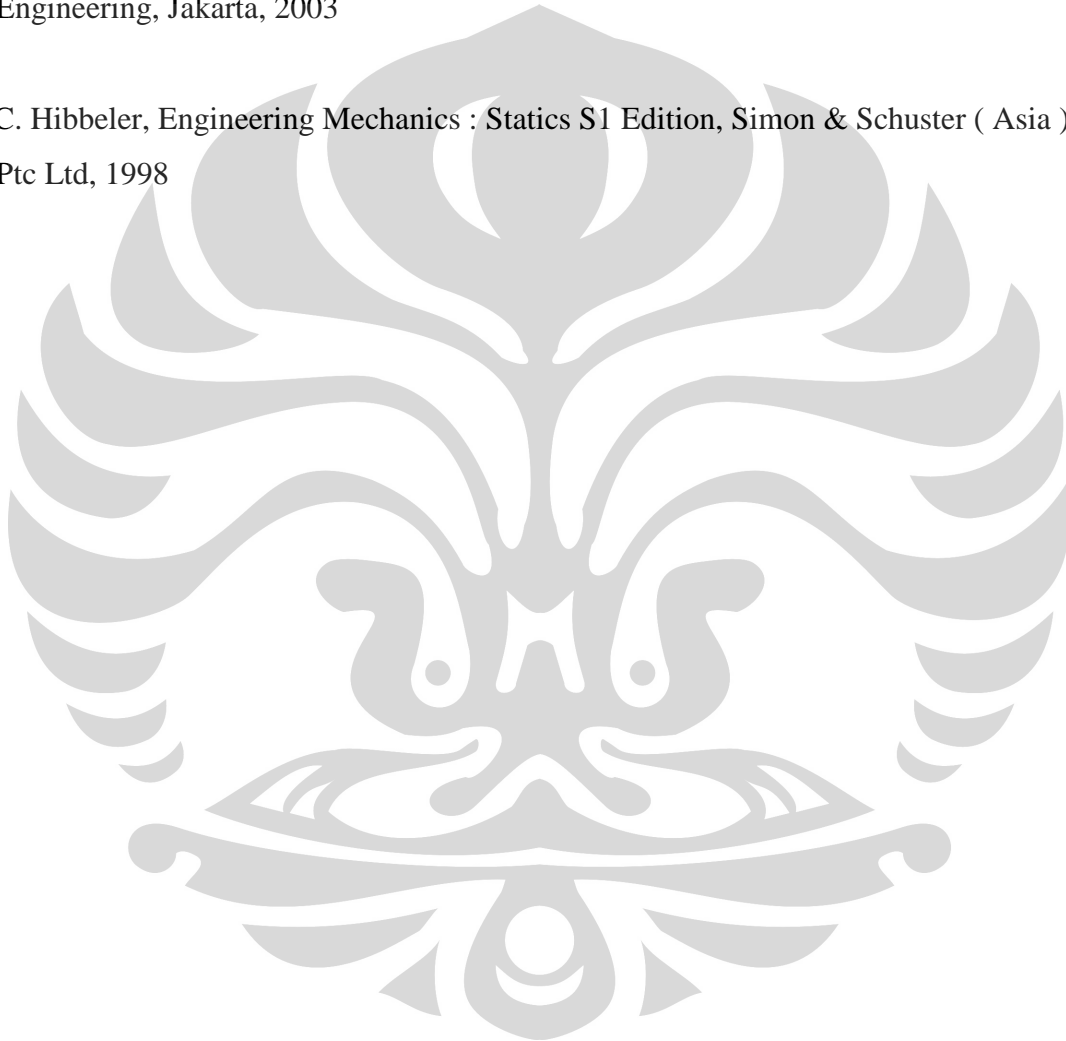
Ir. M.A. Talahatu, MT, *Teori Merancang Kapal*, FTUI, 1985

Kamadibrata, Soedjono, *Perencanaan Pelabuhan*, Ganeca Exact, Bandung

M.G. Hallam, BSc PhD, N.J. Heaf, PhD, L.R. Wootton, BSc PhD MICE MRAeS,
Dynamics of Marine Structures: Methods of calculating the dynamics response of fixed structures subject to wave and current action, Citra Underwater Engineering Group,
1977

Tripatra Engineering, *Specification For Structural Design "Preliminary Issue"*, Tripatra
Engineering, Jakarta, 2003

R.C. Hibbeler, *Engineering Mechanics : Statics S1 Edition*, Simon & Schuster (Asia)
Ptc Ltd, 1998

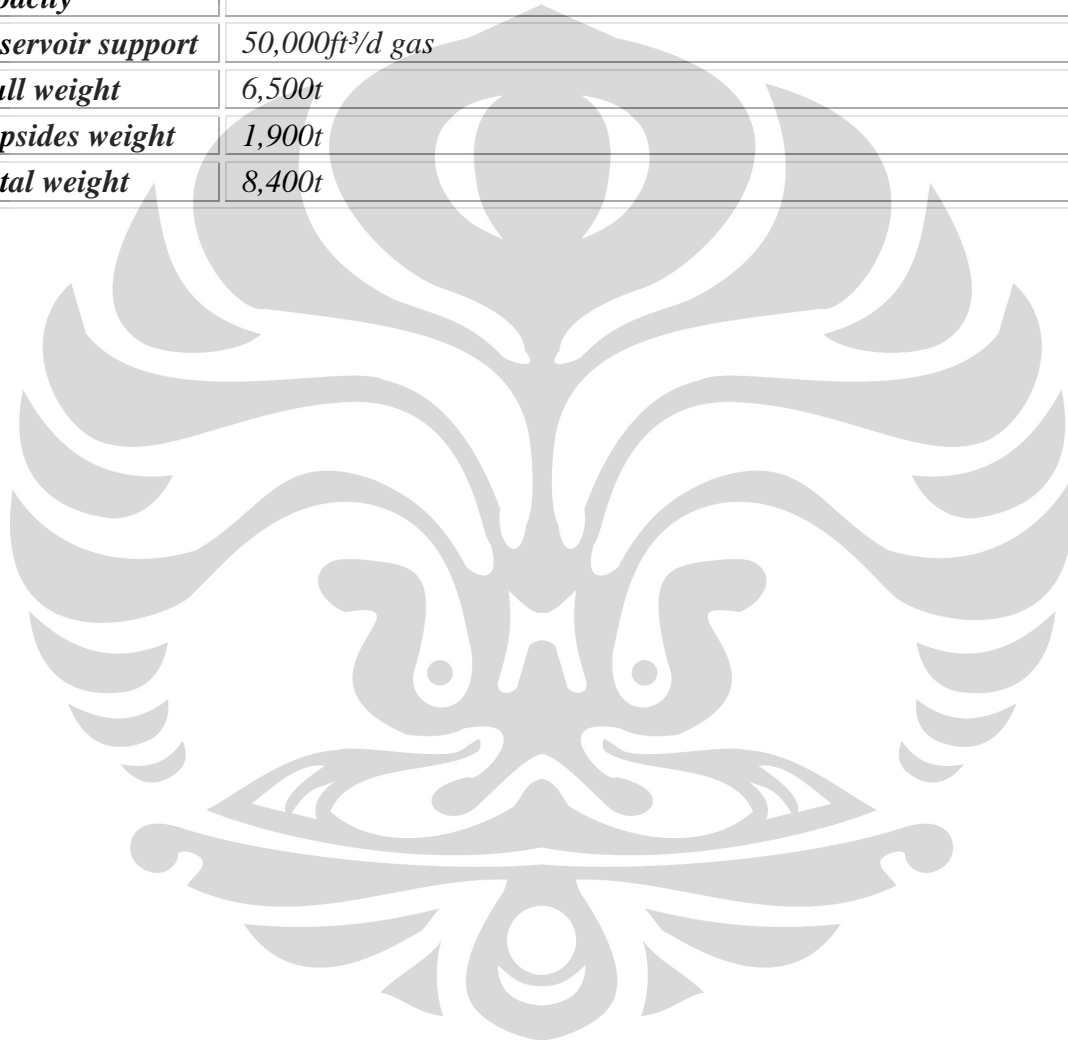




1. Data TLP WEST SENO

Key Data	
Operator	<i>Unocal</i>
Water depths	<i>2,400ft to 3,400ft</i>
Reservoir sands	<i>Miocene</i>
Structure	<i>Four-way dipping north-south oriented faulted anticline</i>
Porosity	<i>Up to 30%</i>
Permeability	<i>10mD to 1,000mD</i>
Discovery	<i>1998</i>
Wells	<i>West Seno 2 (205ft pay); West Seno 1 (270ft oil, 103ft gas); West Seno 5 (60ft oil, 141ft gas); West Seno 3 (24ft oil, 39ft gas); West Seno 7 (163ft oil); West Seno 8 (127ft oil, 97ft gas)</i>
Production phase	<i>August 2003</i>
Production rates	<i>40,000b/d</i>
Export	<i>12in diameter pipelines to Santan terminal, 40 miles away</i>
Pipelay vessel	<i>Lorelay</i>
Total pipeline length	<i>59.5km</i>
TLP A Field Development	
Installed	<i>February 2003</i>
Wells	<i>28 wells</i>
Deck weight	<i>1,700t</i>
Hull	<i>4,800t</i>
Tendons	<i>3,200ft</i>
Segments	<i>18ft x 165ft</i>
Diameter	<i>26in</i>
Wall thickness	<i>1.036in</i>
Tender assist vessel	<i>West Alliance</i>
TLP B Field Development	
Installed	<i>2005</i>
Location	<i>3 miles from TLP A</i>
Wells	<i>20</i>

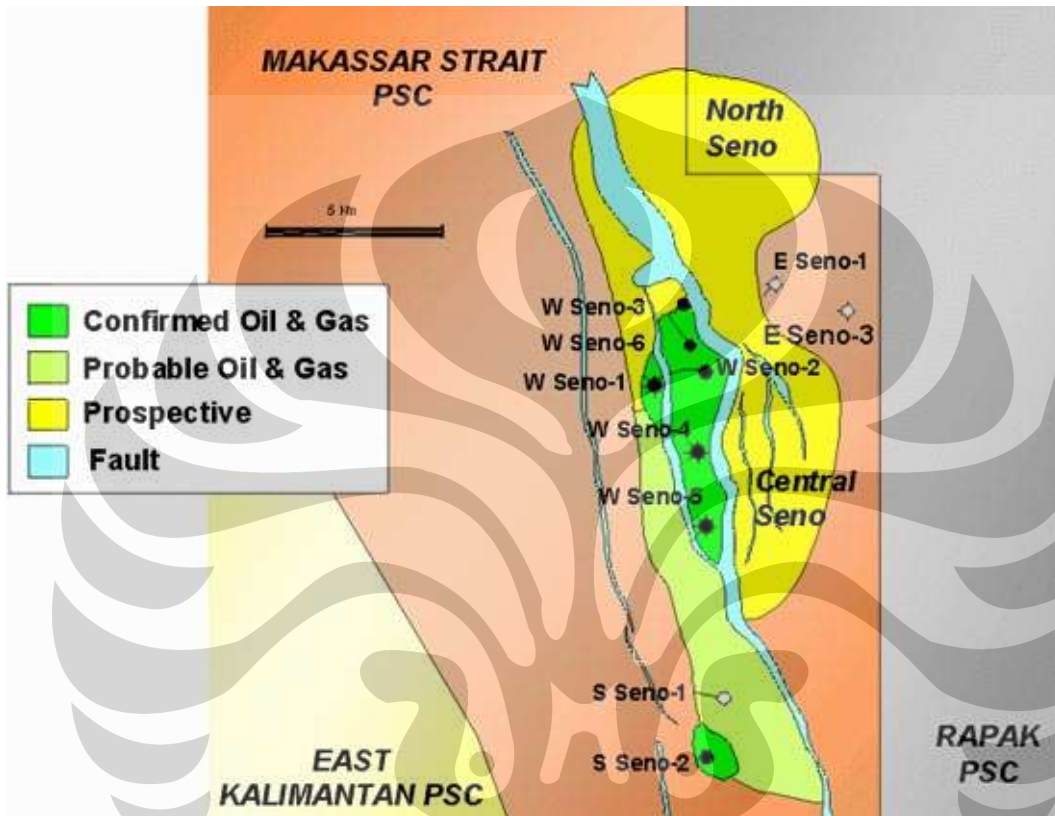
Well slots	24
Completion	2006
FPU	
Location	500m from TLP A
Mooring	Spread-moored barge
Water depth	3,000ft
Processing capacity	60,000b/d oil, 150million ft ³ /d gas, 40,000b/d water
Reservoir support	50,000ft ³ /d gas
Hull weight	6,500t
Topsides weight	1,900t
Total weight	8,400t



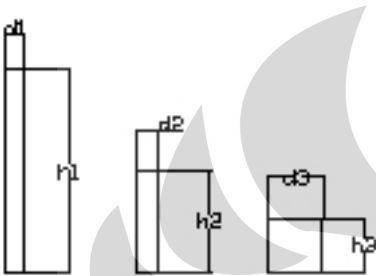
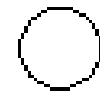

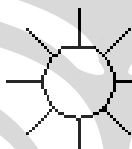


2. Lokasi TLP West Seno

Latitude $5^{\circ}01'46.093''$ North

Longitude $105^{\circ}55'56.015''$ South



3. Tabel C_D dan C_L

Struktur	Bentuk Potongan	Penjelasan	C_D			C_L
			1	2	3	
 <p>(4) $h_1/d_1 = 25$ (5) $h_2/d_2 = 7$ (6) $h_3/d_3 = 1$</p>		Permukaan halus, Metal, Kayu, Beton	0,45	0,5	0,9	0
		Permukaan kasar	0,7	0,8	0,9	0
		Permukaan sangat kasar	0,8	1,0	1,2	0
		Permukaan halus ujung tumpul	1,0	1,2	1,4	0
		Permukaan halus bujursangkar	1,6	1,8	2,03	0,2



OFFSHORE STANDARD
DNV-OS-C201

STRUCTURAL DESIGN OF OFFSHORE
UNITS (WSD METHOD)

APRIL 2005

*Since issued in print (April 2005), this booklet has been amended, latest in April 2006.
See the reference to "Amendments and Corrections" on the next page.*

DET NORSKE VERITAS

SECTION 2 DESIGN PRINCIPLES

A. Introduction

A 100 General

101 This section describes design principles and design methods including:

- working stress design method
- design assisted by testing
- probability based design.

102 General design considerations regardless of design method are also given in B.

103 This standard is based on the working stress design (WSD) method also known as the allowable stress method.

104 Direct reliability analysis methods are mainly considered as applicable to special case design problems, to calibrate the usage factors to be used in the WSD method and for conditions where limited experience exists.

105 As an alternative or as a supplement to analytical methods, determination of load effects or resistance may in some cases be based either on testing or on observation of structural performance of models or full-scale structures.

A 200 Aim of the design

201 Structures and structural elements shall be designed to:

- sustain loads liable to occur during all temporary, operating and damaged conditions if required
- maintain acceptable safety for personnel and environment
- have adequate durability against deterioration during the design life of the structure.

B. General Design Considerations

B 100 General

101 The design of a structural system, its components and details should, as far as possible, account for the following principles:

- resistance against relevant mechanical, physical and chemical deterioration is achieved
- fabrication and construction comply with relevant, recognised techniques and practice
- inspection, maintenance and repair are possible.

102 Structures and elements thereof, shall possess ductile resistance unless the specified purpose requires otherwise.

103 Fatigue life improvements with methods such as grinding or hammer peening of welds should not provide a measurable increase in the fatigue life at the design stage. The fatigue life should instead be extended by means of modification of structural details. Fatigue life improvements due to compression stress level should not be considered for welded structure, ref. DNV-RP-C203.

104 Structural elements may be fabricated according to the requirements given in DNV-OS-C401.

B 200 Overall design

201 The overall structural safety shall be evaluated on the basis of preventive measures against structural failure put into design, fabrication and in-service inspection as well as the unit's residual strength against total collapse in the case of structural failure of vital elements.

For vital elements, which are designed according to criteria given for intact structure, the likelihood and consequence of failure should be considered as part of the redundancy evaluations. The consequence of credible accidental events shall be documented according to Sec.8.

202 When determining the overall structural design, particular care shall be taken such that the solution does not lead to unnecessarily complicated connections.

B 300 Details design

301 In the design phase particular attention should be given to structural detailing, and requirements for reinforcement in areas that may be subjected to high local stresses, for example:

- critical connections
- locations that may be subjected to wave impact
- locations that may be subjected to accidental or operational damage
- locations where cutouts are made or discontinuities are present.

302 Structural connections should, in general, be designed with the aim to minimise stress concentrations and reduce complex stress flow patterns. Connections should be designed with smooth transitions and proper alignment of elements. Large cut-outs should be kept away from flanges and webs of primary girders in regions with high stresses.

303 Transmission of high tensile stresses through the thickness of plates during welding, block assembly and operation shall be avoided as far as possible. In cases where transmission of high tensile stresses through thickness occur, structural material with proven through thickness properties shall be used. The below sections for different types of units may give examples where to use plates with proven through thickness properties.

304 Units intended for operations in cold areas shall be so arranged that water cannot be trapped in local structures or machinery exposed to the ambient temperature.

C. Design Conditions

C 100 Basic conditions

101 Different modes of operation or phases during the life of structure may be governing for the design. The following design conditions, as defined in Sec.1 C, should normally be considered:

- installation condition
- operating condition(s)
- retrieval condition
- survival condition
- transit condition.

Guidance note:

For many units the operating condition will be the same as the survival condition. The retrieval condition is normally applicable for self-elevating units only.

---e-n-d---of---G-u-i-d-a-n-c-e---n-o-t-e---

102 Relevant load cases shall be established for the various design conditions based on the most unfavourable combinations of functional loads, environmental loads and/or accidental loads, see Sec.3.

103 Limiting environmental and operational conditions (design data) for the different design conditions shall be specified. The limiting conditions shall be stated in the operation manual.

D. Loading Conditions

D 100 General

101 Each structural member shall be designed for the most unfavourable of the loading conditions given in Table D1. For definitions and description about the different types of loads see Sec.1 and Sec.3, respectively.

Case	Description
a)	functional loads
b)	maximum combination of environmental loads and associated functional loads
c)	accidental loads and associated functional loads
d)	annual most probable value of environmental loads and associated functional loads after credible failures, or after accidental events
e)	annual most probable value of environmental loads and associated functional loads in a heeled condition corresponding to accidental flooding

102 For each of the loading conditions in Table D1 and for each structural element, the combinations of loads, position, and direction giving the most unfavourable load effect shall be used in the analysis.

103 All directions of wind, waves and current relative to the unit are normally to be assumed equally probable.

104 If, however, statistics show clearly that wind, waves and current of the prescribed probability are different for different directions, this may be taken into account in the analysis. It is assumed that orientation of the unit will be under complete control of the operator.

D 200 Load

201 The representative values for load components in the different design conditions shall be based on Sec.3.

202 For installation, transit and retrieval the loads may be based on specified values, which shall be selected dependent on the measures taken to achieve the required safety level. The value may be specified with due attention to the actual location, season of the year, operation schedule and weather forecast, and consequences of failure.

E. Design by the WSD Method

E 100 Permissible stress and usage factors

101 In WSD the target component safety level is achieved by comparing the calculated stress for different loading conditions with maximum permissible stress defined by multiplication of the characteristic strength or capacity of the structural member with permissible usage factors.

102 The permissible usage factors are a function of loading

condition, failure mode and importance of strength member.

103 The maximum permissible usage factor, η_p , is calculated by:

$$\eta_p = \beta \eta_0$$

η_0 = basic usage factor as given in 200

β = coefficient depending on type of structure, failure mode and reduced slenderness, see Sec.5.

104 Stresses shall be calculated using net scantlings, i.e. with any corrosion addition deducted.

E 200 Basic usage factors

201 The basic usage factor for different loading conditions, η_0 , is given in Table E1.

Loading conditions					
	a)	b)	c)	d)	e)
η_0	0,60 ¹⁾	0,80 ¹⁾	1,00	1,00	1,00 ²⁾

1) The usage factor η_0 for environmental loads may be increased to 0,69 in load condition a) and 0,92 in load condition b) if the structure is unmanned during extreme environmental conditions.
2) If a basic usage factor of 0,75 is applied, environmental loads may be disregarded.

202 The basic usage factors account for:

- possible unfavourable deviations of the loads
- the reduced probability that various loads acting together will act simultaneously
- uncertainties in the model and analysis used for determination of load effects
- possible unfavourable deviations in the resistance of materials
- possible reduced resistance of the materials in the structure, as a whole, as compared with the values deduced from test specimens.

203 If the residual strength of the unit after collapse of a vital structural member does not satisfy the accidental damage criteria, the usage factors in Table E1 for the pertinent vital structural members shall be multiplied by a factor 0,9.

E. Design Assisted by Testing

F 100 General

101 Design by testing or observation of performance is in general to be supported by analytical design methods.

102 Load effects, structural resistance and resistance against material degradation may be established by means of testing or observation of the actual performance of full-scale structures.

F 200 Full-scale testing and observation of performance of existing structures

201 Full-scale tests or monitoring on existing structures may be used to give information on response and load effects to be utilised in calibration and updating of the safety level of the structure.

SECTION 3 LOADS AND LOAD EFFECTS

A. Introduction

A 100 General

101 This section defines and specifies load components and load combinations to be considered in the overall strength analysis as well as design pressures applicable in formulae for local design.

102 Further details regarding load design values may be found in the sections containing special considerations for the different types of units, e.g. specification of impact pressure caused by the sea (e.g. slamming or bow impact) or by liquid cargoes in partly filled tanks (sloshing).

103 For loads from mooring system, see DNV-OS-E301.

this standard, the loads documented in Table B1 and Table B2 shall apply in the temporary and operational design conditions, respectively.

102 Where environmental and accidental loads may act simultaneously, the representative values may be determined based on their joint probability distribution.

103 The load point for which the design pressure is to be calculated is defined for various strength members as follows:

- a) For plates: midpoint of a horizontally stiffened plate field. Half of the stiffener spacing above the lower support of vertically stiffened plate field, or at lower edge of plate when the thickness is changed within the plate field.
- b) For stiffeners: midpoint of the span.
When the pressure is not varied linearly over the span, the pressure shall be taken as the greater of the pressure at the midpoint, and the average of the pressures calculated at each end of the stiffener.
- c) For girders: midpoint of the load area.

B. Basis for Selection of Loads

B 100 General

101 Unless specific exceptions apply, as documented within

Load category	Loading conditions, see Sec.2 Table E1				Fatigue
	a)	b)	c)	d) and e)	
Permanent functional	Expected value				
Variable functional	Specified value				
Environmental		Specified value	Specified value	Specified value	Expected load history
Accidental			Specified value		
Deformation	Expected extreme value				
For definitions, see Sec.1. Ref. also DNV Rules for Planning and Execution of Marine Operations.					

Load category	Loading conditions, see Sec.2 Table E1			Fatigue	
	a)	b)	c)		d) and e)
Permanent functional	Expected value				
Variable functional	Specified value				
Environmental		The annual probability ¹⁾ of being exceeded – 10^{-2} for the load effect (100 year return period) ²⁾		Load with return period not less than one year.	Expected load history
Accidental			Specified value, see also DNV-OS-A101		
Deformation	Expected extreme value				
For definitions, see Sec.1.					
1) The joint probability of exceedance may be considered, see F.					
2) The annual probability of 10^{-2} for environmental loads applies for the survival condition. For the operation condition the maximum environmental loads for which operations can be performed applies.					

C. Permanent Functional Loads

C 100 General

101 Permanent functional loads are loads that will not vary in magnitude, position or direction during the period considered.

Examples are:

- mass of structure
- mass of permanent ballast and equipment
- external and internal hydrostatic pressure of a permanent nature
- reaction to the above e.g. articulated tower base reload.

102 The representative value of a permanent load is defined as the expected value based on accurate data of the unit, mass

of the material and the volume in question.

D. Variable Functional Loads

D 100 General

101 Variable functional loads are loads which may vary in magnitude, position and direction during the period under consideration, and which are related to operations and normal use of the installation.

102 Examples of variable functional loads are:

- personnel
- stored materials, equipment, gas, fluids and fluid pressure
- crane operational loads
- loads from fendering
- loads associated with installation operations
- loads associated with drilling operations
- loads from variable ballast and equipment
- variable cargo inventory for storage vessels
- helicopters
- lifeboats.

103 The variable functional load is the maximum (or minimum) specified value, which produces the most unfavourable load effects in the structure and design condition under consideration.

104 The specified value shall be determined on the basis of relevant specifications. An expected load history shall be used in fatigue design.

D 200 Variable functional loads on deck areas

201 Variable functional loads on deck areas of the topside structure, e.g. hull and superstructures, shall be based on Table D1 unless specified otherwise in the design basis or design brief. The intensity of the distributed loads depends on local and global aspects as shown in Table D1.

The following notations are used:

Local design: e.g. design of plates, stiffeners, beams and brackets

Primary design: e.g. design of girders and columns

Global design: e.g. design of deck main structure and substructure

Area	Local design		Primary design	Global design
	Distributed load, <i>q</i> (kN/m ²)	Point load, <i>P</i> (kN)	Apply factor to distributed load	Apply factor to primary design load
Storage areas	<i>q</i>	1.5 <i>q</i>	1.0	1.0
Lay down areas	<i>q</i>	1.5 <i>q</i>	<i>f</i>	<i>f</i>
Lifeboat platforms	9.0	9.0	1.0	may be ignored
Area between equipment	5.0	5.0	<i>f</i>	may be ignored
Walkways, staircases and platforms, crew spaces	4.0	4.0	<i>f</i>	may be ignored
Walkways and staircases for inspection only	3.0	3.0	<i>f</i>	may be ignored
Areas not exposed to other functional loads	2.5	2.5	1.0	-

Notes:

- Wheel loads to be added to distributed loads where relevant. (Wheel loads can normally be considered acting on an area of 300 x 300 mm.)
- Point loads, *P*, may be applied on an area 100 x 100 mm, and at the most severe position, but not added to wheel loads or distributed loads.
- The distributed loads, *q*, to be evaluated for each case. Lay down areas should not be designed for less than 15 kN/m².
- The factor *f* may be taken as: $f = \min(1.0; 0.5 + 3 \cdot \sqrt{A})$, where *A* is the loaded area in m².
- Global load cases should be established based upon "worst case", characteristic load combinations, complying with the limiting global criteria to the structure. For buoyant structures these criteria are established by requirements for the floating position in still water, and intact and damage stability requirements, as documented in the operational manual, considering variable load on the decks and in tanks.
- The right column of the table, i.e. "Global design", presents variable functional loads to be included in load model for the global analysis. In the capacity checks, stresses from the global analysis are to be combined with the effect of local loads, i.e. tank pressures, weight of equipment, etc.

D 300 Tank pressures

301 The structure shall be designed to resist the maximum hydrostatic pressure of the heaviest filling in tanks that may occur during fabrication, installation and operation.

302 Hydrostatic pressures in tanks should normally be based on a minimum density equal to that of seawater, $\rho = 1.025 \text{ t/m}^3$. Tanks for higher density fluids (e.g. mud) shall be designed on basis of special consideration. The density, upon which the scantlings of individual tanks are based, shall be given in the operating manual.

303 Pressure loads that may occur during emptying of water or oil filled structural parts for condition monitoring; maintenance or repair shall be evaluated.

304 Hydrostatic pressure heads shall be based on tank filling arrangement by for example pumping, gravitational effect, accelerations as well as venting arrangements.

305 Pumping pressures may be limited by installing appropriate alarms and auto-pump cut-off system, i.e. high level and high-high level with automatic stop of the pumps. In such a situation the pressure head may be taken to be the cut-off pressure head. Descriptions and requirements related to different

tank arrangements are given in DNV-OS-D101 Ch.2 Sec.3 C300.

306 Dynamic pressure heads due to flow through pipes shall be considered, see 308.

307 The internal pressure in full tanks should be defined by the formula:

$$p_d = \rho \cdot g_0 \cdot h_{op} \left(1 + \frac{a_v}{g_0} \right) \quad (\text{kN/m}^2)$$

h_{op} = vertical distance (m) from the load point to the position of maximum filling height. For tanks adjacent to the sea that are situated below the extreme operational or transit draught, the maximum filling height should not be taken lower than the extreme operational draught

a_v = maximum vertical acceleration, (m/s²), being the coupled motion response applicable to the tank in question.

ρ = density of liquid (t/m³)

$g_0 = 9.81 \text{ m/s}^2$

308 For tanks where the air-pipe may be filled during filling operations, a special tank filling design condition shall be checked according to loading condition a). The following additional internal design pressure conditions shall be used:

$$P_d = \rho g_0 h_{op} + P_{dyn} \quad (\text{kN/m}^2)$$

P_{dyn} = pressure (kN/m²) due to flow through pipes,
minimum 25 kN/m²

309 In cases where the maximum filling height is less than the height to the top of the air pipe, it shall be ensured that the tank will not be over-pressured during operation and tank testing conditions.

310 In a situation where design pressure head might be exceeded, should be considered as an accidental condition.

311 Requirements for testing of tank tightness and structural strength are given in DNV-OS-C401 Ch.2 Sec.4.

D 400 Lifeboat platforms

401 Lifeboat platforms shall be checked for the strength and accidental design conditions if relevant. A dynamic factor of 0.2 g_0 due to retardation of the lifeboats when lowered shall be included in both strength and accidental design conditions.

E. Environmental Loads

E 100 General

101 All environmental phenomena which may contribute to structural damages shall be considered. Examples are:

- hydrodynamic loads induced by waves and current
- inertia forces
- wind
- tidal effects
- marine growth
- snow and ice
- earthquake.

102 The probability of occurrence of the different types of environmental loads and their variation in magnitude, position and direction during the period under consideration, and related to operations and normal use of the unit, shall be accounted for.

103 Practical information regarding environmental loads and conditions are given in Classification Note 30.5.

E 200 Environmental conditions for mobile units

201 The design of mobile offshore units shall be based on the most severe environmental loads that the structure may experience during its design life. The applied environmental conditions shall be defined in the design basis or design brief, and stated in the unit's Operation Manual.

202 The North Atlantic scatter diagram should be used for strength and fatigue for unrestricted world wide operation.

E 300 Environmental conditions for site specific units

301 The parameters describing the environmental conditions shall be based on observations from or in the vicinity of the relevant location and on general knowledge about the environmental conditions in the area. Data for the joint occurrence of for example wave, wind and current conditions should be applied.

302 According to this standard, the environmental loads shall be determined with stipulated probabilities of exceedance. The statistical analysis of measured data or simulated data should make use of different statistical methods to evalu-

ate the sensitivity of the result. The validation of distributions with respect to data should be tested by means of recognised methods.

303 The analysis of the data shall be based on the longest possible time period for the relevant area. In the case of short time series the statistical uncertainty shall be accounted for when determining design values. Hindcasting may be used to extend measured time series, or to interpolate to places where measured data have not been collected. If hindcasting is used, the model shall be calibrated against measured data, to ensure that the hindcast results comply with available measured data.

E 400 Determination of hydrodynamic loads

401 Hydrodynamic loads shall be determined by analysis. When theoretical predictions are subjected to significant uncertainties, theoretical calculations shall be supported by model tests or full scale measurements of existing structures or by a combination of such tests and full scale measurements.

402 Hydrodynamic model tests should be carried out to:

- confirm that no important hydrodynamic feature has been overlooked by varying the wave parameters (for new types of installations, environmental conditions, adjacent structure, etc.)
- support theoretical calculations when available analytical methods are susceptible to large uncertainties
- verify theoretical methods on a general basis.

403 Models shall be sufficient to represent the actual installation. The test set-up and registration system shall provide a basis for reliable, repeatable interpretation.

404 Full-scale measurements may be used to update the response prediction of the relevant structure and to validate the response analysis for future analysis. Such tests may especially be applied to reduce uncertainties associated with loads and load effects, which are difficult to simulate in model scale.

405 In full-scale measurements it is important to ensure sufficient instrumentation and logging of environmental conditions and responses to ensure reliable interpretation.

406 Wind tunnel tests should be carried out when:

- wind loads are significant for overall stability, offset, motions or structural response
- there is a danger of dynamic instability.

407 Wind tunnel test may support or replace theoretical calculations when available theoretical methods are susceptible to large uncertainties (e.g. due to new type of installations or adjacent installation influence the relevant installation).

408 Theoretical models for calculation of loads from icebergs or drift ice should be checked against model tests or full-scale measurements.

409 Proof tests of the structure may be necessary to confirm assumptions made in the design.

410 Hydrodynamic loads on appurtenances (anodes, fenders, strakes etc.) shall be taken into account, when relevant.

E 500 Wave loads

501 Wave theory or kinematics shall be selected according to recognised methods with due consideration of actual water depth and description of wave kinematics at the surface and the water column below.

502 Linearised wave theories (e.g. Airy) may be used when appropriate. In such circumstances the influence of finite amplitude waves shall be taken into consideration.

503 Wave loads can be determined according to Classification Note 30.5.

504 For large volume structures where the wave kinematics

response of the structure/foundation system shall be analysed for a representative set of time histories. Such time histories shall be selected and scaled to provide a best fit of the earthquake motion in the frequency range where the main dynamic response is expected.

1404 The dynamic characteristics of the structure and its foundation should be determined using a three-dimensional analytical model. A two-dimensional or asymmetric model may be used for the soil and structure interaction analysis provided compatibility with the three-dimensional structural model is ensured.

1405 Where characteristic ground motions, soil characteristics, damping and other modelling parameters are subject to great uncertainties, a parameter sensitivity study should be carried out.

1406 Consideration shall be given to the possibility that earthquakes in the local region may cause other effects such as subsea earth slides, critical pore pressure built-up in the soil or major soil deformations affecting foundation slabs, piles or skirts.

F. Combination of Environmental Loads

F 100 General

101 Where applicable data are available joint probability of environmental load components, at the specified probability level, may be considered. Alternatively, joint probability of environmental loads may be approximated by combination of characteristic values for different load types as shown in Table F1.

102 Generally, the long-term variability of multiple loads may be described by a scatter diagram or joint density function including information about direction. Contour curves may then be derived which give combination of environmental parameters, which approximately describe the various loads corresponding to the given probability of exceedance.

103 Alternatively, the probability of exceedance may be referred to the load effects. This is particularly relevant when direction of the load is an important parameter.

104 The load intensities for various types of loads may be combined according to the probabilities of exceedance as given in Table F1.

105 In a short-term period with a combination of waves and fluctuating wind, the individual variations of the two load processes may be assumed uncorrelated.

Table F1 Possible combinations of environmental loads to represent combinations with 10^{-2} annual probability of exceedance for loading condition b and loads with return period not less than one year for loading condition d and e

Condition	Wind	Waves	Current	Ice	Sea level
Strength (loading condition b)	10^{-2}	10^{-2}	10^{-1}		10^{-2}
	10^{-1}	10^{-1}	10^{-2}		10^{-2}
	10^{-1}	10^{-1}	10^{-1}	10^{-2}	mean water level
Accidental (loading condition d and e)	return period not less than one year	return period not less than one year	return period not less than one year		return period not less than one year

G. Accidental Loads

G 100 General

101 Accidental loads are loads related to abnormal operations or technical failure. Examples of accidental loads are loads caused by:

- dropped objects
- collision impact
- explosions
- fire
- change of intended pressure difference
- accidental impact from vessel, helicopter or other objects
- unintended change in ballast distribution
- failure of a ballast pipe or unintended flooding of a hull compartment
- failure of mooring lines
- loss of dynamic positioning (DP) system causing loss of heading.

102 Relevant accidental loads should be determined on the basis of an assessment and relevant experiences. With respect to planning, implementation, use and updating of such assessment and generic accidental loads, see DNV-OS-A101.

103 For temporary design conditions, the representative value may be a specified value dependent on practical requirements. The level of safety related to the temporary design conditions shall not be inferior to the safety level required for the operating design conditions.

H. Deformation Loads

H 100 General

101 Deformation loads are loads caused by inflicted deformations such as:

- temperature loads
- built-in deformations
- settlement of foundations
- tether pre-tension on a tension leg platform (TLP).

H 200 Temperature loads

201 Structures shall be designed for the most extreme temperature differences they may be exposed to. This applies, but not limited, to:

- storage tanks
- structural parts that are exposed to radiation from the top of a flare boom. For flare boom radiation a one hour mean wind with a return period of one year may be used to calculate the spatial flame extent and the air cooling in the assessment of heat radiation from the flare boom
- structural parts that are in contact with pipelines, risers or process equipment.

202 The ambient sea or air temperature is calculated as an extreme value with an annual probability of exceedance equal to 10^{-2} (100 years).

H 300 Settlements and subsidence of sea bed

301 Settlement of the foundations into the sea bed shall be considered for permanently located bottom founded units.

302 The possibility of, and the consequences of, subsidence

of the seabed as a result of changes in the subsoil and in the production reservoir during the service life of the installation, shall be considered.

303 Reservoir settlements and subsequent subsidence of the seabed should be calculated as a conservatively estimated mean value.

I. Fatigue loads

I 100 General

101 Repetitive loads, which may lead to significant fatigue damage, shall be evaluated. The following listed sources of fatigue loads shall, where relevant, be considered:

- waves (including those loads caused by slamming and variable (dynamic) pressures)
- wind (especially when vortex induced vibrations may occur)
- currents (especially when vortex induced vibrations may occur)
- mechanical loading and unloading (e.g. crane loads).

The effects of both local and global dynamic response shall be properly accounted for when determining response distributions related to fatigue loads.

102 Further considerations in respect to fatigue loads are given in DNV-RP-C203 and Classification Note 30.5.

J. Load Effect Analysis

J 100 General

101 Load effects, in terms of motions, displacements, or internal forces and stresses of the structure, shall be determined considering:

- the spatial and temporal nature of the loads, including possible non-linearities of the load as well as non-linear and dynamic character of the response
- the relevant conditions for design check
- the desired accuracy for the relevant design phase.

102 Permanent, functional, deformation, and fire loads may generally be treated by static methods of analysis. Environmental (wave and earthquake) loads and certain accidental loads (impacts, explosions) may require dynamic analysis. Inertia and damping forces are important when the periods of steady-state loads are close to natural periods or when transient loads occur.

103 In general, three frequency bands need to be considered for offshore structures:

High frequency (HF) Rigid body natural periods below dominating wave periods (typically ringing and springing responses in TLP's).

Wave frequency (WF) Area with wave periods in the range 4 to 25 s typically. Applicable to all offshore structures located in the wave active zone.

Low frequency (LF) Frequency band relating to slowly varying responses with natural periods above dominating wave energy (typically slowly varying surge and sway motions for column-stabilised units as well as slowly varying roll and pitch motions for deep draught floaters).

104 A global wave motion analysis is required for structures with at least one free mode. For fully restrained structures a static or dynamic wave-structure-foundation analysis is required.

105 Uncertainties in the analysis model are expected to be taken care of by the basic usage factors. If uncertainties are particularly high, conservative assumptions shall be made.

106 If analytical models are particularly uncertain, the sensitivity of the models and the parameters utilised in the models shall be examined. If geometric deviations or imperfections have a significant effect on load effects, conservative geometric parameters shall be used in the calculation.

107 In the final design stage theoretical methods for prediction of important responses of any novel system should normally be verified by appropriate model tests. (See Sec.2 F).

108 Earthquake loads need only be considered for restrained modes of behaviour. See sections with special considerations for each type of unit for requirements related to the different objects.

J 200 Global motion analysis

201 The purpose of a motion analysis is to determine displacements, accelerations, velocities and hydrodynamic pressures relevant for the loading on the hull and superstructure, as well as relative motions (in free modes) needed to assess air gap and green water requirements. Excitation by waves, current and wind should be considered.

J 300 Load effects in structures and soil or foundation

301 Displacements, forces or stresses in the structure and foundation, shall be determined for relevant combinations of loads by means of recognised methods, which take adequate account of the variation of loads in time and space, the motions of the structure and the design condition which shall be verified. Characteristic values of the load effects shall be determined.

302 Non-linear and dynamic effects associated with loads and structural response, shall be accounted for when relevant.

303 The stochastic nature of environmental loads should be adequately accounted for.

304 Description of the different types of analyses are covered in the sections for special considerations for each type of unit and recommended practices.

5. Sinusoidal waves

U	m	m ₁	K	E	$\frac{T_{min}}{H}$	A	B	U	m	m ₁	K	E	$\frac{T_{min}}{H}$	A	B
1	(-217,317	(-119,268	1.601	1.542	-0.495	-13,152	0.1250	50	(-119,673	(-213,274	3.113	1,043	-0.312	0,029	0.1149
2	(-111,410	(-118,590	1.631	1,614	-0,481	-6,605	0.1250	55	(-119,753	(-212,466	3,252	1,034	-0,301	0,072	0.1134
3	(-112,038	(-117,962	1,662	1,487	-0,486	-4,365	0.1249	60	(-119,813	(-211,874	3,386	1,027	-0,290	0,111	0.1119
4	(-112,619	(-117,381	1,692	1,462	-0,481	-3,261	0.1249	65	(-119,856	(-211,438	3,516	1,022	-0,280	0,145	0.1104
5	(-113,157	(-116,843	1,723	1,438	-0,476	-2,596	0.1249	70	(-119,889	(-211,112	3,643	1,017	-0,271	0,175	0.1090
6	(-113,655	(-116,345	1,754	1,416	-0,472	-2,151	0.1248	75	(-119,913	(-318,868	3,766	1,014	-0,263	0,203	0.1075
7	(-114,116	(-115,894	1,786	1,394	-0,467	-1,830	0.1247	80	(-119,932	(-316,805	3,886	1,012	-0,255	0,227	0.1061
8	(-114,543	(-115,457	1,817	1,373	-0,462	-1,568	0.1246	85	(-119,946	(-315,379	4,003	1,009	-0,248	0,250	0.1048
9	(-114,937	(-115,063	1,849	1,354	-0,458	-1,399	0.1246	90	(-119,957	(-314,278	4,117	1,008	-0,242	0,271	0.1034
10	(-115,302	(-114,698	1,881	1,335	-0,453	-1,245	0.1244	95	(-119,966	(-313,423	4,228	1,006	-0,235	0,290	0.1021
11	(-115,639	(-114,361	1,912	1,318	-0,449	-1,119	0.1243	100	(-119,972	(-312,753	4,336	1,005	-0,230	0,308	0.1009
12	(-115,952	(-114,048	1,944	1,301	-0,444	-1,012	0.1242	150	(-119,986	(-313,955	5,304	1,001	-0,188	0,434	0.0902
13	(-116,240	(-113,760	1,976	1,285	-0,440	-0,921	0.1241	200	(-119,989	(-317,674	6,124	1,000	-0,163	0,510	0.0822
14	(-116,507	(-113,493	2,008	1,270	-0,435	-0,842	0.1239	250	(-119,999	(-314,894	6,847	1,000	-0,146	0,562	0.0760
15	(-116,754	(-113,246	2,041	1,256	-0,431	-0,773	0.1238	300	(-119,999	(-311,808	7,500	1,000	-0,133	0,600	0.0711
16	(-116,982	(-113,018	2,073	1,243	-0,426	-0,712	0.1236	350	(-119,999	(-311,471	8,101	1,000	-0,123	0,630	0.0671
17	(-117,194	(-112,806	2,105	1,230	-0,422	-0,657	0.1234	400	(-119,999	(-311,807	8,660	1,000	-0,115	0,654	0.0636
18	(-117,389	(-112,611	2,137	1,218	-0,418	-0,607	0.1233	450	(-119,999	(-311,681	9,186	1,000	-0,109	0,673	0.0607
19	(-117,570	(-112,430	2,169	1,207	-0,414	-0,562	0.1231	500	(-119,999	(-311,624	9,682	1,000	-0,103	0,690	0.0582
20	(-117,738	(-112,262	2,201	1,196	-0,410	-0,521	0.1229	550	(-119,999	(-311,624	10,155	1,000	-0,098	0,705	0.0560
22	(-118,036	(-111,964	2,266	1,176	-0,402	-0,449	0.1225	600	(-119,999	(-311,624	10,607	1,000	-0,094	0,717	0.0540
24	(-118,293	(-111,707	2,329	1,158	-0,394	-0,387	0.1220	650	(-119,999	(-311,624	11,040	1,000	-0,091	0,728	0.0522
26	(-118,513	(-111,487	2,393	1,142	-0,386	-0,333	0.1216	700	(-119,999	(-311,624	11,456	1,000	-0,087	0,738	0.0506
28	(-118,702	(-111,298	2,456	1,128	-0,379	-0,285	0.1211	750	(-119,999	(-311,624	11,859	1,000	-0,084	0,747	0.0491
30	(-118,866	(-111,134	2,519	1,116	-0,372	-0,243	0.1206	800	(-119,999	(-311,624	12,247	1,000	-0,082	0,755	0.0478
32	(-119,006	(-219,837	2,581	1,104	-0,365	-0,204	0.1201	850	(-119,999	(-311,624	12,624	1,000	-0,079	0,762	0.0465
34	(-119,128	(-218,720	2,643	1,094	-0,358	-0,170	0.1195	900	(-119,999	(-311,624	12,990	1,000	-0,077	0,769	0.0454
36	(-119,233	(-217,666	2,704	1,085	-0,352	-0,138	0.1190	950	(-119,999	(-311,624	13,346	1,000	-0,075	0,775	0.0443
38	(-119,325	(-216,753	2,764	1,077	-0,345	-0,109	0.1184	1000	(-119,999	(-311,624	13,693	1,000	-0,073	0,781	0.0434
40	(-119,404	(-215,959	2,824	1,070	-0,339	-0,082	0.1179	2000	(-119,999	(-311,624	18,365	1,000	-0,052	0,845	0.0318
42	(-119,473	(-215,268	2,883	1,063	-0,334	-0,056	0.1173	3000	(-119,999	(-311,624	23,717	1,000	-0,042	0,874	0.0263
44	(-119,533	(-214,665	2,942	1,057	-0,328	-0,033	0.1167	4000	(-119,999	(-311,624	27,386	1,000	-0,037	0,890	0.0230
46	(-119,586	(-214,139	3,000	1,052	-0,323	-0,011	0.1161	6000	(-119,999	(-311,624	36,228	1,000	-0,026	0,923	0.0165
48	(-119,632	(-213,678	3,057	1,047	-0,317	0,000	0.1155	7000	(-119,999	(-311,624	38,730	1,000	-0,024	0,927	0.0156
50	(-119,673	(-213,274	3,113	1,043	-0,312	0,029	0.1149	9000	(-119,999	(-311,624	41,079	1,000	-0,023	0,931	0.0149
								10000	(-119,999	(-311,624	43,301	1,000	-0,023	0,931	0.0149

Integers in parentheses indicate powers of 10 by which the following numbers are to be multiplied