

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Lempung

2.1.1 Definisi Tanah Lempung

Tanah berbutir halus atau biasa disebut dengan tanah lempung maupun lanau memiliki sifat kohesi, plastis, tidak memperlihatkan sifat dilatasi, dan tidak mengandung jumlah bahan kasar yang tidak berarti. Fraksi butiran lempung menunjukkan bagian berat dari butir-butir dari tanah yang lebih halus dari 0,002 mm (Wesley, L.D., 1977).

Partikel lempung dapat berbentuk seperti lembaran yang mempunyai permukaan khusus. Karena itu tanah lempung mempunyai sifat sangat dipengaruhi oleh gaya-gaya permukaan. Umumnya terdapat kira-kira 15 macam mineral yang dilasifikasikan sebagai mineral lempung (Kerr., 59). Diantaranya terdiri dari kelompok-kelompok : *monymorrillonite*, *illite*, *kaolinite*, dan *polygorskite* (Hary Christady., 1995).

2.2 Karakteristik Tanah Lempung

Lempung disusun oleh partikel-partikel mineral berukuran koloidal memanjang, pada umumnya diambil sama berukuran kurang dari 2 μ .

2.2.1 Struktur Massa Lempung

Bentuk partikel-partikel lempung secara umum terdiri dari dua bentuk struktur : menggumpal (*flocculated*) atau teurai (*dispersed*).

a. Struktur menggumpal

Terdiri dari suatu partikel yang mengapung perlahan ke arah permukaan yang dihasilkan dari pembebanan listrik pada permukaannya selama pengendapan.

Dalam air asin, penggumpalan jelas lebih banyak daripada dalam air tawar beserta partikel-partikel lempung membeku akan menjadi gumpalan dan mengendap dengan cepat ke dasar tanpa susunan berlapis-lapis. *Dalam air tawar*, partikel-partikel mengendap dengan perlahan membentuk lapisan-lapisan berlapis-lapis dan tersusun rapi dengan perlapisan bergradasi.

b. Struktur teratur

Terdiri dari suatu partikel berhadapan-hadapan atau penyusunan sejajar yang terjadi selama konsolidasi (Pemadatan).

2.2.2 Kuat Geser Tanah Lempung

Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan perlawanan internal tanah tersebut per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepanjang bidang geser dalam tanah yang dimaksud. Karakteristik kekuatan geser lempung dapat ditentukan dari hasil-hasil uji Triaksial UU dalam kondisi terdrainasi maupun hasil-hasil pengujian Geser Langsung. Karakteristik pasir kering dan pasir jenuh adalah sama seperti yang dihasilkan oleh pasir jenuh dengan kelebihan tekanan air pori nol. (Braja. M. Das dan R. F. Craig).

Kekuatan geser tanah dapat dinyatakan dengan rumus berikut :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

Keterangan :

τ_f = kekuatan geser (kg/cm^2)

c = kohesi (kg/cm^2)

ϕ = sudut geser – internal ($^\circ$)

Hubungan di atas juga disebut sebagai kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb

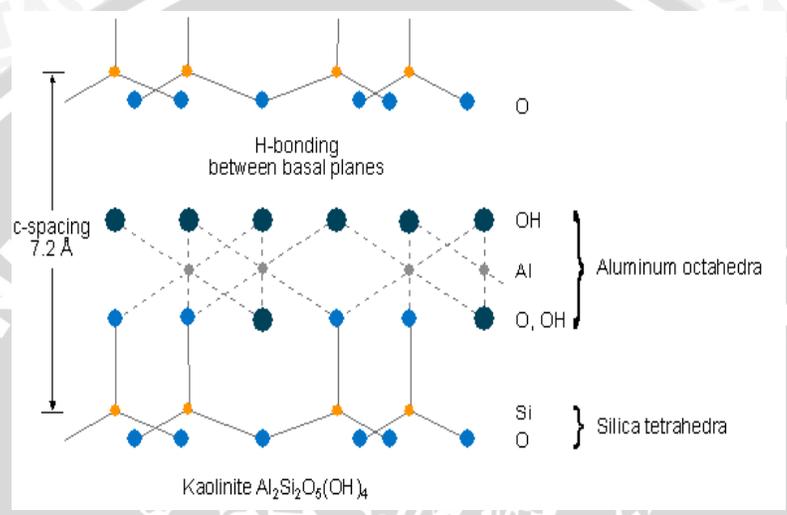
2.2.3 Minerologi Tanah Lempung Ekspansif

Tanah Lempung ekspansif mempunyai kandungan dan struktur mineral yang tidak jauh berbeda dengan kandungan tanah lempung pada umumnya. ASTM memberikan batasan bahwa secara fisik ukuran lempung adalah lolos saringan NO.200. Untuk menentukan jenis lempung tidak cukup hanya dilihat dari ukuran butirannya saja tetapi dari mineral pembentuknya juga.

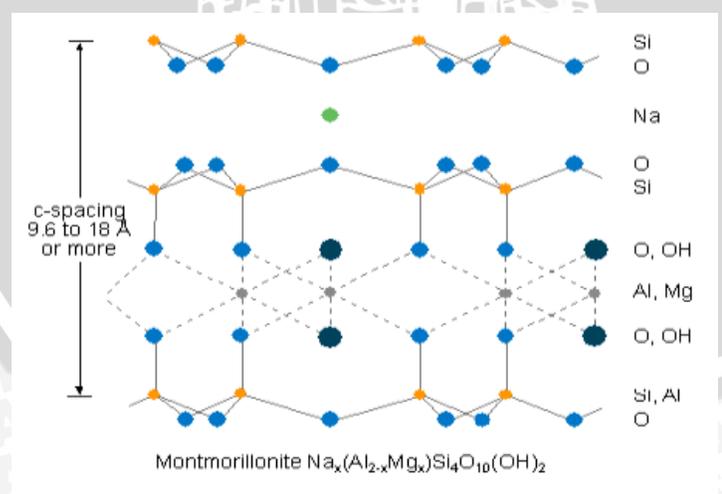
Mineral lempung bersifat *ekspansif* tersusun oleh alumunia hidrat. Bentuk dasarnya berupa tetrahedral silika oksigen (satu atom silika mengikat empat atom oksigen) dan oktahedral aluminium hidrat (satu atom aluminium mengikat enam ion hidrat). Bentuk-bentuk dasar berikatan satu sama lain membentuk lembaran (*sheet*). Karakteristik lempung

yang terjadi ditentukan oleh susunan dan komposisi tetrahedral silika dan oktahedral alumunia

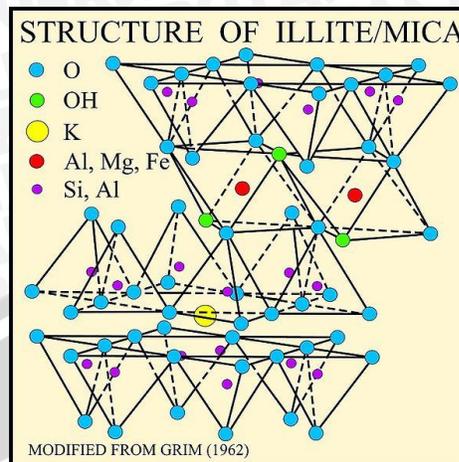
Berdasarkan susunan bentuk dasarnya dibedakan tiga jenis lempung yaitu: kelompok kaolinite, kelompok montmorillonite dan kelompok illite. Tanah lempung kelompok montmorillonite sangat sensitif terhadap air permukaan lapisan sheet yang bermuatan negatif membutuhkan ion positif (*kaiton*) untuk menetralkannya.



Gambar 2.1 Struktur susunan Kaolinite



Gambar 2.2 Struktur susunan montmorillonite



Gambar 2.3 Struktur susunan illite

Kenaikan volume akibat peristiwa *swelling* bergantung pada ion terhidrasi, kadar air dan jenis lempung. Semakin besar ion penetral, semakin besar pula kenaikan volume lempung. Montmorillonite merupakan kelompok lempung yang mudah *swelling*, sedangkan kaolinite yang paling sulit. Kemudahan *swelling* menurut kelompok lempung bersifat *ekspansif* adalah sebagai berikut: montmorillonite > illite > kaolinite.

2.2.4 Kembang Susut Tanah Lempung

Membangun di atas tanah mengembang yang mempunyai sifat kembang susut yang tinggi sering menyulitkan dan membutuhkan kiat-kiat tertentu supaya bangunan yang dibangun di atasnya aman dari kerusakan. Kerusakan pada lantai bangunan (tegel ternagkat ke atas), keretakan pada dinding tembok, permukaan jalan bergelombang karena penurunan yang tidak merata adalah contoh-contoh kerusakan yang diakibatkan oleh tanah yang mempunyai kembang susut tinggi. Pengembangan (*swelling*) dan penyusutan (*shrinkage*) pada tanah lempung pada prinsipnya adalah peristiwa perubahan volume. Penyusutan tanah terjadi karena adanya penurunan kadar air akibat evaporasi pada musim kering dan pengembangan terjadi karena adanya penambahan kadar air akibat musim hujan. Peristiwa itu akan berlangsung sepanjang tahun seiring dengan adanya perubahan musim. Untuk menanggulangi peristiwa kembang susut tersebut dapat dilakukan dengan mengubah gradasi butir tanah atau menjaga kadar air dalam tanah tidak mengalami perubahan.

Tanah-tanah yang banyak mengandung lempung mengalami perubahan volume ketika kadar air berubah. Pengurangan kadar air menyebabkan lempung menyusut, dan sebaliknya bila kadar air bertambah lempung mengembang. Derajat pengembangan tergantung beberapa faktor, seperti: tipe dan jumlah mineral lempung yang ada dalam tanah, luas spesifik lempung, susunan tanah, konsentrasi garam dalam air pori, valensi kation sementasi, adanya bahan-bahan organik dan sebagainya. Perubahan volume tanah yang besar membahayakan bangunan.

Pengaruh susut pada tanah-tanah berbutir halus menjadi masalah penting dalam masalah teknis. Retak akibat susut dapat muncul secara lokal, jika tekanan kapiler melampaui kohesi atau kuat tarik tanah. Retak-retak ini merupakan bagian dari makrostruktur lempung dan merupakan zone-zone lemah yang secara signifikan mengurangi kekuatan massa tanah secara keseluruhan, sehingga dapat mempengaruhi stabilitas lereng lempung dan kapasitas daya dukung pondasi. Retak akibat pengeringan permukaan yang sering dijumpai pada lempung dapat berpengaruh jelek, misalnya pada struktur perkerasan jalan yang dibangun di atasnya. Susut dan retak akibat susut disebabkan oleh penguapan permukaan pada saat musim panas, penurunan muka air tanah, dan isapan akar tumbuhan. Ketika musim hujan tanah mendapatkan air lagi dan volume tanah bertambah dan tanah mengembang. Perubahan volume akibat kembang susut sering merusak bangunan gedung ringan dan perkerasan jalan raya.

Di alam kadar air sangat berfluktuasi terutama di dekat permukaan tanah. Hal ini karena di dekat permukaan tanah dipengaruhi oleh penguapan dan isapan akar tumbuhan. Hal yang penting dalam mengevaluasi masalah pengembangan tanah adalah kadalaman *zone aktif*. Kadar air di bawah zone aktif dianggap selalu konstan, sehingga di bawah zone aktif tidak terjadi pengembangan.

Pada proses kembang susut tanah tidak sepenuhnya kembali pada posisi semula. Lempung menjadi *overconsolidated* dan berkurang kemudahannya akibat dari bertambahnya tegangan efektif oleh tekanan kapiler.

Pengembangan merupakan proses yang agak kompleks dibandingkan dengan penyusutan (Young dan Warkentin, 1979). Besar dan nilai tekanan pengembangan bergantung pada banyaknya mineral lempung di dalam tanah. Tanah dengan susunan random cenderung lebih mudah mengembang. Kation-kation monovalen dalam lempung

(contohnya, *sodium montmorillonite*) akan mengembang lebih besar daripada lempung divalent (contohnya: *kalsium montmorillonite*).

2.3 Pemadatan

Pemadatan adalah upaya manusia untuk meningkatkan kekuatan tanah dengan cara memberikan beban sehingga udara keluar dari rongga antara butir – butir tanah, dan rongga tersebut diisi oleh butiran dan air, mengingat bahwa suatu massa tanah terdiri dari butiran tanah, air, dan udara. Ada perbedaan yang mendasar antara peristiwa pemadatan dan peristiwa konsolidasi tanah. Konsolidasi adalah pengurangan pelan-pelan volume pori yang berakibat berambahnya berat volume kering akibat beban statis yang bekerja dalam periode tertentu. Maksud dari pemadatan tanah antara lain :

1. Mempertinggi kuat geser tanah
2. Mengurangi sifat mudah mampat
3. Mengurangi Permeabilitas
4. Mengurangi perubahan volume sebagai akibat perubahan kadar air, dan yang lainnya.

2.4 Teknik Konstruksi di atas Tanah Ekspansif

Penanganan konstruksi pondasi di tanah ekspansif pada prinsipnya adalah menjaga agar perubahan kadar air tidak terlalu tinggi atau dengan mengubah sifat tanah lempung ekspansif menjadi tidak ekspansif. Beberapa alternatif metode-metode konstruksi di tanah ekspansif antarlain yaitu penggantian material, manajemen air, stabilisasi, membran, pembebanan. Dari beberapa metode tersebut ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan seperti pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Hal-hal yang Perlu Dipertimbangkan Dalam Pemilihan Metode Konstruksi

No	Metode Kontruksi	Hal-hal yang perlu dipertimbangkan
1.	Penggantian Material	<ol style="list-style-type: none"> a. Material pengganti yang digunakan harus bersifat non ekspansif serta tidak lolos air. b. Tanah tersebut harus dipadatkan melebihi

		<p>kepadatan tanah ekspansif untuk mendapatkan daya dukung yang tinggi.</p> <p>c. Jika menggunakan material granular, maka perlu dilakukan kontrol pengaliran air dari timbunan agar tidak berkumpul pada material ini.</p> <p>d. Penggalian harus mencapai kedalaman yang dianggap stabil serta dilindungi dengan menggunakan membran.</p>
2.	Stabilisasi dengan kapur	<p>a. Persentase kapur yang diberikan sebesar 2 – 10 % umumnya dapat digunakan.</p> <p>b. Harus dilakukan pengujian awal terhadap tanah yang akan distabilisasi untuk menentukan reaksi kapur dan persentase kapur yang dibutuhkan.</p> <p>c. Kedalaman pencampuran terbatas antara 30 – 45 cm, tergantung pada peralatan pencampurnya.</p> <p>d. Kapur dapat digunakan dalam bentuk kering maupun encer (slurry), tetapi penambahan air harus tetap dilakukan.</p> <p>e. Pengawasan kualitas sangat penting dilakukan selama pengemburan, pencampuran dan pemadatan.</p> <p>f. Stabilisasi dengan kapur harus dilindungi dari air permukaan dan air tanah karena air tersebut dapat mengeluarkan kapur dari dalam campuran sehingga tanah akan kehilangan kekuatan akibat jenuh air.</p>
3.	Stabilisasi dengan semen	<p>a. Tipe semen yang digunakan adalah semen Portland dengan persentase 4 – 6%, dengan tujuan mengurangi potensi perubahan volume.</p> <p>b. Pelaksanaan stabilisasi dengan semen sama dengan yang dilakukan pada stabilisasi dengan kapur.</p>

		<p>c. Penggunaan stabilisasi dengan semen tidak seefektif stabilisasi dengan kapur untuk tanah lempung berplastisitas tinggi.</p>
4.	Pelat Beton	<p>a. Trotoar yang terbuat dari pelat beton sebaiknya diberikan tulangan.</p> <p>b. Sambungan lentur harus dapat menghubungkan trotoar dengan fondasinya.</p> <p>c. Harus sering dilakukan pemeriksaan terhadap retak dan kebocoran.</p>
5.	Aspal	<p>a. Membran menerus harus ditempatkan di sepanjang tanah dasar dan saluran samping apabila aspal digunakan pada konstruksi jalan raya.</p>
6.	Membran Horisontal	<p>a. Membran horisontal harus diperpanjang hingga cukup jauh dari perkerasan jalan atau fondasi untuk mencegah pergerakan air secara horisontal ke dalam tanah pondasi.</p> <p>b. Dibutuhkan kehati-hatian pada saat memasang membran di atas fondasi, merekatkan sambungan, serta memiringkan membran hingga berada di bawah dan jauh dari struktur.</p> <p>c. Bahan membran harus tahan lama dan terbuat dari bahan yang tidak mudah terdegradasi.</p> <p>d. Sambungan yang menghubungkan membran dengan struktur harus kuat dan tidak tembus air.</p> <p>e. Dibutuhkan kemiringan yang cukup untuk mengalirkan drainase permukaan langsung dari ujung-ujung membran.</p>
7.	Membran Vertikal	<p>a. Membran harus dipasang sedalam mungkin sesuai dengan peralatan yang digunakan.</p> <p>b. Kedalaman pemasangan minimum yang digunakan adalah setengah dari kedalaman zona aktif.</p>

		c. Tanah timbunan yang digunakan untuk mengisi parit harus kedap air.
8.	Membran Pembungkus Lapisan Tanah	<p>a. Setiap sambungan harus tertutup rapat.</p> <p>b. Material yang digunakan harus tahan lama dan kuat terhadap urugan pasir.</p> <p>c. Penempatan lapisan pertama di atas membran bawah harus diawasi untuk mencegah kerusakan.</p>
9.	Pembebanan	<p>a. Apabila tekanan mengembang relatif rendah serta deformasinya masih dapat ditolerir, maka penggunaan metode pembebanan ini cukup efektif.</p> <p>b. Diperlukan pengujian tanah untuk menentukan kedalaman zona aktif dan besarnya tekanan mengembang maksimum yang akan dibebani.</p> <p>c. Pengawasan drainase sangat diperlukan selama pembebanan berlangsung untuk mencegah pengaliran air baik pada arah vertikal maupun horisontal.</p>

2.5 Konstanta-konstanta Elastis

Rumus-rumus konstanta-konstanta pegas berbanding langsung dengan nilai modulus geser G dan juga bergantung pada perbandingan poisson μ . Berat satuan dari tanah harus didapatkan untuk menghitung $\rho = \gamma/g$. Harga poisson rasio adalah harga yang menunjukkan sifat material elastis. Harga poisson rasio akan selalu berharga positif karena dalam analisa tegangan deformasi pada tanah hanya beban tekan saja yang ditinjau. Pada tanah elastis harga poisson rasio diambil batasan tidak lebih dari setengah. Perbandingan Poisson tidak cenderung berubah dari 0.25 sampai 0.35 untuk tanah-tanah tidak berkohesi dan 0.30 sampai 0.45 untuk tanah-tanah kohesif seperti tanah-tanah yang mungkin sekali digunakan untuk menopang pondasi dinamis. Perkiraan harga Poisson yang biasa dipakai adalah

$$\mu = 0.5 \text{ (untuk tanah lempung)}$$

$\mu = 0.3 - 0.35$ (untuk tanah pasir)

$\mu = 0.15 - 0.25$ (untuk tanah batu)

Berat satuan tanah tidak cenderung berada pada orde sebesar 17 sampai 20 kN/m³.

Perkiraan rata-rata yang wajar tanpa adanya data yang diukur adalah 18.5 kN/m³.

Nilai modulus geser G dapat dikira-kira dengan menggunakan persamaan empiris yang disajikan oleh Hardin dan Black (1968) dan oleh Hardin dan Richart (1963) sebagai

$$G = \frac{6900 (2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{0.5} \text{ kPa} \quad (2.2)$$

Untuk pasir butiran bundar dimana $e < 0.80$

Untuk bahan-bahan butiran sudut dengan $e > 0.6$ dan lempung yang aktifitasnya sedang maka perkiraan G adalah

$$G = \frac{3230 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{0.5} \text{ kPa} \quad (2.3)$$

Kemudian Hardin dan Drnevich (1972) telah memasukan perbandingan konsolidasi lebih (OCR) untuk mendapatkan

$$G = \frac{3230 (2.97 - e)^2}{1 + e} OCR^M \sigma_0^{0.5} \text{ kPa} \quad (2.4)$$

Di dalam tanah *homogeny elastic* yang ditekan pada sebuah titik dekat permukaan, maka tiga gelombang elastis melintas kearah luar dengan laju yang berbeda-beda. Dua dari gelombang tersebut adalah gelombang primer (gelombang-P) atau gelombang kompresi dan gelombang sekunder (gelombang-S) atau gelombang geser. Gelombang ketiga adalah gelombang permukaan (Rayleigh) di dekat dan pada permukaan tanah. Kecepatan gelombang Rayleigh adalah kira-kira 10% kurang dari kecepatan gelombang geser (Griffiths dan King, 1965) dan untuk pengukuran-pengukuran permukaan seringkali digunakan sebagai pengganti gelombang geser karena bentuk gelombang kompleks yang diperlihatkan pada unit pengambil (osiloskop). Gelombang kompresi dan gelombang geser dihubungkan pada konstanta-konstanta elastic dari tanah sebagai berikut:

$$v_c = \sqrt{\frac{E_s(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (2.5)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.6)$$

Hubungan antara modulus geser dan modulus kompresi (regangan-tegangan) adalah

$$E_s = 2(1 + \mu)G \quad (2.7)$$

$$\left(\frac{v_c}{v_s}\right)^2 = \frac{2(1-\mu)}{1-2\mu} \quad (2.8)$$

Nilai modulus geser harus memenuhi syarat:

$$0 \leq v_s \leq 0.707v_c$$

Pada pembahasan penerapan pondasi dinamis tipe blok ini, modulus geser tanah dinamis G akan ditentukan dengan menggunakan data tes lapangan yaitu dengan harga $N - SPT$. Imai (1977) memberikan hubungan antara nilai N dan kecepatan gelombang geser v_s (m/sec) dengan rumus :

$$\begin{aligned} v_s &= 91 N^{0.337} \\ G &= \rho v_s^2 \end{aligned} \quad (2.9)$$

2.6 Dinamika Tanah

2.6.1 Analisa Dinamis

Analisis dinamis pada tanah yang mengalami beban dinamis didasarkan pada teori mekanika vibrasi yang memperhitungkan faktor simpangan, kecepatan dan percepatan massa bangunan sebagai fungsi waktu. Sedangkan Keseimbangan gaya elastis, gaya inersia dan gaya redaman berubah dari waktu ke waktu. Dalam analisa dinamis, terjadinya resonansi perlu dihindari karena dapat merusak sistem. Resonansi terjadi apabila frekuensi beban luar sama dengan frekuensi alami mesin.

Beban dinamik tidak selalu bergetar periodik seperti fungsi sinus atau cosinus, tetapi dapat juga berubah secara tak tentu. Salah satu bentuk beban dinamis adalah beban impuls, yaitu beban yang bekerja sesaat tetapi dapat menimbulkan getaran setelah beban tersebut dihilangkan.

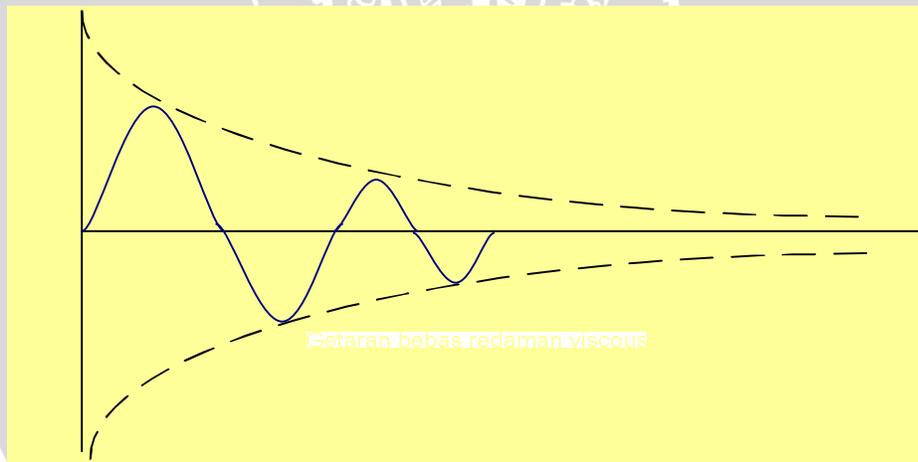
Peristiwa-peristiwa yang memerlukan analisis dinamika tanah adalah:

1. Gempa
2. Ledakan bom
3. Operasional mesin
4. Penggalian (batu bara, minyak, bahan yg di dalam bumi)
5. Lalu lintas
6. Angin dan gelombang laut

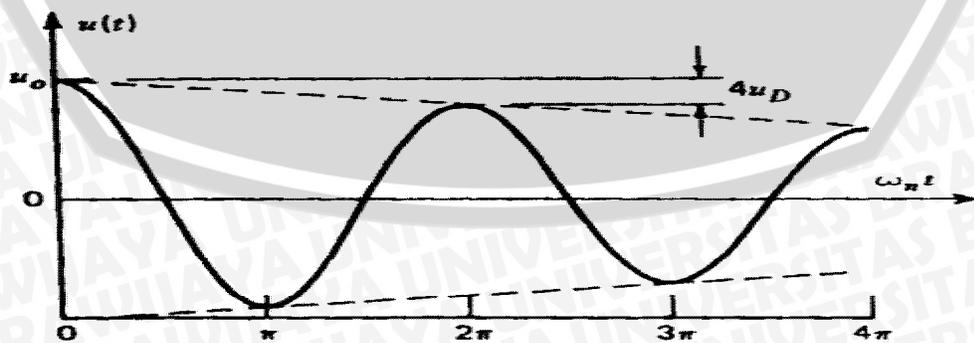
2.6.2 Redaman

Redaman adalah jumlah energi yang terhambur atau lenyap ketika terjadi satu siklus gerak bolak balik. Redaman timbul karena ada gesekan internal dalam bahan ketika mengalami gerakan. Redaman bisa juga berasal dari bantalan eksternal yang sengaja dipasang seperti pada rel kereta api. Redaman internal dapat berasal dari gesekan mikro bahan, dapat pula dari gesekan dalam sambungan tidak rigid.

Model redaman yang paling sering dipakai adalah model gaya redaman yang berbanding lurus dengan kecepatan atau model dashpot. Selain model dashpot, dapat juga dipakai model Coulomb, yaitu redaman yang berasal dari friksi dan berbanding lurus dengan simpangan dan arah gerakan. Model redaman dashpot menghasilkan penurunan simpangan mengikuti fungsi eksponen, sedangkan model redaman Coulomb menghasilkan penurunan simpangan linier. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.4 dan Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Model redaman dashpot



Gambar 2.5 Model redaman Coulomb

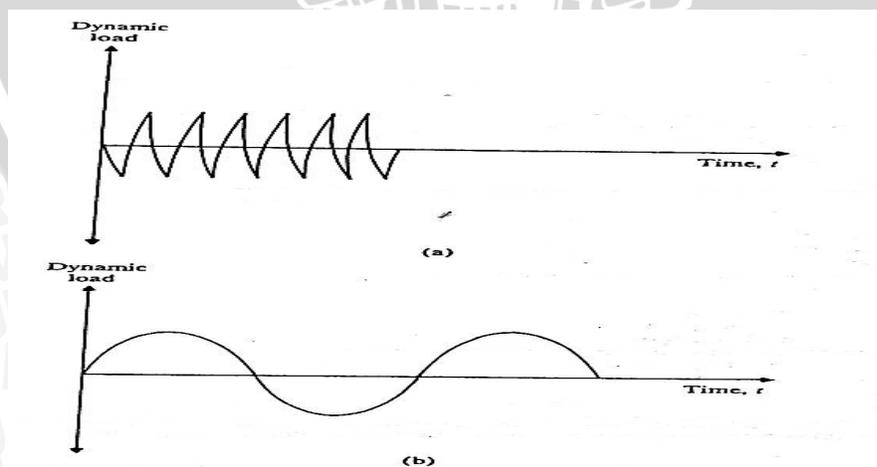
2.7 Pondasi Dinamis

2.7.1 Pengertian Pondasi Dinamis

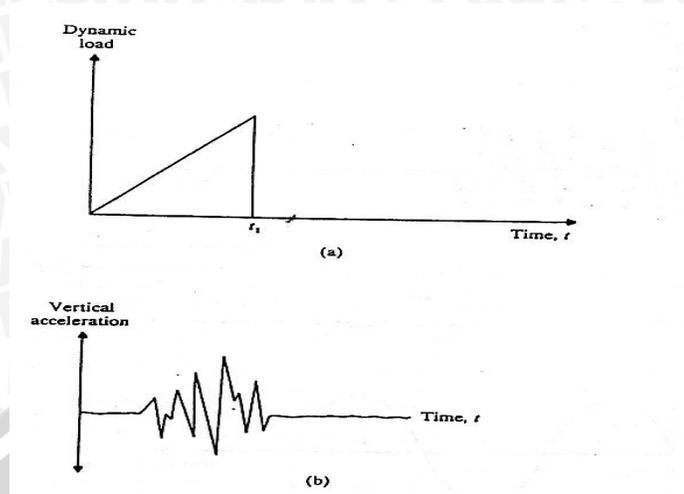
Pondasi dinamis merupakan suatu analisis perencanaan pondasi yang menerima beban dinamis secara terus-menerus. Sebagai contoh adalah pondasi pada mesin generator. Pada pondasi ini memerlukan perhatian khusus pada perencana. Operasi generator menimbulkan gaya dinamis tak seimbang (*unbalance dynamic force*) dan momen dimana pondasi mesin melimpahkan beban dinamis dan statis pada tanah di bawahnya. Sedangkan parameter perencanaan pondasi mesin adalah frekuensi dan amplitudo.

Jenis beban dinamis tergantung pada asal dari beban tersebut. Untuk operasi mesin resiprok dan rotari (*reciprocating and rotary machines*) menghasilkan beban dinamis pola sinusiodal sedangkan operasi mesin impak atau hammer menghasilkan beban dinamis transien. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.6 dan Gambar 2.7.

Sebelum ditemukan metode desain pondasi dinamis, perencanaan pondasi yang mendapatkan beban dinamis dilakukan dengan meningkatkan berat sendiri pondasi dan kekuatan tanah di bawahnya atau dengan menggunakan tiang pancang. Perencanaan ini umumnya dapat bekerja dengan baik akan tetapi desain yang dihasilkantidak ekonomis. Barulah pada tahun 1950 beberapa perencanaan mulai menggunakan analisa getaran yang biasanya didasarkan pada teori beban permukaan yang disebut dengan metode Elastis Half Space. Pada tahun 1960 diperkenalkan metode Lumped mass atau Lumped Parameter System dan pada tahun 1970 ditemukan Analog methods.



Gambar 2.6 Beban dinamis pola sinusiodal



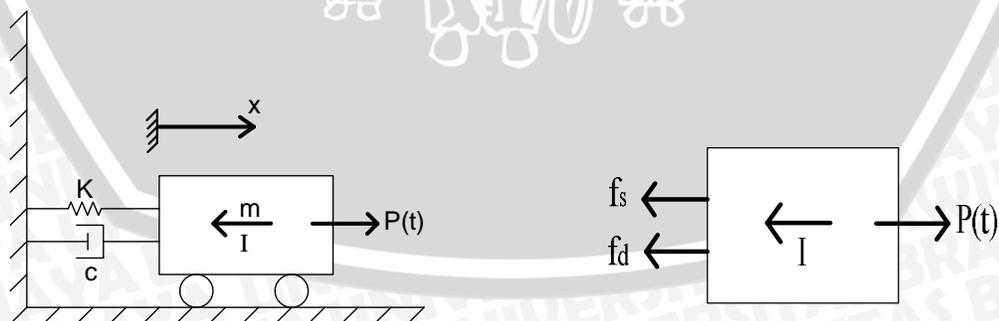
Gambar 2.7 Beban dinamis pola transien

2.7.2 Komponen Utama Sistem Dinamis

Dalam suatu sistem yang bergetar terdapat empat komponen yaitu,

1. Elemen massa mesin yang menyatakan massa dan sifat inersia struktur
2. Gaya pemulih yang cenderung mengembalikan sistem pada posisi keseimbangan. Gaya ini berupa elemen pegas k yang menyatakan gaya balik elastis dan kapasitas energi potensial dari struktur.
3. Gaya peredam berupa redaman c yang menyatakan sifat geseran dan kehilangan energi struktur
4. Gaya penggetar yang menyatakan gaya luar dalam fungsi waktu yang bekerja pada struktur.

Keempat komponen tersebut dapat digambarkan dalam model matematis pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Model matematis dan free body diagram

2.7.3 Sistem Derajat Kebebasan

Sistem dengan satu derajat kebebasan adalah suatu sistem yang hanya dapat bergerak dalam satu arah, dan mempunyai koordinat perpindahan tunggal.

Suatu sistem disebut mempunyai banyak derajat kebebasan apabila sistem tersebut dapat bergerak lebih dari satu arah dan mempunyai banyak koordinat perpindahan.

Pondasi mesin mempunyai enam derajat kebebasan yang terdiri dari:

1. translasi vertikal
2. translasi longitudinal
3. translasi lateral
4. rotasi terhadap sumbu vertikal (torsional)
5. rotasi terhadap sumbu longitudinal (rocking)
6. rotasi terhadap sumbu lateral (pitching)

Pada enam tipe pergerakan diatas, pergerakan translasi dan rotasi sepanjang sumbu vertikal bisa berdiri sendiri, tidak tergantung satu dengan yang lain. Sedangkan pergerakan translasi pada sumbu longitudinal dan rotasi sekeliling sumbu lateral berpasangan atau gabungan. Begitu juga translasi pada sumbu lateral juga berpasangan dengan rotasi sumbu longitudinal.

Sehingga enam derajat kebebasan pondasi mesin tipe blok dapat dijadikan empat derajat kebebasan, yang terdiri dari:

1. translasi vertikal
2. rotasi terhadap sumbu vertikal (torsional)
3. translasi longitudinal
4. rotasi terhadap sumbu lateral (pitching)

Translasi sepanjang sumbu longitudinal dan rotasi sekeliling sumbu lateral merupakan mode pergerakan gabungan sehingga dalam menganalisisnya digabung menjadi satu. Dengan demikian pondasi mesin tipe blok hanya memerlukan empat frekuensi alami dan empat mode pergerakan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.10 (a) diatas.

2.7.4 Klasifikasi Pondasi Dinamis

Klasifikasi pondasi mesin berdasarkan bentuk strukturnya:

- a. Pondasi tipe blok, terdiri dari alas empat persegi panjang dan beton dan bagian atasnya untuk menyangga mesin.
- b. Pondasi tipe kaisson, tersiri dari blok beton yang berlubang dan bagian atasnya untuk menyangga mesin.
- c. Pondasi tipe tembok, terdiri dari sepasang tembok yang berfungsi untuk menyangga mesin pada bagian atasnya.
- d. Pondasi tipe rangka, terdiri dari kolom-kolom vertikal untuk menahan rangka horisontal yang berfungsi sebagai tempat dudukan mesin.

2.8 Klasifikasi mesin

Mesin dapat diklasifikasikan kedalam beberapa jenis, yaitu :

- Mesin-mesin yang menghasilkan gaya bentur (impact force) seperti *forging hammers* dengan kecepatan operasi 60-150 pukulan/menit
- Mesin-mesin yang menghasilkan gaya-gaya periodik tak berimbang misalnya *reciprocating engines* antara lain mesin *compressor* dengan kecepatan operasi < 600 rpm. Untuk analisis pondasi gaya-gaya tak seimbang tersebut dapat dianggap sebagai fungsi sinus atau kosinus.
- Mesin-mesin dengan kecepatan tinggi seperti turbin, *rotary compressor*, turbo generator yang mempunyai kecepatan > 3000 rpm
- Mesin dengan kelengkapan lain, seperti diesel generator pembangkit listrik.

Untuk mesin-mesin yang menghasilkan gaya impuls dan periodik pada kecepatan rendah, pada umumnya dipakai pondasi tipe blok dan mesinnya sendiri diangker pada pondasi tersebut. Sedangkan pada mesin-mesin yang mempunyai kecepatan tinggi dan mesin jenis *rotary*, biasanya dipakai pondasi tipe rangka.

2.9 Gaya Tak-Seimbang (*Unbalance Force*) pada Mesin

Penyebab getaran pada mesin adalah adanya gaya tak-seimbang (*unbalance force*) yang terjadi karena putaran massa tambahan pada elemen mesin yang berputar. Putaran

yang tak-seimbng pada mesin-mesin yang berputar hampir selalu terjadi dan sangat sulit untuk dihindari.

Hal ini mungkin disebabkan kurang sempurnanya pembuatan mesin, terjadinya cacat pada waktu proses pemakaian, keausan pada bagian-bagian tertentu atau memang putaran yang tak-seimbang itu harus terjadi. Keadaan ini dapat dijumpai pada mesin jenis *rotary* seperti yang akan dibahas pada skripsi ini.

2.10 Kriteria Pondasi Dinamis

Pada perencanaan pondasi dinamis perlu dilakukan pengontrolan daya dukung dan penurunan pada saat mesin tidak beroperasi dan pada saat mesin beroperasi. Untuk penurunan akibat beban vibrasi dapat diklasifikasi menjadi 2 yaitu:

- Cyclic displacement : karena respons elastis sistem pondasi-tanah terhadap beban vibrasi.
- Permanent displacement: karena pemadatan tanah di bawah podasi.

Untuk selanjutnya moda vibrasi dan model pondasi dapat dilihat pada Gambar 2.9 (a),(b). Dari Gambar 2.11 dapat diketahui bahwa pondasi memiliki enam mode perpindahan siklis yaitu translasi vertikal, longitudinal, dan lateral, serta rotasi terhadap sumbu vertikal, longitudinal dan lateral.

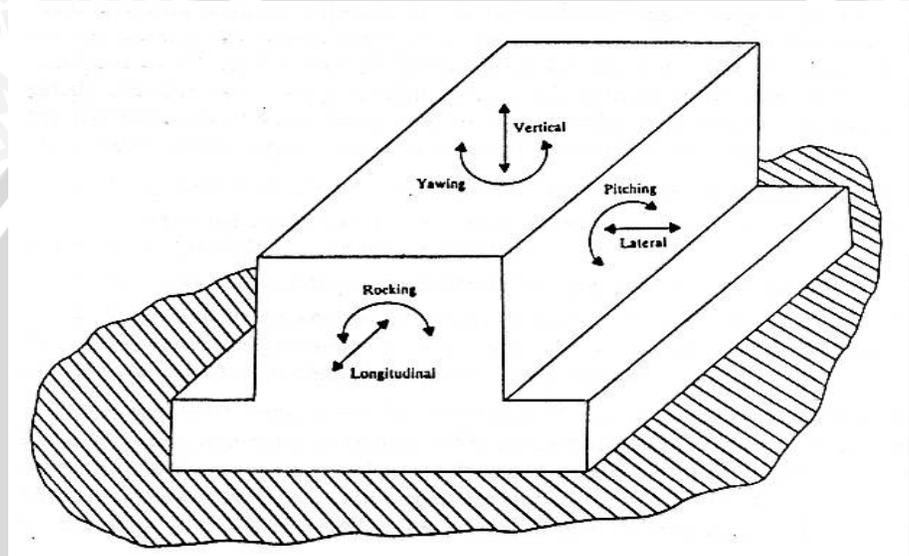
Pondasi mesin harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

- Untuk beban statis:
 1. Daya dukung \geq tegangan tanah yang terjadi.
 2. Penurunan \leq penurunan yang diijinkan.
- Untuk beban dinamis:
 1. Tidak boleh terjadi resonansi (frekuensi mesin = frekuensi alami sistem mesin pondasi tanah)
 2. Amplitudo pondasi $<$ amplitudo ijin.

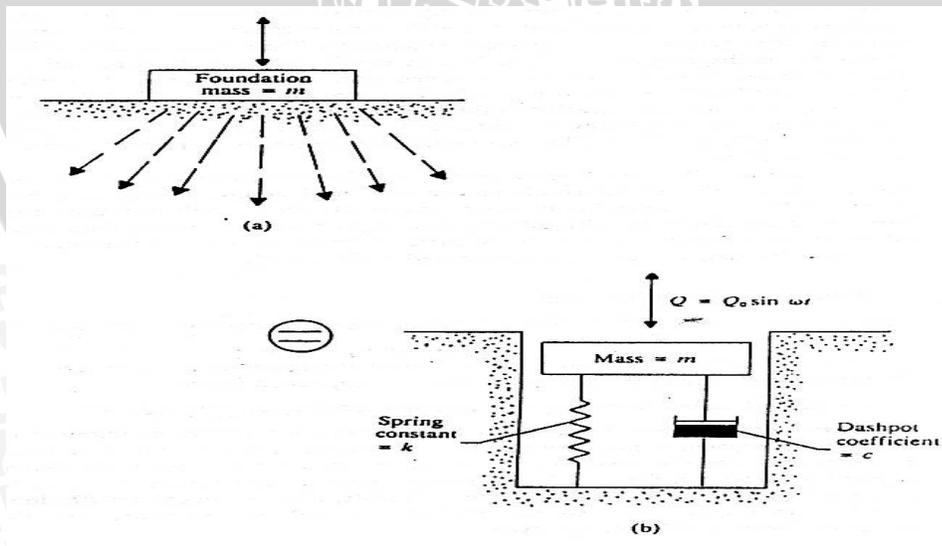
Dalam mendisain pondasi dinamis diperlukan beberapa parameter yang harus dipenuhi, yaitu:

- Data mesin:
 1. Lay out mesin
 2. Frekuensi operasi

- 3. Gaya tak seimbang (unbalance force)
- 4. Titik kerja gaya
- 5. Amplitudo vibrasi yang diijinkan
- Data parameter dinamis tanah:
 - 1. Modulus geser (shear modulus)
 - 2. Damping
 - 3. Poisson's ratio



(a) Moda vibrasi pada pondasi



(b) Model pondasi dan reaksi tanah

Gambar 2.9 (a), (b) Moda dan model pondasi dinamis

Pada perencanaan pondasi mesin ketentuan umum yang harus dipenuhi untuk menghindari resonansi adalah sebagai berikut:

- Frekuensi resonansi dari sistem pondasi-tanah < setengah frekuensi operasi mesin kecepatan tinggi (≥ 1000 rpm)
- Untuk mesin kecepatan rendah (< 350–400 rpm) frekuensi resonansi dari sistem pondasi-tanah $\geq 2x$ frekuensi operasi
- Kenaikan berat pondasi akan menurunkan frekuensi resonansi
- Kenaikan r_0 (jarak antara pusat berat pondasi dan sisi terluar pondasi) akan menaikkan frekuensi resonansi pondasi
- Kenaikan modulus geser tanah G , akan menaikkan frekuensi resonansi pondasi

2.11 Proses Perhitungan Menggunakan Metode Elastis Half Space

Rayleigh (1885) menunjukkan adanya gelombang permukaan pada medium setengah yang elastic dan kemudian disebut gelombang Rayleigh. Atas dasar inilah Lamb (1904) menggunakan prinsip penyebaran gelombang untuk melihat respon tanah terhadap struktur pondasi yang menerima beban dinamis. Dalam hal ini tanah dianggap sebagai media elastis ideal. Prinsip dari tanah sebagai bahan yang elastis ideal adalah dengan anggapan bahwa tanah sebagai bahan yang elastis homogen, isotropis, semi tak hingga. Selanjutnya Woodds (1968) memakai idealisasi dengan memberikan getaran vertikal pada pondasi berbentuk lingkaran yang terletak di atas permukaan tanah elastis.

Dengan menganggap teori Half Space sebagai model matematika, Reissner (1936) mengembangkan penyelesaian analitis untuk displacement vertikal periodik z pada pusat beban lingkaran di permukaan tanah.

Displacement vertikal dinyatakan sebagai:

$$z = \frac{F(t)}{G r_0} (f_1 + f_2) \quad (\text{Shamsher Prakas, 1981}) \quad (2.10)$$

dengan: $F(t)$ = beban luar
 ω = frekwensi gaya
 G = modulus geser dari Half Space
 r_0 = jari-jari dari pondasi
 f_1, f_2 = fungsi perpindahan Reissner's

Fungsi perpindahan f_1 dan f_2 tergantung pada rasio Poisson μ dari medium dan frekwensi gaya yang ditimbulkan. Istilah-istilah yang tidak berdimensi didefinisikan:

$$a_0 = \omega r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{\omega r_0}{v_s} \quad (2.11)$$

dengan:

- a_0 = rasio frekwensi yang tidak berdimensi
- v_s = kecepatan gelombang geser

- Persamaan gerak vertikal

$$m\ddot{z} + c_z \dot{z} + k_z z = F_0 \sin \omega t \quad (2.12)$$

Jari-jari efektif

$$r_{0z} = \sqrt{\frac{BL}{\pi}} \quad (2.13)$$

Rasio massa

$$B_z = \frac{1-\mu}{4} \frac{m}{\rho r_0^3} \quad (2.14)$$

Konstanta pegas

$$k_z = \frac{4Gr_0}{1-\mu} \quad (2.15)$$

Konstanta redaman

$$c_z = \frac{3.4r_0^2}{1-\mu} \sqrt{G\rho} \quad (2.16)$$

Rasio redaman

$$\xi_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}} \quad (2.17)$$

Frekwensi alami

$$f_{nz} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m}} \quad (2.18)$$

- Persamaan gerak horisontal

$$m\ddot{x} + c_x \dot{x} + k_x x = F_0 \sin \omega t \quad (2.19)$$

Jari-jari efektif

$$r_{0x} = \sqrt{\frac{BL}{\pi}} \quad (2.20)$$

Rasio massa

$$B_x = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)} \frac{m}{\rho r_0^3} \quad (2.21)$$



Konstanta pegas

$$k_x = \frac{32(1-\mu)Gr_0}{7-8\mu} \quad (2.22)$$

Konstanta redaman

$$c_x = \frac{18.4(1-\mu)r_0^2\sqrt{G\rho}}{7-8\mu} \quad (2.23)$$

Rasio redaman

$$\xi_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}} \quad (2.24)$$

Frekwensi alami

$$f_{nx} = \sqrt{\frac{k_x}{m}} \quad (2.25)$$

- Persamaan Rocking adalah sebagai berikut:

$$m\ddot{\theta} + c_\theta\dot{\theta} + k_\theta\theta = F_0 \sin \omega t \quad (2.26)$$

Jari-jari efektif

$$r_{\theta\theta} = \sqrt[4]{\frac{BL^3}{3\pi}} \quad (2.27)$$

Rasio massa

$$B_\theta = \frac{3(1-\mu)}{8} \frac{I_\theta}{\rho r_0^5} \quad (2.28)$$

Konstanta pegas

$$k_\theta = \frac{8Gr_0}{3(1-\mu)} \quad (2.29)$$

Konstanta redaman

$$c_\theta = \frac{0.8r_0^2\sqrt{G\rho}}{(1-\mu)(1+B_\theta)} \quad (2.30)$$

Rasio redaman

$$\xi_\theta = \frac{0.15}{\sqrt{B_\theta(1+B_\theta)}} \quad (2.31)$$

Frekwensi alami

$$f_{n\theta} = \sqrt{\frac{k_\theta}{m}} \quad (2.32)$$



- Persamaan Torsi adalah sebagai berikut:

$$m\alpha + c_{\psi}\dot{\alpha} + k_{\psi}\alpha = F_0 \sin \omega t \quad (2.33)$$

Jari-jari efektif

$$r_{0\alpha} = \sqrt[4]{\frac{BL(B^2+L^2)}{6\pi}} \quad (2.34)$$

Rasio massa

$$B_{\alpha} = \frac{I_{\alpha}}{\rho r_0^5} \quad (2.35)$$

Konstanta pegas

$$k_{\alpha} = \frac{16Gr_0^3}{3} \quad (2.36)$$

Konstanta redaman

$$c_{\alpha} = \frac{4\sqrt{B_{\alpha}G\rho}}{(1+2B_{\alpha})} \quad (2.37)$$

Rasio redaman

$$\xi_{\alpha} = \frac{0.5}{(1+2B_{\alpha})} \quad (2.38)$$

Frekwensi alami

$$f_{n\alpha} = \sqrt{\frac{k_{\alpha}}{m}} \quad (2.39)$$

Amplitudo maksimum resonansi

- Untuk constant force ($Q_0 = \text{konstan}$)

$$A_{(\text{res})} = \frac{Q_0}{k} \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.40)$$

- Untuk rotating mass ($Q_0 = m_e e \omega$)

$$A_{(\text{res})} = \frac{m_e e}{m} \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.41)$$

Amplitudo pada frekuensi operasi mesin

$$\text{➤ } A_{(\text{op})} = \frac{(m_1 e/m)(\omega_{\text{op}}/\omega_n)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega_{\text{op}}^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4D_z^2 \left(\frac{\omega_{\text{op}}^2}{\omega_n^2}\right)}}$$

Frekuensi maksimum

- Untuk constant force ($Q_0 = \text{konstan}$)

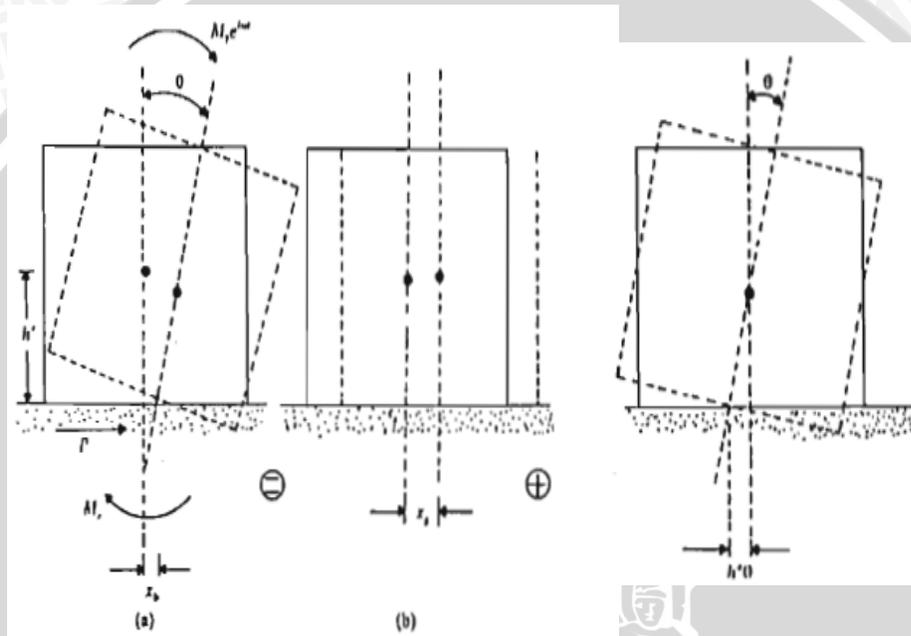
$$f_m = f_n \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (2.42)$$

- Untuk rotating mass ($Q_0 = m_e e \omega$)

$$f_m = f_n / \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (2.43)$$

- Gabungan gerakan rocking dan sliding

Gambar 2.10 Menggambarkan keadaan dari pondasi circular kaku yang terletak di atas permukaan elastis half space dan ditimbulkan oleh momen vertikal $M_y(t)$ dan $F_x(t)$ yang bekerja pada pusat gravitasi.



Gambar 2.10 Gabungan gerakan rocking dan sliding dari blok

Sumber : Joseph E. Bowles 1997: 1121

Dengan lambang-lambang geometri, bisa ditulis gerakan-gerakan dasar pondasi yang terjadi terhadap c.g.m, perpindahan translasi (x), perpindahan rotasi ($L\phi$), perpindahan gabungan (x_0), sehingga:

$$x_0 = x - L\phi \quad (2.44)$$

$$x_0 = \dot{x} - L\dot{\phi} \quad (2.45)$$

Akibat adanya perpindahan gabungan dari dasar pondasi menghasikan reaksi geser

F_x .

$$F_x = c_x \dot{x} - k_x x_0 \quad (2.46)$$

Demikian juga momen M_R , momen yang disebabkan oleh hambatan dari elastis half space adalah sebagai berikut:

$$M_R = c_\phi \dot{\phi} - k_\phi \phi \quad (2.47)$$

Gaya-gaya horisontal yang melalui c.g.m dijumlahkan maka akan diperoleh :

$$m \ddot{x} + P_x = F_x \quad (2.48)$$

Dengan menjumlahkan momen-momen pada c.g.m dan dengan memperhatikan bahwa tahanan dasar pondasi P_x menimbulkan satu momen tambahan yang harus diperhatikan sehingga akan diperoleh :

$$M = I_\phi \ddot{\phi} + M_R - L P_x \quad (2.49)$$

Substitusikan P_x , M_R , x_0 , dan \dot{x}_0 ke dalam persamaan (2.46) maka akan diperoleh :

$$P_x = c_x (\dot{x} - L \dot{\phi}) + k_x (x - L \phi) \quad (2.50)$$

Persamaan P_x tersebut dimasukan ke persamaan (2.49) maka akan diperoleh :

$$m \ddot{x} + c_x \dot{x} + k_x x - L c_x \dot{\phi} - L k_x \phi = F_x(t) \quad (2.51)$$

Dari persamaan (2.47) dimasukan ke persamaan (2.49) maka :

$$I_\phi \ddot{\phi} + (c_\phi + c_x L^2) \dot{\phi} + (k_\phi + L^2 k_x) \phi - L (c_x \dot{x} + k_x x) = M \quad (2.52)$$

Dengan mengacu pada persamaan (2.51) dan (2.52) lebih mudah menuliskan perpindahan-perpindahan dari bentuk yang rumit menjadi :

Gaya

$$x = (x_1 + ix_2) e^{i\omega t}$$

$$\dot{x} = \omega (ix_1 - x_2) e^{i\omega t}$$

$$\ddot{x} = -\omega (x_1 + ix_2) e^{i\omega t}$$

Rotasi

$$\phi = (x_3 + x_4) e^{i\omega t}$$

$$\dot{\phi} = \omega (ix_3 - x_4) e^{i\omega t}$$

$$\ddot{\phi} = -\omega (x_3 + ix_4) e^{i\omega t}$$

Substitusikan fungsi-fungsi perpindahan ini kedalam persamaan (2.51) dan (2.52) maka akan menghasilkan persamaan sebagai berikut :

$$(k_x - m\omega^2)x_1 - c_x \omega x_2 - L c_x \omega x_4 = F_x \text{ (nyata)}$$

$$c_x \omega x_1 + (k_x - m\omega^2)x_2 - L c_x \omega x_3 - L k_x x_4 = 0 \text{ (imajiner)}$$

$$-L k_x x_1 - L c_x \omega x_2 + (L^2 k_x + k_\phi - I_\phi \omega^2)x_3 - (L^2 c_x \omega + c_\phi \omega)x_4 = M \text{ (nyata)}$$

$$-L c_x \omega x_1 - L k_x x_2 + (L^2 c_x \omega + c_\phi \omega)x_3 + (L^2 k_x + k_\phi - I_\phi \omega^2)x_4 = 0 \text{ (imajiner)}$$

$$(2.53)$$

Persamaan-persamaan di atas kemudian untuk mencari perpindahan, jika perpindahan relatif x_1, x_2, x_3, x_4 maka perpindahan dari dasar pondasi adalah sebagai berikut :

$$x = \sqrt{(x_1^2 + x_2^2)} \quad (2.54)$$

$$\phi = \sqrt{(x_3^2 + x_4^2)} \quad (2.55)$$

2.12 Penurunan

Penurunan yang terjadi pada pondasi mesin bisa berupa penurunan akibat beban dinamis berupa getaran maupun akibat berat sendiri mesin atau disebut juga beban statis.

Getaran yang diakibatkan oleh mesin yang berputar bisa menimbulkan penurunan besar. Getaran yang disebabkan beroperasinya mesin sering menimbulkan perbedaan penurunan.

2.12.1 Penurunan Akibat Beban Statis

Pada pondasi mesin penurunan akibat beban statis hanya dipengaruhi oleh berat mesin yang didukungnya. Perhitungan penurunan ini merupakan penurunan akibat konsolidasi primer lempung. Penurunan segera yang terjadi dan penurunan konsolidasi sekunder tidak diperhitungkan, karena data yang dibutuhkan tidak lengkap. Penurunan pada tanah lempung terdiri dari:

1. Normally Consolidated

Tanah lempung disebut Normally Consolidated apabila tekanan prakonsolidasi yang terjadi σ' kurang dari tegangan yang terjadi saat ini σ_o' .

Penurunan:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'} \quad (2.56)$$

Dengan:

C_c = indeks kompresi

e_o = angka pori

H = kedalaman lapisan

σ_1' = tegangan total

2. Over Consolidated

Tanah lempung disebut Over Consolidated apabila tekanan prakonsolidasi yang terjadi σ_c' lebih dari tegangan yang terjadi saat ini σ_o' .

Penurunan apabila $\sigma_1' < \sigma_c'$:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'} \tag{2.57}$$

Penurunan apabila $\sigma_1' > \sigma_c'$:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'} + \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_c'} \tag{2.58}$$

dengan:

C_r = indeks rekompresi

Tabel 2.2 Hubungan Antara Jenis Tanah, Angka Pori, Kadar Air, Berat Volume Kering ,dan Berat Volume Basah

Tipe Tanah	Angka Pori e	Kadar air dalam Keadaan Jenuh %	Berat Volume Kering γ_d (g/cm ³)	Berat Volume Basah γ_b (g/cm ³)
Pasir lepas dengan butiran seragam	0.8	30	92	14.5
Pasir padat dengan butiran seragam	0.45	16	115	18
Pasir berlanau lepas dengan butiran bersudut	0.65	25	102	16
Pasir berlanau padat dengan butiran bersudut	0.4	15	121	19
Lempung kaku	0.6	21	108	27
Lempung lembek	0.9–1.4	30–50	72–93	11.5–14.5
Tanah	0.9	25	86	13.5

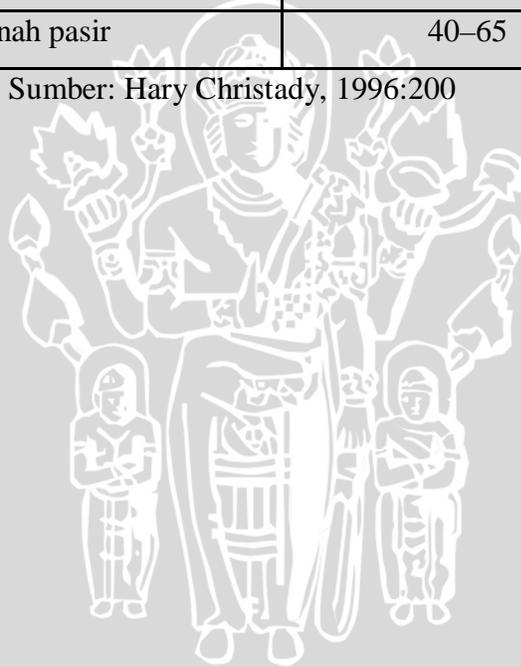
Lempung organik lembek	2.5–3.2	90–120	38–51	6–8
Glacial till	0.3	10	134	21

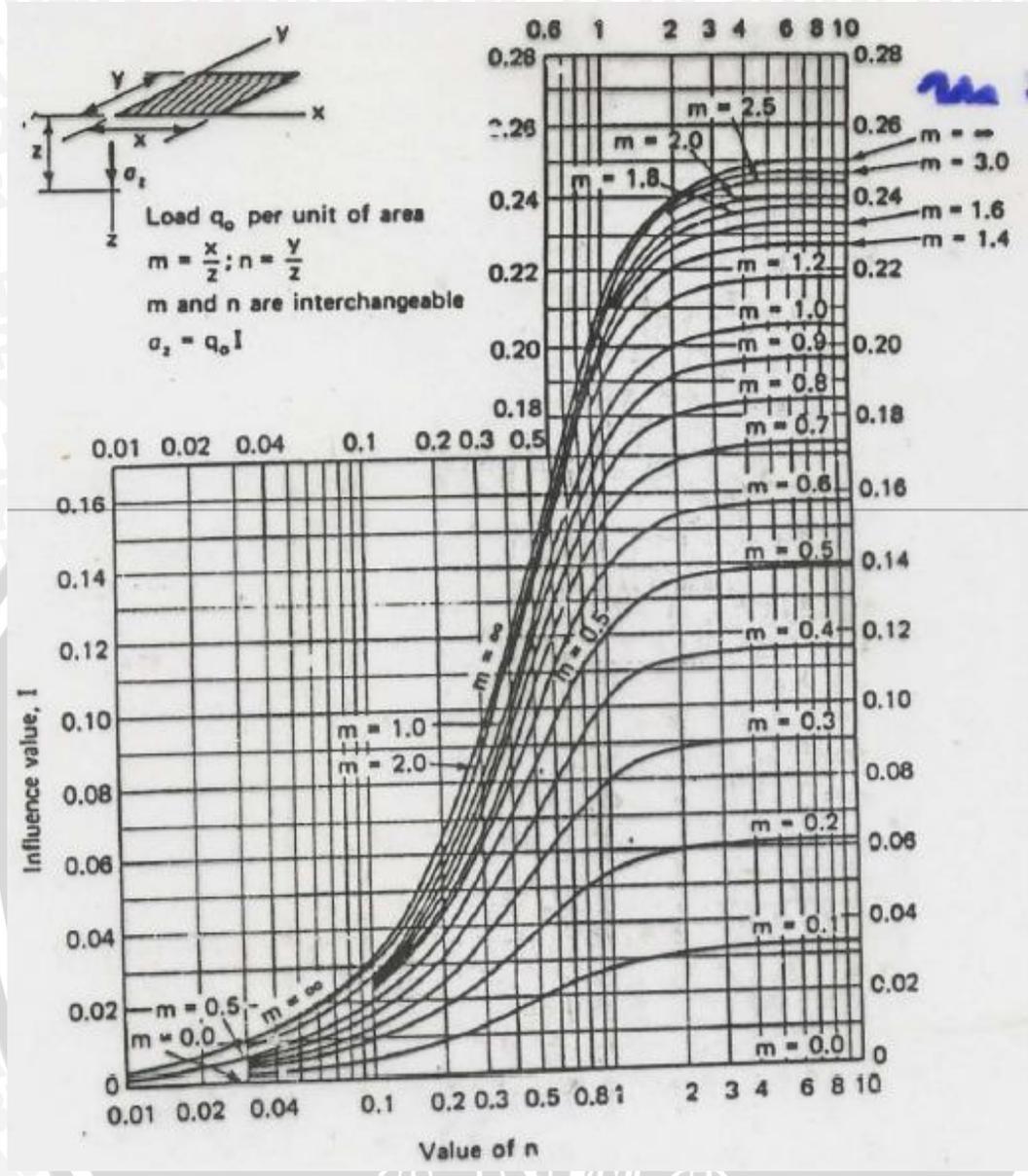
Sumber: Braja M. Das, 1998:38

Tabel 2.3 Batas Penurunan Maksimum

Jenis Pondasi	Batas Penurunan Maksimum (mm)
Pondasi terpisah pada tanah lempung	65
Pondasi terpisah pada tanah pasir	40
Pondasi rakit pada tanah lempung	65–100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40–65

Sumber: Hary Christady, 1996:200





Gambar 2.11 Grafik Westergaard hubungan nilai m , n , dan I

2.12.2 Penurunan Akibat Beban Dinamis

Penurunan pada tanah lempung akibat beban dinamis biasanya bernilai kecil dan dampak yang dihasilkan terhadap bangunan di atasnya relatif sedikit. Sehingga penurunan akibat beban dinamis pada tanah lempung dapat diabaikan. Akan tetapi untuk lebih memastikannya diperlukan perhitungan sebagai berikut:

Untuk mendapatkan nilai penurunan akibat beban dinamis ini diperlukan penurunan rumus sebagai berikut :

Pergerakan vertikal sebab utama terjadinya penurunan diwakili dengan persamaan berikut :

$$z = Z \cos (\omega t + \alpha)$$

dengan : Z = Amplitudo pada arah vertikal

α = Sudut akibat gerak kerja beban

Sehingga gaya dinamis dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$F_{\text{dyn}} = kZ + c \frac{dz}{dt}$$

$$F_{\text{dyn}} = kZ \cos(\omega t + \alpha) + c\omega Z \sin(\omega t + \alpha)$$

Asumsikan $kZ = A \cos \beta$ dan $c\omega Z = A \sin \beta$, sehingga didapatkan persamaan

$$F_{\text{dyn}} = A \cos \beta \cos(\omega t + \alpha) - A \sin \beta \sin(\omega t + \alpha)$$

$$F_{\text{dyn}} = A \cos(\omega t + \alpha + \beta)$$

Dari persamaan diatas dihasilkan nilai energi yang diterima tanah akibat vibrasi (E_{tr}) sebagai berikut :

$$E_{\text{tr}} = \int F dz = F_{\text{av}} Z$$

dengan F = total gaya yang diterima tanah

F_{av} = gaya rata-rata yang diterima tanah

Sedangkan rumus F_{av} sebagai berikut :

$$F_{\text{av}} = \frac{1}{2} (F_{\text{max}} + F_{\text{min}})$$

$$F_{\text{max}} = W + F_{\text{dyn (max)}}$$

$$F_{\text{min}} = W - F_{\text{dyn (max)}}$$

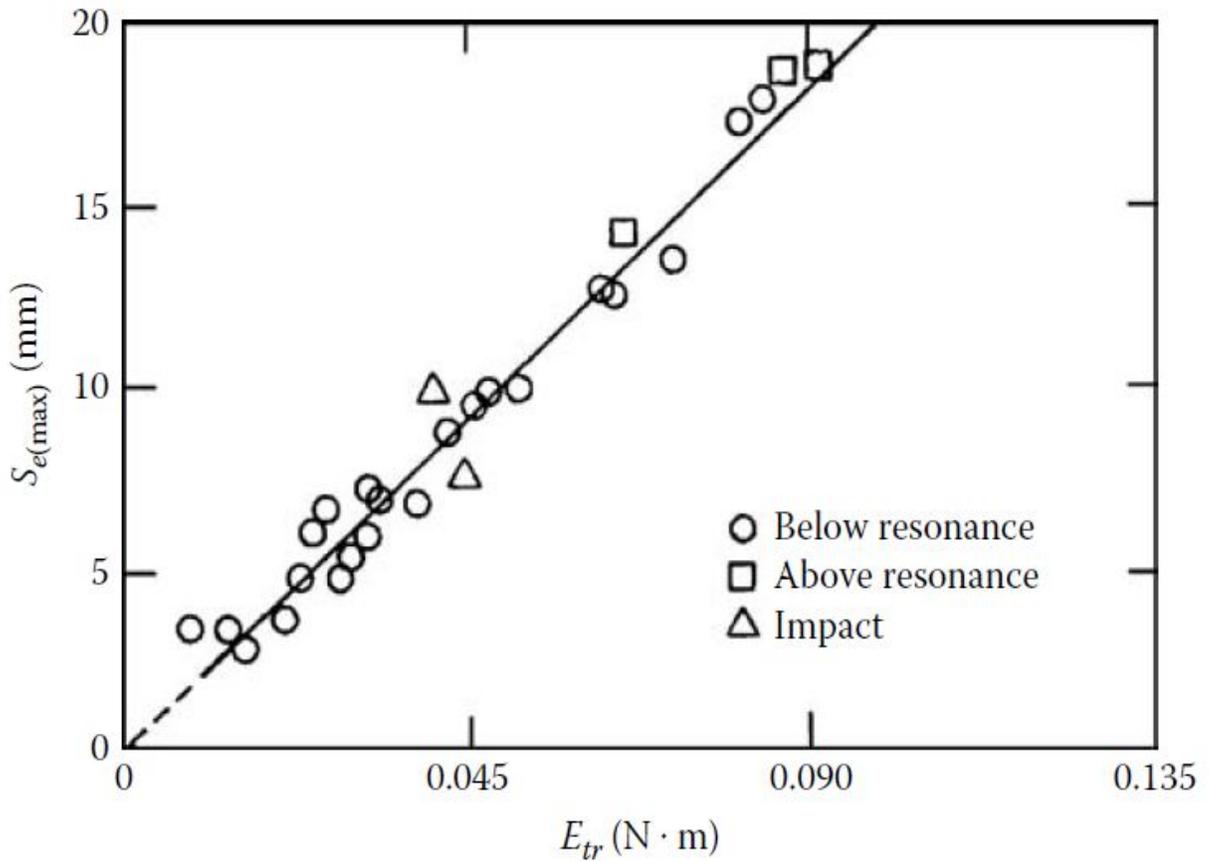
Sehingga dari kombinasi persamaan diatas didapatkan nilai F_{av} sebagai berikut :

$$F_{\text{av}} = W$$

Berdasarkan hasil penelitian Brumund dan Leonards dinyatakan adanya hubungan antara nilai penurunan (Se) dengan nilai E_{tr} dengan ketentuan sebagai berikut :

- Frekuensi getaran antara 14 sampai dengan 59,3 Hz
- W dihitung antara nilai 0,27W sampai 0,55W
- Gaya dinamis bernilai antara 0,3W sampai W

Kemudian dari nilai E_{tr} tersebut di plotkan pada grafik dibawah ini sehingga didapatkan nilai penurunan.



2.13 Daya Dukung

Daya dukung tanah lempung pada pondasi akibat beban dinamis maupun beban statis relatif sama. Sedangkan pada tanah pasir terdapat sedikit perbedaan antara daya dukung akibat beban dinamis dan beban statis.

2.13.1 Daya Dukung Akibat Beban Statis

Berdasarkan data hasil dari Unconsolidated Undrained (UU) Test, tanah pada lokasi Gas Plan Pertamina di Clangap Kecamatan Ngasem Kabupaten Bojonegoro berupa tanah lempung sehingga daya dukung ultimit q_u :

$$q_u = C_u N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q \quad (2.62)$$

Tekanan tanah yang terjadi:

$$q = \gamma D_f \quad (2.63)$$

Keterangan:

Cu	= Kohesi
Nq, Nc	= faktor daya dukung
Sq, Sc	= faktor bentuk
dq, dc	= faktor kedalaman
γ	= berat jenis efektif tanah
B	= lebar pondasi

Kedalaman pondasi:

$$D_f = T_p - 0.1 \text{ m} \quad (2.64)$$

Kedalaman pondasi diambil dari tebal pondasi dikurangi 0.1 meter karena pondasi diletakkan 10 cm lebih tinggi dari permukaan tanah di sekitarnya.

Faktor daya dukung ditentukan berdasarkan tabel 2.9 yang tergantung pada nilai sudut gesernya (ϕ).

Faktor bentuk:

$$S_q = 1 + \tan \phi \quad (2.65)$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (2.66)$$

Dengan:

L = panjang pondasi

$\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ = (tabel 2.9)

Faktor kedalaman:

Untuk $\frac{D_f}{B} \leq 1$,

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

Untuk $\frac{D_f}{B} > 1$,

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1$$

Daya dukung tanah ijin q_a :

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF} \quad (2.67)$$

Keterangan:

Safety Factor (SF) = faktor keamanan antara 2-3

Tegangan tanah yang terjadi:

$$\sigma = \frac{P_x}{A} \quad (2.68)$$

dengan:

P_x = berat mesin + berat pondasi

Tegangan tanah yang terjadi harus kurang dari daya dukung yang diijinkan.

Tabel 2.5 Harga Faktor Daya Dukung Tanah

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Sumber: Braja M. Das, 1995:131

2.13.2 Daya Dukung Akibat Beban Dinamis

Perhitungan daya dukung akibat adanya beban dinamis sedikit berbeda dengan perhitungan daya dukung akibat beban statis. Perbedaan terletak pada penentuan c_u (kohesi) yang merupakan parameter tanah lempung dari uji triaxial. Untuk memperkirakan daya dukung dinamis perlu dipertimbangkan efek strain rate pada penentuan c_u . Berbeda dengan pasir, pada saat menerima beban dinamis, kohesi pada saat kondisi undrained meningkat. Carroll (1963) mengusulkan :

$$\frac{c_{u_{dyn}}}{c_{u_{stat}}} = 1,5 \quad (2.69)$$

Sedangkan untuk nilai sudut geser diestimasikan dengan rumus berikut :

$$\phi_{dyn} = \phi - 2 \quad (2.70)$$

Untuk rumus yang digunakan untuk menghitung daya dukung akibat beban dinamis adalah sebagai berikut :

untuk $D_f/B \leq 1$, menggunakan rumus,

$$q_u = 5,14 c_u \left[1 + 0,1946 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] + q \quad (2.71)$$

untuk $D_f/B > 1$, menggunakan rumus,

$$q_u = 5,14 c_u \left[1 + 0,1946 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] + q \quad (2.72)$$

Dari keterangan-keterangan diatas dapat disimpulkan bahwa dalam perhitungan daya dukung pondasi dinamis harus mempertimbangkan :

1. besarnya variasi beban
2. durasi beban
3. respons kecepatan regangan (*strain rate*) tanah selama deformasi

Menurut penelitian Vesic, Banks dan Woodward (1965) dihasilkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Pondasi diatas pasir dan percepatan amplitudo maksimum ≤ 13 g maka pondasi mengalami keruntuhan *general shear*.
2. Pondasi diatas pasir dan percepatan amplitudo maksimum > 13 g maka pondasi mengalami keruntuhan *Punching shear*.
3. Restrain dalah efek overburden pressure selama pembebanan dinamis menyebabkan *punching shear*.
4. Daya dukung mengalami peningkatan bersamaan dengan peningkatan kecepatan pembebanan.

5. Kenaikan daya dukung secara cepat terjadi karena berkembangnya *excess pore water pressure*
6. Pondasi yang terletak di atas tanah lepas terjadi liquefaction

