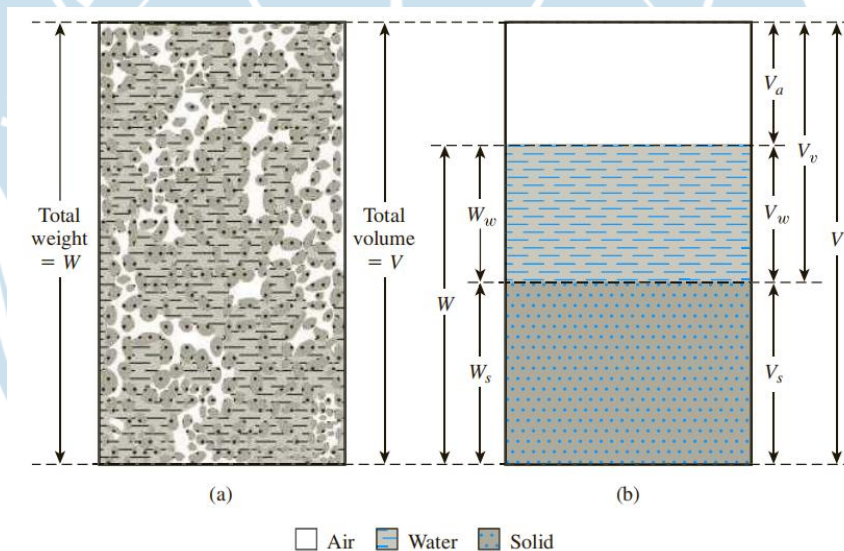


BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Korelasi Berat dengan Volume Tanah

Interpretasi data penyelidikan yang berasal dari praktik uji lapangan tidak sepenuhnya dapat menyediakan parameter-parameter yang dibutuhkan dalam perencanaan. Oleh karena itu, diperlukan korelasi untuk bisa mengidentifikasi parameter-parameter tersebut. Dilansir dari buku *Principles of Geotechnical Engineering* (Das & Sobhan, 2018), elemen tanah sendiri umumnya terdiri dari 3 fase yang berbeda, yaitu padatan (*solid*), air (*water*), dan udara (*air*). Gambar 2.1 berikut memberikan ilustrasi perihal fase-fase yang mengisi elemen tanah berdasarkan volumenya.



Gambar 2.1 Ilustrasi elemen tanah yang terdiri dari tiga fase
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Bila ditinjau berdasarkan volume, maka volume total (V) dari sebuah elemen tanah dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (2.1)$$

Keterangan

V_s = volume dari padatan (*solid*)

V_v = volume dari rongga (*void*)

V_w = volume dari air (*water*)

V_a = volume dari udara (*air*)

Umumnya udara tidak memberikan pengaruh yang signifikan terhadap berat. Sehingga berat total (W) dari sebuah elemen tanah dapat dinyatakan dengan persamaan berikut,

$$W = W_s + W_w \quad (2.2)$$

Keterangan

W_s = berat dari padatan (*solid*)

W_w = berat dari air (*water*)

Perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume padatan (V_s) dapat didefinisikan sebagai *void ratio* (e), sehingga dinyatakan dalam persamaan berikut,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3)$$

Perbandingan antara volume air (V_w) dengan volume rongga (V_v) dapat didefinisikan sebagai *degree of saturation* (S), sehingga dinyatakan dalam persamaan berikut,

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.4)$$

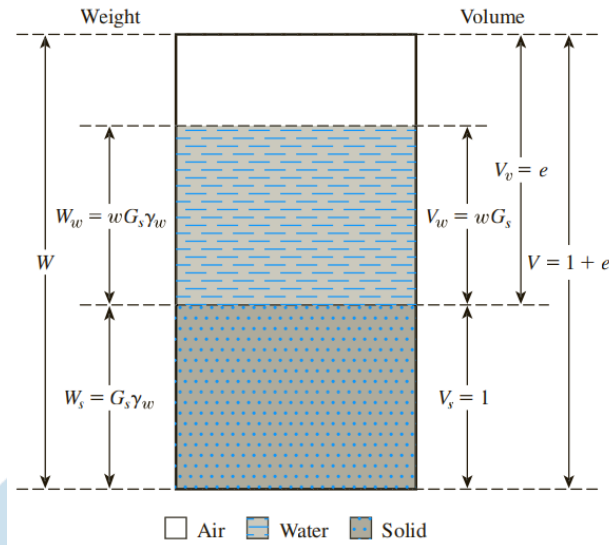
Volume dari air (V_w) sendiri dapat dinyatakan sebagai rasio dari berat air (W_w) dengan berat volume air (γ_w),

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} \quad (2.5)$$

Perbandingan antara berat air (W_w) dengan berat padatan (W_s) dapat didefinisikan sebagai kadar air (w) dan umumnya dinyatakan dalam persen (%), sehingga melalui persamaan berikut,

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2.6)$$

Bila mengasumsikan volume padatan menjadi sama dengan 1, maka ilustrasi elemen tanah yang terdiri dari tiga fase menjadi seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.2 sebagai berikut,



Gambar 2.2 Ilustrasi elemen tanah yang terdiri dari tiga fase bila diasumsikan volume padatan sama dengan 1
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Karena volume padatan (V_s) yang diasumsikan menjadi sama dengan 1 maka,

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} = V_v$$

Sehingga volume total dari elemen tanah menjadi,

$$V = V_s + V_v = 1 + e \quad (2.7)$$

persis seperti yang diilustrasikan di atas. *Specific gravity* (G_s) dari tanah bisa didefinisikan sebagai rasio antara massa butiran tanah dengan volume butiran tanah. Sehingga dengan mempertimbangkan prinsip tersebut, dari ilustrasi yang ditunjukkan Gambar 2.2 di atas, dapat dinyatakan persamaan,

$$W_s = G_s\gamma_w \quad (2.8)$$

Substitusi persamaan (2.8) ke dalam persamaan (2.6) di atas, menjadi

$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w \quad (2.9)$$

Dengan mempertimbangkan persamaan (2.7), (2.8), dan (2.9) sebelumnya, maka dapat dinyatakan persamaan untuk berat volume tanah (γ) yaitu,

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + wG_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w)G_s\gamma_w}{1 + e} \quad (2.10)$$

Berat volume tanah kering (γ_d) merupakan berat volume yang hanya melibatkan berat tanah tanpa berat air, sehingga dapat dinyatakan dengan persamaan,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2.11)$$

Melalui korelasi dari persamaan (2.10) di atas, *void ratio* (e) dapat dinyatakan dengan persamaan,

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (2.12)$$

Substitusi persamaan (2.9) ke dalam persamaan (2.5),

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{w G_s \gamma_w}{\gamma_w} = w G_s \quad (2.13)$$

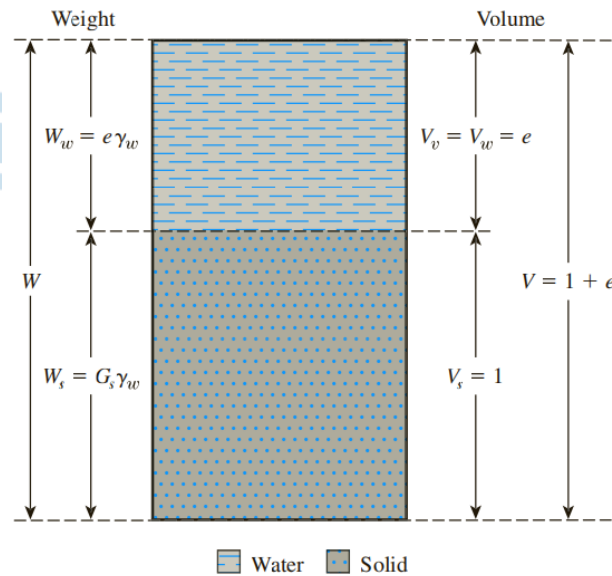
Dari persamaan (2.13) di atas, substitusi ke dalam persamaan (2.4) sehingga bisa mendapatkan persamaan yang menyatakan *degree of saturation* (S) sebagai berikut,

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w G_s}{e}$$

atau

$$S e = w G_s \quad (2.14)$$

Dalam kondisi jenuh air, semua rongga di dalam elemen tanah pastinya terisi dengan air. Ilustrasi mengenai elemen tanah dalam kondisi jenuh air dinyatakan dalam Gambar 2.3 sebagai berikut,



Gambar 2.3 Ilustrasi elemen tanah dalam kondisi jenuh air
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Berdasarkan prinsip tersebut maka volume rongga (V_v) akan sama dengan volume air (V_w), sehingga dalam kondisi jenuh, *degree of saturation* (S) dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$\begin{aligned} V_v &= V_w \\ \text{maka} \\ S &= \frac{V_w}{V_v} = 1 \end{aligned} \quad (2.15)$$

Substitusi persamaan (2.15) ke dalam persamaan (2.14),

$$\begin{aligned} 1e &= wG_s \\ \text{maka} \\ e &= wG_s \end{aligned} \quad (2.16)$$

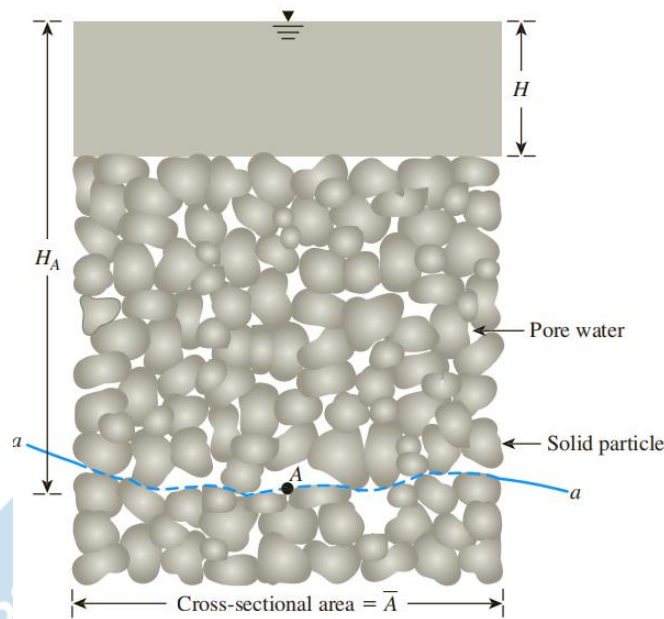
Berat volume jenuh (γ_{sat}) yaitu berat volume tanah saat dalam keadaan jenuh air. Sehingga berdasarkan prinsip di atas, dalam keadaan jenuh air, γ_{sat} dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \quad (2.17)$$

$$\begin{aligned} &\text{atau} \\ \gamma_{sat} &= \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + w G_s \gamma_w}{1 + w G_s} = \left(\frac{1 + w}{1 + w G_s} \right) G_s \gamma_w \end{aligned} \quad (2.18)$$

2.2 Tegangan *In-Situ*

Penentuan kapasitas kekuatan tanah dan kestabilan tanah pastinya tidak akan luput dari tegangan yang terjadi dan gaya yang bekerja. Tegangan yang terjadi bisa diakibatkan dari beban tanah itu sendiri maupun beban eksternal. Tegangan yang diakibatkan dari beban tanah sendiri (*in-situ stresses*), juga kerap kali disebut sebagai tegangan *overburden* dan umumnya ditinjau dengan mempertimbangkan gaya dorong ke atas maupun ke bawah karena rembesan air (*seepage*). Namun, konsep yang diaplikasikan dalam perencanaan di laporan ini yaitu tegangan dari beban tanah sendiri (*in-situ stresses*) dengan kondisi tanpa gaya dorong dari rembesan. Berikut merupakan ilustrasi dari penampang tanah dalam keadaan jenuh air yang dinyatakan dalam Gambar 2.4,



Gambar 2.4 Ilustrasi dari penampang tanah dengan kondisi jenuh air tanpa gaya rembesan

(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Berdasarkan ilustrasi di atas, maka tegangan total yang terjadi di titik A, dinyatakan sebagai σ dapat dimetodekan melalui persamaan berikut,

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat} \quad (2.19)$$

Keterangan

σ = tegangan total di titik A (kN/m^2)

H = tinggi muka air tanah dari muka atas tanah (m)

H_A = jarak antara titik A dengan muka air tanah (m)

γ_w = berat volume air (kN/m^3)

γ_{sat} = berat volume tanah pada kondisi jenuh air (kN/m^3)

Selain daripada tegangan total, tegangan efektif pada tanah dalam kondisi jenuh air juga menjadi salah satu konsep yang penting. Tegangan efektif umumnya didefinisikan sebagai tegangan yang terjadi bila mengesampingkan tekanan air atau tekanan pori yang terjadi sehingga hanya berfokus pada tegangan tanahnya saja meskipun dalam kondisi jenuh air. Bila masih mengacu pada ilustrasi di Gambar 2.4 sebelumnya, maka dapat dinyatakan persamaan sebagai berikut untuk tegangan efektif,

$$\sigma' = [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w \quad (2.20)$$

atau

$$\sigma' = (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Penggalan ' $H_A \gamma_w$ ' di persamaan (2.20) mengevaluasi tegangan air pori yang terjadi di seluas area penampang tanah, sedangkan penggalan sebelumnya hanya merupakan penjabaran dari metode tegangan total di persamaan (2.19). Tegangan air pori umumnya dinyatakan sebagai u sehingga berlaku persamaan berikut,

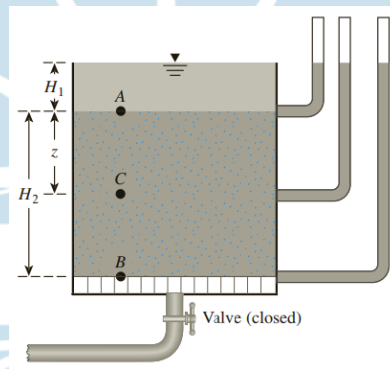
$$\sigma' = \sigma - u$$

atau

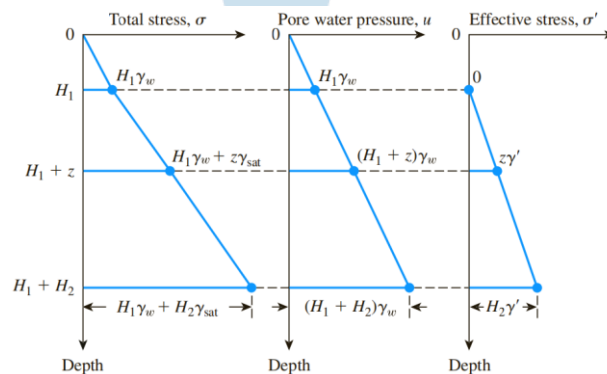
(2.21)

$$\sigma = \sigma' + u$$

Memahami tegangan efektif dengan analogi dapat membantu mengembangkan intuisi terhadap topik terkait. Berikut merupakan ilustrasi mengenai perbandingan antara tegangan total, tegangan air pori dan tegangan efektif yang dinyatakan dalam Gambar 2.5 dan Gambar 2.6,



Gambar 2.5 Analogi lapisan tanah kondisi jenuh air dalam tangki tanpa rembesan (Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)



Gambar 2.6 Diagram tegangan total, tegangan air pori dan tegangan efektif yang terjadi

(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Berdasarkan Gambar 2.5 di atas, H_1 merupakan tinggi lapisan air dalam tangki dan H_2 merupakan tinggi lapisan tanah kondisi jenuh air dalam tangki. Mengacu pada diagram tegangan di Gambar 2.6, pada titik A, tegangan yang terjadi hanya berdasarkan tegangan air pori dikarenakan titik A hanya mengemban beban dari lapisan air saja. Oleh karena itu di sepanjang H_1 , tegangan total sama dengan tegangan air pori dan tegangan efektif sama dengan nol karena tidak ada tanah sama sekali.

Masuk ke dalam area lapisan tanah atau H_2 , di titik B, tegangan total yang terjadi merupakan gabungan dari tegangan air pori dari H_1 sebelumnya, dengan tegangan tanah jenuh air di sepanjang H_2 . Tegangan air pori yang terjadi di titik B juga merupakan gabungan dari tegangan air pori dari H_1 sebelumnya, dan tegangan air pori di sepanjang H_2 . Sedangkan tegangan efektif pada titik B hanya terdiri dari tegangan di sepanjang H_2 terhadap berat volume efektif (γ'). Tegangan yang terjadi di titik C memberikan gambaran terkait masing-masing tegangan total, tegangan air pori dan tegangan efektif yang terjadi di poin tertentu atau kedalaman tertentu (z) di sepanjang H_2 .

Seperti yang telah disinggung sebelumnya, tegangan yang terjadi bisa dikarenakan dari beban tanah itu sendiri (*overburden stress*) maupun beban eksternal. Tegangan yang diakibatkan oleh beban eksternal (beban pondasi) selain tanah itu sendiri kerap kali disebut sebagai tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$), bila ditinjau di arah vertikal. Konsep umum dari tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) menyatakan bahwa semakin meningkat kedalamannya maka tegangan yang menekan dari atas akan semakin tersebar sehingga bila ditinjau di titik yang semakin rendah atau dalam maka nilai tegangannya akan semakin kecil. Reduksi dari nilai tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) tersebut diperoleh melalui berbagai macam pendekatan. Salah satunya yang diterapkan dalam perencanaan di laporan ini yaitu cara pendekatan 2:1 oleh Terzaghi. Dilansir dari buku *Foundation Analysis and Design* (Bowles, 1995), tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) pada kedalaman z tertentu di bawah area yang terbebani mengikuti persamaan berikut,

$$\Delta\sigma = \frac{Q}{(B + z)(L + z)} \quad (2.22)$$

Keterangan

$\Delta\sigma$ = tambahan tegangan vertikal (kN/m²)

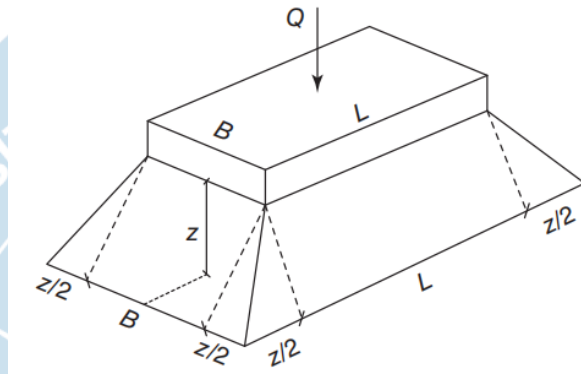
Q = beban terpusat (kN)

B = lebar pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

z = kedalaman yang ditinjau (m)

Berikut merupakan ilustrasi dari konsep pendekatan 2:1 oleh Terzaghi yang dinyatakan dalam Gambar 2.7,



Gambar 2.7 Ilustrasi pendekatan 2:1 oleh Terzaghi
(Briaud, 2023)

Persamaan (2.22) di atas berlaku untuk menghitung tambahan tegangan vertikal dari beban terpusat (Q) di atas pondasi. Namun bila ingin menghitung tambahan tegangan vertikal langsung melalui beban merata (q) di atas pondasi, maka dapat berlaku persamaan berikut,

$$\Delta\sigma = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} = \frac{\frac{Q}{(B)(L)}}{\frac{(B+z)(L+z)}{(B)(L)}} = \frac{Q}{\left(\frac{B}{B} + \frac{z}{B}\right)\left(\frac{L}{L} + \frac{z}{L}\right)}$$

maka

$$\Delta\sigma = \frac{q}{\left(1 + \frac{z}{B}\right)\left(1 + \frac{z}{L}\right)} \quad (2.23)$$

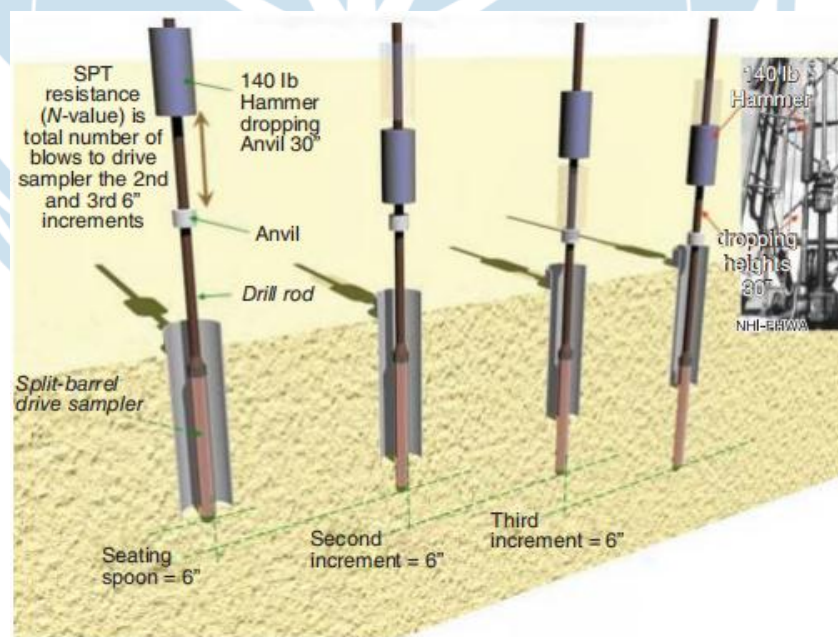
Penurunan metode yang menghasilkan persamaan (2.23) dilakukan karena mengingat bahwa beban yang berlaku dalam perencanaan di laporan ini mayoritas merupakan beban merata.

2.3 Pengujian dan Olah Data Lapangan

Perancangan membutuhkan data lapangan yang bisa merepresentasikan kondisi asli di lapangan. Sehingga perancangan, desain, dan perhitungan bisa menyesuaikan keadaan di lapangan baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, perlunya dilakukan pengambilan data tanah dari lapangan atau lokasi dibangunnya sebuah infrastruktur. Pengambilan data tanah diadakan dengan pengujian *in-situ* atau praktik lapangan yang kemudian hasilnya akan diolah untuk disesuaikan dengan perhitungan. Praktik pengujian lapangan yang difokuskan dalam perancangan di laporan ini adalah SPT dan CPT.

2.3.1 Standard Penetration Test

SPT atau *Standard Penetration Test* merupakan salah satu pengujian lapangan yang secara ringkas, mengacu pada buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), memberikan hasil akhir berupa N_{value} . Gambar 2.8 berikut memberikan gambaran umum dan ringkas mengenai cara kerja SPT di lapangan,



Gambar 2.8 Tahapan SPT di lapangan

(Briaud, 2023)

SPT umumnya bisa mencapai kedalaman 30 m atau lebih untuk mendapatkan gambaran yang lebih jelas untuk kebutuhan pondasi dalam. Penerapan SPT di lapangan yaitu dibagi menjadi 3 tahap, tahap pertama mengevaluasi seberapa

banyak jumlah pukulan atau *blow count* (N_1) yang dibutuhkan untuk mendorong komponen '*split spoon sampler*' sedalam 0.15 m atau yang dinyatakan pada Gambar 2.8 sebagai '*first increment = 6"*' (inci)'. Kemudian di tahap kedua, mengevaluasi seberapa banyak jumlah pukulan atau *blow count* (N_2) yang dibutuhkan untuk mendorong komponen yang sama sedalam 0.15 m juga atau yang dinyatakan pada Gambar 2.8 sebagai '*second increment = 6"*' (inci)'. Terakhir, di tahap ketiga mengevaluasi seberapa banyak jumlah pukulan atau *blow count* (N_3) yang dibutuhkan untuk mendorong komponen yang sama sedalam 0.15 m lagi atau yang dinyatakan pada Gambar 2.8 sebagai '*third increment = 6"*' (inci)'. Nantinya, nilai yang akan menjadi N_{value} adalah total dari N_2 dan N_3 , sedangkan N_1 hanya dianggap sebagai awalan saja dan tidak memberikan pengaruh ke nilai N_{value} .

Namun pada interpretasinya, N_{value} tidak dapat langsung dipakai dalam perhitungan atau perencanaan. Mengacu pada (SNI 4153 tentang Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT, 2008) tentang cara uji penetrasi lapangan dengan SPT, N terukur atau N_{value} yang didapatkan lewat pengukuran langsung harus dikoreksi terhadap efisiensi energi sebesar 60% sehingga berlaku persamaan berikut,

$$N_{60} = \frac{E_f}{60} \times N_{value} \quad (2.24)$$

Keterangan

N_{60} = nilai SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh efisiensi energi 60%

E_f = efisiensi yang terukur, umumnya 55%

N_{value} = nilai N terukur yang harus dikoreksi

Selain memerlukan koreksi terhadap efisiensi energi, hasil SPT juga perlu dikoreksi terhadap tingkat tegangan dari tanah. Masih mengacu kepada (SNI 4153 tentang Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT, 2008), bahwa hasil SPT masih perlu dikoreksi terhadap beberapa aspek, seperti tegangan efektif, rasio tenaga, diameter bor, panjang batang dan *sampling*. Oleh karena itu, berdasarkan prinsip tersebut, berlaku persamaan sebagai berikut,

$$(N_1)_{60} = N_{value} \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2.25)$$

di mana

$$C_N = \frac{2,2}{\left(1,2 + \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)\right)} \quad (2.26)$$

Keterangan

$(N_1)_{60}$ = nilai SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh tegangan efektif

N_{60} = nilai SPT yang telah dikoreksi terhadap efisiensi

C_N = faktor koreksi terhadap tegangan vertikal efektif (nilainya $\leq 1,70$)

C_E = faktor koreksi terhadap rasio tenaga palu

C_B = faktor koreksi terhadap diameter bor

C_R = faktor koreksi untuk panjang batang SPT

C_S = koreksi terhadap tabung contoh (*samplers*) dengan atau tanpa pelapis (*liner*)

σ' = tegangan vertikal efektif (kN/m^2)

P_a = tegangan referensi, biasanya senilai 100 kN/m^2

Semua faktor koreksi yang berlaku sangat bergantung pada konteks dari SPT dan komponen-komponennya. Oleh karena itu, dalam olah data dari hasil SPT di lapangan, sangat penting untuk menyesuaikan faktor-faktor koreksi dengan alat maupun praktik SPT yang diterapkan. Rincian mengenai nilai-nilai dari faktor koreksi dapat dilihat dalam Tabel 2.1 berikut,

Tabel 2.1 Koreksi-koreksi yang digunakan dalam uji SPT

(L Youd & Idriss, 2001)

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		C_N	$\frac{2,2}{\left(1,2 + \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)\right)}$
Tegangan vertikal efektif		C_N	$C_N \leq 1,70$
Rasio tenaga	Palu donat (<i>Donut hammer</i>)	C_E	0,5 s.d 1,0

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Rasio tenaga	Palu pengaman (<i>Safety hammer</i>)	C_E	0,7 s.d 1,2
Rasio tenaga	Palu otomatis (<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>)	C_E	0,8 s.d 1,3
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
Diameter bor	150 mm	C_B	1,05
Diameter bor	200 mm	C_B	1,15
Panjang batang	< 3 m	C_R	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C_R	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C_R	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C_R	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan contoh	Tabung standar	C_S	1,0
Pengambilan contoh	Tabung dengan pelapis (<i>liner</i>)	C_S	1,1 s.d 1,3

2.3.2 Cone Penetration Test

CPT atau *Cone Penetration Test* adalah pengujian lapangan lainnya yang bila dilansir dari buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), memberikan hasil pengujian umumnya berupa nilai tahanan ujung konus (q_c) dan tahanan gesek selimut (f_s). Secara singkat, mekanisme dari CPT sendiri yaitu dengan mendorong batang logam dengan diameter 35,6 mm ke bawah dengan laju sebesar 20 mm per detik. Pembacaan nilai dari CPT untuk mendapatkan q_c dan f_s dilakukan setiap 20 cm.

Berdasarkan (SNI 2827 tentang Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Alat Sondir, 2008) tentang cara uji penetrasi lapangan dengan alat sondir, penggunaan data CPT harus melalui beberapa koreksi. Terutama untuk mendapatkan nilai tahanan ujung konus (q_c), dapat digunakan koreksi dengan persamaan berikut,

$$q_c = C \frac{A_{pi}}{A_c} \quad (2.27)$$

Sedangkan untuk mendapatkan nilai tahanan gesek selimut (f_s), dapat digunakan koreksi dengan persamaan berikut,

$$f_s = (LF \times 10) \frac{A_{pi}}{A_s} \quad (2.28)$$

Keterangan

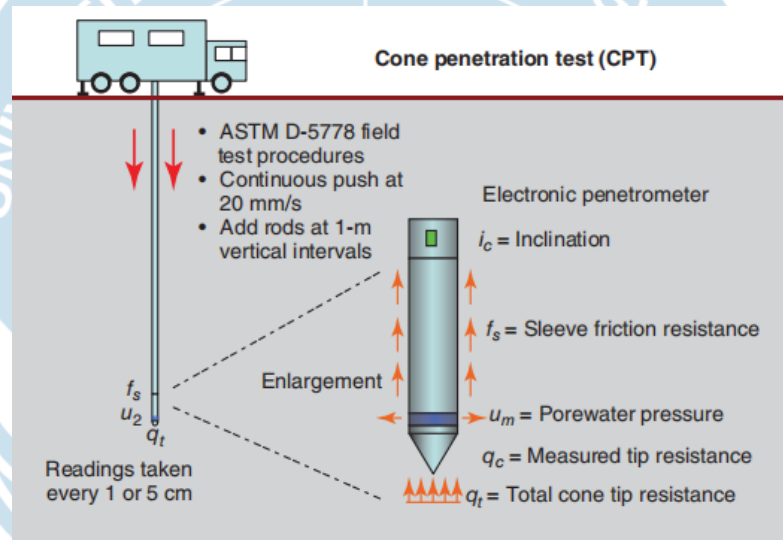
C = data tahanan ujung konus dari CPT di lapangan (kg/cm^2)

LF = data tahanan gesek selimut lokal dari CPT di lapangan (kg/cm^2)

A_{pi} = luasan penampang batang atau *piston* (cm^2)

A_c = luasan penampang konus (cm^2)

A_s = luasan penampang selimut atau *sleeves* (cm^2)



Gambar 2.9 Cone Penetration Test

(Briaud, 2023)

Mirip seperti N_{value} yang didapatkan dari SPT, nilai q_c juga harus dikoreksi terhadap tingkat tegangan tanah dan tegangan air pori di dalam konus. Mengacu pada *2022 Geotechnical Design Manual (2022)*, nilai q_c dapat dikoreksi melalui persamaan berikut,

$$q_t = q_c + (1 - a_n)u_2 \quad (2.29)$$

Keterangan

q_t = nilai tahanan ujung konus terkoreksi (kN/m^2)

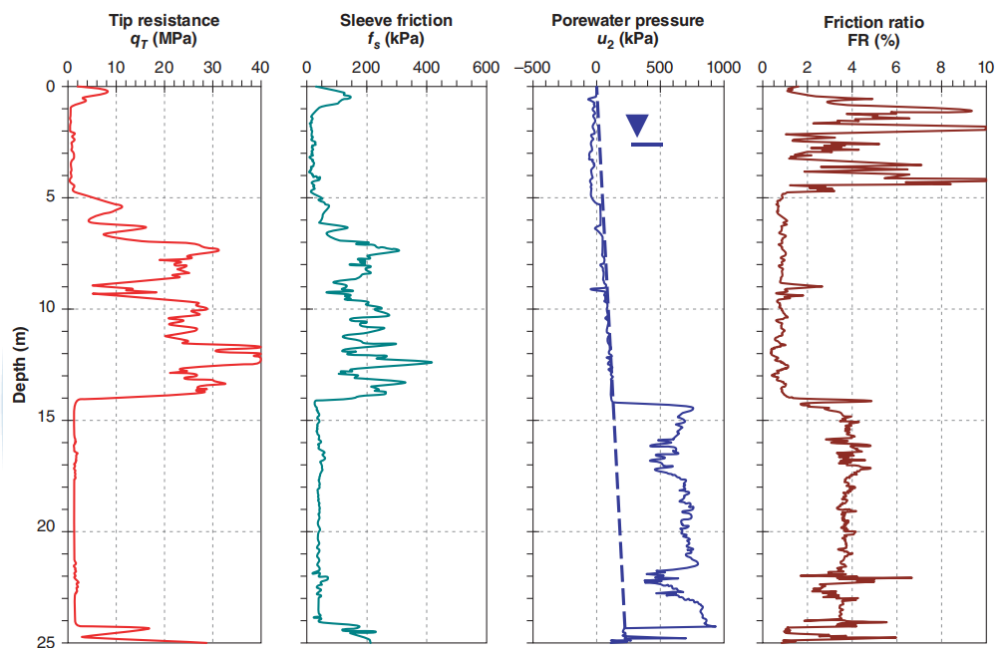
a_n = rasio area netto

u_2 = Tegangan air pori dalam konus (kN/m^2)

Selain nilai tahanan ujung konus terkoreksi, parameter lain yang relevan yaitu *Friction Ratio* (R_f), yang dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100 \quad (2.30)$$

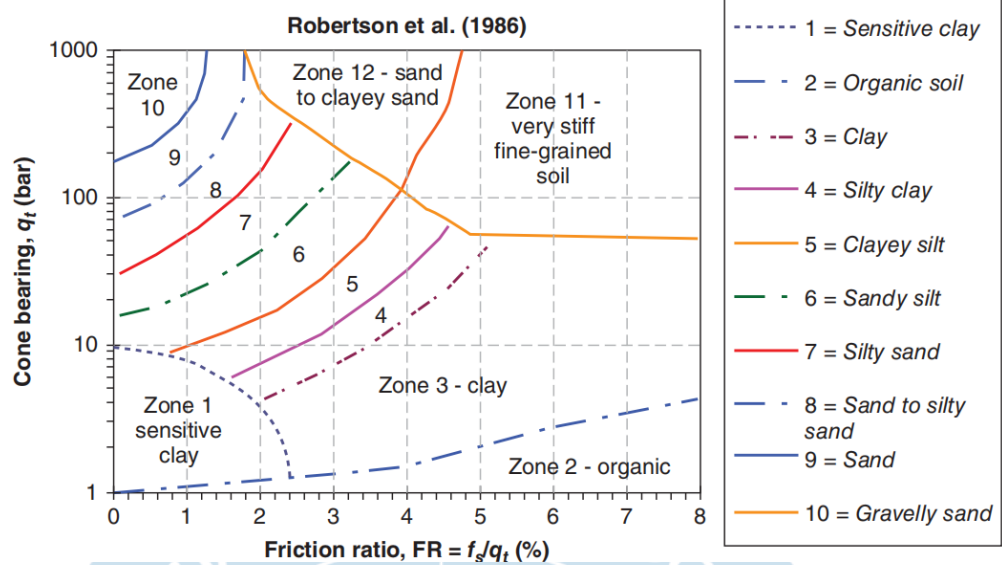
Hasil dari data asli maupun olah data CPT berupa q_t , R_f dan f_s tersebut biasanya akan di-*plotting* dalam grafik progresi terhadap kedalaman. Contoh grafik profil dari hasil CPT dapat dilihat pada Gambar 2.10 berikut,



Gambar 2.10 Contoh profil dari hasil CPT
(Briaud, 2023)

Berdasarkan Gambar 2.10 di atas, dengan melihat grafik dari setiap data CPT, bisa digunakan untuk mengevaluasi karakteristik tanah secara langsung.

Namun berbeda dengan SPT, CPT umumnya kurang bisa menjangkau kedalaman yang sangat dalam seperti SPT. Terlepas dari jangkauannya, CPT lebih dipilih dalam menentukan klasifikasi jenis tanah. Klasifikasi biasanya dilakukan berdasarkan grafik dari (Robertson, 1986) yang menggunakan parameter q_t dan R_f sebagai acuan. Berikut merupakan grafik klasifikasi tanah yang dinyatakan melalui Gambar 2.11,



Gambar 2.11 Klasifikasi jenis tanah menggunakan hasil CPT
(Robertson, 1986)

Bila dilihat pada Gambar 2.11 di atas, klasifikasi tanah bisa dilakukan dengan menentukan titik potongan atau titik temu antara nilai q_t dan R_f . Kemudian titik tersebut akan dievaluasi letaknya berdasarkan daftar klasifikasi tanah yang telah disediakan pada legenda. Klasifikasi tanah berdasarkan nilai q_t dan R_f cukup baik karena dalam membuat stratigrafi untuk profil tanah, bisa mencapai ketelitian yang tinggi karena data q_t dan R_f tersedia di setiap interval 20 cm.

2.4 Penurunan Tanah

Tanah yang dibebani oleh objek atau struktur di atasnya pasti akan menerima tegangan sehingga akan mengalami kompresi dari setiap lapisan tanah. Kompresi tersebut bisa diakibatkan oleh deformasi dari tanah, relokasi dari partikel tanah, maupun disipasi air atau udara dari rongga yang ada di antara partikel tanah. Bila di atas tanah yang mengalami kompresi tersebut terdapat pondasi, maka dislokasi ke bawah dari pondasi tersebut yang bersifat permanen dapat didefinisikan sebagai **penurunan** (*settlement*). Dalam perencanaan geoteknik, penurunan merupakan salah satu fenomena paling penting yang harus dipertimbangkan dan diantisipasi.

Merujuk pada buku *Foundation Engineering Handbook* (Day, 2010), penurunan yang terjadi bisa dikategorikan menjadi dua fenomena secara luas. Fenomena yang pertama yaitu *penurunan karena pengaruh langsung oleh beban*

struktur di atasnya, contohnya seperti struktur bangunan yang bisa mengakibatkan kompresi dari tanah pasir di bawahnya. Sedangkan fenomena lainnya merupakan *penurunan karena pengaruh sekunder*, yang biasanya akan berlangsung dalam rentang waktu yang sangat lama. Contohnya seperti pondasi yang mengalami penurunan karena penggalian yang dilakukan dekat dengan lokasi atau penurunan karena gempa bumi. Penurunan yang ditinjau dan diantisipasi dalam perencanaan di laporan ini hanya berfokus pada fenomena penurunan karena pengaruh langsung beban di atasnya.

Secara umum, penurunan yang terjadi biasanya terjadi dalam tiga tahapan utama, diantaranya yaitu,

1. *Penurunan segera (immediate settlement)*, yaitu penurunan yang diakibatkan oleh deformasi elastis baik di tanah kering, lembab maupun jenuh air tanpa perubahan kadar air di tanah tersebut. Beberapa pembahasan dalam banyak literatur sering mengasosiasikan penurunan segera dengan teori elastisitas.
2. *Penurunan konsolidasi primer*, yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan volume tanah dengan kondisi jenuh air karena disipasi air dari rongga di antara partikel tanah.
3. *Penurunan konsolidasi sekunder*, yaitu penurunan yang diakibatkan oleh penyesuaian ‘plastis’ dari susunan tanah organik maupun inorganik yang jenuh air.

Ketiga tahapan tersebut menghasilkan penurunan total yang dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$S_T = S_i + S_c + S_s \quad (2.31)$$

Keterangan

S_T = penurunan total (m)

S_i = penurunan segera (m)

S_c = penurunan konsolidasi primer (m)

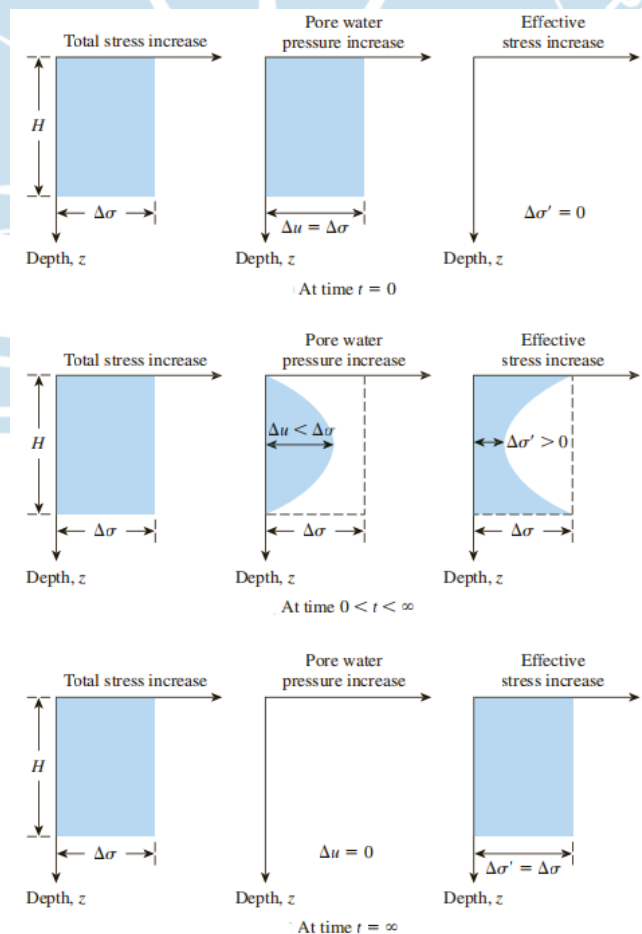
S_s = penurunan konsolidasi sekunder (m)

Seperti yang telah disinggung di bagian batasan masalah sebelumnya, penurunan yang ditinjau dalam perencanaan di laporan ini yaitu hanya penurunan konsolidasi primer (S_c).

2.4.1 Penurunan Konsolidasi Primer

Ketika suatu lapisan tanah jenuh dikenai peningkatan tegangan, tegangan pori air akan meningkat secara tiba-tiba. Pada tanah berpasir yang memiliki permeabilitas tinggi, proses drainase akibat peningkatan tegangan air pori terjadi secara langsung. Pengaliran air pori ini disertai dengan penyusutan volume massa tanah, yang menyebabkan terjadinya penurunan atau seringkali disebut sebagai **penurunan konsolidasi**. Karena air pori mengalir keluar dengan cepat pada tanah pasir, penurunan elastis dan konsolidasi berlangsung secara bersamaan. Sedangkan pada tanah yang memiliki ukuran butir yang kecil (lempung), konsolidasi bisa menjadi fenomena yang signifikan.

Fenomena konsolidasi (untuk tanah dengan ukuran butir kecil) pada dasarnya terjadi dalam tahapan-tahapan terpisah berdasarkan waktu yang berlangsung. Hal tersebut dapat diilustrasikan di Gambar 2.12 berikut,



Gambar 2.12 Tahapan penurunan konsolidasi berdasarkan waktu
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

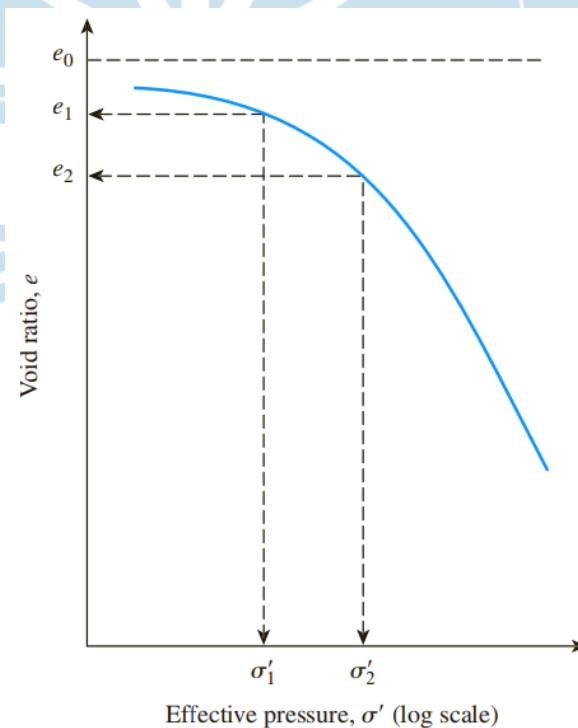
Berdasarkan ilustrasi di atas, fenomena konsolidasi yang terjadi berdasarkan waktu dapat dipisah menjadi tiga tahap. Selain itu, tiga tahapan tersebut dapat dimetodekan dengan anggapan bahwa sistem tertutup yang terbatas pada beban ($\Delta\sigma$) saja serta tetap dalam kondisi kesetimbangan sehingga memenuhi persamaan (2.21) sebelumnya. Merujuk pada buku *Principals of Geotechnical Engineering* (Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018), pada tahap pertama ($t = 0$), tepat sesaat setelah tanah menerima tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$), supaya lapisan tanah jenuh setebal H dapat mengemban $\Delta\sigma$, maka tegangan air pori (Δu) yang menahan beban tersebut sehingga tegangan total yang terjadi hanya terdiri dari tegangan air pori ($\Delta\sigma = \Delta u$).

Selanjutnya setelah beberapa saat ($0 < t < \infty$) atau saat mulai terjadi kompresi dari lapisan tanah jenuh, air mulai mengalir ke luar dari lapisan tanah jenuh sehingga kompresi berjalan seiring berkurangnya tegangan air pori (Δu). Pada lapisan tanah jenuh yang pada kedua sisinya terhadap tebal H (atas dan bawah) terdapat lapisan tanah lain dengan permeabilitas tinggi, maka air dapat mengalir ke luar dari lapisan tanah jenuh dari kedua sisi dengan tebal H . Karena prinsip tersebut, tegangan air pori (Δu) di tengah lapisan lebih besar daripada di tepi lapisan tanah jenuh dan menciptakan profil tegangan parabolik dengan tonjolan di tengah tebal H . Selain itu, dikarenakan tegangan air pori (Δu) yang berkurang seiring berjalannya kompresi, jika masih merujuk pada kondisi kesetimbangan, maka tegangan efektif ($\Delta\sigma'$) dari tanah akan mulai ikut andil dengan profil tegangan yang berkebalikan terhadap tegangan air pori (Δu). Berdasarkan prinsip tersebut, maka tegangan total yang terjadi akan terdiri dari tegangan air pori yang berkurang dan tegangan efektif yang meningkat secara beriringan ($\Delta\sigma = \Delta u + \Delta\sigma'$, dengan $\Delta u \downarrow$ dan $\Delta\sigma' \uparrow$).

Kemudian saat kompresi sudah sepenuhnya berhenti ($t = \infty$), air yang berada dalam lapisan tanah jenuh akan sepenuhnya 'terkuras' sehingga tegangan air pori (Δu) tidak lagi ikut andil dalam mengemban beban ($\Delta\sigma$). Sebaliknya, berdasarkan kondisi kesetimbangan, beban ($\Delta\sigma$) akan sepenuhnya ditahan oleh tegangan efektif dari tanah ($\Delta\sigma'$) maka tegangan total yang terjadi hanya akan terdiri dari tegangan efektif tanah saja ($\Delta\sigma = \Delta\sigma'$). Prinsip dari tiga tahapan dari fenomena konsolidasi tersebut dapat diterapkan untuk

mengestimasi penurunan yang terjadi karena perubahan volume yang disebabkan oleh air yang mengalir dan tanah jenuh yang terkompresi.

Salah satu pendekatan yang umum dalam memperkirakan besar penurunan untuk konsolidasi primer yaitu dengan pendekatan penurunan dalam satu dimensi oleh (Terzaghi, 1943). Metode tersebut mengestimasi penurunan hanya dengan mengevaluasi perbedaan tinggi pada satu sumbu saja, sedangkan luasannya dianggap konstan. Prinsip dasar penurunan konsolidasi sebelumnya merupakan perubahan volume massa tanah karena rembesan atau pengaliran air pori. Sehingga berdasarkan prinsip tersebut, konsolidasi dapat diestimasi dengan mengevaluasi perilaku deformasi dari massa tanah. Dalam metode Terzaghi, perubahan volume diamati dengan perubahan *void ratio* (e) dalam satu dimensi berdasarkan beban yang berlaku pada massa tanah tersebut yang umumnya merupakan tegangan efektif (σ'). Hubungan antara *void ratio* (e) dan tegangan efektif (σ') dapat di-plot dalam bentuk grafik yang dinyatakan pada Gambar 2.13 berikut,



Gambar 2.13 Contoh grafik hubungan antara *void ratio* (e) dengan tegangan efektif (σ')

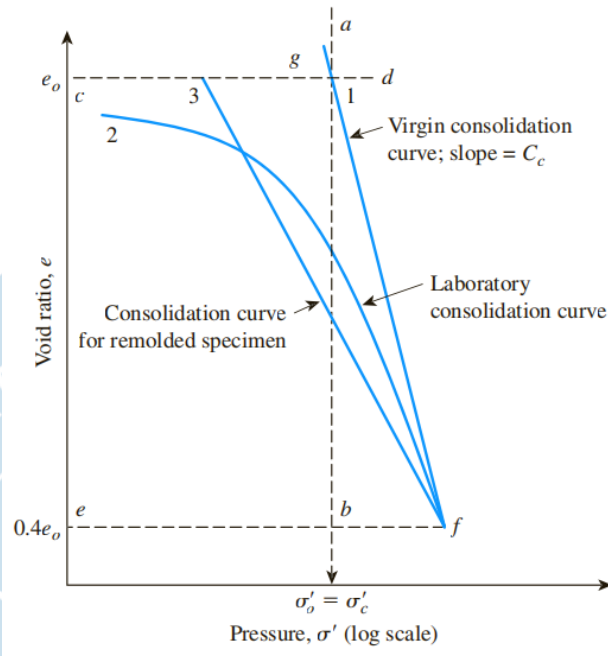
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Umumnya grafik pada Gambar 2.13 di atas merupakan proyeksi dari parameter (e) dan (σ') yang didapatkan dari hasil pengujian laboratorium untuk pengujian konsolidasi primer. Mengacu pada grafik tersebut maka bisa mendapatkan kecenderungan dan karakteristik tanah selama mengalami konsolidasi. Meskipun umumnya bersifat parabolik, namun bila mengambil progresi linier dari grafik tersebut lalu mengidentifikasi *slope* atau kemiringannya maka bisa mendapatkan index kompresi (C_c).

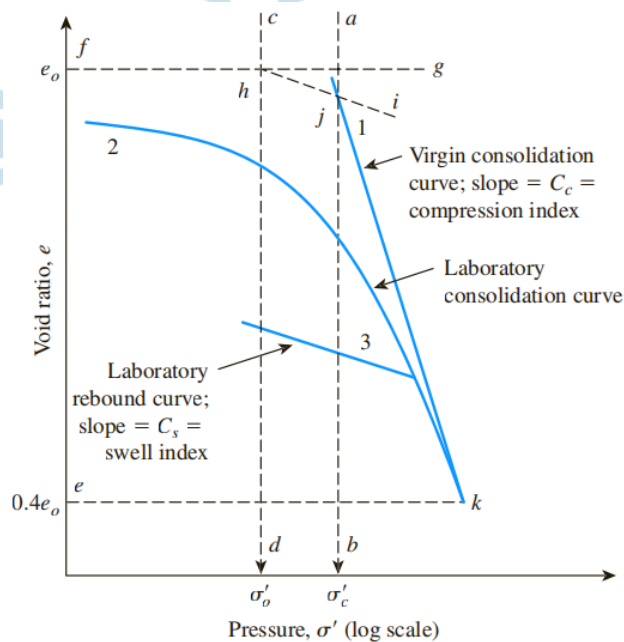
Tanah di lapangan pada kedalaman tertentu telah mengalami tegangan efektif maksimum yang terjadi dalam sejarah geologisnya. Tegangan efektif maksimum ini mungkin sama dengan atau lebih rendah daripada tegangan beban efektif yang ada saat pengambilan sampel atau di masa sekarang. Selama pengambilan sampel tanah, tegangan beban efektif yang ada juga dilepaskan, yang menyebabkan sedikit ekspansi. Ketika spesimen ini dikenakan uji konsolidasi, sedikit kompresi (yaitu perubahan kecil pada *void ratio*) akan terjadi ketika tegangan efektif yang diterapkan lebih rendah dari tegangan beban efektif maksimum di lapangan yang pernah diterima tanah pada masa lalu. Ketika tegangan efektif pada spesimen menjadi lebih besar daripada tegangan efektif maksimum masa lalu, perubahan *void ratio* menjadi jauh lebih besar, dan hubungan antara tegangan efektif (σ') terhadap *void ratio* (e) menjadi hampir linier dengan kemiringan yang lebih curam. Sehingga bila ditinjau berdasarkan fenomena konsolidasi, keadaan tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua kategori,

1. *Normally consolidated*, yaitu keadaan tanah di mana tegangan efektif (σ') yang sekarang merupakan tegangan maksimum yang pernah diterima tanah sepanjang umur tanah.
2. *Overconsolidated*, yaitu keadaan tanah di mana tegangan efektif (σ') yang sekarang bukan merupakan tegangan maksimum yang pernah diterima tanah sepanjang umur tanah. Hal tersebut karena tanah telah menerima tegangan maksimum di masa lalu yang kerap disebut sebagai tegangan prakonsolidasi (σ'_c).

Berikut merupakan contoh grafik dari proyeksi hubungan antara tegangan efektif (σ') terhadap void ratio (e) untuk tanah *normally consolidated* dan *overconsolidated* yang dinyatakan dalam Gambar 2.14 dan Gambar 2.15,



Gambar 2.14 Contoh grafik untuk tanah *normally consolidated*
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)



Gambar 2.15 Contoh grafik untuk tanah *overconsolidated*
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Mengacu pada Gambar 2.15 di atas, pada tanah *overconsolidated*, parameter σ'_c merupakan tegangan prakonsolidasi sedangkan σ'_o merupakan tegangan *overburden* efektif pada tanah saat pengambilan sampel (saat ini). Sesuai dengan penjelasan sebelumnya, terdapat pengurangan signifikan dari besaran tegangan yang terjadi antara σ'_c dan σ'_o , ditandai dengan garis ketiga pada grafik di Gambar 2.15. Namun bersamaan dengan itu, terdapat peningkatan dari *void ratio* sehingga bisa disimpulkan bahwa terdapat peningkatan volume *void* atau rongga udara. Kemiringan atau *slope* dari garis ketiga tersebut jika diperoleh akan menghasilkan indeks kembang atau *swell* (C_s).

Berdasarkan prinsip dasar konsolidasi di atas, (Terzaghi, 1943) mencetuskan metode untuk mengestimasi penurunan konsolidasi primer sebagai berikut,

$$S_c = C_c \frac{H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (2.32)$$

Persamaan (2.32) di atas hanya akan relevan untuk mengestimasi penurunan konsolidasi primer di tanah *normally consolidated*. Sedangkan untuk tanah *overconsolidated*, dapat digunakan persamaan berikut,

untuk $\sigma'_o + \Delta\sigma \leq \sigma'_c$

$$S_c = C_s \frac{H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (2.33)$$

untuk $\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_c$

$$S_c = C_s \frac{H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + C_c \frac{H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \quad (2.34)$$

Keterangan

S_c = penurunan konsolidasi primer (m)

C_c = indeks konsolidasi

C_s = indeks kembang atau *swell*

H = tebal lapisan tanah (m)

e_o = *void ratio*

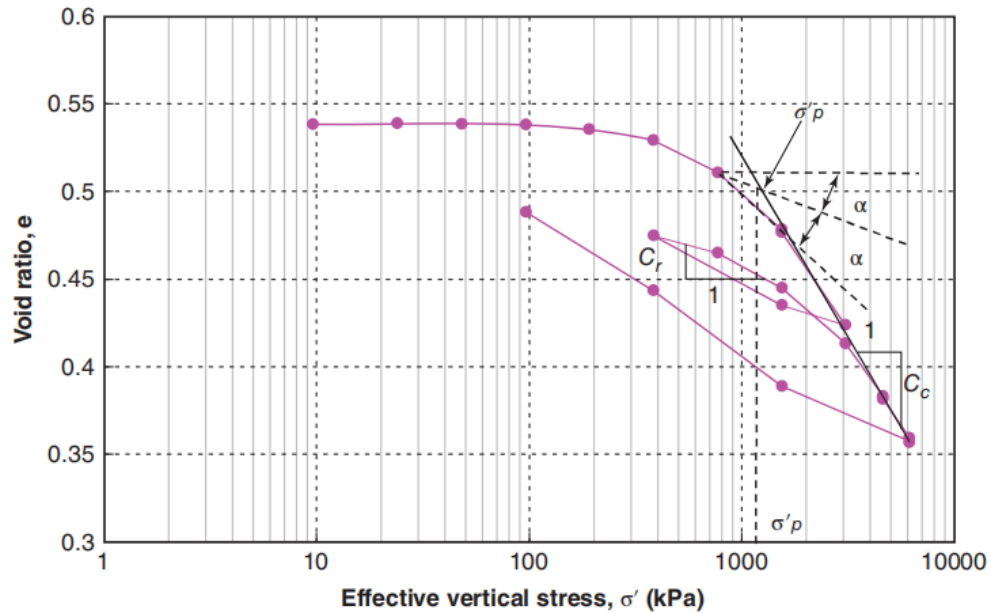
σ'_o = tegangan *overburden* efektif (kN/m²)

σ'_c = tegangan prakonsolidasi (kN/m²)

$\Delta\sigma$ = tambahan tegangan vertikal (kN/m²)

2.4.2 Properti Deformasi

Setelah membahas penurunan segera (*immediate settlement*) dan konsolidasi primer di bagian sebelumnya, masih terdapat beberapa parameter yang belum teridentifikasi tahapan penentuannya, yaitu indeks konsolidasi (C_c) dan indeks kembang (C_s). Berbagai parameter tersebut erat kaitannya dengan properti deformasi karena digunakan dalam evaluasi besaran deformasi dari suatu material. Dilansir dari buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), dua faktor utama mengapa tanah bisa mengalami deformasi yaitu karena beban mekanis dan pengaruh perubahan lingkungan sekitar. Parameter indeks konsolidasi (C_c) dan indeks kembang (C_s), seperti yang telah disinggung sebelumnya, merupakan *slope* atau kemiringan dari grafik hubungan antara *void ratio* (e) dan tegangan efektif (σ') dalam skala logaritmik. Dalam beberapa literatur, indeks kembang (C_s) biasa dinyatakan juga sebagai indeks rekompresi (C_r). Bahkan istilah indeks rekompresi (C_r) lebih lazim diterapkan dalam perhitungan atau estimasi penurunan konsolidasi primer. Kedua penyebutan tersebut mempunyai karakteristik yang identik dan secara konsep bahkan prinsip pun mirip, perbedaannya mungkin hanya tergantung konteks dan persepsi seseorang terhadap hasil pengujian konsolidasi primer. Sehingga istilah indeks rekompresi (C_r) bisa diaplikasikan pada persamaan (2.33) dan (2.34) sebelumnya menggantikan indeks kembang (C_s).



Gambar 2.16 Visualisasi dari indeks kompresi (C_c) dan indeks rekompresi (C_r) (Briaud, 2023)

Umumnya grafik pada Gambar 2.16 di atas berasal dari data hasil pengujian di laboratorium yaitu pengujian oedometer atau pengujian konsolidasi, sehingga bisa menentukan parameter (C_c) dan (C_r) lewat persamaan berikut,

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

atau

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$
(2.35)

Namun seringkali terdapat keterbatasan data sehingga dapat menerapkan korelasi dengan data lapangan. Beberapa korelasi yang bisa digunakan diantaranya yaitu,

oleh (Rendon-Herrero, 1980)

$$C_c = 0,141 G_s^{1,2} \left(\frac{1 + e_o}{G_s} \right)^{2,38}$$
(2.36)

oleh (Park & Koumoto, 2004)

$$C_c = \frac{n_o}{371,747 - 4,275 n_o}$$
(2.37)

oleh (Nishida, 1956)

$$C_c = 0,4049(e_o - 0,3216) \quad (2.38)$$

oleh (Nagaraj & Srinivasa Murthy, 1985)

$$C_r = 0,0463 \left(\frac{LL\%}{100} \right) G_s \quad (2.39)$$

Keterangan

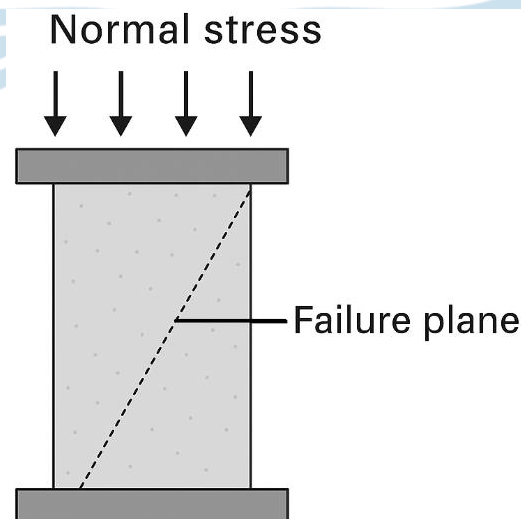
e_o = void ratio

G_s = specific gravity

n_o = angka pori tanah

2.5 Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah besarnya tahanan internal per satuan luas yang dimiliki oleh massa tanah untuk menahan kegagalan dan pergeseran sepanjang bidang tertentu di dalamnya. Mengacu pada buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), kuat geser dapat diuji dengan menggeser bagian atas sampel tanah terhadap bagian bawahnya, searah dengan bidang yang memisahkan kedua bagian tersebut. Dalam praktiknya, kuat geser sering menjadi faktor penentu dalam menahan beban maksimum pada proyek-proyek rekayasa geoteknik. Oleh karena itu, parameter ini sangat krusial dalam perencanaan geoteknik.



Gambar 2.17 Ilustrasi mengenai keadaan sampel tanah saat *Unconfined Compression Test*

Sebagai contoh tambahan untuk memperjelas pentingnya prinsip tersebut, perhatikan ilustrasi dari *Unconfined Compression Test* pada Gambar 2.17 di atas. Berdasarkan ilustrasi di atas, sampel tanah diberi beban secara vertikal tanpa adanya tekanan lateral. Ketika tegangan vertikal melebihi batas tertentu, sampel akan mengalami kegagalan sepanjang bidang diagonal, yaitu saat tegangan geser mencapai nilai kuat gesernya. Bidang diagonal tersebut akan membentuk sudut gesek (ϕ) terhadap bidang normal. Jadi, meskipun beban yang diberikan bersifat tekan (kompresi), kegagalannya tetap disebabkan oleh gaya geser atau ketahanan geser. Ketahanan geser dari tanah sendiri dapat berasal dari dua komponen utama yang paling lazim yaitu,

1. Komponen pertama berasal dari interaksi antara partikel satu dengan lainnya. Partikel-partikel ini saling menekan melalui gaya normal, dan sebagian besar tahanan geser muncul akibat gesekan di titik-titik kontak tersebut. Tegangan normal antarpartikel ini dikendalikan oleh tegangan efektif (σ'), sehingga salah satu komponen kuat geser adalah hasil kali antara tegangan efektif pada bidang geser dan koefisien gesekan antarpermukaan partikel.
2. Komponen kedua dari tahanan geser berasal dari “perekat” yang mungkin terdapat pada titik kontak antarpartikel. Perekat ini berupa gaya kohesi antarpartikel tanah dan sebenarnya merupakan bagian dari tahanan gesek, karena tegangan efektif meningkat akibat adanya tegangan air tersebut.

Salah satu teori kegagalan yang paling umum digunakan yaitu *Mohr-Coulomb Failure Criterion* karena mengakomodasi kedua komponen utama di atas. Berdasarkan teori tersebut, kuat geser tanah yang terjadi di bidang geser dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.40)$$

Keterangan

τ = kuat geser tanah (kN/m²)

c = gaya kohesi tanah (kN/m²)

σ = gaya normal terhadap bidang geser (kN/m²)

ϕ = sudut gesek tanah (°)

Jika tanah dalam kondisi jenuh air, gaya normal yang terjadi dapat terdiri dari tegangan efektif (σ') dan tegangan air pori (u) dari prinsip tegangan total dalam

persamaan (2.21) sebelumnya. Tegangan efektif (σ') dipikul hanya oleh partikel tanah, sehingga kuat geser dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.41)$$

Keterangan

- τ = kuat geser tanah, kondisi *drained* (kN/m²)
- c' = gaya kohesi tanah efektif (kN/m²)
- σ' = gaya normal efektif terhadap bidang geser (kN/m²)
- ϕ' = sudut gesek tanah efektif (°)

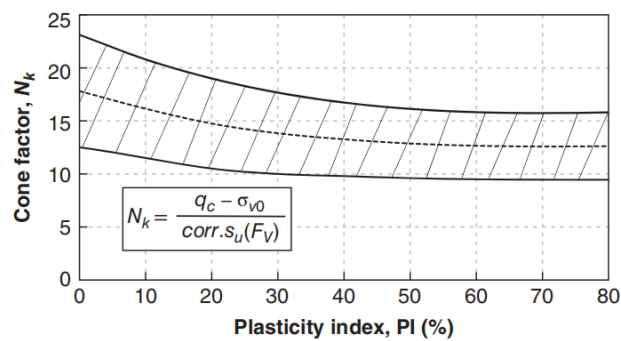
Umumnya kuat geser tanah dapat diperoleh lewat pengujian laboratorium yaitu *Unconfined Compression Test*, Uji Triaxial atau Uji Geser Langsung. Namun bila terdapat keterbatasan data maka dapat menggunakan korelasi dengan data lapangan. Dilansir dari buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), kuat geser *undrained* (S_u) dapat diperoleh menggunakan data dari CPT melalui persamaan berikut,

$$S_u = \frac{q_c - \sigma}{N_k} \quad (2.42)$$

Keterangan

- S_u = kuat geser, kondisi *undrained* (kN/m²)
- q_c = nilai tahanan ujung konus (kN/m²)
- σ = tegangan total pada kedalaman di mana nilai q_c diukur (kN/m²)
- N_k = *cone factor*

Cone factor sendiri biasa berasal dari kalibrasi alat untuk melakukan CPT, namun juga bisa ditentukan melalui grafik pada Gambar 2.25 berikut,

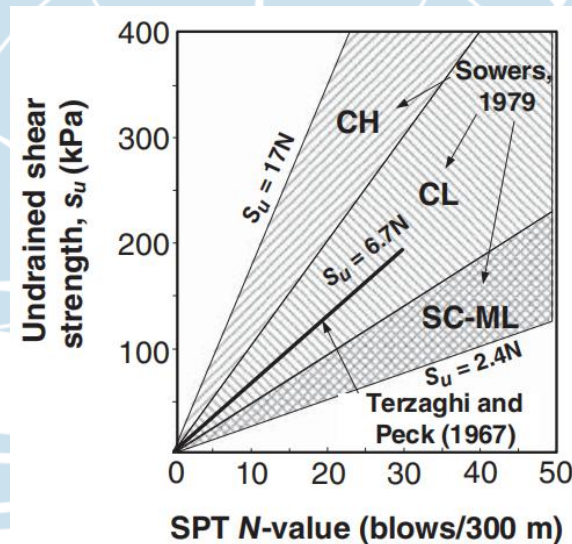


Gambar 2.18 *Cone factor* untuk menentukan S_u dari data CPT
(Briaud, 2023)

Namun dalam beberapa literatur, *cone factor* (N_k) juga bisa bernilai rata-rata sebesar 14 ± 5 . Selain dari data CPT, kuat geser *undrained* (S_u) juga bisa diestimasi menggunakan data SPT. (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996) memperkenalkan korelasi antara parameter S_u dalam (kN/m^2) dengan data SPT yaitu N_{60} melalui metode berikut,

$$S_u = 6,7N_{60} \quad (2.43)$$

Sementara itu, (Sowers, 1970) menawarkan pendekatan lewat grafik yang dinyatakan dalam Gambar 2.19 di bawah. Dalam grafik tersebut dinyatakan korelasi antara kuat geser *undrained* (S_u) dan nilai N_{value} dari SPT. Korelasi tersebut berfokus pada tanah lempung dan lempung sedikit lanau berdasarkan klasifikasi USCS.



Gambar 2.19 Korelasi antara S_u dengan data SPT
(Sowers, 1970)

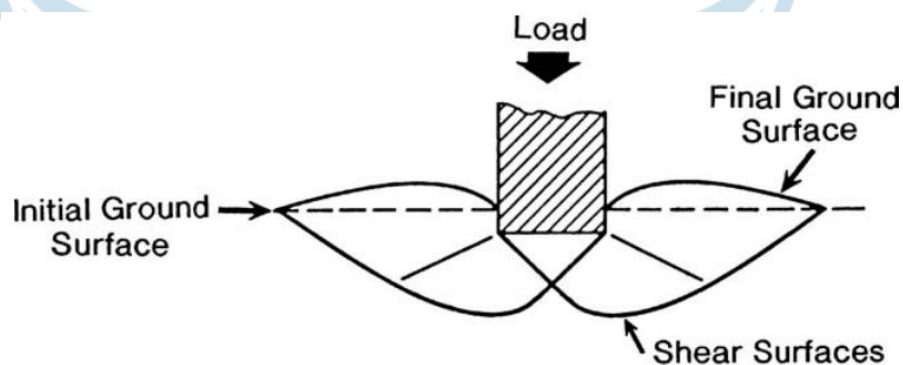
2.6 Daya Dukung Tanah

Setelah membahas kuat geser tanah sebelumnya, dapat disimpulkan bahwa umumnya kegagalan dari tanah dikendalikan oleh kuat gesernya. Prinsip tersebut yang kemudian menjadi awal dari konsep daya dukung tanah (*soil bearing pressure*). Mengacu pada buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), saat suatu massa tanah menerima beban, tidak hanya massa tanah tersebut mengalami penurunan, namun juga akan berpotensi terjadi **kegagalan daya dukung tanah**. Kegagalan daya dukung tanah didefinisikan

sebagai kegagalan pondasi yang terjadi ketika tegangan geser di dalam tanah melebihi kuat geser tanah itu sendiri. Nilai daya dukung tanah yang ditunjukkan sesaat sebelum tanah mengalami kegagalan daya dukung kerap disebut sebagai **daya dukung ultimit** (q_u), atau juga bisa diartikan sebagai tegangan tertinggi yang bisa ditahan oleh tanah saat menerima beban. Nilai daya dukung ultimit (q_u) dapat diperoleh dari korelasi empiris dengan data lapangan seperti data CPT dan SPT, dari metode teoritis, atau dari uji pembebanan. Seperti yang telah disinggung pada bagian metode sebelumnya, pendekatan yang akan diterapkan dalam estimasi daya dukung tanah akan menggunakan korelasi empiris dan metode teoritis.

Dilansir dari buku *Foundation Engineering Handbook* (Day, 2010), berdasarkan teori daya dukung oleh Terzaghi, kegagalan daya dukung pondasi dapat dikelompokkan menjadi tiga kategori yaitu,

1. *Kegagalan geser umum (general shear failure)*, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.20 di bawah, kegagalan geser umum melibatkan kegagalan total tanah di bawah pondasi. Terjadi bidang geser menerus (ditunjukkan dengan garis penuh) yang menjalar dari bawah pondasi hingga ke permukaan tanah. Sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 2.20 di bawah, kegagalan geser umum menyebabkan tanah di kedua sisi pondasi terangkat dan terdesak ke atas. Kegagalan jenis ini umumnya terjadi pada tanah yang padat atau keras.

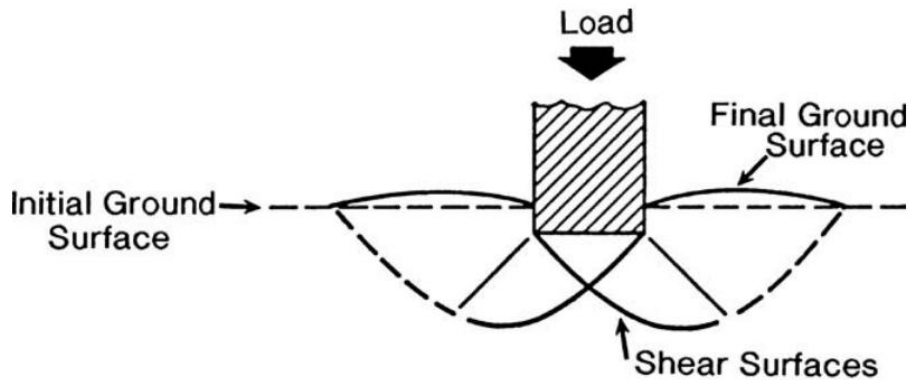


Gambar 2.20 Ilustrasi dari kegagalan geser umum

(Day, 2010)

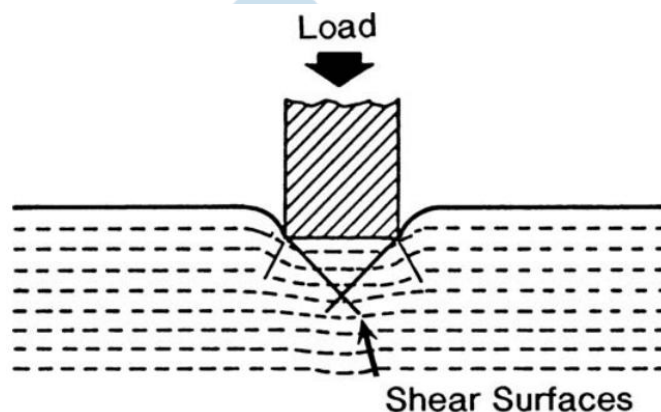
2. *Kegagalan geser lokal (local shear failure)*, pada Gambar 2.21 di bawah ditunjukkan bahwa kegagalan geser lokal hanya melibatkan kegagalan tanah di sekitar area langsung di bawah pondasi. Tanah mengalami penggembungan (*bulging*) di kedua sisi pondasi, tetapi tidak sejelas pada kegagalan geser umum

sebelumnya. Kegagalan geser lokal sering dianggap sebagai fase transisi antara kegagalan geser umum dan kegagalan geser tusuk (*punching shear*). Kegagalan geser lokal biasanya terjadi pada tanah dengan kerapatan sedang atau kondisi tanah yang cukup keras (*firm*).



Gambar 2.21 Ilustrasi dari kegagalan geser lokal
(Day, 2010)

3. *Kegagalan geser tusuk (punching shear failure)*, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.22 di bawah, kegagalan geser tusuk tidak membentuk bidang geser yang jelas sebagaimana pada kegagalan geser umum. Dalam kasus ini, tanah di luar area beban relatif tidak terlibat, dan pergerakan tanah di kedua sisi pondasi relatif minimal. Deformasi pondasi terjadi akibat kompresi tanah tepat di bawah pondasi dan geser vertikal tanah di sekitar perimeter pondasi. Kegagalan jenis ini cenderung terjadi pada tanah lepas atau lunak.



Gambar 2.22 Ilustrasi dari kegagalan geser tusuk
(Day, 2010)

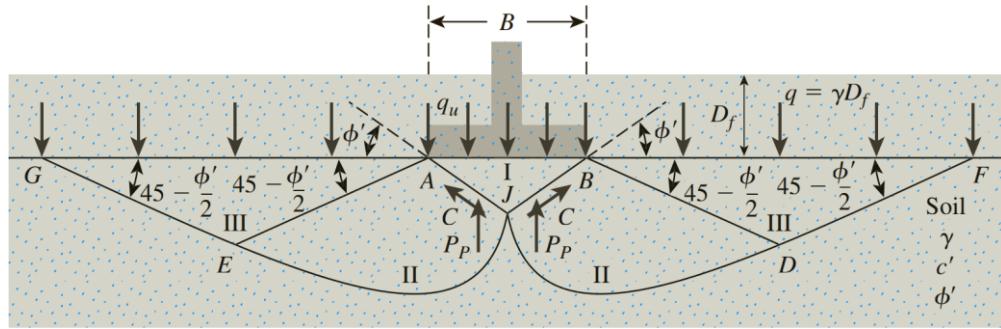
2.6.1 Teori Daya Dukung Terzaghi

Terzaghi mendefinisikan pondasi dangkal sebagai pondasi yang memiliki kedalaman (D_f) sama dengan atau lebih kecil dari lebarnya (B). Teori daya dukung Terzaghi sendiri bisa diterapkan dengan terlebih dahulu mengidentifikasi kategori kegagalan (*failure mode*) yang kemungkinan terjadi pada tanah seperti yang telah dijelaskan sebelumnya yaitu kegagalan geser umum, lokal atau tusuk. Dilansir dari buku *Foundation Engineering Handbook* (Day, 2010), kategori kegagalan pada tanah bisa diperoleh menggunakan data dari SPT yaitu $(N_1)_{60}$ untuk tanah granular dan menggunakan parameter kuat geser *undrained* (S_u) untuk tanah kohesif, yang dinyatakan dalam Tabel 2.2 berikut,

Tabel 2.2 Identifikasi kategori kegagalan (*failure mode*) pada tanah (Day, 2010)

Kategori Kegagalan	Tanah Granular			Tanah Kohesif	
	Kerapatan	Kerapatan Relatif, D_r (%)	$(N_1)_{60}$	Konsistensi	Kuat geser <i>undrained</i> , S_u (kPa)
Kegagalan geser umum	padat - sangat padat	65 - 100	> 20	sangat kaku - keras	> 100
Kegagalan geser lokal	medium	35 - 65	5 - 20	medium - kaku	25 - 100
Kegagalan geser tusuk	lepas - sangat lepas	0 - 35	< 5	halus - sangat halus	< 25

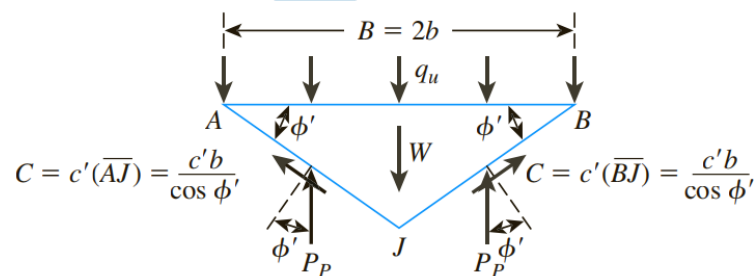
Rincian mekanisme kegagalan yang diasumsikan oleh Terzaghi untuk menentukan daya dukung ultimit tanah (dengan asumsi *general shear failure*) pada pondasi dangkal yang terletak pada kedalaman D_f dari permukaan tanah ditunjukkan pada Gambar 2.23 berikut,



Gambar 2.23 Rincian mekanisme dari teori daya dukung Terzaghi
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Mengacu pada ilustrasi dalam Gambar 2.23 di atas, zona I atau yang ditandai dengan bentuk ABJ merupakan zona triangular elastis yang terletak tepat di bawah pondasi. Kedua bidang AJ dan BJ membentuk sudut gesek tanah (ϕ') terhadap bidang horizontal di ilustrasi tersebut. Zona II atau yang ditandai dengan bentuk AJE dan BJD merupakan zona geser radial. Kedua bidang AE dan BD akan membentuk sudut sebesar $45 - \frac{\phi'}{2}$ terhadap bidang horizontal di ilustrasi tersebut. Sedangkan zona III atau yang ditandai dengan bentuk AGE dan BFD merupakan zona pasif Rankine.

Dilansir dari buku *Principals of Geotechnical Engineering* (Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018), daya dukung ultimit (q_u) dari suatu pondasi dapat ditentukan dengan menganalisis bidang AJ dan BJ dari irisan segitiga tanah ABJ , serta menghitung tegangan pasif (P_p) pada masing-masing bidang yang diperlukan untuk menyebabkan kegagalan. Berikut merupakan ilustrasi yang berfokus pada irisan segitiga ABJ yang dinyatakan dalam Gambar 2.24,



Gambar 2.24 Ilustrasi dari irisan segitiga tanah ABJ
(Braja M. Das & Khaled Sobhan, 2018)

Berdasarkan ilustrasi pada Gambar 2.24 di atas, bila mempertimbangkan semua gaya-gaya yang berperan dalam kesetimbangan, maka dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$(q_u)(2b)(1) + W = 2C \sin \phi' + 2P_p \quad (2.44)$$

Penggalan $(q_u)(2b)(1)$ pada persamaan (2.44) di atas merupakan perubahan dari beban pada pondasi (q_u) yang semula gaya per satuan luas (kN/m^2) menjadi gaya saja (kN). Oleh karena itu parameter q_u dikali dengan lebar pondasi ($B = 2b$) dan panjang pondasi yang diasumsikan sama dengan 1 satuan. Parameter W merupakan berat irisan segitiga tanah ABJ yang dinyatakan dengan persamaan berikut,

$$W = \gamma b^2 \tan \phi' \quad (2.45)$$

Parameter C merupakan gaya kohesi yang berlaku di bidang AJ dan BJ yang dinyatakan dengan persamaan berikut,

$$C = \frac{c'b}{\cos \phi'} \quad (2.46)$$

Parameter γ merupakan berat volume tanah dan c' merupakan gaya kohesi efektif tanah. Substitusi persamaan (2.45) dan (2.46) ke persamaan (2.44) sebelumnya,

$$\begin{aligned} (q_u)(2b)(1) &= 2C \sin \phi' + 2P_p - W \\ 2bq_u &= 2 \frac{c'b}{\cos \phi'} \sin \phi' + 2P_p - \gamma b^2 \tan \phi' \\ 2bq_u &= 2c'b \tan \phi' + 2P_p - \gamma b^2 \tan \phi' \\ q_u &= c' \tan \phi' + \frac{P_p}{b} - \frac{\gamma b}{2} \tan \phi' \end{aligned} \quad (2.47)$$

Tegangan pasif (P_p) dalam persamaan (2.44) dan (2.47) di atas merupakan hasil penjumlahan dari kontribusi kohesi (c'), tegangan *surchage* (q), dan berat tanah (γ), yang secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$P_p = c'(b \tan \phi')K_c + q(b \tan \phi')K_q + \frac{1}{2}\gamma(b \tan \phi')^2K_\gamma \quad (2.48)$$

Parameter K_c , K_q , dan K_γ merupakan koefisien tekanan tanah.

Berdasarkan prinsip di atas, metode dasar Terzaghi untuk mengestimasi daya dukung tanah yang dapat diterapkan untuk **kegagalan geser umum** dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.49)$$

dimana

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.50)$$

$$N_c = \cot\phi (N_q - 1) \quad (2.51)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}K_{p\gamma}\tan^2\phi - \frac{\tan\phi}{2} \quad (2.52)$$

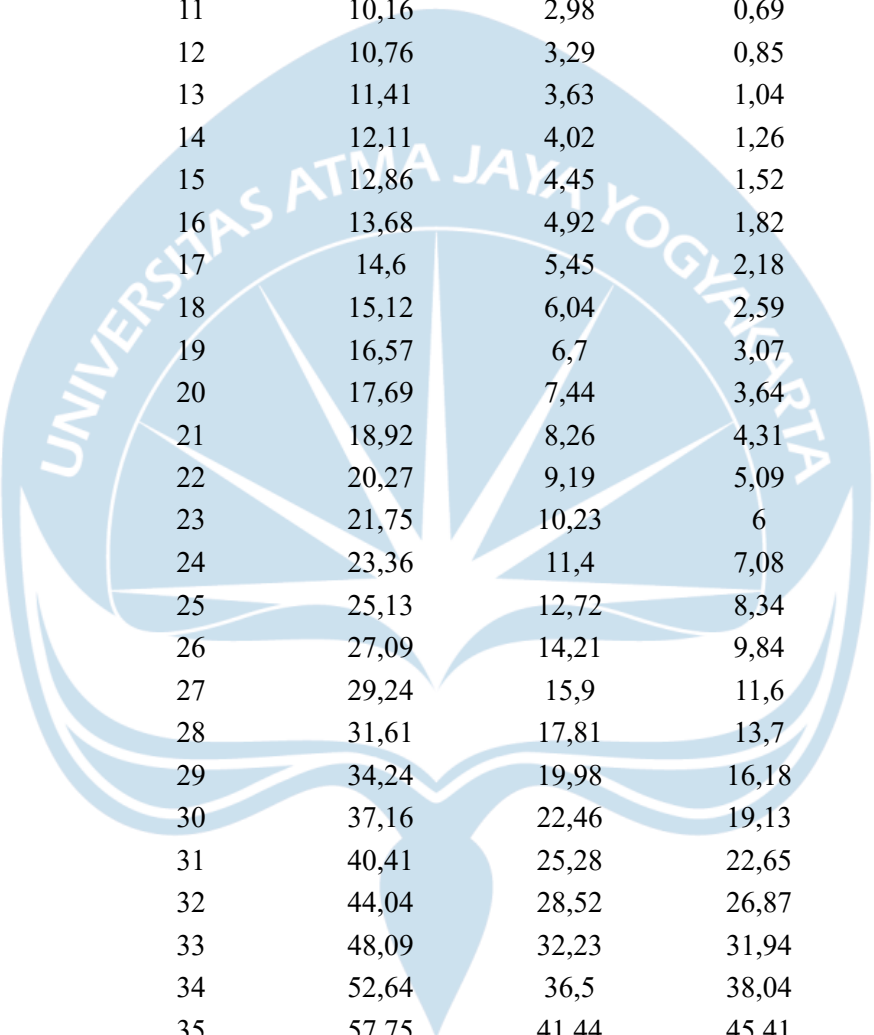
Keterangan

q_u	=	kapasitas daya dukung ultimit (kN/m ²)
c	=	nilai kohesi tanah (kN/m ²)
ϕ	=	sudut gesek tanah (°)
q	=	beban <i>surcharge</i> (kN/m ²)
γ	=	berat volume tanah (kN/m ³)
B	=	lebar pondasi (m)
$K_{p\gamma}$	=	koefisien tekanan pasif tanah

Selain menggunakan persamaan (2.50) sampai (2.52) di atas, penentuan faktor N_q , N_c , dan N_γ juga bisa menggunakan pendekatan lain dengan nilai-nilai yang telah ditabulasi sebelumnya, dinyatakan dalam Tabel 2.3 berikut,

Tabel 2.3 Faktor daya dukung Terzaghi
(Terzaghi, 1943)

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,7	1	0
1	6	1,1	0,01
2	6,3	1,22	0,04
3	6,62	1,35	0,06
4	6,97	1,49	0,1



ϕ	N_c	N_q	N_γ
5	7,34	1,64	0,14
6	7,73	1,81	0,2
7	8,15	2	0,27
8	8,6	2,21	0,35
9	9,09	2,44	0,44
10	9,61	2,69	0,56
11	10,16	2,98	0,69
12	10,76	3,29	0,85
13	11,41	3,63	1,04
14	12,11	4,02	1,26
15	12,86	4,45	1,52
16	13,68	4,92	1,82
17	14,6	5,45	2,18
18	15,12	6,04	2,59
19	16,57	6,7	3,07
20	17,69	7,44	3,64
21	18,92	8,26	4,31
22	20,27	9,19	5,09
23	21,75	10,23	6
24	23,36	11,4	7,08
25	25,13	12,72	8,34
26	27,09	14,21	9,84
27	29,24	15,9	11,6
28	31,61	17,81	13,7
29	34,24	19,98	16,18
30	37,16	22,46	19,13
31	40,41	25,28	22,65
32	44,04	28,52	26,87
33	48,09	32,23	31,94
34	52,64	36,5	38,04
35	57,75	41,44	45,41
36	63,53	47,16	54,36
37	70,01	53,8	65,27
38	77,5	61,55	78,61
39	85,97	70,61	95,03
40	95,66	81,27	115,31
41	106,81	93,85	140,51
42	119,67	108,75	171,99
43	134,58	126,5	211,56
44	151,95	147,74	261,6

ϕ	N_c	N_q	N_γ
45	172,28	173,28	325,34
46	196,22	204,19	407,11
47	224,55	241,8	512,84
48	258,28	287,85	650,87
49	298,71	344,63	831,99
50	347,5	415,14	1072,8

Selain metode untuk mengestimasi daya dukung tanah untuk kegagalan geser umum, Terzaghi juga memetodekan persamaan untuk **kegagalan geser lokal** dengan beberapa faktor reduksi sebagai berikut,

$$q_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (2.53)$$

berlaku

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (2.54)$$

$$\phi' = \frac{2}{3}\phi \quad (2.55)$$

Keterangan

q_u = kapasitas daya dukung ultimit (kN/m²)

c = nilai kohesi tanah (kN/m²)

ϕ = sudut gesek tanah (°)

q = beban *surcharge* (kN/m²)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

B = lebar pondasi (m)

Faktor N'_q , N'_c dan N'_γ merupakan faktor daya dukung dari Terzaghi yang telah dimodifikasi dengan menerapkan reduksi pada masing-masing faktor tersebut. Reduksi pada faktor N_q , N_c , dan N_γ sebelumnya dilakukan karena mengingat kapasitas daya dukung pada tanah yang kemungkinan mengalami kegagalan geser lokal pastinya lebih rendah daripada kapasitas tanah yang mengalami kegagalan geser umum. Sehingga faktor daya dukung N_q , N_c , dan N_γ yang merepresentasikan masing-masing komponen yang memberikan kontribusi pada daya dukung tanah yaitu kohesi (c'), tegangan *surcharge* (q), dan berat tanah (γ) direduksi. Sama seperti sebelumnya, penentuan faktor N'_q ,

N'_c dan N'_γ bisa menggunakan pendekatan dengan nilai-nilai yang telah ditabulasi, dinyatakan dalam Tabel 2.4 berikut,

Tabel 2.4 Faktor daya dukung Terzaghi termodifikasi
(Terzaghi, 1943)

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1	0
1	5,9	1,07	0,005
2	6,1	1,14	0,02
3	6,3	1,22	0,04
4	6,51	1,3	0,055
5	6,74	1,39	0,074
6	6,97	1,49	0,1
7	7,22	1,59	0,128
8	7,47	1,7	0,16
9	7,74	1,82	0,2
10	8,02	1,94	0,24
11	8,32	2,08	0,3
12	8,63	2,22	0,35
13	8,96	2,38	0,42
14	9,31	2,55	0,48
15	9,67	2,73	0,57
16	10,06	2,92	0,67
17	10,47	3,13	0,76
18	10,9	3,36	0,88
19	11,36	3,61	1,03
20	11,85	3,88	1,12
21	12,37	4,17	1,35
22	12,92	4,48	1,55
23	13,51	4,82	1,74
24	14,14	5,2	1,97
25	14,8	5,6	2,25
26	15,53	6,05	2,59
27	16,03	6,54	2,88
28	17,13	7,07	3,29
29	18,03	7,66	3,76
30	18,99	8,31	4,39
31	20,03	9,03	4,83
32	21,16	9,82	5,51
33	22,39	10,69	6,32
34	23,72	11,67	7,22

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
35	25,18	12,75	8,35
36	26,77	13,97	9,41
37	28,51	15,32	10,9
38	30,43	16,85	12,75
39	32,53	18,56	14,71
40	34,87	20,5	17,22
41	37,45	22,7	19,75
42	40,33	25,21	22,5
43	43,54	28,06	26,25
44	47,13	31,34	30,4
45	51,17	35,11	36
46	55,73	39,48	41,7
47	60,91	44,54	49,3
48	66,8	50,46	59,25
49	73,55	57,41	71,45
50	81,31	65,6	85,75

Selain daripada metode untuk mengantisipasi kegagalan umum dan kegagalan lokal, terdapat metode untuk mengantisipasi kegagalan tusuk. Namun, metode untuk mengantisipasi kegagalan tusuk jarang digunakan karena memang jarang dipertimbangkan. Tidak seperti kegagalan umum dan lokal sebelumnya, metode yang diterapkan juga tidak terlalu rumit, dinyatakan sebagai berikut,

$$q_u = S_u N_c + \gamma D_f \quad (2.56)$$

Keterangan

- q_u = kapasitas daya dukung ultimit (kN/m^2)
- S_u = kuat geser tanah, kondisi *undrained* (kN/m^2)
- N_c = faktor daya dukung tanah
- γ = berat volume tanah (kN/m^3)
- D_f = kedalaman pondasi (m)

Faktor daya dukung tanah (N_c) untuk persamaan (2.56) sendiri dapat menggunakan nilai N'_c dari kegagalan lokal sebelumnya.

2.6.2 Teori Daya Dukung Meyerhof

Berbeda dengan teori daya dukung Terzaghi, teori daya dukung dari Meyerhof tidak mempertimbangkan variasi kegagalan geser dari tanah seperti sebelumnya. Teori daya dukung dari Meyerhof mengasumsikan tanah yang dianalisis dalam kondisi ideal atau mengalami kegagalan geser umum saja. Namun, teori daya dukung Meyerhof lebih memperhatikan kondisi dan karakteristik beban dan pondasi, seperti bentuk pondasi, kedalaman pondasi, dan kemiringan beban dengan inklinasi tertentu.

Merujuk dari buku *Foundation Analysis and Design* (Bowles, 1995), secara prinsip, pada dasarnya teori daya dukung Meyerhof berasal dari konsep yang sama dengan sebelumnya, dimana kapasitas daya dukung terdiri dari komponen kohesi (c), tegangan *surcharge* (q), dan berat tanah (γ). Persamaan daya dukung pada teori tersebut dapat dinyatakan dalam dua kondisi berikut, untuk beban vertikal (tegak)

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2.57)$$

untuk beban terinklinasi (miring)

$$q_u = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.58)$$

dimana

$$N_q = e^{\pi \tan \phi \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (2.59)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (2.60)$$

$$N_\gamma = \tan(1,4\phi) (N_q - 1) \quad (2.61)$$

Keterangan

q_u = kapasitas daya dukung ultimit (kN/m^2)

c = nilai kohesi tanah (kN/m^2)

ϕ = sudut gesek tanah ($^\circ$)

q = beban *surcharge* (kN/m^2)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar pondasi (m)

Parameter s_c , s_q , dan s_γ merupakan faktor pengaruh untuk mengantisipasi variasi bentuk pondasi (*shape*). Parameter d_c , d_q , dan d_γ merupakan faktor pengaruh untuk mengantisipasi variasi kedalaman pondasi (*depth*). Sedangkan parameter i_c , i_q , dan i_γ merupakan faktor pengaruh untuk mengantisipasi variasi inklinasi atau kemiringan dari beban (*inclination*). Semua faktor pengaruh tersebut dapat diperoleh melalui persamaan dalam Tabel 2.5 berikut,

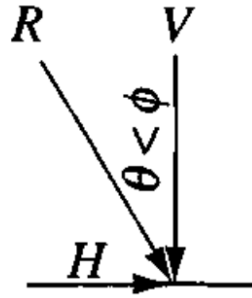
Tabel 2.5 Faktor pengaruh untuk teori daya dukung Meyerhof
(Bowles, 1995)

Syarat	Nilai	
faktor bentuk (<i>shape</i>)		
semua ϕ	$s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L}$	(2.62)
$\phi > 10^\circ$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L}$	(2.63)
$\phi = 0$	$s_q = s_\gamma = 1$	(2.64)
faktor kedalaman (<i>depth</i>)		
semua ϕ	$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	(2.65)
$\phi > 10^\circ$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	(2.66)
$\phi = 0$	$d_q = d_\gamma = 1$	(2.67)
faktor kemiringan (<i>inclination</i>)		
semua ϕ	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$	(2.68)
$\phi > 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$	(2.69)
$\phi = 0$	$i_\gamma = 0$ jika $\theta > 0$	(2.70)

dimana

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.71)$$

Parameter D_f , B , dan L merupakan kedalaman pondasi, lebar pondasi dan panjang pondasi secara berurutan. Sedangkan θ merupakan sudut dari gaya atau beban yang miring terhadap sumbu vertikal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.25 berikut,



Gambar 2.25 Ilustrasi beban miring membentuk sudut θ
(Bowles, 1995)

Berdasarkan ilustrasi di atas, R merupakan beban miring, V merupakan sumbu vertikal yang tegak lurus terhadap H atau bidang horizontal global.

2.6.3 Korelasi Empiris dengan Data CPT dan SPT

Selain menggunakan metode teoritis, kapasitas daya dukung juga bisa didapatkan lewat korelasi empiris dengan data lapangan yaitu SPT dan CPT. Dilansir dari buku *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Briaud, 2023), kapasitas daya dukung yang berasal dari korelasi langsung dengan data CPT berupa q_c dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$q_u = k_c q_c + \gamma D_f \quad (2.72)$$

Keterangan

q_u = kapasitas daya dukung ultimit (kN/m^2)

k_c = faktor daya dukung untuk CPT

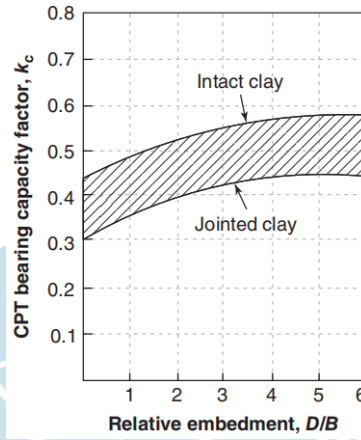
q_c = nilai tahanan ujung konus (kN/m^2)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

D_f = kedalaman pondasi (m)

Nilai tahanan ujung konus (q_c) pada persamaan (2.69) di atas merupakan rata-rata nilai q_c di sedalam zona pengaruh (*influence zone*). Parameter k_c menurut

(Tand, Funegard, & Briaud, 1986) dapat diperoleh melalui diagram yang dinyatakan dalam Gambar 2.26 berikut,



Gambar 2.26 Faktor daya dukung (k_c) untuk CPT
(Tand et al., 1986)

Namun dilansir dari (Briaud & Gibbens, 1999), identifikasi k_c bisa dilakukan dengan metode persamaan numerik yang mempertimbangkan jenis tanah dan bentuk pondasi sebagai berikut,

untuk pondasi persegi panjang di tanah lempung dan lanau

$$k_c = 0,27 + \left(0,07 + 0,007 \frac{D_f}{B}\right) \left(1 - e^{-1,3 \frac{D_f}{B}}\right) \quad (2.73)$$

untuk pondasi persegi panjang di tanah pasir dan kerikil

$$k_c = 0,09 + \left(0,04 + 0,006 \frac{D_f}{B}\right) \left(1 - e^{-2 \frac{D_f}{B}}\right) \quad (2.74)$$

Selain itu, korelasi untuk megestimasi kapasitas daya dukung dari data SPT secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut,

$$q_u = k_N NP_a + \gamma D_f \quad (2.75)$$

Keterangan

- q_u = kapasitas daya dukung ultimit (kN/m^2)
- k_N = faktor daya dukung untuk SPT
- N = jumlah pukulan atau *blow count* dari SPT
- P_a = tekanan atmosfer (kN/m^2)
- γ = berat volume tanah (kN/m^3)

D_f = kedalaman pondasi (m)

Nilai N pada persamaan (2.72) di atas merupakan rata-rata nilai N di sedalam zona pengaruh (*influence zone*) dari SPT atau N_{value} tidak terkoreksi. Sedangkan parameter P_a merupakan tekanan atmosfer yang biasanya digunakan untuk normalisasi nilai N_{value} , berkisar senilai 100 kN/m². Berdasarkan (Briaud & Gibbens, 1999), persamaan (2.75) di atas dapat diturunkan dengan mempertimbangkan faktor daya dukung untuk SPT (k_N) dan dibedakan berdasarkan jenis tanahnya sebagai berikut,

untuk tanah granular

$$q_u = 0,60NP_a + \gamma D_f \quad (2.76)$$

untuk tanah kohesif

$$q_u = 0,35NP_a + \gamma D_f \quad (2.77)$$

Kapasitas daya dukung tanah yang dinyatakan sebagai daya dukung ultimit (q_u) memang umumnya dapat dianggap merepresentasikan tegangan tertinggi yang dapat ditahan oleh tanah sebelum pada akhirnya mengalami kegagalan. Namun pada implementasi desain dalam geoteknik, daya dukung ultimit tidak digunakan sebagai batas maksimal dari kekuatan tanah. Oleh karena itu, konsep **daya dukung izin** atau ***allowable bearing pressure* (q_a)** yang kerap menjadi patokan alih-alih daya dukung ultimit (q_u). Daya dukung izin (q_a) merupakan versi dari daya dukung ultimit (q_u) yang telah direduksi demi mencapai keamanan yang lebih terjamin. Umumnya daya dukung izin didapatkan dengan menerapkan faktor keamanan (*factor of safety*) yang dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (2.78)$$

Keterangan

q_u = daya dukung ultimit (kN/m²)

q_a = daya dukung izin (kN/m²)

FS = *factor of safety*

Faktor keamanan (FS) sendiri diaplikasikan tidak hanya pada konteks daya dukung tanah saja, namun bahkan diaplikasikan untuk mengantisipasi berbagai macam potensi kegagalan dari tanah. Dilansir dari buku *Geotechnical Engineering*:

Unsaturated and Saturated Soils (Briaud, 2023) berikut merupakan faktor keamanan (FS) yang biasa diaplikasikan dinyatakan dalam Tabel 2.6,

Tabel 2.6 Tipikal faktor keamanan (FS)

(Briaud, 2023)

Konteks Aplikasi	Faktor Keamanan, FS
Pondasi dangkal	2,5 - 3
Pondasi dalam	2 - 2,5
Dinding penahan tanah	1,5 - 2
Stabilitas lereng	1,3 – 1,5

Berdasarkan Tabel 2.6 di atas, faktor keamanan (FS) yang bisa diaplikasikan untuk identifikasi daya dukung izin (q_a) untuk pondasi dangkal bernilai sekitar 2,5 - 3. Namun, dilansir dari SNI 8460:2017, faktor keamanan yang digunakan lebih konservatif seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.27 berikut,

9.2.3.1 Metode rasional

Metode rasional yang digunakan untuk menghitung kapasitas ultimit fondasi harus dilakukan berdasarkan data-data tanah yang diperoleh dari penyelidikan lapangan maupun laboratorium pada lokasi pekerjaan menggunakan:

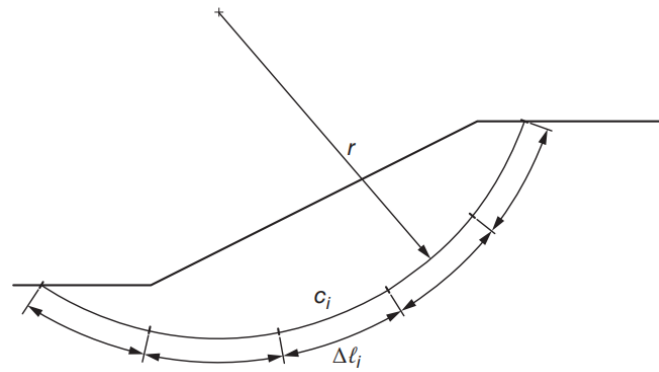
- Metode analitik yang sudah baku (misalnya Terzaghi, Meyerhoff, Hansen, Vesic, Reese) yang memperhitungkan kondisi lapisan tanah yang ada serta geometri dari fondasi,
- Metode empiris yang sudah baku (terbukti).

Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimit fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan yang besarnya minimum **3 untuk fondasi dangkal** atau minimum 2,5 untuk fondasi dalam.

Gambar 2.27 Pasal 9.2.3.1 pada SNI 8460:2017

2.7 Stabilitas Lereng

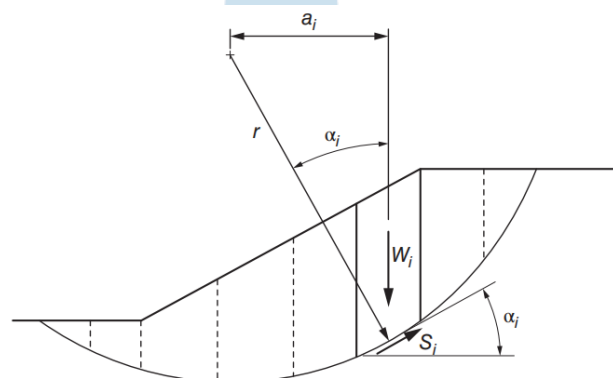
Selain mengevaluasi dan memastikan kapasitas kekuatan tanah berupa daya dukung serta kestabilan berupa penurunan tanah, kestabilan lereng juga harus menjadi perhatian utama. Dalam mengevaluasi kestabilan lereng, *factor of safety* (FS) menjadi salah satu acuan utama. *Factor of safety* (FS) yang ditinjau dari suatu lereng bisa diperoleh melalui anggapan bahwa tanah akan mengalami kegagalan geser pada suatu bidang gelincir lingkaran.



Gambar 2.28 Ilustrasi bidang gelincir lingkaran
(Duncan, Wright, & Brandon, 2014)

Seperti pada Gambar 2.28 di atas, bidang gelincir lingkaran dengan jari-jari atau ruas r menjadi patokan dalam mengevaluasi stabilitas suatu lereng. Istilah Δl_i pada Gambar 2.28 merupakan panjang busur dari lingkaran dan c_i merupakan nilai kohesi dari tanah.

Factor of safety (FS) pada dasarnya diperoleh dari rasio antara gaya penahan atau *resisting force* (F_R) dan gaya pendorong atau *activating force* (F_A). Gaya penahan (F_R) merupakan semua komponen gaya yang menahan massa tanah supaya lereng tidak mengalami kegagalan geser. Sebaliknya, gaya pendorong (F_A) merupakan semua komponen gaya yang menyebabkan lereng mengalami kegagalan geser. Gaya penahan dan gaya pendorong tersebut dapat diperoleh dengan metode irisan, yaitu dengan membagi massa tanah dalam cakupan lingkaran seperti Gambar 2.28 di atas menjadi beberapa irisan terpisah.

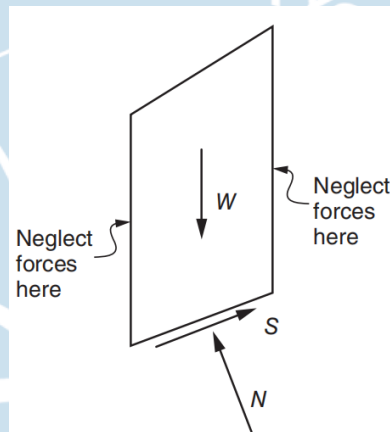


Gambar 2.29 Ilustrasi massa tanah yang dibagi menjadi beberapa irisan
(Duncan, Wright, & Brandon, 2014)

Pada Gambar 2.29 di atas, masing-masing irisan mempunyai berat (W_i), dan gaya gesek atau kohesi (S_i). Kemudian, α_i merupakan sudut yang dibentuk dari arah gaya normal di dasar irisan terhadap arah gaya beratnya. Lalu, a_i merupakan jarak antara dasar irisan ke pusat lingkaran.

2.7.1 Ordinary Method of Slices

Metode ini juga kerap disebut sebagai *Fellenius Method*, yaitu teori yang mengevaluasi stabilitas lereng menggunakan konsep bidang gelincir lingkaran dan irisan sebelumnya. Namun, pada dasarnya teori ini mengesampingkan gaya kontak antar irisan.



Gambar 2.30 Ilustrasi irisan tanpa gaya antar irisan
(Duncan, Wright, & Brandon, 2014)

Berdasarkan Gambar 2.30 di atas, W merupakan berat irisan, S merupakan gaya kohesi dan N merupakan gaya normal irisan. Pada prinsipnya, komponen dari gaya penahan berasal dari kontribusi gaya kohesi (S) yang mencegah setiap irisan untuk tergelincir. Kemudian berat irisan (W) juga berkontribusi dalam menahan bila diorientasikan paralel dengan gaya normal (N) sebesar sudut α sebelumnya. Namun, berat irisan (W) juga berkontribusi sebagai gaya pendorong bila diorientasikan sebesar sudut α pada sumbu horizontal.

Berat irisan (W) dan gaya kohesi (S) dapat ditentukan lewat geometri irisan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.31 di bawah. Berdasarkan Gambar 2.31 tersebut, b merupakan lebar irisan, h merupakan tinggi irisan, dan Δl merupakan panjang dasar irisan atau bagian dari busur lingkaran. Sehingga

berat irisan (W) dan gaya kohesi (S) dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$W = \gamma b h \quad (2.79)$$

$$S = c' \Delta l \quad (2.80)$$

Keterangan

W = berat irisan (kN/m)

S = gaya kohesi (kN/m)

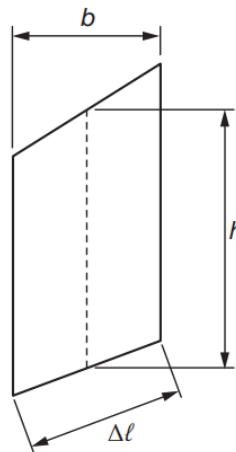
γ = berat unit volume tanah (kN/m³)

b = lebar irisan (m)

h = tinggi irisan (m)

c' = kohesi tanah efektif (kN/m²)

Δl = panjang dasar irisan (m)



Gambar 2.31 Geometri dari irisan

(Duncan, Wright, & Brandon, 2014)

Sehingga dengan menerapkan semua prinsip di atas, *factor of safety* (FS) dengan *Ordinary Method of Slices* dapat diperoleh melalui persamaan berikut,

$$FS = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.81)$$

Keterangan

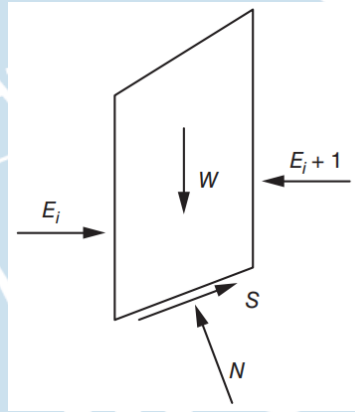
u = tegangan air pori (kN/m²)

ϕ' = sudut gesek tanah efektif (°)

Perlu diperhatikan bahwa persamaan 2.81 di atas hanya berlaku untuk kondisi *drained* karena menggunakan parameter efektif.

2.7.2 Teori *Simplified Bishop*

Mirip seperti *Ordinary Method of Slices* sebelumnya, Teori *Simplified Bishop* menerapkan konsep bidang gelincir lingkaran dan irisan. Namun, perbedaannya adalah Teori *Simplified Bishop* mempertimbangkan gaya antar irisan.



Gambar 2.32 Ilustrasi irisan dengan gaya antar irisan
(Duncan, Wright, & Brandon, 2014)

Pada Gambar 2.32 di atas, semua komponen gaya berupa W , S , dan N masih memegang prinsip yang sama seperti sebelumnya. Sedangkan E_i dan $E_i + 1$ merupakan gaya antar irisan di sekitarnya. Sehingga berdasarkan prinsip tersebut *factor of safety* (FS) dengan Teori *Simplified Bishop* dapat diperoleh melalui persamaan berikut,

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{(\sin \alpha \tan \phi')}{FS}} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.82)$$

Perlu diperhatikan bahwa persamaan 2.82 di atas hanya berlaku untuk kondisi *drained* karena menggunakan parameter efektif.

Pedoman atau mungkin patokan untuk nilai *factor of safety* (FS) yang perlu dicapai agar lereng bisa dinyatakan aman kurang lebih bisa dilihat pada Tabel 2.6 di atas. Namun secara spesifik, (SNI 8460 tentang Persyaratan Perancangan

Geoteknik, 2017) menginstruksikan nilai *factor of safety* (*FS*) untuk lereng seperti pada Tabel 2.7 di bawah.

Tabel 2.7 Nilai *factor of safety* (*FS*) untuk lereng
(SNI 8460 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik, 2017)

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah ^a	Tinggi ^b
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,5	2,0 atau lebih
^a Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi di lapangan. ^b Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.		

2.8 Perbaikan dan Perkuatan Tanah

Dalam banyak kasus dimana kekuatan tanah asli tidak dapat mengakomodasi kebutuhan beban dari infrastruktur tertentu, maka diperlukan ‘perubahan’ pada tanah tersebut supaya dapat memenuhi tuntutan beban yang diinstruksikan. Sebelumnya telah dijelaskan bagaimana menentukan persebaran tegangan dari tanah serta mengestimasi kekuatan maupun kestabilan tanah lewat perhitungan dan identifikasi besar penurunan dan kapasitas daya dukung tanah. Sehingga dapat dilakukan analisis dan pertimbangan berdasarkan beban yang berlaku dan kapasitas tanah itu sendiri. Seperti pada kasus daya dukung tanah, beban yang bekerja pada tanah harus lebih kecil dibandingkan kapasitas daya dukung izin (q_a). Namun, perbaikan dan perkuatan tanah tidak hanya sebatas pada konteks kapasitas kekuatan tanah (*strength*) saja. Contohnya untuk mengantisipasi penurunan yang relatif besar pada tanah, maka dilakukan tambahan timbunan tanah.

Perkuatan tanah yang paling diperlukan yaitu saat kapasitas daya dukung izin tanah (q_a) tidak dapat mengemban beban di atasnya. Perkuatan tanah dapat dicapai dengan menggunakan geosintetik, prinsip dari penggunaan geosintetik dapat dilihat dalam Gambar 2.33 di bawah. Berdasarkan ilustrasi dalam Gambar 2.33 tersebut, beban maksimum pada kondisi setelah diberikan geosintetik diperoleh melalui persamaan berikut,

$$P_{avg} = \frac{A_g \gamma_{tim} + q_{jal} W}{B} \quad (2.83)$$

Keterangan

P_{avg} = beban maksimum setelah menggunakan geosintetik (kN/m²)

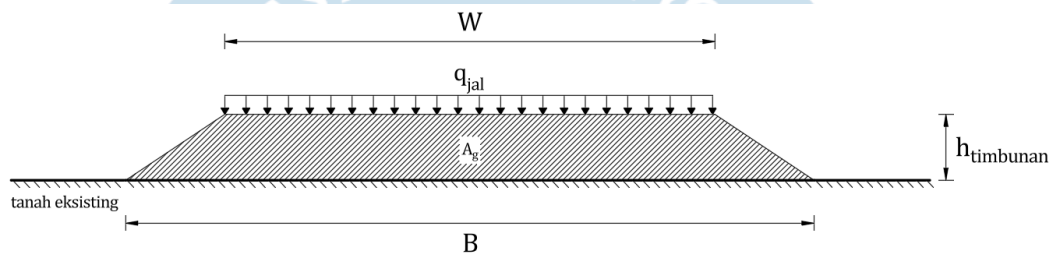
A_g = luas penampang melintang timbunan (m²)

γ_{tim} = berat volume tanah timbunan (kN/m³)

q_{jal} = beban merata lalu lintas dan beban perkerasan jalan (kN/m²)

W = lebar atas/puncak timbunan (m)

B = lebar dasar timbunan (m)



Gambar 2.33 Ilustrasi timbunan setelah menggunakan geosintetik

Setelah menentukan beban maksimum (P_{avg}), beban tersebut dibandingkan dengan kapasitas daya dukung ultimit (q_u) untuk mencapai *factor of safety* (FS) yang dibutuhkan melalui persamaan berikut,

$$FS = \frac{q_u}{P_{avg}} \quad (2.84)$$

Mengacu pada Pedoman Perencanaan dan Pelaksanaan Perkuatan Tanah dengan Geosintetik, *factor of safety* (FS) yang dibutuhkan untuk perkuatan dengan geosintetik sebesar 1,5.

2.9 Klasifikasi Jalan

Dalam perencanaan dan perancangan infrastruktur jalan, pemahaman mengenai klasifikasi jalan merupakan hal mendasar yang diperlukan untuk menentukan standar teknis yang sesuai, baik dari aspek fungsi, geometrik, kapasitas, maupun tingkat pelayanan. Klasifikasi ini berperan penting dalam pengambilan keputusan perencanaan, pembangunan, dan pengelolaan jalan secara tepat sasaran.

Mengacu pada Peraturan Pemerintah Nomor 34 tahun 2006 tentang Jalan, pada Pasal 2 dinyatakan bahwa klasifikasi jalan mencakup pengaturan untuk jalan umum dan jalan khusus. Sedangkan dari peraturan yang sama pada Pasal 5 dinyatakan bahwa jalan umum dapat dikelompokkan dalam sistem jaringan jalan, fungsi jalan, status jalan, dan kelas jalan.

2.9.1 Sistem Jaringan Jalan (SJJ)

Sistem jaringan jalan merupakan suatu struktur jaringan terpadu yang terdiri atas dua bagian utama, yaitu **jaringan jalan primer** dan **jaringan jalan sekunder**, yang tersusun secara hierarkis. Penyusunan sistem jaringan ini didasarkan pada rencana tata ruang wilayah (RTRW) serta mempertimbangkan konektivitas antarkawasan, baik dalam lingkup kawasan perkotaan maupun perdesaan, guna menciptakan keterpaduan fungsi dan pelayanan jaringan jalan secara menyeluruh.

Jaringan jalan primer umumnya merupakan jaringan jalan yang menghubungkan pusat kegiatan strategis seperti berikut,

1. Pusat Kegiatan Nasional (PKN)
2. Pusat Kegiatan Wilayah (PKW)
3. Pusat Kegiatan Lokal (PKL)
4. Pusat Kegiatan Lingkungan (PKLing)

Selain itu, bila ditinjau berdasarkan tingkat daerah yang dihubungkan maka bisa terdiri dari tingkatan daerah sebagai berikut,

1. Ibu Kota Negara (IKN)
2. Ibu Kota Provinsi (IKP)
3. Ibu Kota Kabupaten (IKK)
4. Kota (KT)
5. Ibu Kota Kecamatan (IKC)
6. Pusat Desa (PD) seperti kelurahan
7. Desa (DS) seperti dukuh

Jaringan jalan sekunder umumnya merupakan jaringan jalan yang memenuhi fungsi sirkulasi dalam kota atau dalam kecamatan serta distribusi barang dan jasa untuk komunitas lokal. Jaringan jalan sekunder menghubungkan berbagai tingkatan kawasan sebagai berikut,

1. Kawasan Primer (KP)
2. Kawasan Sekunder 1 (KS1)
3. Kawasan Sekunder 2 (KS2)
4. Kawasan Sekunder 3 (KS3)
5. Kawasan Sekunder ke-n (KS_n)
6. Perumahan/Persil (Prm)

2.9.2 Fungsi Jalan

Berdasarkan sifat dan pergerakan pada lalu lintas dan angkutan jalan, fungsi jalan dibedakan atas arteri, kolektor, lokal, dan lingkungan. Berdasarkan Sistem Jaringan Jalan (SSJ) sebelumnya, maka klasifikasi fungsi jalan juga dapat dibedakan berdasarkan jaringan jalan primer seperti berikut,

1. *Jalan arteri primer*, melayani perjalanan lalu lintas jarak jauh yang tidak boleh terganggu oleh lalu lintas ulang alik, lalu lintas lokal, dan kegiatan lokal. Mempunyai kapasitas yang lebih besar dari volume lalu lintas rata-ratanya dan jalan masuk dibatasi. Jalan arteri primer yang memasuki kawasan perkotaan dan/atau kawasan pengembangan perkotaan tidak boleh terputus. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 11 m.
2. *Jalan kolektor primer*, melayani perjalanan lalu lintas jarak sedang. Mempunyai kapasitas yang lebih besar dari volume lalu lintas rata-ratanya dan jalan masuk dibatasi secara efisien. Jalan kolektor primer yang memasuki kawasan perkotaan dan/atau kawasan pengembangan perkotaan tidak boleh terputus. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 9 m.
3. *Jalan lokal primer*, melayani perjalanan jarak dekat dan jumlah jalan masuk tidak dibatasi. Jalan lokal primer yang memasuki kawasan pedesaan tidak boleh terputus. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 7,5 m.
4. *Jalan lingkungan primer*, melayani perjalanan menuju rumah/persil dan jumlah jalan masuk tidak dibatasi. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 6,5 m untuk melayani kendaraan bermotor roda 3 atau lebih, atau lebar badan jalan paling sedikit 3,5 m untuk melayani kendaraan bermotor roda 2.

Sedangkan dari jaringan jalan sekunder kurang lebih juga dapat diuraikan sebagai berikut,

1. *Jalan arteri sekunder*, mempunyai kapasitas yang lebih besar daripada volume lalu lintas rata-rata. Kemudian lalu lintas cepat tidak boleh terganggu oleh lalu lintas lambat. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 11 m.
2. *Jalan kolektor sekunder*, mempunyai kapasitas yang lebih besar daripada volume lalu lintas rata-rata. Kemudian lalu lintas cepat tidak boleh terganggu oleh lalu lintas lambat. Mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 9 m.
3. *Jalan lokal sekunder*, mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 7,5 m.
4. *Jalan lingkungan sekunder*, mempunyai lebar badan jalan paling sedikit 6,5 m untuk melayani kendaraan bermotor roda 3 atau lebih, atau lebar badan jalan paling sedikit 3,5 m untuk melayani kendaraan bermotor roda 2.

2.9.3 Status Jalan

Status jalan sendiri berarti klasifikasi jalan dibedakan berdasarkan kepemilikan yurisdiksi atau tingkatan dalam pemerintahan atas suatu jalan. Berdasarkan kewenangan administratif, jalan umum dapat diuraikan sebagai berikut,

1. *Jalan nasional*, merupakan jalan umum yang diselenggarakan dan dikelola oleh pemerintah pusat. Klasifikasi jalan ini terdiri dari jalan arteri primer, jalan kolektor primer yang menghubungkan antar ibu kota provinsi, jalan tol dan jalan strategis nasional.
2. *Jalan provinsi*, merupakan jalan umum yang diselenggarakan dan dikelola oleh pemerintah provinsi. Klasifikasi jalan ini terdiri dari jalan kolektor primer yang menghubungkan ibukota provinsi dengan ibukota kabupaten atau kota, jalan kolektor primer yang menghubungkan antar ibukota kabupaten atau kota, jalan strategis provinsi, dan jalan di Daerah Khusus Ibukota Jakarta.
3. *Jalan kabupaten*, merupakan jalan umum yang diselenggarakan dan dikelola oleh pemerintah kabupaten. Klasifikasi jalan ini terdiri dari jalan kolektor primer yang tidak termasuk jalan nasional dan jalan provinsi, jalan lokal primer yang menghubungkan ibukota kabupaten dengan ibukota kecamatan, ibukota kabupaten dengan pusat desa, antar ibukota kecamatan,

ibukota kecamatan dengan desa, dan antar desa, jalan sekunder yang tidak termasuk jalan provinsi dan jalan sekunder dalam kota, serta jalan strategis kabupaten.

4. *Jalan kota*, jalan umum yang diselenggarakan dan dikelola oleh pemerintah kota dan berada dalam jaringan jalan di dalam kota.
5. *Jalan desa*, jalan umum yang diselenggarakan oleh pemerintah kabupaten, terdiri dari jalan lingkungan primer dan jalan lokal primer yang tidak termasuk jalan kabupaten, berada di dalam kawasan perdesaan, dan menghubungkan kawasan dan/atau antarpemukiman di dalam desa.

2.9.4 Kelas Jalan

Kelas jalan sendiri dikelompokkan berdasarkan **penggunaan jalan dan kelancaran lalu lintas dan angkutan jalan (LLAJ)**, serta **spesifikasi penyediaan prasarana jalan (SPPJ)**. Berdasarkan penggunaan jalan dan kelancaran lalu lintas dan angkutan jalan (LLAJ), klasifikasi terdiri dari jalan kelas I, kelas II, kelas III, dan kelas khusus. Selengkapnya mengenai karakteristik dari klasifikasi tersebut dinyatakan dalam Tabel 2.8 berikut,

Tabel 2.8 Kelas jalan sesuai penggunaannya
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Kelas Jalan	Fungsi Jalan	Dimensi Kendaraan (m)			Muatan Sumbu Terberat, MST (ton)
		Lebar	Panjang	Tinggi	
Kelas I	Arteri, Kolektor	$\leq 2,55$	≤ 18	$\leq 4,2$	10
Kelas II	Arteri,	$\leq 2,55$	≤ 12	$\leq 4,2$	8
Kelas III	Kolektor, Lokal, dan Lingkungan	$\leq 2,2$	≤ 9	$\leq 3,5$	8 ^{*)}
Kelas Khusus	Arteri	$> 2,55$	≤ 18	$\leq 4,2$	> 10

NOTE ^{*)} dalam keadaan tertentu dapat < 8 ton

Sedangkan berdasarkan spesifikasi penyediaan prasarana jalan (SPPJ), umumnya ditinjau dari aspek kontrol akses terhadap jalan dan prasarana yang tersedia di sekitar jalan. SPPJ dikelompokkan berdasarkan pengendalian jalan

masuk, keberadaan persimpangan sebidang, jumlah dan lebar lajur, ketersediaan median, serta pagar Rumija. Selengkapnya mengenai uraian dari klasifikasi tersebut dinyatakan dalam Tabel 2.9 di bawah.

2.9.5 Klasifikasi Medan Jalan

Karakteristik medan tempat jalan akan dibangun diklasifikasikan ke dalam beberapa kategori tertentu. Setiap klasifikasi medan memiliki ciri khas tersendiri, baik dari segi unsur geometrik secara fisik maupun dari aspek operasional pengguna jalan. Karakteristik-karakteristik ini saling berkaitan dan membentuk kesatuan yang memengaruhi proses perencanaan jalan.

Dalam tahap desain awal, kondisi topografi yang ditunjukkan oleh potongan melintang medan sangat berperan dalam menentukan alinemen horizontal dan vertikal, serta memengaruhi penetapan kecepatan rencana. Berdasarkan tingkat kemiringan yang diukur secara tegak lurus terhadap garis kontur, topografi medan diklasifikasikan menjadi tiga jenis, yaitu medan datar, medan berbukit, dan medan bergunung, yang masing-masing memiliki implikasi teknis terhadap perancangan geometrik jalan. Selengkapnya mengenai karakteristik dari klasifikasi tersebut dinyatakan dalam Tabel 2.10 berikut,

Tabel 2.9 Klasifikasi medan jalan
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

No.	Jenis Medan	Notasi	Kemiringan Medan, %
1	Datar	D	< 10
2	Bukit	B	10 - 25
3	Gunung	G	> 25

NOTE nilai kemiringan medan rata-rata ditinjau per 50 m dalam satu kilometer

Jalan-jalan di wilayah perkotaan (dalam SJJ sekunder) dianggap seluruhnya berada pada medan datar dan jalan-jalan di wilayah luar kota (dalam SJJ primer) termasuk jalan-jalan yang melayani antarkota dan JBH dapat berada pada ketiga klasifikasi medan tersebut.

Tabel 2.10 Rincian klasifikasi berdasarkan SPPJ

Klasifikasi	Pengendalian Jalan Masuk	Persimpangan Sebidang	Jumlah Lajur Paling Sedikit untuk Setiap Arah	Lebar Minimal (m)	Median	Pagar Rumija
Jalan Bebas Hambatan (JBH)	secara penuh	tidak ada	2 lajur	3,5 per lajur	dilengkapi	dilengkapi
Jalan Raya (JRY)	terbatas	ada	2 lajur	3,5 per lajur	dilengkapi	tidak dilengkapi
Jalan Sedang (JSD)	tidak dibatasi	ada	2 lajur	7 per jalur	tidak dilengkapi	tidak dilengkapi
Jalan Kecil (JKC)	tidak dibatasi	ada	2 lajur	5 per jalur	tidak dilengkapi	tidak dilengkapi
Jalan Lalu Lintas Rendah (JLR)	tidak dibatasi	ada	1 lajur	4 per jalur	tidak dilengkapi	tidak dilengkapi

NOTE Jalan Lalu Lintas Rendah (JLR) merupakan jalan umum yang belum diatur dalam peraturan yang berlaku, tetapi dimetodekan untuk melayani lalu lintas yang rendah ($LHRT_D < 2000 \text{SMP/hari}$, atau kurang lebih $< 200 \text{SMP/jam}$)

2.10 Bagian-Bagian Jalan

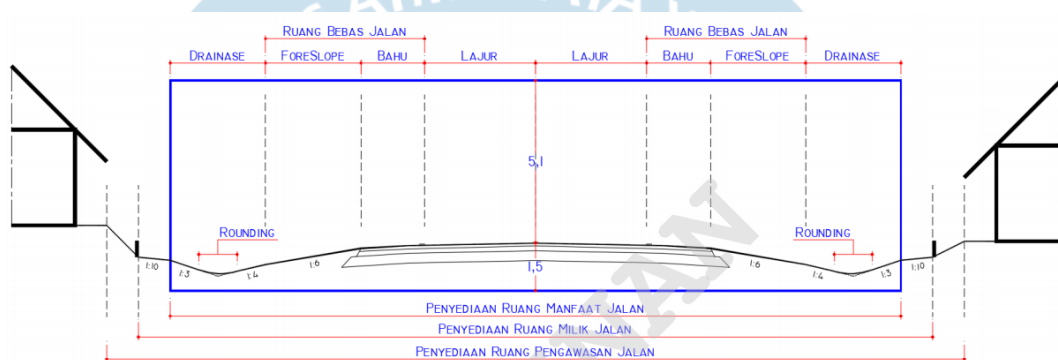
Dalam perencanaan dan konstruksi jalan, penting untuk memahami elemen atau bagian-bagian utama penyusun jalan secara menyeluruh. Setiap bagian memiliki fungsi tersendiri yang saling mendukung dalam memberikan kenyamanan, keselamatan, serta daya tahan struktur terhadap beban lalu lintas dan kondisi lingkungan. Pemahaman terhadap komponen jalan, mulai dari badan jalan, bahu jalan, saluran drainase, hingga perlengkapan jalan menjadi dasar penting dalam merancang jalan yang memenuhi standar teknis dan fungsional sesuai klasifikasinya.

Salah satu konsep yang menjadi dari bagian-bagian jalan adalah ruang jalan. Pada permukaan tanah yang relatif datar, ruang jalan dapat dibedakan menjadi beberapa bagian sebagai berikut,

1. *Ruang manfaat jalan* (Rumaja), merupakan ruang sepanjang jalan yang dibatasi oleh lebar, tinggi, dan kedalaman tertentu, meliputi bagian badan jalan, saluran tepi jalan, dan ambang pengaman, serta Rubeja jika dibutuhkan. Rincian ruang beban jalan sendiri diukur di antara dua garis vertikal pada batas terluar ambang pengaman atas batas terluar Rumaja. Ruang bebas jalan memiliki ketinggian minimal 5,1 m di atas permukaan jalur lalu lintas dan kedalaman minimal 1,5 m di bawah permukaan jalur lalu lintas terendah.
2. *Ruang milik jalan* (Rumija), merupakan ruang sepanjang jalan yang dibatasi oleh lebar, tinggi, dan kedalaman tertentu, meliputi Rumaja dan sejalur tanah tertentu di luar Rumaja. Berdasarkan klasifikasi jalan untuk SPPJ sebelumnya, setiap jenis jalan mempunyai lebar minimal Rumija yaitu sebesar 30 m untuk JBH, 25 m untuk JRY, 15 m untuk JSD, dan 11 m untuk JKC.
3. *Ruang pengawasan jalan* (Ruwasja), merupakan area yang membentang di sepanjang jalur jalan dengan batas lebar dan tinggi tertentu, mencakup wilayah yang berada di luar Rumija. Keberadaan Ruwasja bertujuan untuk memastikan adanya pandangan bebas bagi pengemudi, menjaga keamanan konstruksi jalan, serta melindungi fungsi jalan secara keseluruhan. Meskipun secara hukum lahan tersebut umumnya masih merupakan milik masyarakat, Ruwasja berada di bawah pengawasan otoritas pembina jalan guna menjamin kelangsungan fungsi dan keselamatan jaringan jalan. Berdasarkan klasifikasi jalan untuk fungsi jalan

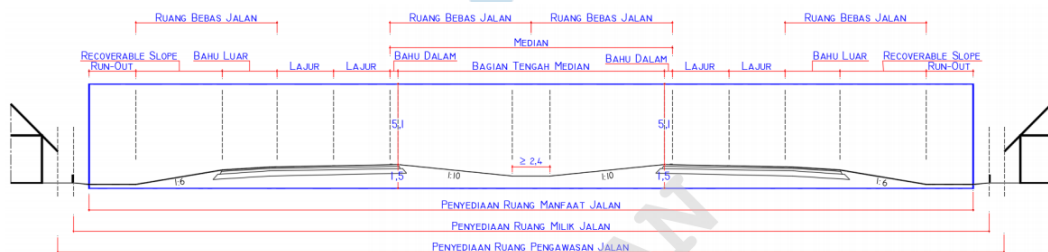
sebelumnya, setiap jenis jalan mempunyai lebar minimal Ruwasja. Berlaku untuk jenis jalan primer, lebar minimal yang berlaku yaitu 15 m untuk jalan arteri primer, 10 m untuk jalan kolektor primer, 7 m untuk jalan lokal primer, dan 5 m untuk jalan lingkungan primer. Sedangkan untuk jenis jalan sekunder, lebar minimal yang berlaku yaitu 15 m untuk jalan arteri sekunder, 5 m untuk jalan kolektor sekunder, 3 m untuk jalan lokal sekunder, dan 2 m untuk jalan lingkungan sekunder.

Berikut merupakan rincian ilustrasi dari setiap bagian jalan Rumaja, Rumija, dan Ruwasja yang dinyatakan dalam Gambar 2.34,

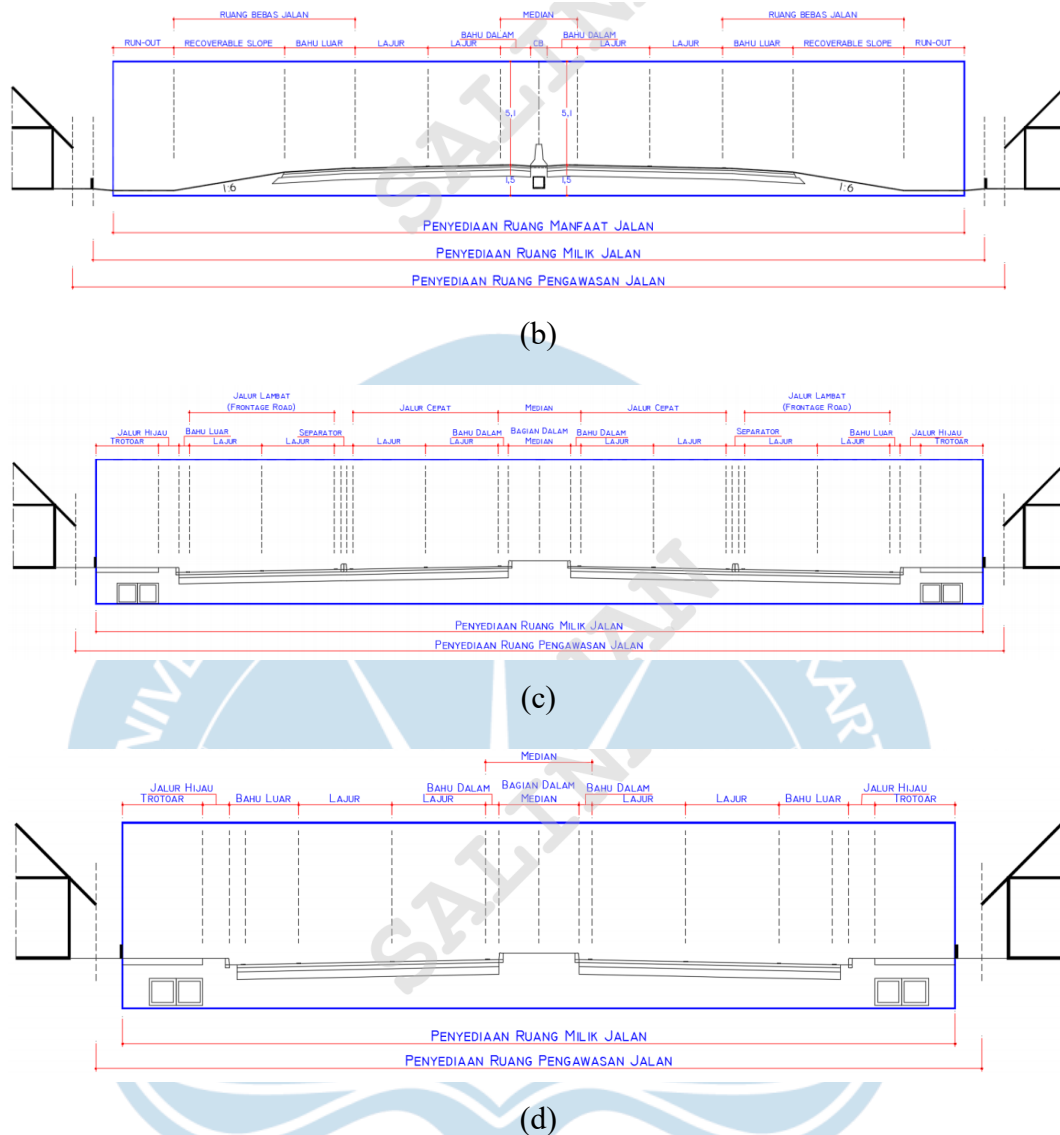


Gambar 2.34 Ruang jalan pada tipikal jalan 2/2-TT
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Mengacu pada ilustrasi dalam Gambar 2.34 di atas, area yang ditandai oleh kotak biru adalah cakupan dari Rumaja dengan dimensi yang telah dijelaskan sebelumnya. Sedangkan deskripsi dari penggambaran Rumaja, Rumija, dan Ruwasja telah dijelaskan sebelumnya. Selain tipikal jalan 2/2-TT, berikut merupakan ilustrasi dari tipikal jalan yang lain dinyatakan dalam Gambar 2.35,



(a)



Gambar 2.35 Ruang bagian-bagian jalan pada permukaan tanah dasar
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

2.11 Kecepatan Desain

Kecepatan desain (V_D) merupakan salah satu kriteria utama dalam perencanaan geometrik. Perancangan kecepatan desain (V_D) harus menjamin agar kendaraan desain dapat melintas dengan aman dan nyaman dalam kondisi optimal, yaitu cuaca cerah, kepadatan lalu lintas sedang, serta minimnya gangguan dari jalan masuk atau akses lainnya. Penentuan kecepatan desain (V_D) perlu disesuaikan dengan fungsi jalan, dan umumnya diambil dari nilai tertinggi dalam rentang kecepatan yang diperbolehkan, kecuali terdapat alasan tertentu yang memerlukan penyesuaian

kecepatan ke nilai yang lebih rendah, seperti faktor keselamatan, biaya konstruksi, keterbatasan anggaran, pertimbangan lingkungan, atau kendala teknis pelaksanaan.

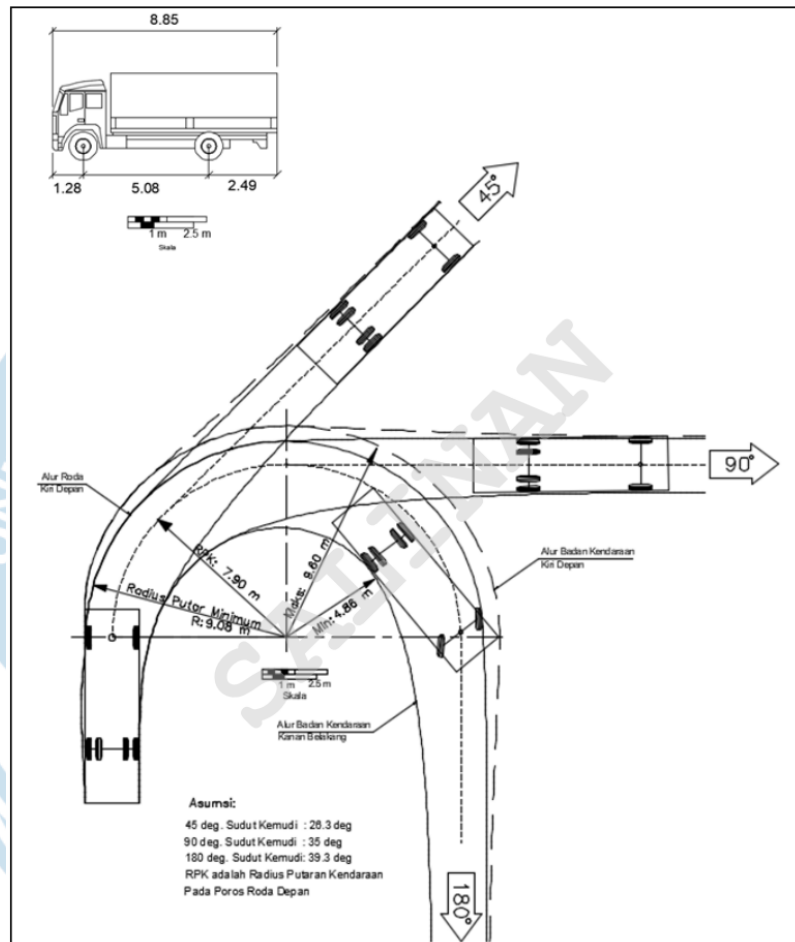
Topografi atau medan jalan, baik datar, berbukit, maupun bergunung juga menjadi pertimbangan utama dalam penetapan kecepatan rencana. Karakteristik perilaku pengemudi di wilayah tersebut turut dipertimbangkan untuk menjamin kesesuaian antara desain jalan dan pola berkendara aktual. Apabila ruas jalan direncanakan untuk ditingkatkan pada masa mendatang atau pembangunannya dilakukan secara bertahap, maka kecepatan rencana sebaiknya disesuaikan dengan proyeksi kebutuhan akhir pada umur rencana jalan. Setelah mengenal berbagai klasifikasi jalan berdasarkan berbagai aspek, maka penentuan kecepatan desain (V_D) dapat dilihat pada Tabel 2.11 dan Tabel 2.12 di bawah.

2.12 Kendaraan Desain

Meskipun tidak menjadi landasan dari perencanaan geometrik jalan, namun karakteristik dari kendaraan yang diproyeksikan akan melaju di sepanjang rute jalan yang akan didesain juga cukup signifikan. Parameter kendaraan desain lebih mempertimbangkan apakah aspek geometris dari rute jalan yang didesain dapat melayani pergerakan kendaraan yang akan melaju di atasnya. Parameter kendaraan desain biasa memakai perwakilan atau contoh kendaraan yang dipilih. Nantinya dimensi atau okupansi dari contoh kendaraan desain tersebut yang akan digunakan sebagai patokan. Terdapat dua karakteristik utama kendaraan desain yaitu,

1. *Kendaraan penumpang*, contohnya sedan, minibus/mikrobus, pickup/truk dan kecil. Bila dibandingkan dengan kendaraan besar (bus dan truk), kendaraan penumpang memiliki tinggi mata pengemudi yang lebih rendah, kecepatannya relatif kurang terpengaruh oleh kelandaian jalan, dan dapat berakselerasi lebih cepat (sehingga jarak pengeremannya lebih pendek).
2. *Kendaraan besar*, dibandingkan dengan kendaraan penumpang, memiliki tinggi mata pengemudi yang lebih tinggi, kecepatannya langsung dipengaruhi oleh kelandaian jalan, dan kemampuan berakselerasinya lebih rendah (sehingga jarak pengeremannya lebih panjang), memerlukan lajur yang lebih lebar, radius tikungan yang lebih besar, pelebaran lajur di tikungan yang lebih besar untuk mengakomodasi jalur lapak roda dan jalur ruang bebas vertikal badan kendaraan.

Selengkapnya mengenai dimensi dari contoh kendaraan desain serta parameter yang harus dipertimbangkan dinyatakan dalam Tabel 2.13 di bawah. Berikut merupakan ilustrasi yang memberikan gambaran mengenai penerapan parameter kendaraan desain yang dinyatakan dalam Gambar 2.36 di bawah.



Gambar 2.36 Alur lapak ban dan badan kendaraan kecil saat membelok
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Ilustrasi alur lapak ban pada Gambar 2.36 di atas memberikan gambaran dari contoh kendaraan Truk Kecil Hino 500 Cargo FG 260 JM seperti pada contoh kendaraan dari Tabel 2.13 di bawah. Pada Gambar 2.36 dinyatakan keterangan dimensi kendaraan sesuai dengan pada Tabel 2.13 di bawah.

Parameter-parameter yang perlu diperhatikan dari Tabel 2.13 di bawah yaitu radius putar minimum (RPM), radius putar kendaraan (RPK), radius maksimum (R_{maks}), dan radius minimum pada sudut tertentu (R_{min}). Mengacu pada ilustrasi dalam Gambar 2.36, radius putar minimum (RPM) merupakan radius di sumbu

depan kendaraan terluar. Radius putar kendaraan (RPK) merupakan radius putar di tengah sumbu depan kendaraan. Radius maksimum (R_{maks}) hampir mirip dengan RPM namun, radius ini mencakup lintasan terluar yang mungkin terjadi. Sedangkan radius minimum pada sudut tertentu (R_{min}) merupakan radius putar bila ditinjau dari sisi dalam kendaraan saat berputar membentuk sudut tertentu.



Tabel 2.11 Korelasi padanan antarpengelompokan jalan berdasarkan klasifikasi jalan dan rentang V_D untuk SJJ primer
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

SJJ	Peran meng- hubungkan	Pengelompokan fungsi Jalan	Status dan Penyelenggara jalan	Kelas jalan			SPPJ	Tipe jalan <i>(paling kecil)</i>	Rentang V_D , Km/Jam			Keterangan
				I	II	III			Datar	Bukit	Gunung	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
SJJ Primer (Jalan Antarkota)	Jalan Tol	Jalan Arteri Primer	Jalan Nasional (Pemerintah Pusat) (Jalan Perintis dan Ex jalan daerah)	X	-	-	JBH	4/2-T	80 - 120	70 - 110	60 - 100	-IKN=Ibu Kota Negara
	IKP - IKN			X	X	X	JRY	4/2-T	60 - 100	50 - 90	40 - 80	-IKP=Ibu Kota Provinsi
	IKP - IKP			X	X	X	JRY	4/2-T				-IKK=Ibu Kota Kabupaten
	IKP - IKP			-	-	X	JLR	2/2-TT	15 - 60	15 - 50	15 - 40	-KT=Kota
	IKP -IKP	Jalan Kolektor Primer	Jalan Nasional (Jalan perintis dan Ex jalan daerah)	X	X	X	JRY	4/2-T	40 - 80	30 - 70	20 - 60	-IKC=Ibu Kota Kecamatan
	IKP - IKP			-	-	X	JLR	2/2-TT	15 - 40	15 - 40	15 - 40	-PD=Pusat Desa (di pulau Jawa seperti kelurahan)
	IKP - IKK/KT	Jalan Lokal Primer	Jalan Provinsi (Pemerintah Provinsi)	X	X	X	JSD	2/2-TT	40 - 80	30 - 70	20 - 60	-DS=Desa (di pulau Jawa seperti Dukuh)
	IKK -IKK			X	X	X	JSD	2/2-TT				-KP=Kawasan Primer
	KT - KT			X	X	X	JSD	2/2-TT				-KS1=Kawasan Sekunder1
	IKK - IKC		Jalan Kabupaten (Pemerintah Kabupaten)	-	X	X	JSD	2/2-TT	20 - 60	20 - 50	20 - 40	-KS2=Kawasan Sekunder2
	IKK - PD			-	X	X	JSD	2/2-TT				-KS3=Kawasan Sekunder3
	IKC - IKC			-	-	X	JKC	2/2-TT				-KS _n =Kawasan Sekunder ke-n;
	IKC - PD			-	-	X	JKC	2/2-TT				-P _{pm} =Perumahan/Persil
	PD - PD			-	-	X	JLR	2/2-TT				-Semua jalan Antarkota yang masuk ke dalam kota, pengelompokannya dari SJJ primer berubah menjadi SJJ sekunder, adapun jalan-jalan lainnya yang sudah ada di dalam
	PD - DS	Jalan Ling- kungan Primer		-	-	X	JLR	1/2	15 - 30	15 - 30	15 - 30	
	DS - DS			-	-	X	JLR	1/2				

Tabel 2.12 Korelasi padanan antarpengelompokan jalan berdasarkan klasifikasi jalan dan rentang V_D untuk SJJ sekunder
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

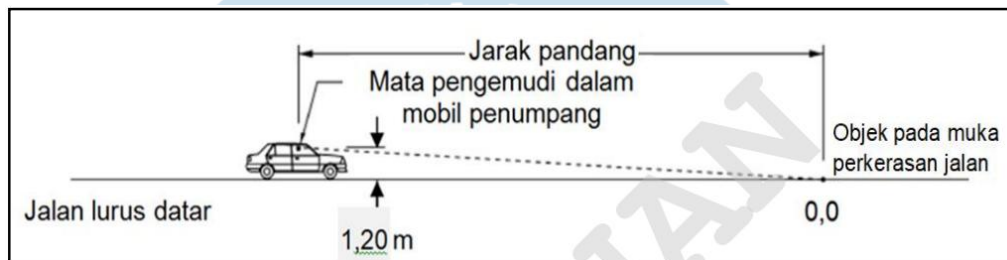
SJJ	Peran meng- hubungkan	Pengelompokan fungsi Jalan	Status dan Penyelenggara jalan	Kelas jalan			SPPJ	Tipe jalan (paling kecil)	Rentang V _D , Km/Jam			Keterangan
				I	II	III			Datar	Bukit	Gunung	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
SJJ Sekunder (Jalan Perkotaan)	Jalan Tol	Jalan Arteri Sekunder	Jalan Nasional (Pemerintah Pusat)	x	-	-	JBH	4/2-T	60 - 100			kota masuk ke dalam SJJ sekunder dan klasifikasi fungsinya ditetap- kan sesuai perannya. -Khusus untuk keluarga Jalan Nasional, Jalan Provinsi, dan Jalan Kabupaten yang dipersiapkan sebagai calon Jalan Nasional, calon Jalan Provinsi, dan calon Jalan Kabupaten dikategorikan masing-masing dengan sebutan Jalan Strategis Nasional, Jalan Strategis Provinsi, dan Jalan Strategis Kabupaten.
	KP – KS1	Jalan Arteri Sekunder	Jalan Kota (Pemerintah Kota)	x	x	x	JSD	2/2-TT	30 - 60			
	KS1 – KS1			x	x	x	JSD	2/2-TT				
	KS1 – KS2			-	x	x	JSD	2/2-TT				
	KS2 – KS2	Jalan Kolektor Sekunder		-	x	x	JSD	2/2-TT	20 - 40			
	KS2 – KS3			-	x	x	JSD	2/2-TT				
	KS1 – Prm			-	-	x	JKC	2/2-TT				
	KS2 – Prm	Jalan Lokal Sekunder		-	-	x	JKC	2/2-TT	10 - 30			
	KS3 – Prm	-		-	x	JKC	2/2-TT					
	KS _n – Prm	-		-	x	JLR	2/2-TT					
Prm - Prm	Jalan Lingkungan Sekunder	-		-	x	JLR	2/2-TT	10 - 20				

Tabel 2.13 Dimensi dan radius putar kendaraan desain sesuai kelas penggunaan jalan
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

No	Jenis-jenis Kendaraan	Dimensi kendaraan			Jarak Antar Sumbu	Julur		RPM	RPK	R _{maks}	R _{min} , pada sudut belok kendaraan				
		Panjang	Lebar	Tinggi		Depan	Belakang				25°	45°	90°	135°	180°
		m	m	m		m	m				m	m	m	m	m
Jenis-jenis kendaraan, berdasarkan dimensi, yang dapat beroperasi pada jalan kelas 1, 2, dan 3															
1	Toyota Avanza	4,19	1,66	1,69	2,65	0,75	0,79	5,49	4,72	5,82	3,58	3,40	3,28	3,19	3,10
2	Toyota Hiace	5,38	1,88	2,29	3,11	1,07	1,20	6,44	5,61	6,95	4,30	4,09	3,91	3,91	3,70
3	Isuzu ELF NLR 55 BLX	6,17	1,84	2,17	3,36	1,11	1,70	7,41	6,72	7,92	5,44	5,26	5,07	5,07	4,94
4	Truk Pemadam Kebakaran 2*	7,73	2,40	-	4,28	1,25	2,20	7,77	6,66	8,31	4,90	4,60	4,32	4,19	3,95
5	Bus Angkutan Masal Sedang*	7,30	2,15	3,15	3,74	1,24	2,33	6,80	5,81	7,35	4,28	3,98	3,65	3,55	3,41
6	Bus Mitsubishi Kecil	7,05	2,10	3,30	3,78	1,48	2,00	6,86	5,88	7,52	4,37	4,07	3,76	3,64	3,50
7	Bus Sedang Mitsubishi FE84GBC(4x2)*	7,68	2,10	3,05	3,85	1,48	2,35	7,00	5,99	7,73	4,44	4,16	3,82	3,71	3,59
8	Truk Hino 500 Cargo FG 260 JM (T1.2)	8,85	2,49	2,75	5,08	1,28	2,49	9,08	7,90	9,60	5,99	5,62	5,23	5,06	4,86
9	Truk Isuzu Giga FVR 34 S 245 PS (T1.2)	7,60	2,49	2,97	4,30	1,25	2,05	7,69	6,69	8,38	4,89	4,59	4,25	4,10	3,92
Jenis-jenis kendaraan, berdasarkan dimensi, yang dapat beroperasi pada jalan kelas 1 dan 2															
10	Truk Pemadam Kebakaran 1*	9,93	2,49	-	4,60	1,40	2,48	9,31	8,17	9,93	6,24	5,89	5,46	5,36	5,08
11	Bus angkutan massal ukuran besar*	11,95	2,50	3,50	6,00	2,46	3,48	10,53	9,33	11,65	7,36	6,89	6,30	6,20	5,99
12	Truk Hino 500 Cargo FL 245 JW (T1.22)	11,95	2,49	2,78	5,83+1,35	1,28	3,49	11,11	10,06	11,83	8,03	7,60	7,08	6,83	6,59
13	Truk Isuzu Giga FVR 34 U (T1.2)	11,95	2,49	2,93	6,60	1,25	4,10	11,49	10,27	11,95	8,16	7,75	7,17	6,97	6,69
Jenis-jenis kendaraan, berdasarkan dimensi, yang dapat beroperasi pada jalan kelas 1															
14	Bus Besar	12,10	2,50	3,40	5,80	2,90	3,40	10,23	9,03	11,57	7,05	6,61	6,13	5,95	5,74
15	Truk Gandengan Hino 5 sumbu (T1.22+2.2)	16,80	2,50	2,50	3,20-7,50-1,40-1,40	1,70	3,70	11,37	10,13	11,75	7,53	6,70	5,79	4,54	3,89
16	Truk Gandengan Hino 4 sumbu (T1.2+2.2)	16,20	2,51	3,10	4,30-5,20-1,30	1,20	2,40	11,04	9,81	11,64	7,52	6,94	6,48	5,84	5,37
17	Truk Tempelan Hino 6 sumbu (T1.22+222)	16,40	2,50	3,20	3,40-1,20-6,70-1,30-1,30	1,20	1,40	11,47	10,24	11,84	7,64	6,86	6,02	4,70	4,01
Sumber: Lawalata dan Rahman, 2020															
Catatan: RPM - Radius putar minimum ban kendaraan pada sumbu depan terluar															
R _{min} - Radius putar minimum ban kendaraan pada sumbu paling belakang sebelah dalam															
RPK - Radius putar pusat sumbu depan kendaraan															
R _{maks} - Radius putar badan kendaraan depan terluar															

2.13 Jarak Pandang dan Ruang Bebas

Agar kendaraan dapat dioperasikan secara aman dalam arus lalu lintas di jalan umum, pengemudi memerlukan jarak pandang yang memadai untuk mengenali potensi bahaya di depan dan memberikan waktu yang cukup untuk bereaksi. Jarak pandang merupakan panjang ruas jalan yang dapat terlihat oleh pengemudi dari posisi mengemudi. Dalam perencanaan geometrik, jarak pandang yang tersedia harus mencukupi agar kendaraan yang melaju pada kecepatan desain dapat berhenti secara aman sebelum mencapai objek atau hambatan di jalur yang sama.



Gambar 2.37 Jarak pandang
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Jarak pandang sendiri dapat dibedakan menjadi jarak pandang henti (J_{PH}), jarak pandang mendahului (J_{PM}), jarak pandang aman (J_{PA}), dan jarak pandang bebas samping di tikungan (J_P). Namun sebelum mengestimasi setiap jarak pandang tersebut, perlu untuk mengidentifikasi beberapa faktor sebagai berikut,

1. *Tinggi mata pengemudi*, ditentukan oleh kombinasi dari ketinggian tubuh pengemudi, tinggi kursi pengemudi, tinggi kursi kendaraan, dan jenis kendaraan diukur dari muka perkerasan jalan. Tinggi mata pengemudi untuk desain geometrik ditetapkan untuk mobil penumpang sebesar 1,2 m, untuk bus ditetapkan sebesar 1,8 m, dan untuk truk ditetapkan sebesar 2,4 m.
2. *Tinggi objek*, ditetapkan berdasarkan kompromi antara panjang jarak pandang dan biaya konstruksi jalan. Berikut merupakan rincian penerapan tinggi objek yang dinyatakan dalam Tabel 2.14,

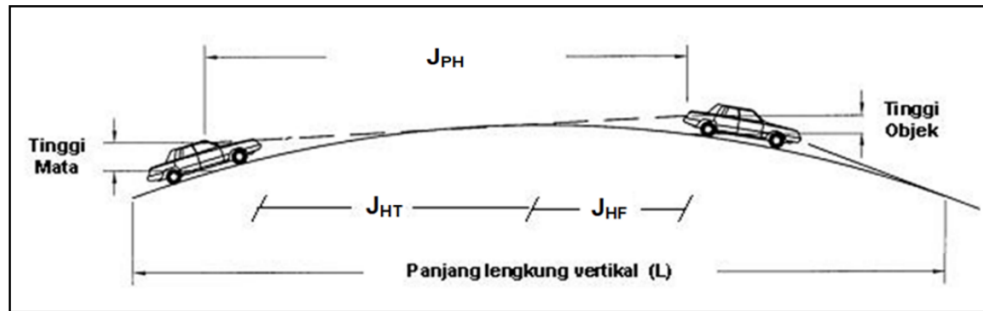
Tabel 2.14 Penggunaan tinggi objek
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Tinggi objek (m)		Penggunaan
Jenis objek	Tinggi	
1. Permukaan Jalan	0,0	a. Jarak pandang pada pendekatan persimpangan b. Jarak pandang pada di akhir jalur tambahan saat mendekati <i>taper</i> . c. Jarak pandang pada lengkung vertikal cekung d. Jarak pandang pada lengkung horizontal e. Jarak pandang pada saat permukaan jalan banjir.
2. Objek diam di jalan	0,1	J_{PH} mobil penumpang dan truk ke objek di atas permukaan jalan pada jalur jalan
3. Lampu belakang mobil/lampu stop/lampu sign	0,8	a. J_{PH} terhadap pagar pengaman pinggir jalan b. J_{PH} truk terhadap pagar pengaman pinggir jalan c. J_{PH} dimana terdapat penghalang di atas (<i>overhead</i>)

3. *Waktu reaksi pengemudi*, adalah waktu yang diperlukan oleh pengemudi mulai dari melihat, berfikir, dan bereaksi terhadap objek yang dilihat di muka jalan, termasuk waktu untuk kemudian memutuskan suatu tindakan yang tepat. waktu reaksi pengemudi ditetapkan 2,5 detik dan digunakan sebagai dasar untuk menghitung jarak pandang henti (J_{PH}).
4. *Perlambatan longitudinal*, tergantung pada kecepatan kendaraan, kondisi dan tekanan ban, jenis dan kondisi permukaan perkerasan jalan termasuk basah atau kering. Friksi antara ban kendaraan dengan permukaan jalan (koefisien friksi atau kekesatan memanjang) mempengaruhi perlambatan ini. Nilai koefisien friksi desain pada permukaan aspal dan beton ditetapkan sebesar 0,35 untuk mobil penumpang dan 0,29 untuk truk. Nilai tersebut cukup untuk mendukung umumnya nilai perlambatan longitudinal desain sebesar $3,4 \text{ m/s}^2$.

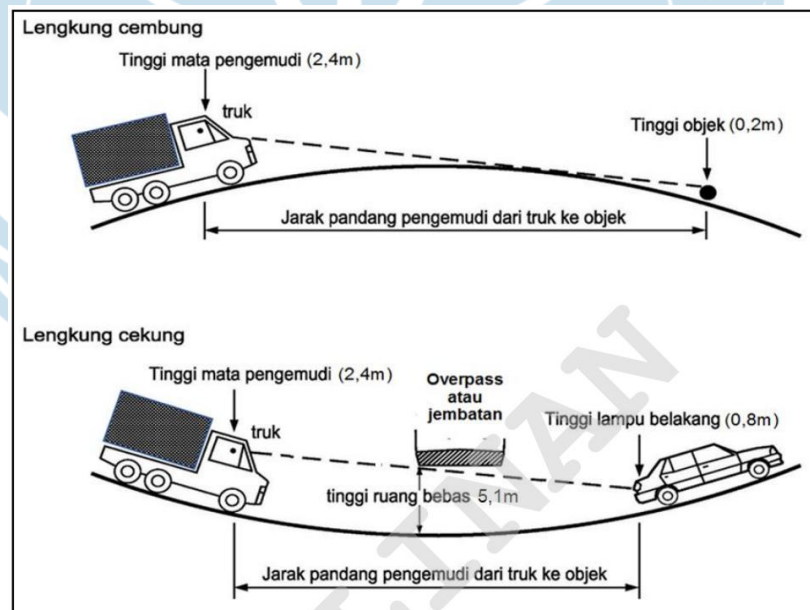
2.13.1 Jarak Pandang Henti

Jarak pandang henti (J_{PH}) merupakan jarak yang memungkinkan pengemudi terbiasa waspada berkendara pada kecepatan desain di atas perkerasan jalan basah, untuk melihat, bereaksi, dan mengerem hingga kendaraan berhenti sebelum mencapai objek bahaya yang ada di depannya. Berikut merupakan ilustrasi dari jarak pandang henti (J_{PH}) untuk mobil penumpang yang dinyatakan dalam Gambar 2.38,



Gambar 2.38 Konsep jarak pandang henti (J_{PH}) untuk mobil penumpang
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Ilustrasi pada Gambar 2.38 di atas memberikan gambaran bahwa panjang lengkung vertikal dari desain alinemen vertikal tidak boleh kurang dari jarak pandang henti (J_{PH}). Sedangkan untuk kendaraan besar seperti truk, penentuan jarak pandang henti (J_{PH}) dapat menerapkan pendekatan yang berbeda. Berikut merupakan ilustrasi dari jarak pandang henti (J_{PH}) untuk mobil truk yang dinyatakan dalam Gambar 2.39,



Gambar 2.39 Konsep jarak pandang henti (J_{PH}) untuk truk
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Jarak pandang henti (J_{PH}) dapat ditentukan melalui tabel maupun melalui perhitungan secara langsung. Penentuan J_{PH} melalui perhitungan dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$J_{PH} = V_D t + \frac{V_D^2}{2g \left(\frac{a}{g} \pm G \right)} \quad (2.85)$$

Keterangan

J_{PH} = jarak pandang henti (m)

t = waktu reaksi (s)

V_D = kecepatan desain (m/s)

a = perlambatan longitudinal (m/s²)

g = gravitasi, sebesar 9,81 m/s²

G = kelandaian memanjang (%) → bila menanjak + dan sebaliknya

Sedangkan penentuan jarak pandang henti melalui tabel dapat dilihat di Tabel 2.15 dan 2.16 berikut,

Tabel 2.15 Nilai jarak pandang henti (J_{PH}) untuk mobil penumpang
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/Jam)	J_{ht} (m)	J_{hf} (m)	J_{PH} (dibulatkan), m						
			Datar	Menurun			Menanjak		
			Grade: 0%	3%	6%	9%	3%	6%	9%
20	13,9	4,6	20	20	20	21	19	18	18
30	20,9	10,3	35	33	34	36	31	30	30
40	27,8	18,4	50	49	52	54	46	44	43
50	34,8	28,7	65	68	72	76	63	60	59
60	41,7	41,3	85	89	95	101	81	78	76
70	48,7	56,2	105	113	120	129	103	99	95
80	55,6	73,4	130	140	149	161	126	121	116
90	62,6	92,9	160	169	181	196	151	145	139
100	69,5	114,7	185	201	216	234	179	171	164
110	76,5	138,8	220	236	253	275	209	199	190
120	83,4	165,2	250	273	294	320	241	229	219

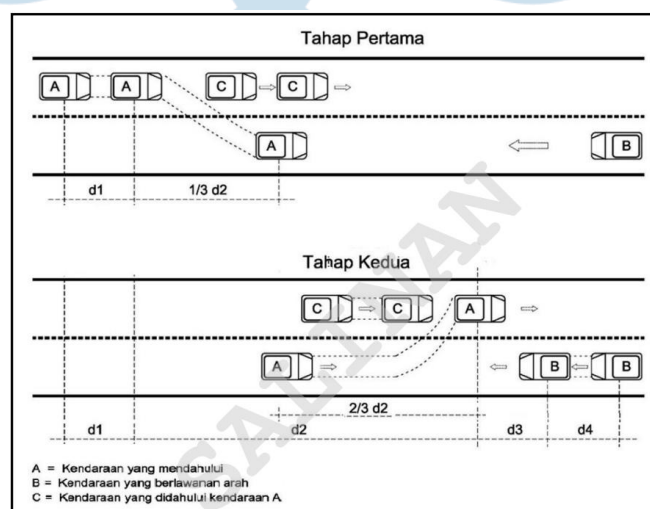
Nilai jarak pandang henti (J_{PH}) pada Tabel 2.14 dan Tabel 2.15 berasal dari asumsi waktu reaksi (t) sebesar 2,5 detik dan perlambatan (a) 2,84 m/s².

Tabel 2.16 Nilai jarak pandang henti (J_{PH}) untuk truk
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/h)	Jarak reaksi ^{*)} (m)	Jarak rem ^{*)} (m)	J_{PH} (normal) (m)	J_{PH} , (dibulatkan), m					
				Pada Turunan			Pada Tanjakan		
				3%	6%	9%	3%	6%	9%
20	13,9	5,4	19	20	21	22	19	19	19
30	20,8	12,2	33	35	37	39	32	31	31
40	27,8	21,7	49	53	56	60	48	46	45
50	34,7	33,9	69	73	78	84	66	63	61
60	41,7	48,9	91	97	104	113	86	83	79
70	48,6	66,5	115	123	133	145	109	104	100
80	55,6	86,9	142	153	166	182	135	128	122
90	62,5	110,0	172	186	202	222	163	154	147
100	69,4	135,8	205	221	241	267	193	182	173
110	76,4	164,3	241	260	284	315	226	213	202
120	83,3	195,5	279	302	330	367	261	246	233

2.13.2 Jarak Pandang Mendahului

Jarak pandang mendahului (J_{PM}) adalah panjang minimum jalan yang diperlukan pengemudi untuk mendahului kendaraan yang lebih lambat di depannya dengan aman terhadap lalu lintas yang datang dari arah yang berlawanan. J_{PM} diukur berdasarkan asumsi bahwa tinggi mata pengemudi 120 cm dan tinggi halangan (objek) di muka jalan 120 cm. Berikut merupakan ilustrasi dari manuver mendahului yang dinyatakan dalam Gambar 2.40,



Gambar 2.40 Manuver mendahului

(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Mengacu pada ilustrasi dalam Gambar 2.40 di atas, bisa diamati bahwa jarak pandang mendahului (J_{PM}) didapatkan dari akumulasi elemen d_1 , d_2 , d_3 , dan d_4 . Sehingga nilai J_{PM} dapat dihitung melalui persamaan berikut,

$$J_{PM} = d_1 + d_2 + d_3 + d_4 \quad (2.86)$$

Keterangan

J_{PM} = jarak pandang mendahului (m)

d_1 = jarak yang ditempuh selama waktu tanggap (m)

d_2 = jarak yang ditempuh selama mendahului sampai dengan kembali ke lajur semula (m)

d_3 = jarak antara kendaraan yang mendahului dengan kendaraan yang datang dari arah berlawanan setelah proses mendahului selesai (m)

d_4 = jarak yang ditempuh oleh kendaraan yang datang dari arah berlawanan, yang besarnya ditetapkan sama dengan $\frac{2}{3}d_2$ (m)

Masing-masing elemen d_1 , d_2 , d_3 , dan d_4 bisa didapatkan dari nilai tipikal yang telah ditabulasi dalam Tabel 2.17 berikut,

Tabel 2.17 Elemen jarak pandang mendahului (J_{PM}) untuk jalan 2/2-TT
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Komponen dari manuver mendahului	Rentang kecepatan arus (Km/Jam)			
	50-65	66-80	81-95	96-110
	Kecepatan rata-rata mendahului (Km/Jam)			
	56,2	70,0	84,5	99,8
Awal manuver:				
a = percepatan rata-rata	2,25	2,30	2,37	2,41
t ₁ = waktu (detik)	3,6	4,0	4,3	4,5
d ₁ = jarak yang ditempuh	45	66	89	113
Keberadaan pada lajur kanan:				
t ₂ = waktu (detik)	9,3	10,0	10,7	11,3
d ₂ = jarak yang ditempuh	145	195	251	314
Panjang yang diizinkan:				
d ₃ = jarak yang ditempuh	30	55	75	90
Kendaraan arah berlawanan:				
d ₄ = jarak yang ditempuh	97	130	168	209
$J_{PM} = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$	317	446	583	726

Selain, itu nilai jarak pandang mendahului (J_{PM}) juga bisa langsung ditentukan melalui nilai tipikal yang dinyatakan dalam Tabel 2.18 berikut,

Tabel 2.18 Nilai tipikal jarak pandang mendahului (J_{PM})

(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/Jam)	J_{PM} (m)	$K^{(1)}$
30	120	17
40	140	23
50	160	30
60	180	38
70	210	52
80	245	70
90	280	91
100	320	119
110	355	146
120	395	181

2.13.3 Jarak Pandang Aman

Jarak pandang aman (J_{PA}) adalah jarak yang diperlukan bagi pengemudi untuk mendeteksi sumber atau kondisi informasi yang tidak terduga atau sulit dipahami dalam lingkungan jalan yang mungkin kurang teratur secara visual, mengenali kondisi atau ancaman potensial, memilih kecepatan dan jalur yang sesuai, dan memulai serta menyelesaikan manuver dengan aman dan efisien. Karena jarak pandang aman (J_{PA}) mengantisipasi kemungkinan pengemudi melakukan kesalahan bermanuver pada kecepatan yang sama maka jarak pandang aman (J_{PA}) memberi waktu yang lebih panjang dari hanya untuk berhenti, sehingga nilainya lebih besar dari jarak pandang henti (J_{PH}).

Nilai J_{PA} bervariasi tergantung lokasi, baik di jalan antarkota ataupun di jalan perkotaan, dan pada jenis manuver penghindaran yang diperlukan. Jenis manuver yang dimaksud dapat dibedakan sebagai berikut,

1. *Manuver menghindari tipe A*, yaitu berhenti di jalan antarkota dengan $t = 3$ detik.
2. *Manuver menghindari tipe B*, yaitu berhenti di jalan perkotaan dengan $t = 9,1$ detik.
3. *Manuver menghindari tipe C*, yaitu perubahan kecepatan/lajur/arah di jalan antarkota dengan $10,2 < t < 11,2$ detik.

4. Manuver menghindari tipe D, perubahan kecepatan/lajur/arah di jalan pinggiran kota (*suburban*) dengan $12,1 < t < 12,9$ detik.
5. Manuver menghindari tipe E, perubahan kecepatan/lajur/arah di jalan perkotaan dengan $14,0 < t < 14,5$ detik.

Perhitungan jarak pandang aman (J_{PA}) untuk manuver menghindari tipe A dan B dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$J_{PA} = 0,278V_D t + 0,039 \frac{V_D^2}{a} \quad (2.87)$$

Sedangkan perhitungan jarak pandang aman (J_{PA}) untuk manuver menghindari tipe C, D dan E dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$J_{PA} = 0,287V_D t \quad (2.88)$$

Keterangan

J_{PA}	= jarak pandang aman (m)
t	= waktu pre-manuver (s)
V_D	= kecepatan desain (km/jam)
a	= perlambatan longitudinal (m/s^2)

Selain menggunakan perhitungan langsung, nilai jarak pandang aman (J_{PA}) juga dapat ditentukan melalui nilai tipikal seperti pada Tabel 2.19 berikut,

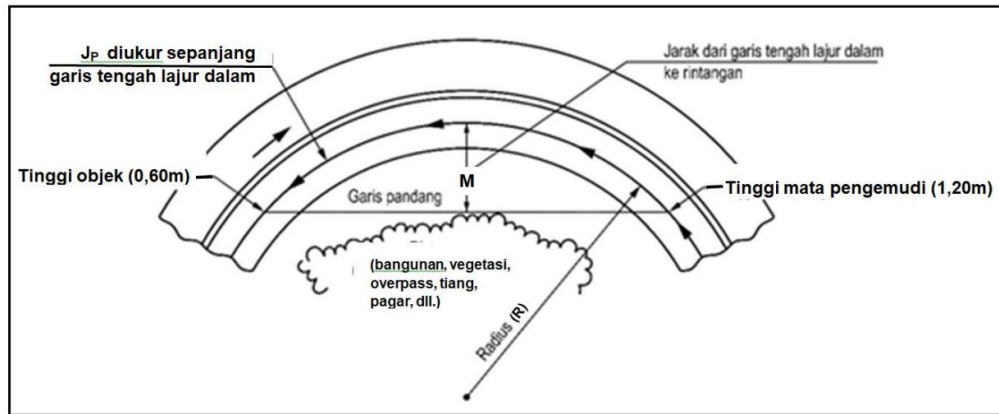
Tabel 2.19 Nilai tipikal jarak pandang aman (J_{PA})
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/Jam)	Jarak pandang aman, J_{PA} (m)				
	A	B	C	D	E
50	70	155	145	170	195
60	95	195	170	205	235
70	115	235	200	235	275
80	140	280	230	270	315
90	170	325	270	315	360
100	200	370	315	355	400
110	235	420	330	380	430
120	265	470	360	415	470

2.13.4 Jarak Pandang Bebas Samping

Jarak pandang bebas (J_P) merupakan jarak yang perlu dijaga bebas pandang sehingga pengemudi dapat melihat objek di jalan atau mobil di

seberang tikungan dengan jelas. Besarnya ruang yang harus dijaga bebas dari halangan tersebut tergantung pada radius tikungan dan kecepatan desain (V_D). Berikut merupakan ilustrasi dari jarak pandang bebas (J_P) yang dinyatakan dalam Gambar 2.41,



Gambar 2.41 Ruang bebas samping di tikungan
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Berdasarkan Gambar 2.35 di atas, parameter M merupakan jarak bebas dari tengah lajur ke sisi paling luar hambatan. Sedangkan nilai J_P dapat diambil dari nilai J_{PH} atau J_{PM} sebelumnya. Nilai M dan J_P dapat dihitung melalui persamaan berikut,

$$J_P = \frac{R}{28,65} \left[\cos^{-1} \left(\frac{R - M}{R} \right) \right] \quad (2.89)$$

$$M = R \left[1 - \cos \left(\frac{28,65 J_P}{R} \right) \right] \quad (2.90)$$

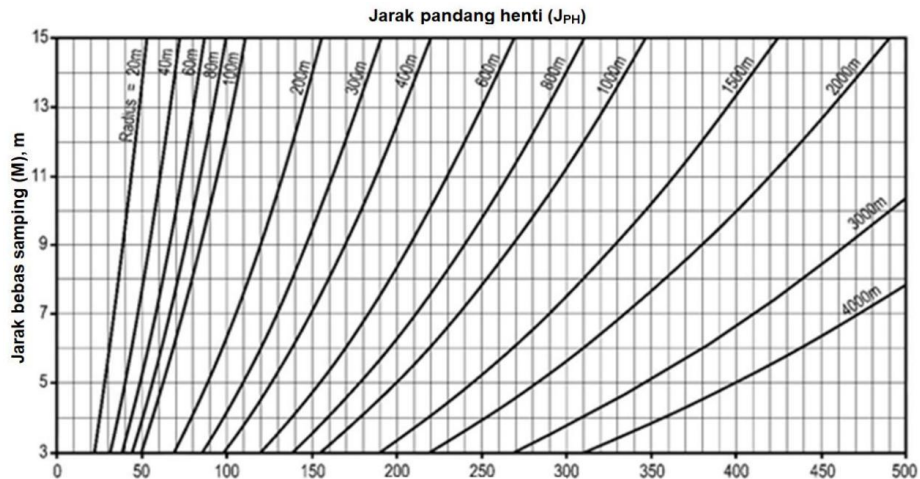
Keterangan

M = jarak bebas samping di tikungan (m)

R = radius di pusat lajur sebelah dalam (m)

J_P = jarak pandang, dari nilai J_{PH} atau J_{PM} (m)

Selain dari perhitungan langsung, parameter M dapat diperoleh melalui grafik dalam Gambar 2.42 berikut,

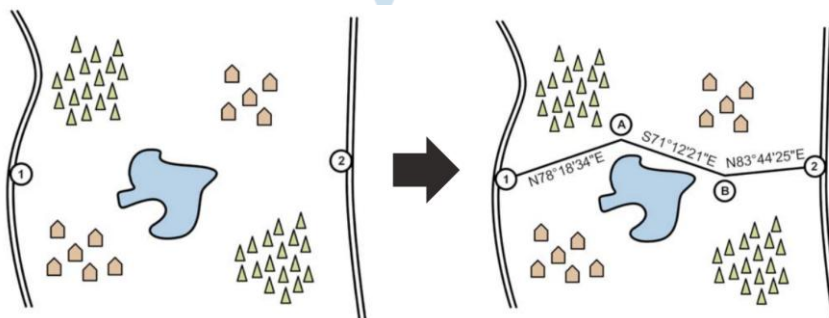


Gambar 2.42 Grafik untuk menentukan jarak ruang bebas samping di tikungan (J_P)
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Selain itu, nilai M dapat diperoleh dari nilai tipikal berdasarkan kecepatan desain (V_D) dan jarak pandang henti (J_{PH}) yang dinyatakan dalam Tabel 2.20 di bawah.

2.14 Alinemen Horizontal

Alinemen horizontal jalan umumnya berupa serangkaian bagian-bagian jalan yang lurus dan melengkung berbentuk busur lingkaran, dan yang dihubungkan oleh lengkung peralihan atau tanpa lengkung peralihan. Mengacu pada buku *Highway Engineering: Planning, Design, and Operations* (Findley et al., 2022a), pada dasarnya alinemen horizontal merupakan kumpulan garis-garis lurus dan patahan. Penentuan garis-garis lurus dan patahan tersebut terhadap medan atau topografi di suatu wilayah akan membentuk **trase**.



Gambar 2.43 Contoh penentuan trase
(Findley et al., 2022)

Tabel 2.20 Jarak ruang bebas samping (M) di tikungan untuk pemenuhan (J_{PH})

(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/Jam)		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
J_{PH} (m)		19	32	48	65	86	108	133	161	190	223	257
Radius (m)	5000										1,24	2,75
	3000									1,50	2,07	2,75
	2000								1,62	2,26	3,11	4,13
	1500							1,47	2,16	3,01	4,14	5,50
	1200							1,84	2,70	3,76	5,18	6,87
	1000						1,46	2,21	3,24	4,51	6,21	8,25
	800						1,82	2,76	4,05	5,63	7,76	10,30
	600					1,54	2,43	3,68	5,39	7,51	10,33	13,71
	500					1,85	2,91	4,42	6,47	9,00	12,38	
	400					2,31	3,64	5,52	8,07	11,23		
	300				1,76	3,08	4,85	7,34				
	250				2,11	3,69	5,81	8,79				
	200			1,44	2,64	4,61	7,25					
	175			1,64	3,01	5,26	8,27					
	150			1,92	3,51	6,12						
	140			2,05	3,76	6,55						
	130			2,21	4,04	7,05						
	120			2,39	4,37	7,62						
	110			2,61	4,77	8,30						
	100		1,28	2,87	5,24							
	90		1,42	3,18	5,81							
	80		1,59	3,57	6,51							
	70		1,82	4,07	7,41							
	60		2,12	4,74								
	50		2,54	5,65								
	40	1,12	3,16									
	30	1,49	4,17									
	20	2,21										

Berdasarkan ilustrasi dalam Gambar 2.43 di atas, terdapat beberapa ruas (garis) lurus atau yang bisa disebut sebagai **tangen** dan patahan sebagai konsekuensi perubahan arah linier dari setiap garis tersebut. Mengacu dari buku *Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis* (Mannering & Washburn, 2017), dalam penentuan alinemen horizontal, pada akhirnya patahan-patahan tersebut akan dikondisikan menjadi lengkung (kurva) yang lebih halus, yang dalam konteks jalan disebut sebagai **tikungan**.

Sedangkan garis-garis lurus tersebut dapat mewakili rute jalan lurus pada alinemen horizontal. Terdapat beberapa pertimbangan dalam penentuan alinemen lurus tersebut karena jalan lurus dan panjang dalam waktu berkendara yang lama dengan kecepatan tinggi dan tingkat konsentrasi yang tinggi, cenderung menyebabkan kelelahan dan mengantuk. Oleh karena itu, desain panjang alinemen jalan yang lurus perlu mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut,

1. Silau sorotan lampu di malam hari dari kendaraan yang berlawanan arah menjadi mengganggu pada jarak lebih dekat dari 3.000 m.
2. Pada jarak lebih dari 2.500 m, pengemudi akan sulit memperkirakan kecepatan kendaraan yang datang dari arah berlawanan, tanpa komponen visual dari samping seperti saat kendaraan berada di tikungan.
3. Silau sinar matahari pagi dan sore pada jalan dengan sumbu alinemen arah timur ke barat yang bisa menyilaukan mata pengemudi.

Selain dari pertimbangan-pertimbangan di atas, Tabel 2.21 berikut juga dapat memberikan beberapa pertimbangan terkait jarak maksimum jalan lurus.

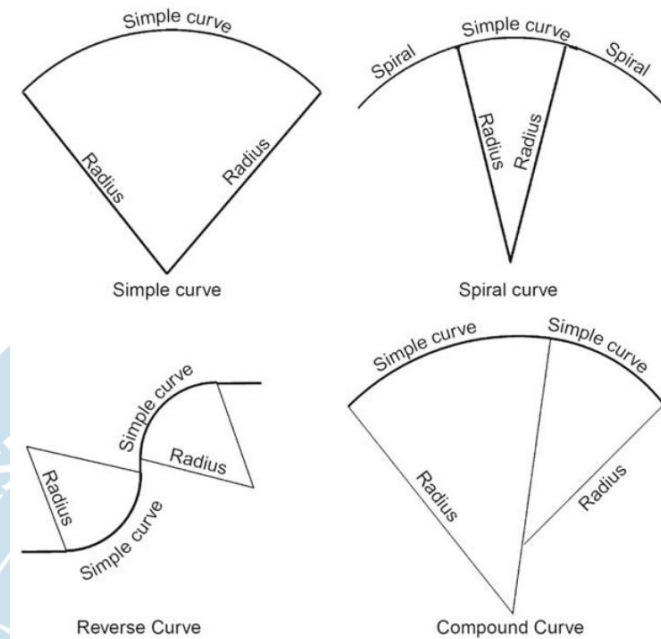
Tabel 2.21 Panjang maksimum alinemen lurus

Fungsi	Panjang Bagian Lurus Maksimum (m)		
	Datar	Perukitan	Pegunungan
Arteri	3000	2500	2000
Kolektor	2000	1750	1500

2.14.1 Lengkung Horizontal (Tikungan)

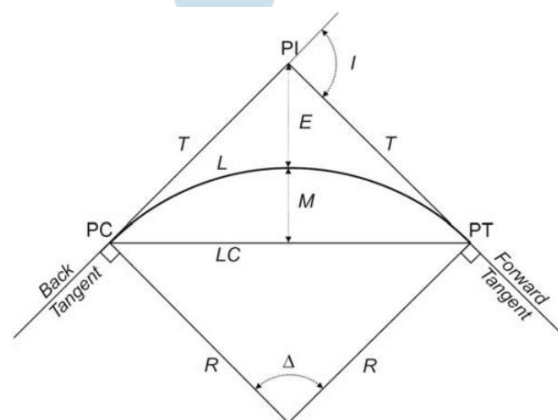
Dilansir dari buku *Highway Engineering: Planning, Design, and Operations* (Findley et al., 2022), lengkung horizontal berfungsi untuk memberikan transisi yang mulus antara satu ruas lurus (tangen) ke ruas lurus berikutnya. Berdasarkan aspek keselamatan, lengkung horizontal menjadi perhatian khusus karena tingkat kecelakaan yang lebih tinggi terjadi di tikungan dibandingkan dengan ruas jalan lurus. Dalam menyambungkan ruas-ruas lurus (tangen) sebelumnya dengan lengkungan atau tikungan, terdapat beberapa tipe yaitu *simple curve* atau *full circle* (F-C), *reverse curve* atau

spiral-spiral (S-S), spiral curve atau spiral-circle-spiral (S-C-S), dan compound curve.



Gambar 2.44 Tipe lengkung horizontal atau tikungan
(Findley et al., 2022)

Tikungan *simple curve* atau *full circle (F-C)* seperti pada Gambar 2.44 di atas menghubungkan dua tangen secara langsung tanpa adanya transisi. Tipe tersebut cocok untuk jalan kolektor di wilayah perkotaan yang di mana ketersediaan lahan tidak terlalu banyak. Selain itu, tikungan tersebut akan meminimalisir pergeseran lateral. Gambar 2.45 berikut memberikan gambaran mengenai prinsip dari tikungan *full circle (F-C)*,



Gambar 2.45 Tikungan *full circle (F-C)*
(Findley et al., 2022)

Berdasarkan ilustrasi dalam Gambar 2.45 di atas, berikut merupakan penjelasan dari setiap istilah di ilustrasi tersebut,

1. *Point of intersections (PI)*, merupakan titik pertemuan antara dua tangen atau ruas lurus.
2. *Intersecting angle (I)*, merupakan sudut defleksi di *PI*.
3. *Radius (R)*, merupakan radius dari ‘lingkaran penuh’ atau panjang garis dari pusat lingkaran ke garis busur (lengkung) lingkaran.
4. *Point of curvature (PC)*, merupakan titik awal lengkungan atau juga bisa dianggap sebagai titik mulainya tikungan. *PC* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$PC = PI - T \quad (2.91)$$

5. *Point of tangency (PT)*, merupakan titik akhir lengkungan atau juga bisa dianggap sebagai titik berakhirnya tikungan. *PC* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$PT = PI + T \quad (2.92)$$

atau

$$PT = PC + L_h \quad (2.93)$$

6. *Curve length (L atau L_h)*, merupakan panjang busur lengkungan atau panjang tikungan dari *PC* ke *PT*. *L* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$L_h = \frac{\pi R \Delta}{180} \quad (2.94)$$

7. *Tangent distance (T)*, merupakan panjang tangen dari *PC* atau *PT* ke *PI*. *T* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$T = R \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) \quad (2.95)$$

8. *Central angle (Δ)*, merupakan sudut yang terbentuk oleh dua *R* dari pusat lingkaran ke *PI* dan *PT*, besaran Δ sama dengan *I*.
9. *Long chord (LC)*, merupakan panjang garis lurus dari *PC* ke *PT*. *LC* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$LC = 2R \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right) \quad (2.96)$$

10. *External distance (E)*, merupakan jarak dari *PI* ke tengah lengkungan. *E* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$E = T \tan \left(\frac{\Delta}{4} \right) \quad (2.97)$$

11. *Middle ordinate (M)*, merupakan jarak dari tengah lengkungan ke pusat lingkaran. *M* dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$M = R \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right) \quad (2.98)$$

Istilah *PI* merupakan ‘patahan’ yang menjadi pertemuan antara dua ruas lurus (tangen) seperti yang dijelaskan sebelumnya. *PI* dan Δ berasal dari proses penentuan trase sehingga besarnya telah ditentukan. Setelah itu, *PC* dan *PT* dapat diketahui karena merupakan konsekuensi dari perolehan *PI* dan Δ tersebut.

Parameter *R* juga ditentukan sebelumnya saat penentuan lengkungan di lokasi ‘patahan’. Kemudian *R* yang ditentukan harus dicek terhadap radius minimum (R_{min}) yang dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$R_{min} = \frac{V_D^2}{127(e_{maks} + f_{maks})} \quad (2.99)$$

Keterangan

R_{min}	=	radius minimum (m)
V_D	=	kecepatan desain (km/jam)
e_{maks}	=	superelevasi maksimum (%)
f_{maks}	=	kekesatan melintang maksimum

Penentuan radius tikungan harus memenuhi syarat $R \geq R_{min}$ untuk kecepatan desain (V_D) yang dipilih di awal. Sedangkan nilai e_{maks} dan f_{maks} dapat diperoleh melalui nilai tipikal dalam Tabel 2.22 di bawah.

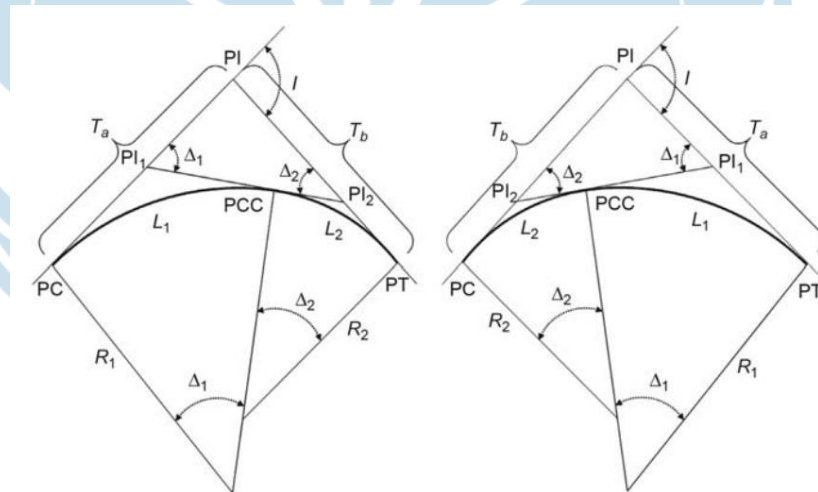
Tabel 2.22 Nilai tipikal radius minimum (R_{min}) dari e_{maks} dan f_{maks}
(*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 2018)

V_D (km/jam)	f_{maks}	e_{maks} (%)					
		4%		6%		8%	
		R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)	R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)	R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)
15	0,4	4,0	4	3,9	4	3,7	4
20	0,35	8,1	8	7,7	8	7,3	7
30	0,28	22,1	22	20,8	21	19,7	20
40	0,23	46,7	47	43,4	43	40,6	41
50	0,19	85,6	86	78,7	79	72,9	73
60	0,17	135,0	135	123,2	123	113,4	113
70	0,15	203,1	203	183,7	184	167,8	168
80	0,14	280,0	280	252,0	252	229,1	229
90	0,13	375,2	375	335,7	336	303,7	304
100	0,12	492,1	492	437,4	437	393,7	394

V_D (km/jam)	f_{maks}	e_{maks} (%)					
		4%		6%		8%	
		R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)	R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)	R_{min} (m)	R_{min} , dibulatkan (m)
110	0,11	-	-	560,4	560	501,5	501
120	0,09	-	-	755,9	756	667,0	667
130	0,08	-	-	950,5	951	831,7	832

Tikungan *reverse curve* atau *spiral-spiral* (S-S) terdiri dari dua tikungan *full-circle* (F-C) yang berdekatan atau saling berimpit, dengan arah defleksi yang saling berlawanan. Sistem ini memfasilitasi transisi antara dua segmen jalan yang sejajar dan memungkinkan perubahan arah jalan dalam jarak yang relatif pendek. Tikungan tersebut mempunyai perancangan yang kurang lebih sama seperti tikungan *full-circle* (F-C). Hanya saja pada *spiral-spiral* (S-S), terdapat dua ‘lingkaran’ yang arahnya berlawanan.

Tikungan *compound curve* atau gabungan terdiri dari dua tikungan *full-circle* (F-C) dengan radius (R) yang tidak sama yang saling berdekatan dan berbelok ke arah yang sama. Karena terdapat dua *full-circle* (F-C), sebagian besar istilah yang digunakan tetap sama seperti pada tikungan *full-circle* (F-C), dan perhitungan untuk masing-masing tikungan dilakukan dengan cara yang sama. Namun, karena radius (R) dari kedua lingkaran tersebut berbeda maka jarak antara PI ke PC dan PI ke PT akan berbeda juga, seperti yang ditandai oleh T_a dan T_b dalam Gambar 2.46 di bawah ini.

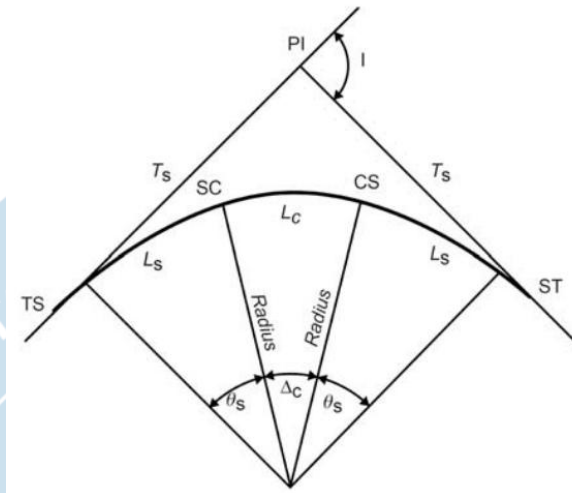


Gambar 2.46 Tikungan gabungan

(Findley et al., 2022)

Tikungan *spiral curve* atau *spiral-circle-spiral* (S-C-S) terdiri dari tikungan *full-circle* (F-C) yang diapit oleh transisi spiral atau lengkung peralihan di kedua ujungnya. Lengkung peralihan ini berfungsi sebagai penghubung antara ruas lurus (tangen) dengan tikungan, sehingga membantu menjaga kestabilan kendaraan secara bertahap dan terencana sepanjang tikungan. Lengkung peralihan akan memberikan jalur belok alami kendaraan

yang mudah dilalui dan menyebabkan gaya lateral meningkat dan menurun secara gradual seiring gerakan kendaraan memasuki dan keluar tikungan. Karena terdapat tikungan *full-circle* (F-C) di tengah, sebagian besar istilah dan perhitungan yang digunakan tetap sama seperti pada tikungan *full-circle* (F-C).



Gambar 2.47 Tikungan *spiral-circle-spiral* (S-C-S)
(Findley et al., 2022)

Namun, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.47 di atas, terdapat istilah yang berbeda yaitu sebagai berikut,

1. *Tangent to spiral point (TS)*, merupakan titik di mana tangen berakhir dan lengkung peralihan pertama mulai.
2. *Spiral to curve point (SC)*, merupakan titik di mana lengkung peralihan berakhir dan memasuki lengkung lingkaran atau *full-circle* (F-C).
3. *Curve to spiral point (CS)*, merupakan titik di mana lengkung lingkaran berakhir dan memasuki lengkung peralihan yang kedua.
4. *Spiral to tangent point (ST)*, merupakan titik di mana lengkung peralihan berakhir memasuki tangen.

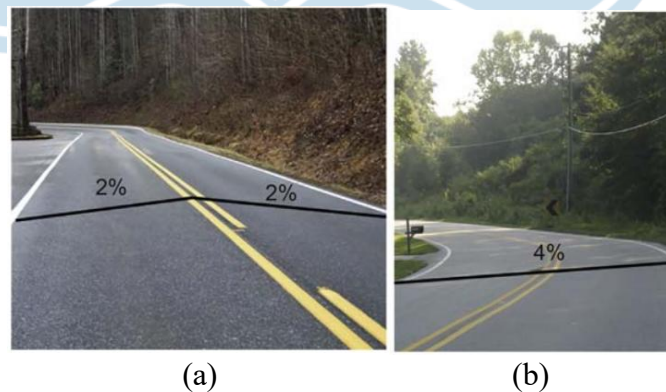
Dalam perencanaan tikungan *spiral-circle-spiral* (S-C-S) biasanya juga dimulai dengan menentukan radius (R) dari lengkung lingkaran di tengah. Tikungan *spiral-circle-spiral* (S-C-S) diterapkan apabila radius lengkung lingkaran yang besar tidak cukup mengakomodasi kecepatan kendaraan. Tabel 2.23 berikut menyatakan radius maksimum yang memerlukan lengkung peralihan.

Tabel 2.23 Radius maksimum yang memerlukan lengkung peralihan
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Kecepatan Operasi (Km/Jam)	Radius Maksimum yang memerlukan Lengkung Peralihan (m)
20	24
30	54
40	95
50	148
60	213
70	290
80	379
90	480
100	592
110	716
120	852

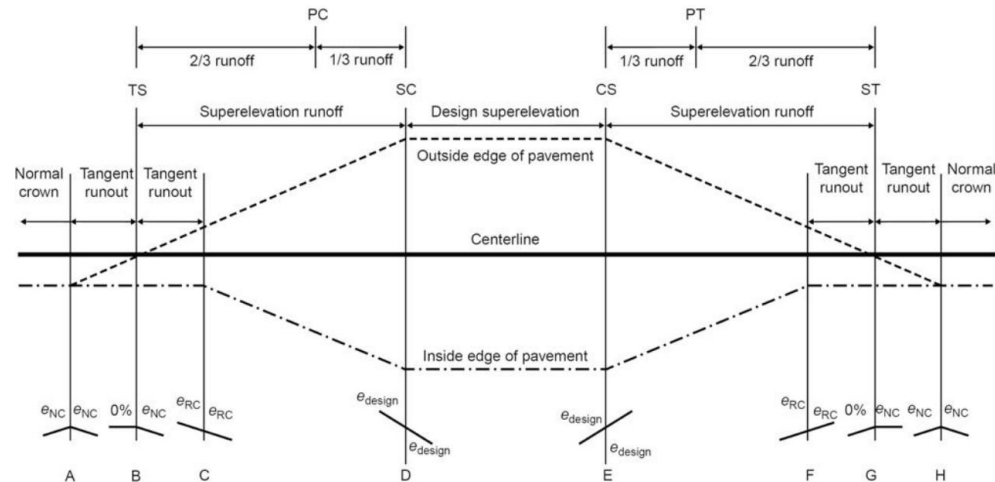
2.14.2 Superelevasi

Segmen jalan raya lurus umumnya dirancang dengan kemiringan melintang normal (*normal crown*) untuk memastikan drainase air yang memadai dari permukaan jalan. Istilah *normal crown* digunakan untuk menggambarkan jenis kemiringan melintang (*cross slope*) beserta persentase kemiringannya. Kemudian pada tikungan jalan, kemiringan melintang akan mengalami transisi menjadi miring terhadap ruas dalam jalan. Hal tersebut dilakukan untuk mengantisipasi gaya sentrifugal kendaraan saat berbelok.



Gambar 2.48 Contoh kemiringan melintang (a) kemiringan melintang normal (b) superelevasi penuh

Secara prinsip, penerapan superelevasi dapat dinyatakan dalam diagram superelevasi melalui ilustrasi dalam Gambar 2.48 berikut,



Gambar 2.49 Diagram superelevasi

(Findley et al., 2022)

Berdasarkan diagram dalam Gambar 2.48 di atas, zona dari titik D sampai E merupakan zona superelevasi dengan nilai yang diterapkan adalah 8% untuk jalan antarkota, jalan perkotaan, dan jalan bebas hambatan. *Superelevation runoff* merupakan panjang jalan yang diperlukan untuk mencapai perubahan kemiringan melintang jalan dari yang datar menjadi superelevasi penuh. *Tangent runout* merupakan panjang jalan yang diperlukan untuk mencapai perubahan kemiringan melintang jalan dari kemiringan normal menjadi datar.

Nilai superelevasi desain (e_d) sendiri dapat ditentukan sebelumnya asalkan tidak melebihi nilai maksimal sebesar 8%. Kemudian panjang *superelevation runoff* dapat diperoleh dengan persamaan berikut,

$$L_r = \frac{(wn_1)e_d}{\Delta_r} b_w \quad (2.100)$$

Keterangan

L_r = panjang minimum *superelevation runoff* (m)

w = lebar satu lajur (m)

n_1 = jumlah lajur yang dirotasi

b_w = faktor penyesuaian untuk jumlah lajur yang dirotasi

e_d = superelevasi desain (%)

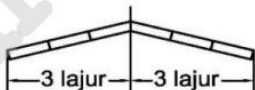
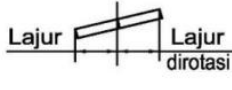
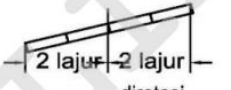
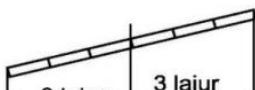
Δ_r = kelandaian relatif maksimum (%)

Karena L_r merupakan panjang *superelevation runoff* yang merupakan transisi dari kemiringan normal ke superelevasi penuh maka sebaiknya memenuhi syarat $L_h > L_r$ di mana L_h merupakan panjang tikungan sebelumnya. Kemudian nilai kelandaian relatif maksimum (Δ_r) di atas dapat diperoleh dalam Tabel 2.24 berikut,

Tabel 2.24 Nilai kelandaian relatif maksimum (Δ_r)
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

V_D (Km/Jam)	Kelandaian Relatif Maksimum (%)	Kemiringan Relatif Ekuivalen Maksimum
20	0,80	1:125
30	0,75	1:133
40	0,70	1:143
50	0,65	1:154
60	0,60	1:167
70	0,55	1:182
80	0,50	1:200
90	0,47	1:213
100	0,44	1:227
110	0,41	1:244
120	0,38	1:263
130	0,35	1:286

Lalu faktor penyesuaian untuk jumlah lajur yang dirotasi (b_w) dapat diperoleh dalam Tabel 2.25 di bawah, tentunya dengan memperhatikan prinsip pada ilustrasi dalam Gambar 2.50 berikut,

Satu lajur dirotasi	Dua lajur dirotasi	Tiga lajur dirotasi
 Ruas Normal	 Ruas Normal	 Ruas Normal
 Ruas dirotasi	 Ruas dirotasi	 Ruas dirotasi

Gambar 2.50 Faktor penyesuaian untuk jumlah lajur yang dirotasi (b_w)
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Tabel 2.25 Faktor penyesuaian untuk jumlah lajur yang dirotasi (b_w)
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Jumlah Lajur Rotasi n_1	Faktor Penyesuaian b_w *)	Kenaikan panjang relatif terhadap rotasi satu lajur ($n_1 b_w$)
1,0	1,00	1,00
1,5	0,83	1,25
2,0	0,75	1,50
2,5	0,70	1,75
3,0	0,67	2,00
3,5	0,64	2,25

Sedangkan panjang *tangent runout* dapat diperoleh melalui persamaan berikut,

$$L_t = \frac{e_{NC}}{e_d} L_r \quad (2.101)$$

Keterangan

L_t	=	panjang minimum <i>tangent runout</i> (m)
e_{NC}	=	kemiringan normal atau <i>normal crown</i> (%)
e_d	=	superelevasi desain (%)
L_r	=	panjang <i>superelevation runoff</i> (m)

2.15 Alinemen Vertikal

Dilansir dari buku *Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis* (Mannering & Washburn, 2017), alinemen vertikal menetapkan elevasi titik-titik sepanjang jalur jalan. Elevasi dari titik-titik jalan ini umumnya ditentukan berdasarkan kebutuhan untuk memberikan tingkat keselamatan pengemudi yang memadai, kenyamanan berkendara, serta sistem drainase yang baik.

2.15.1 Kelandaian Medan

Sebelum mengevaluasi dan merencanakan kurva vertikal, perlu memperhatikan kelandaian medan dan topografi eksisting dari tanah atau permukaan. Topografi sendiri dibagi menjadi tiga kategori, yaitu medan datar, bukit, dan gunung. Jalan dengan kelandaian datar dan tanpa kerb biasanya bisa memberikan drainase permukaan yang baik dimana kemiringan melintangnya mencukupi untuk membuang air secara lateral melalui bahu dan kemudian ke

saluran samping. Kelandaian minimum yang disarankan dinyatakan dalam Tabel 2.26 berikut,

Tabel 2.26 Kelandaian memanjang minimum
(*Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021*)

Lokasi	Kelandaian Minimum
Jalan dengan kerb dan saluran	1,0 % (ideal) 0,5 % (minimum)
Jalan pada daerah galian: Saluran tanah Saluran pasangan	0,5 % 0,3 %
Jalan tanpa kerb dan saluran, bukan daerah galian	0 %

Selain itu, perlu diperhatikan pada menetapkan kriteria desain kelandaian maksimum, agar memperhatikan kendaraan desainnya terkait dengan kemampuannya dalam melintasi tanjakan dengan kelandaian maksimum. Mengacu pada Permen PU No.19/PRT/M/2011, kelandaian maksimum yang diterapkan menurut spesifikasi penyediaan prasarana jalan dengan jenis medan yang berbeda ditampilkan dalam Tabel 2.27 berikut,

Tabel 2.27 Kelandaian memanjang maksimum
(*Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021*)

SPPJ	Kelandaian Maksimum (%)		
	Medan Datar	Medan Bukit	Medan Gunung
JBH	4	5	6
JRY	5	6	10
JSD	6	7	10
JKC	6	8	12

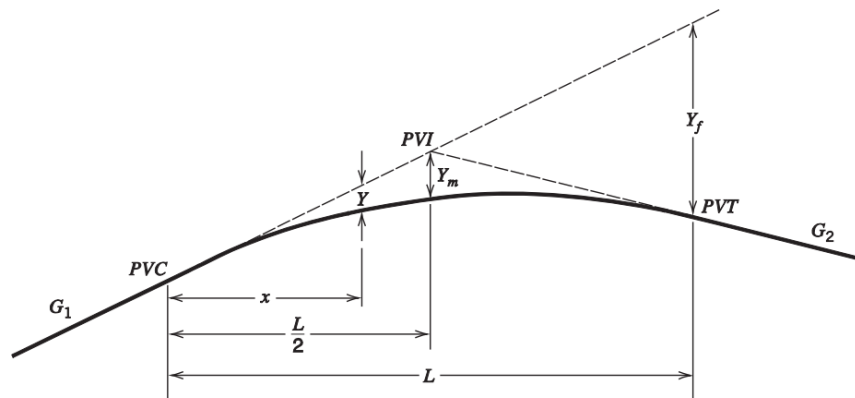
Kemudian kelandaian maksimum yang ditentukan di atas bukan untuk kontrol sepenuhnya karena harus dipertimbangkan terhadap pengoperasian kendaraan. Istilah ‘Panjang Kelandaian Kritis’ digunakan untuk mengindikasikan panjang maksimum tanjakan dimana truk bermuatan bisa beroperasi tanpa adanya pengurangan kecepatan berlebihan. Panjang kelandaian kritis dapat diperoleh dalam Tabel 2.28 berikut,

Tabel 2.28 Panjang kelandaian kritis
(Pedoman Desain Geometrik Jalan, 2021)

Kelandaian memanjang (%)	Panjang kelandaian kritis (m)
4	600
5	450
6	350
7	300
8	250
9	230
≥ 10	200

2.15.2 Desain Kurva Vertikal

Mirip seperti pada alinemen horizontal, salah satu perhatian utama dalam alinemen vertikal adalah menentukan tsransisi elevasi jalan antara dua kemiringan (*grade*) yang berasal dari dua ruas lurus. Transisi ini dicapai melalui penggunaan kurva vertikal untuk ‘memperhalus’ patahan dari dua ruas lurus tersebut. Kurva vertikal dibagi menjadi kurva cekung (*sag curve*) dan kurva cembung (*crest curve*). Berikut merupakan ilustrasi dari kurva vertikal dinyatakan dalam Gambar 2.51,



Gambar 2.51 Kurva vertikal

(Mannering & Washburn, 2017)

Berdasarkan ilustrasi dalam Gambar 2.51 di atas, berikut merupakan penjelasan dari setiap istilah di ilustrasi tersebut,

1. G_1 , merupakan kemiringan (*grade*) dari tangen atau ruas lurus pertama.
2. G_2 , merupakan kemiringan (*grade*) dari tangen atau ruas lurus kedua.

3. x , merupakan jarak berapapun dari *PVC*.
4. L atau L_v , merupakan panjang kurva vertikal diukur secara konstan. L_v dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$L_v = KA \quad (2.102)$$

5. *Point of vertical curve (PVC)*, merupakan titik mulainya kurva vertikal.
6. *Point of vertical intersection (PVI)*, merupakan titik bertemunya dua tangen atau 'patahan'.
7. *Point of vertical tangent (PVT)*, merupakan titik berakhirnya kurva vertikal.
8. Y , merupakan spergeseran (*offset*) berapapun sebesar jarak x dari *PVC*. Y dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$Y = \frac{A}{200L_v} x^2 \quad (2.103)$$

9. Y_m , merupakan pergeseran (*offset*) sebesar jarak $\frac{L}{2}$ dari *PVC* ke *PVI*, menyatakan jarak antara *PVI* dengan titik maksimum kurva vertikal. Y_m dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$Y_m = \frac{AL_v}{800} \quad (2.104)$$

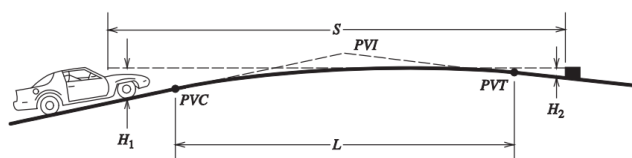
10. Y_f , merupakan pergeseran (*offset*) sebesar panjang kurva vertikal atau L sampai *PVT*. Y_f dapat ditentukan melalui persamaan berikut,

$$Y_f = \frac{AL_v}{200} \quad (2.105)$$

Parameter A merupakan selisih absolut dari kedua kemiringan (*grade*) tangen di Gambar 2.51, dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

$$A = |G_2 - G_1| \quad (2.106)$$

Penentuan panjang kurva vertikal (L_v) harus mempertimbangkan jarak pandang henti (J_{PH}) seperti pada ilustrasi dalam Gambar 2.52 berikut,



Gambar 2.52 Jarak pandang henti (J_{PH}) untuk kurva vertikal cembung
(Mannering & Washburn, 2017)

Pada ilustrasi dalam Gambar 2.52 di atas, S merupakan jarak pandang henti (J_{PH}), L merupakan panjang kurva vertikal (L_v), H_1 merupakan tinggi mata pengemudi, dan H_2 merupakan tinggi objek. Mengacu pada prinsip dari Gambar 2.52 di atas serta berdasarkan (*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 2018), penentuan panjang kurva vertikal (L_v) untuk **kurva vertikal cembung (crest curve)** bila memperhatikan jarak pandang henti (J_{PH}) dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

untuk $J_{PH} < L_v$

$$L_v = \frac{A(J_{PH})^2}{100(\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2} \quad (2.107)$$

untuk $J_{PH} > L_v$

$$L_v = 2J_{PH} - \frac{200(\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}{A} \quad (2.108)$$

Dalam banyak kasus, nilai H_1 dan H_2 telah ditentukan sebelumnya sebesar 1,08 m dan 0,6 m. Berdasarkan hal tersebut maka panjang kurva vertikal (L_v) dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

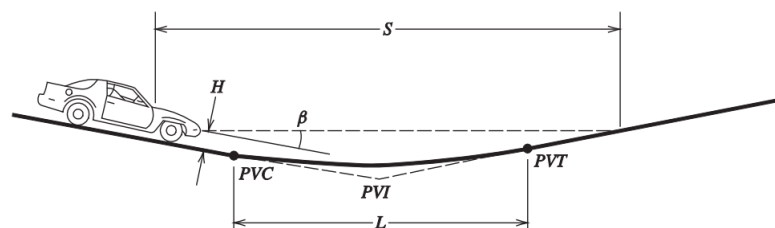
untuk $J_{PH} < L_v$

$$L_v = \frac{A(J_{PH})^2}{658} \quad (2.109)$$

untuk $J_{PH} > L_v$

$$L_v = 2J_{PH} - \frac{658}{A} \quad (2.110)$$

Sedangkan penentuan panjang kurva vertikal (L_v) yang mempertimbangkan jarak pandang henti (J_{PH}) untuk kurva cekung (*sag curve*) dinyatakan pada ilustrasi dalam Gambar 2.53 berikut,



Gambar 2.53 Jarak pandang henti (J_{PH}) untuk kurva vertikal cekung
(Mannering & Washburn, 2017)

Pada ilustrasi dalam Gambar 2.53 di atas, H merupakan tinggi lampu kendaraan dan β merupakan sudut antara mata pengemudi dengan permukaan jalan, umumnya diambil nilai sebesar 1° . Berdasarkan prinsip dari Gambar 2.53 di atas, penentuan panjang kurva vertikal (L_v) untuk **kurva vertikal cekung (sag curve)** bila memperhatikan jarak pandang henti (J_{PH}) dapat dinyatakan melalui persamaan berikut,

untuk $J_{PH} < L_v$

$$L_v = \frac{A(J_{PH})^2}{200(H_1 + J_{PH} \tan \beta)} \quad (2.111)$$

untuk $J_{PH} > L_v$

$$L_v = 2J_{PH} - \frac{200(H_1 + J_{PH} \tan \beta)}{A} \quad (2.112)$$

Bila mempertimbangkan nilai tipikal H sebesar 0,6 m dan β sebesar 1° maka, untuk $J_{PH} < L_v$

$$L_v = \frac{A(J_{PH})^2}{120 + 3,5J_{PH}} \quad (2.113)$$

untuk $J_{PH} > L_v$

$$L_v = 2J_{PH} - \frac{120 + 3,5J_{PH}}{A} \quad (2.114)$$

Selain memperhatikan jarak pandang henti (J_{PH}), penentuan panjang kurva vertikal (L_v) juga perlu memperhatikan jarak pandang mendahului (J_{PM}), untuk kurva vertikal cembung maupun cekung dinyatakan melalui persamaan berikut,

untuk $J_{PM} < L_v$

$$L_v = \frac{A(J_{PM})^2}{864} \quad (2.115)$$

untuk $J_{PM} > L_v$

$$L_v = 2J_{PM} - \frac{864}{A} \quad (2.116)$$