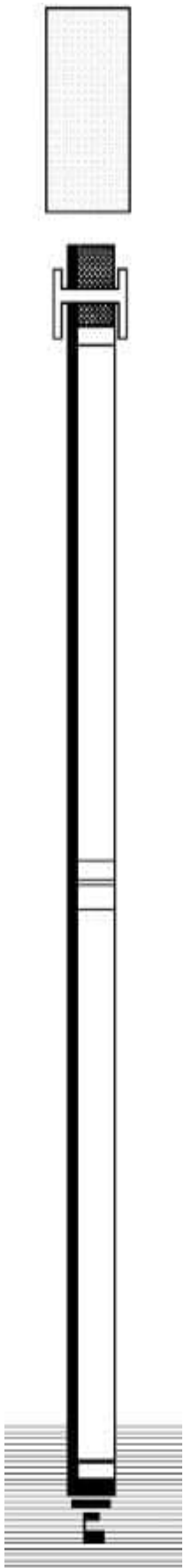
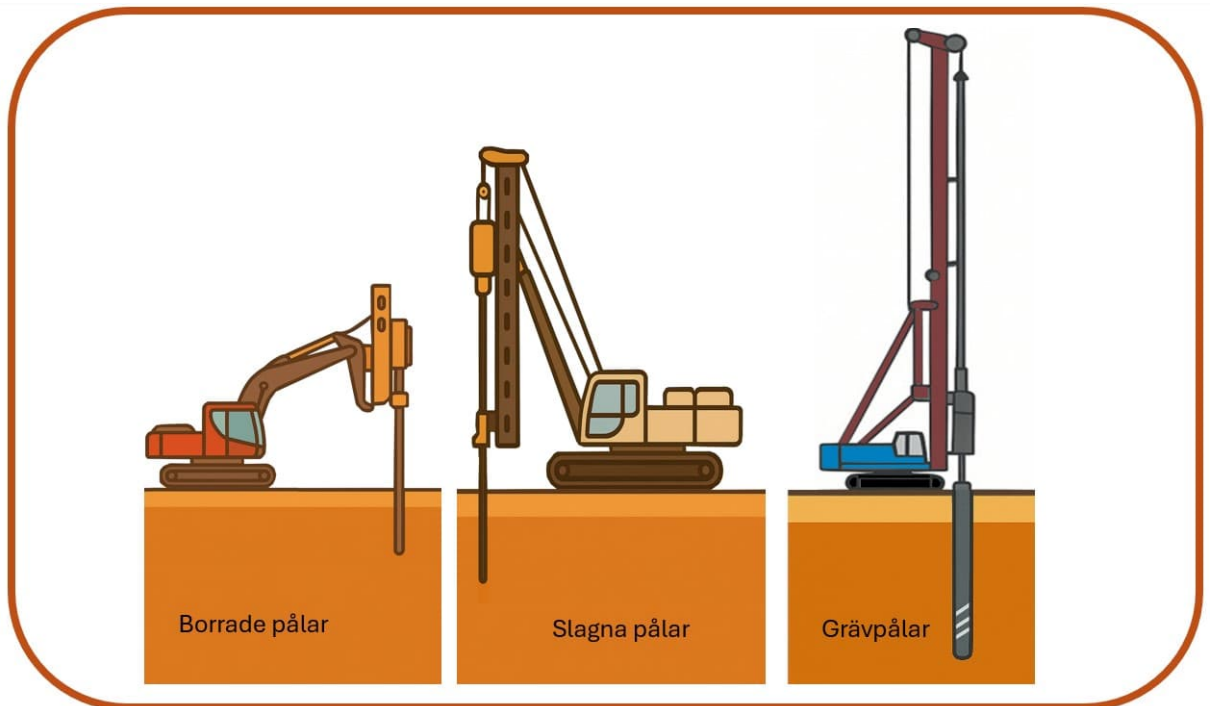

PÅLHANDBOKEN

KAPITEL 6, KONSTRUKTIV DIMENSIONERING



INNEHÅLLSFÖRTECKNING

6	Konstruktiv dimensionering	5
6.1	Beteckningar och begrepp	5
6.2	Allmänt	7
6.3	Analytisk beräkningsmetod för axialbelastade pålar	9
6.3.1	Generella dimensioneringsförutsättningar och beräkningsmetod	9
6.3.2	Jordmotstånd och deformationssamband för olika jordtyper	17
6.3.3	Installationens inverkan	21
6.3.4	Utmattning (FAT)	25
6.3.5	Initialkrokighet	25
6.3.6	Excentriciteter vid pålsko/bergsko och pålspets	30
6.4	Numeriska beräkningsmetoder för axialbelastade pålar	32
6.5	Beräkningsmetoder för transversalbelastade pålar	33
6.6	Beräkningsmetod för delvis fritt stående pålar (fri knäckning)	36
6.6.1	Dimensioneringsförutsättningar	36
6.6.2	Metod för överslagsberäkning	36
6.7	Betongpålar	40
6.7.1	Dimensioneringsförutsättningar	40
6.7.2	Material och tillhörande beslag	48
6.7.3	Brottgränstillstånd (ULS), exceptionell dimensioneringssituation, utmattning	57
6.7.4	Bruksgränstillstånd (SLS)	65
6.8	Träpålar (vakant)	67
6.9	Kombinationspålar - trä och betong (vakant)	67
6.10	Stålpålar	68
6.10.1	Dimensioneringsförutsättningar	68
6.10.2	Material och tillhörande beslag	68
6.10.3	Brottgränstillstånd (ULS), exceptionell dimensioneringssituation, utmattning	71
6.10.4	Bruksgränstillstånd (SLS)	78
6.10.5	Stålrörspålar, $\varnothing < 300$ mm (slagna och borrade)	79
6.10.6	Grova stålrörspålar, $\varnothing > 300$ mm	79
6.10.7	Stålkärnepålar	84
6.10.8	Borrade injekterade pålar	89
6.11	Kombinationspålar - stål och betong (vakant)	94
6.12	Grävpålar (vakant)	95
6.13	Samverkanspålar av stål och betong (vakant)	95
6.14	Referenser	96

BILAGOR

- Bilaga 6:A Härledning av analytisk beräkningsmetod (vakant)
- Bilaga 6:B Schablon för beräkning av reduktionsfaktorn μ_{1cc} för betongpålar
- Bilaga 6:C Beräkningsexempel betongpåle (vakant)
- Bilaga 6:D Beräkningsexempel stålrörspåle (vakant)

6 KONSTRUKTIV DIMENSIONERING

6.1 BETECKNINGAR OCH BEGREPP

Nedan redovisas beteckningar avseende konstruktiv dimensionering. Övriga relevanta begrepp och definitioner redovisas i kapitel 1.

Beteckning	Innebörd	Enhet
Latinska bokstäver, versaler		
A	Tvärsnittsarea, pålelement	[m ²]
A_g	Bruttoarea för ståltvärsnitt	[m ²]
A_S	Spänningsarean för gängad stång alt. nettoarea för gängad del av stång.	[m ²]
E_{cd}	Elasticitetsmodul, betong, dimensionerande värde	[Pa]
E_{cm}	Elasticitetsmodul, betong, sekantvärde	[Pa]
E_d	Elasticitetsmodul, dimensionerande värde	[Pa]
$E_{cd,eff}$	Effektiv elasticitetsmodul, dimensionerande värde	[Pa]
F_{im}	Initialkraft vid slagning (installation)	[MN]
$F_{tg,Rd}$	Tvärsnittsbärförmåga för gängad del av borrhållningsstång	[N]
$F_{tt,Rd}$	Tvärsnittsbärförmåga för ogängad borrhållningsstång	[N]
I	Tröghetsmoment	[m ⁴]
K_{pk}	Passiv jordtryckscoefficient i jord, beräknad enligt klassisk jordtrycksteori med karakteristisk inre friktionsvinkel	[-]
M/M_{Ed}	Momentkraft	[Nm]
M_{Rd}	Momentbärförmåga, dimensionerande värde	[Nm]
N_{Rd}	Axialkrafts/Tryckkraftsbärförmåga, dimensionerande värde	[N]
P	Axialkraft	[N]
P_k	Knäcklast för initieellt rak påle	[N]
R	Krökningsradie	[m]
Latinska bokstäver, gemener		
a_{lt}	Kvot mellan långtidslast och korttidslast	[-]
c_u	Lerans odränerade skjuvhållfasthet (reducerat värde)	[Pa]
d	Tvärmått/diameter för en påle i utböjningsriktningen	[m]
$d_{borrkrona}$	Diameter för vald borrhållningskrona	[m]
$d_{injekteringskropp}$	Förväntad diameter på resulterande injekteringskropp (avser borrhållningskrona)	[m]
f_c	Tryckhållfasthet, betong	[Pa]
f_{cd}	Tryckhållfasthet, betong, dimensionerande värde	[Pa]
f_{ck}	Cylindertryckhållfasthet (28 dygn) betong, karakteristiskt värde	[Pa]
f_{ct}	Axiell draghållfasthet, betong	[Pa]
f_{ctd}	Axiell draghållfasthet, betong, dimensionerande värde	[Pa]
$f_{ctk,0,05}$	Draghållfasthet, betong, karakteristiskt värde (5 %)	[Pa]
f_k	Karakteristiskt värde på en (av installationen opåverkad) materialegenskap	[-]
f_{kr}	Reducerat karakteristiskt värde på en materialegenskap	[-]
f_u	Brottgräns, stål	[Pa]
f_{ua}	Förankringsstångens brottdraghållfasthet.	[Pa]
f_y	Sträckgräns, stål	[Pa]
h	Fallhöjd, hejare	[m]
k_d	Bäddmodul i jord, dimensionerande värde	[N/m ³]

k_k	Bäddmodul i jord, karakteristiskt värde	[N/m ³]
k_t	Faktor som beskriver risken för tvärkrafter i påltopp (dragen förankringsstång)	[-]
l_k	Knäcklängd	[m]
n_h	Tillväxtfaktor för bäddmodul i friktionsjord	[N/m ³]
q_B	Brottryck i jord, vid sidoförskjutning av ett påsegment	[N/m ²]
q_{bd}	Gränstryck för jordens sidomotstånd, dimensionerande värde	[N/m ²]
y, y_0	Tillskottsutböjning i en påle vid påförd belastning	[m]
y_{bd}	Tillskottsutböjning/sidoförskjutning vid plasticering i omgivande jord, dimensionerande värde	[m]
z	Jorddjup	[m]

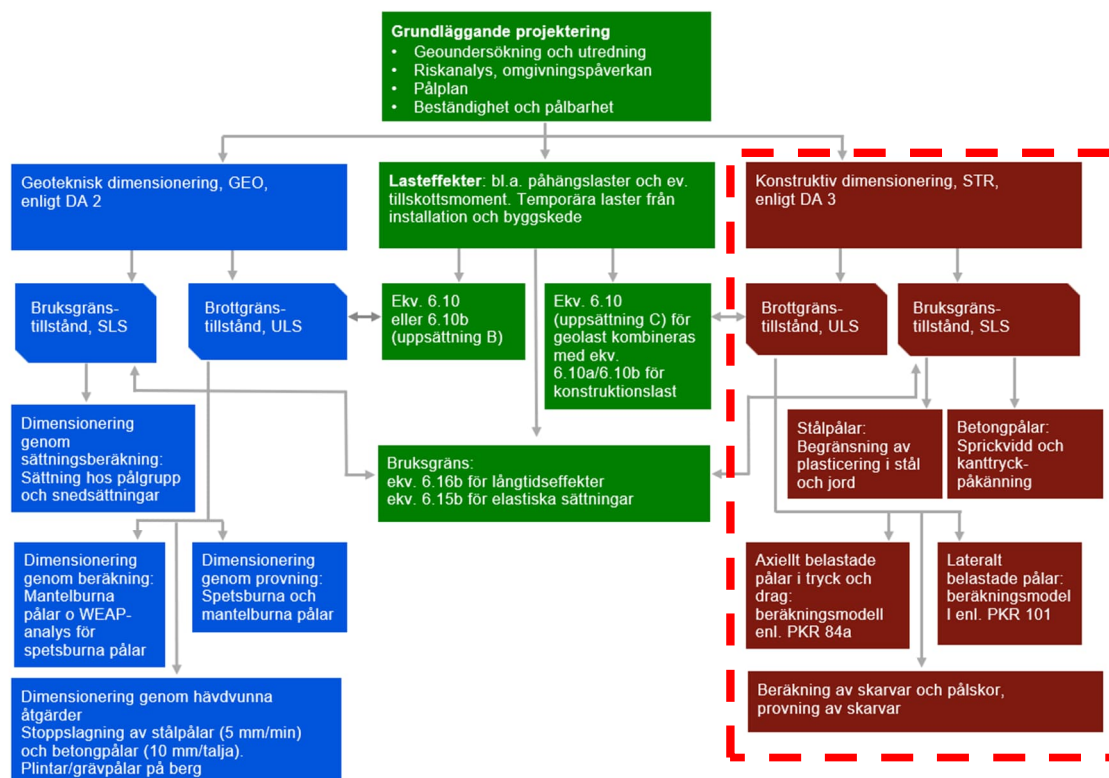
Grekiska bokstäver

α	Vinkel som illustrerar en påles spetsighet, mot horisontalplanet	[°]
α_{cc}	Koefficient som beaktar långtidseffekter på tryckhållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt som last påförs	[-]
α_{ct}	Koefficient som beaktar långtidseffekter på draghållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt som last påförs	[-]
γ_{M0}	Partialkoefficient	[-]
γ_{M2}	Partialkoefficient	[-]
γ_{δ}	Partialkoefficient som beaktar osäkerheten i pilhöjden	[-]
δ, δ_0	Initialkrokighet för en påle	[m]
δ_f	Fiktiv initialkrokighet	[m]
δ_g	Verklig geometrisk krokighet	[m]
δ_k	Pilhöjd, karakteristiskt värde	[m]
$\delta_{k,påle}$	Pilhöjd för oskarvat pålelement, karakteristiskt värde	[m]
$\delta_{k,skarv}$	Tillskott till pilhöjden till följd av vinkelavvikelse i förekommande skarvar, karakteristiskt värde	[m]
δ_{SB}	Stålbidragkvot	[-]
δ_2	Reduktionsterm som tar hänsyn till jord- och bergförhållanden av betydelse	[-]
δ_3	Reduktionsterm som tar hänsyn till förekommande integritets- eller rakhetskontroll	[-]
φ_{eff}	Effektivt kryptal	[-]
μ	Reduktionsfaktor som beaktar installationens inverkan på en materialegenskap	[-]
μ_c	Reduktionsfaktor för betongens hållfasthet	[-]
μ_s	Reduktionsfaktor för stålets hållfasthet	[-]
μ_1	Reduktionsfaktor som tar hänsyn till installationens (slagningens) inverkan	[-]
σ'_v	Effektiv vertikalspänning i jord	[Pa]

6.2 ALLMÄNT

Vid projektering av en pålgrundläggning ska de geotekniska och konstruktiva villkoren klarläggas så att pålgrundläggningen med betryggande säkerhet kan överföra uppträdande laster, under brottngräns-, olycksfalls- respektive bruksgränstillstånd, till underliggande jord och/eller berg, utan att brott eller skadliga deformationer uppstår.

En förenklad illustration av projekteringsprocessen framgår av Figur 6.1. I föreliggande kapitel behandlas konstruktiv dimensionering, inringat i figuren.



Figur 6.1 Dimensioneringsprocess för pålar.
Inringade delar illustrerar det som beskrivs i kap 6, konstruktiv dimensionering.

Vid påldimensionering i gränstillståndet STR enligt Eurokod, finns det ett antal styrande dokument, som antingen är normativa eller vägledande. De dokument som inte är normativa utgörs av beställarkrav samt tekniska beskrivningar och rapporter som utgör branschpraxis i Sverige vid dimensionering och utförande av pålgrundläggning. För en övergripande lista, se kapitel 1 och 2.

Reglerna för dimensionering styrs av föreskrifter och normer. Dessa, tillsammans med beställarkrav förändras, varför det är viktigt att i samband med dimensioneringsarbetet noga ta reda på vad som gäller för det aktuella objektet/projektet.

Dimensionering av geokonstruktioner genom beräkning ska göras i enlighet med de grundläggande kraven i SS-EN 1990 (SIS, 2002) eller SS-EN 1990-1:2023 (E) (SIS, 2026) och de specifika kraven i SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005c).

Vidare tas hållfasthetsegenskaper och dimensionerande bärförmåga för en påle (konstruktionselement samt förekommande skarvar, skor och plattor) fram utifrån dess material enligt

SS-EN 1992-1-1:2005 (SIS, 2005a) (alternativt SS-EN 1992-1-1:2023(E) (SIS, 2023b), se avsnitt 6.7), SS-EN 1993-1-1:2005 (SIS, 2005d) (alternativt SS-EN 1993-1-1:2022 (SIS, 2022), se avsnitt 6.10), SS-EN 1993-1-9:2005 (SIS, 2005e), SS-EN 1993-2:2006 (SIS, 2006), SS-EN 1994-1-1:2005 (SIS, 2005f), SS-EN 1995-1-1:2004 (SIS, 2004) samt SS-EN 1999-1-1:2007 (SIS, 2007), vilket även framgår av SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005c), avsnitt 2.4.6.4.

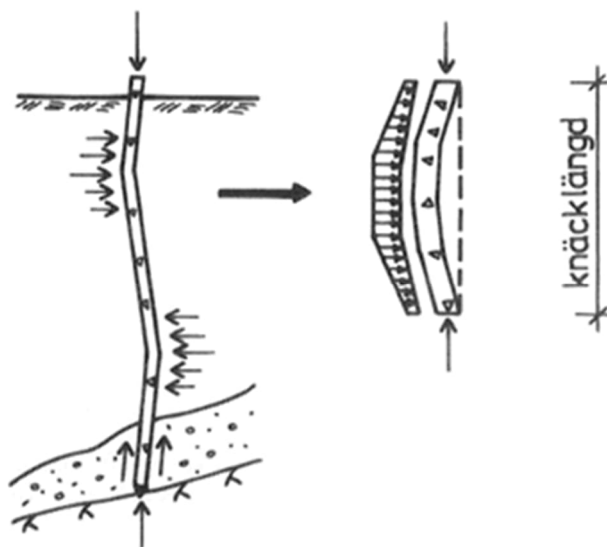
Baserat på val av påltyp ska även konstruktiva krav och rekommendationer i tillämpliga utförandestandarder beaktas. Rekommendationer för dimensionering av svetsade pålar framgår av Pålkommissionen, Teknisk PM 2:2018 (Pålkommissionen, 2018).

I SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 7.8 (5) står det; "Normalt krävs inte en kontroll av knäckning när pålarna är omgivna av jord med karaktäristisk skjuvhållfasthet, c_u , överstigande 10 kPa". I avsnitt 7.8 (1) och (2) framgår dock att pålar ska verifieras mot konstruktionsbrott och att hänsyn ska tas till en rad faktorer, bland annat installationens påverkan på pålarna, initialkrokighet och tillkommande deformationer vid belastning. Detta innebär i sin tur att pålar alltid ska dimensioneras med hänsyn till knäckning även om ingen separat knäckningskontroll utförs. Se även IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD Pålgrundläggning, avsnitt 4.3.5 (IEG, 2016).

Det finns flera olika tillvägagångssätt för att dimensionera en påle. De vanligaste är med hjälp av analytiska respektive numeriska beräkningsmetoder, se även kapitel 5.

I avsnitt 6.4 beskrivs en analytisk beräkningsmetod som bygger på elastiska egenskaper för pål- och jordmaterial och som utgör svensk praxis. Vid dimensionering med hjälp av numeriska beräkningsmetoder kan mer av det plastiska området utnyttjas för både jord- och pålmaterialens egenskaper. I övrigt gäller samma beräkningsförutsättningar oavsett val av dimensioneringsmetod (analytisk/numerisk).

Vid beräkning av en påles konstruktiva bärförmåga betraktas pålen som en axialbelastad balk/pelare som samtidigt är kontinuerligt sidostöttad av jord, se Figur 6.2. Som modell för sidostöttningen används i Sverige, bäddmodul teorin.



Figur 6.2 Beräkningsmodell för en påles konstruktiva bärförmåga.

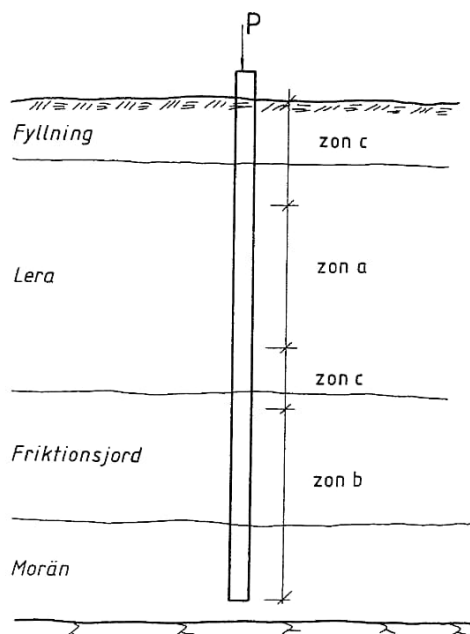
En påle ska kontrolleras i både brott- och buksgränstillstånd (ULS, inklusive olyckslastfall, utmattninglaster och SLS) för hela livslängden. För dubbelsymmetriska påltvärsnitt ska hänsyn tas till alla olika tänkbara utböjningsriktningar. Se SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2 (SIS, 2005c).

Kontrollen ska omfatta en påles samtliga ingående delar, således även skarvar, topplåt och pålsko/pålspets, under pålens hela livslängd.

6.3 ANALYTISK BERÄKNINGSMETOD FÖR AXIALBELASTADE PÅLAR

6.3.1 Generella dimensioneringsförutsättningar och beräkningsmetod

Längs en påle installerad igenom en sammansatt jordprofil enligt Figur 6.3 kan olika zoner särskiljas. Dessa zoner behandlas, dimensioneringsmässigt på olika sätt. Tillhörande beräkningsförutsättningar illustreras i Figur 6.4 och beskrivs i det följande.



Figur 6.3 Illustration av en påle installerad i en sammansatt jordprofil.

Zon a. Påldelen genom den lösa lera, zon a. Vid installationen fås en kraftig omrörning av lera runt pålen. Pålens sidostöd/jordens sidomotstånd under slagningen genom lera är lågt. Påldelen kan antas vara spänningsfri efter installationen. Påldelen utan axiellast betraktas som en initieellt krokig obelastad påle. Den förändring i krokighet som pålen har efter installationen har uppkommit genom vinkeländring i skarvar och genom lokal överbelastning av pålmaterialet under stoppslagningen. Lera rekonsoliderar runt pålen. Det kan förutsättas att lera återtar sin ursprungliga skjuvhållfasthet, om den är normalkonsoliderad. Är lera överkonsoliderad antas att den efter rekonsolidering blir normalkonsoliderad. Utböjningen som fås när axiellasten påföres ger moment i pålen enligt andra ordningens teori.

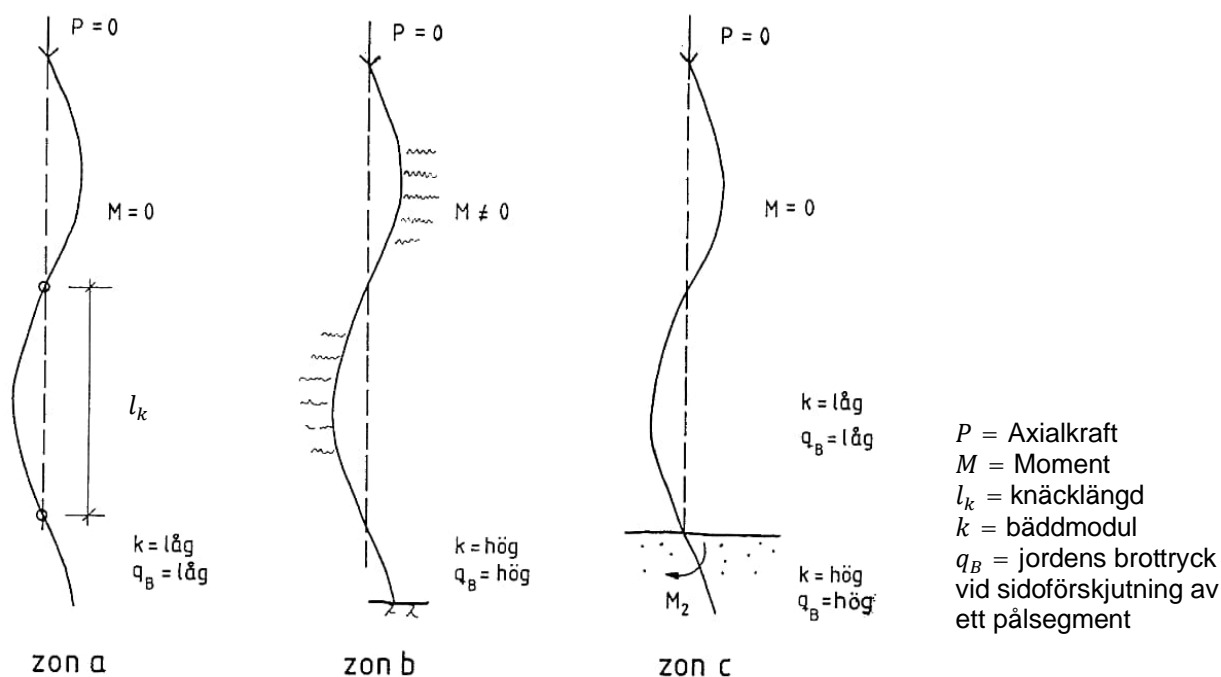
Zon b. Påldelen genom friktionsjord och morän, zon b. Vid installationen kan hinder i friktionsjorden eller moränen tvinga pålen att ändra riktning. Den omgivande jordens sidomotstånd/sidostöd försvinner inte vid installationen varför pålen blir inspänd i jorden. Efter installationen har pålen ett inbyggt moment på grund av den omgivande jordens stora sidomotstånd. När axiellasten ökas sker mycket små tillskottsutböjningar i pålen, på grund av jordens stora sidomotstånd. Momentet i pålen ökar inte nämnvärt när axiellasten ökas varför pålens konstruktiva bärförmåga ej är helt uttömd förrän hela tvärsnittet plasticerar. Under förutsättning att jordmotståndet är tillräckligt stort är detta fall inte dimensionerande.

Zon c. I övergångszonerna mellan friktionsjorden, fyllningen och den lösa lera finns en zon c där pålen kan ha ett moment på grund av inspänning i friktionsjorden respektive fyllningen där sidomotståndet är högt. Vid kontroll av konstruktiv bärförmåga för denna påldel måste hänsyn

även tas till pålens inspänningsförhållanden i friktionsjorden. Bärförmågan för denna del blir troligen högre än för delen i zon a, den lösa leran.

För pålar i vatten eller organisk lera med låg hållfasthet kan en zon förekomma närmast markytan där sidomotståndet/sidostödet saknas eller är försämrat. I denna zon betraktas pålen som en pelare utan sidostöd/sidomotstånd men med inspänning i den underliggande fastare jorden.

För de olika zonerna kan principiella beräkningsförutsättningar enligt Figur 6.4 ställas upp.



Figur 6.4. Illustration av principiella beräkningsförutsättningar för obelastad del av en påle i respektive zon, i en sammansatt jordprofil enligt Figur 6.3.

I det följande behandlas de faktorer som inverkar på en påles konstruktiva bärförmåga med hänsyn till omgivande jord och andra ordningens effekter. Härtill beskrivs en analytisk beräkningsmetod för den konstruktiva bärförmågan, som kan utföras med handberäkning. Härledningen till den analytiska beräkningsmetoden som ursprungligen presenterats av Bernander och Svensk (1970) och som utvecklats vidare återfinns i Bilaga 6:A (vakant).

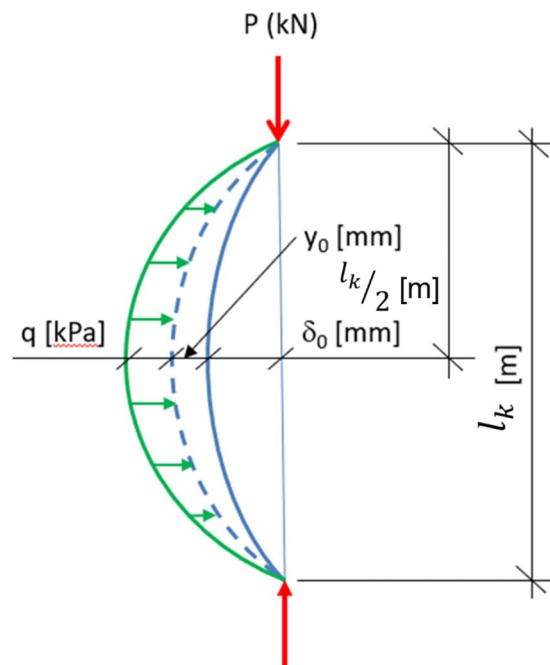
Beräkningsmetoden är baserad på följande förutsättningar:

- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd
- arbetskurva för ingående pålmaterial
- elastiska förhållanden i jord- och pålmaterial
- pålen är sidostöttad i påltopp
- beaktande av initialkrokighet för den installerade pålen
- beaktande av tillskottsdeformationer vid lastpåförande

- inverkan av drivning och stoppslagning
- inverkan av egenspanningar i stålplålar
- inverkan av krypning och krympning för betongplålar
- hänsynstagande till skarvars och skors utformning och funktion.

Här redovisad beräkningsmetod behandlar pålar i jord. Beräkningsmetoden togs fram för pålar i lera med lös till medelhög hållfasthet men har kommit att tillämpas även för pålar i friktionsjord och lera med hög hållfasthet. För skarvade pålar förutsätts förekommande skarvar vara jämnstyva med pålen i övrigt. För pålar med varierande styvhet i olika riktningar förutsätts att beräkningar genomförs för alla tänkbara utböjningsriktningar. Tvärsnittskontroll utförs i pålelementets svagaste del inklusive skarvar och skor för aktuell axiellast och moment.

Sidoutböjningen antages ske i ett plan och initialutböjningen i detta plan antages vara affin med (ha samma form som) knäckkurvan, se Figur 6.5.



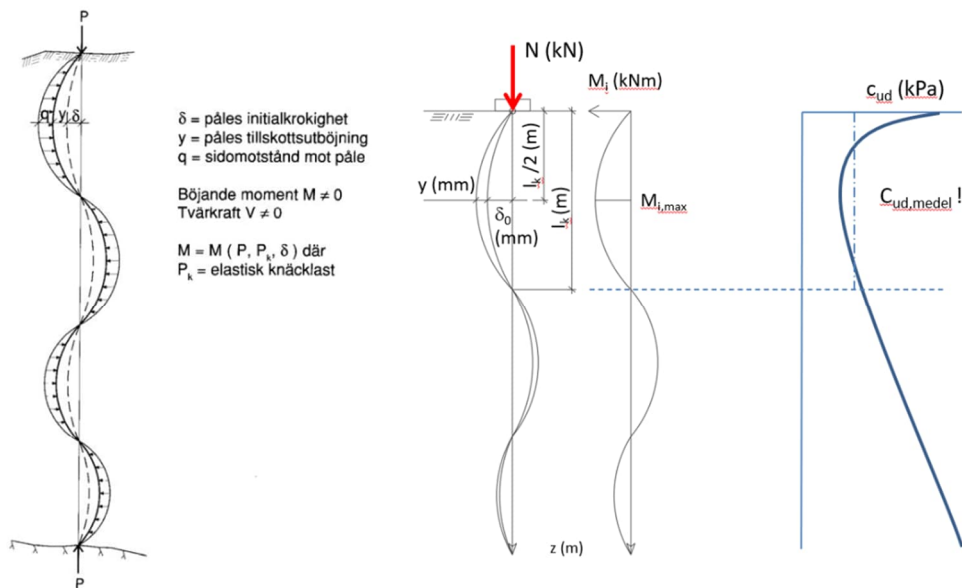
Figur 6.5 Antagen initialutböjning och tillskottsutböjning samt sidomotstånd vid analytisk beräkningsmetod.

Under dessa förutsättningar kan beräkningarna begränsas till en knäckvåg enligt följande analytiska beräkningsmetod. Metoden gäller för en påle som är sidostyr i påltopp och helt omgiven av jord.

Pålens teoretiska knäcklängd i omgivande jord beräknas enligt Ekvation 6-1, se även Figur 6.6.

$$l_k = \pi \sqrt[4]{\frac{E_d \cdot I}{(k_d \cdot d)}}$$

Ekvation 6-1



Figur 6.6 Antagen initialutböjning och tillskottsutböjning vid analytisk beräkningsmetod. Den farligaste (dimensionerande) knäckmoden är längs den delen av pålen med lägst hållfasthet i omgivande jord, vanligtvis övre delen av pålen.

Beräkningen utförs enligt andra ordningens teori, med antagande om en sinusformad initialkrokighet, δ över pålens knäcklängd, l_k i omgivande jord.

$$\delta = \delta_0 \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_k}\right)$$

Ekvation 6-2

och att tillskottsutböjningen, y blir sinusformad.

$$y = y_0 \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_k}\right)$$

Ekvation 6-3

Totalt moment och maximal tillskottsutböjning vid axiallasten, P blir (se Bernander och Svensk, 1970).

$$M = \frac{0.5 \cdot P \cdot \delta}{1 - \frac{P}{P_k}}$$

Ekvation 6-4

där

P = Axiallast

P_k = Knäcklast för initialt rak påle

M = Moment för aktuell axiallast

Momentet, M kan skrivas om enligt Ekvation 6-5.

$$M = \frac{P \cdot (y_0 + \delta_0)}{2}$$

Ekvation 6-5

Storleken på initialkrokigheten δ_0 ansätts till en andel av knäcklängden i omgivande jord. Initialkrokigheten är olika för olika påltyper och pålmaterial och även beroende av antal skarvar per knäcklängd. För stålpålar beaktas inverkan av egenspanningar dels genom att räkna med en fiktiv initialkrokighet som adderas till den geometriska initialkrokigheten samt att räkna med en reduktion av elasticitetsmodulen på 10%.

Beräkning av teoretisk konstruktiv bärförmåga för en tryckt initialt rak påle omgiven av ett elastiskt medium kan göras enligt Ekvation 6-6.

$$P = 2 \cdot \sqrt{E \cdot I \cdot k \cdot d}$$

Ekvation 6-6

där $E \cdot I$ är pålens böjstyvhet, k är bäddmodulen i det omgivande mediet och d tvärmåttet för pålen. Förutsättningen för Ekvation 6-6 är att såväl pålen som det omgivande mediet är elastiskt.

För en initialt krokig påle kan sambandet mellan utböjning och last tecknas (Bernander och Svensk, 1970).

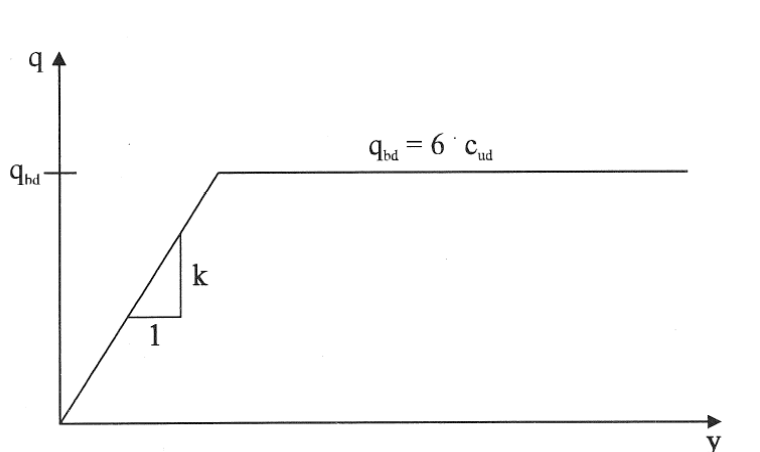
$$P = 2 \cdot \sqrt{E \cdot I \cdot k \cdot d} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\delta_0}{y_0}}$$

Ekvation 6-7

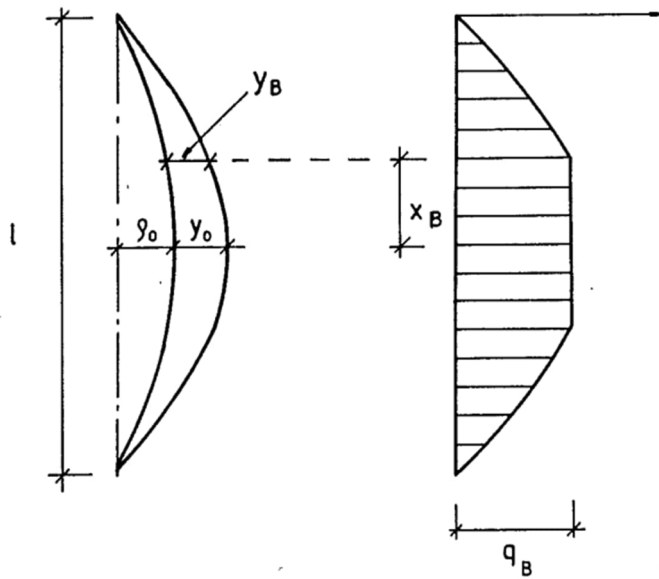
Förutsättningen är att pålen har en sinusformad initialutböjning med maxvärdet δ_0 och att tillskottsutböjningen vid lasten P är sinusformad med maxvärdet y_0 .

När tillskottsutböjningen y ökar närmar sig kraften P , den teoretiska knäcklasten (för jordens sidomotstånd/pålmateriallets konstruktiva bärförmåga med hänsyn till omgivande jord).

Jordmotståndet antas variera linjärt med tillskottsutböjningen upp till gränsvärdet när jorden plasticerar, för att därefter vara konstant, se Figur 6.7 (som gäller för långtidsbelastning) och Figur 6.8. För sambandet vid olika varaktighet på belastning se Figur 6.14.



Figur 6.7 Samband mellan tillskottsutböjning och jordens sidomotstånd i lera, vid långtidsbelastning.



Figur 6.8 Jordens tillskottsutböjning y_0 och sidomotstånd q_B mot pålen efter det att jorden börjat plasticera.

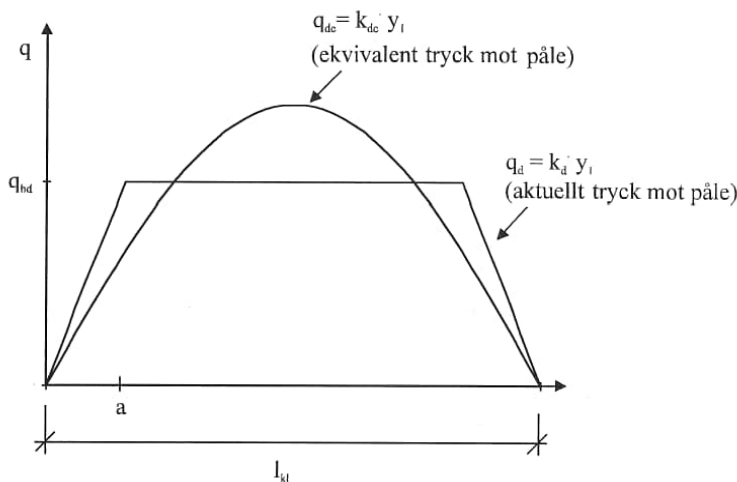
För att beakta tillståndet när en påles sidoförskjutning lokalt överskrider gränstrycket för vilket jorden börjar att plasticera, används en reducerad ekvivalent bäddmodul. Reducerad ekvivalent bäddmodul beräknas enligt principen för ekvivalent sidomotstånd.

Gränsvärdet för sidoförskjutningen (tillskottsutböjningen vid plasticering i omgivande jord), när gränstrycket uppnås, y_{bd} , beräknas enligt Ekvation 6-8.

$$y_{bd} = \frac{q_{bd}}{k_d}$$

Ekvation 6-8

Tillskottsutböjningens/sidoförskjutningens gränsvärde y_{bd} , är beroende av pålens tvärmått vinkelrätt mot utböjningsriktningen och ökar med ökande tvärmått. Vid utböjning av kvadratiske eller korsformade påltvärsnitt i olika riktningar blir gränsvärdet därmed olika stort.



Figur 6.9 Fördelning av sidomotståndet efter det att jorden börjat plasticera. Det aktuella (verkliga) trycket mot pålen och det ekvivalenta trycket som används i beräkningen.

För att beräkna den konstruktiva bärförmågan när gränsvärdet för jordens sidomotstånd överskrids ersätts bäddmodulen k med en ekvivalent bäddmodul $k \cdot \phi(y_0)$, se Ekvation 6-9 nedan. För tillskottsutböjning under gränsvärdet för plasticering är $\phi(y_0)$ lika med 1.

$$P(y) = 2 \cdot \sqrt{E \cdot I \cdot k \cdot d \cdot \phi(y_0)} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\delta_0}{y_0}} \quad \text{Ekvation 6-9}$$

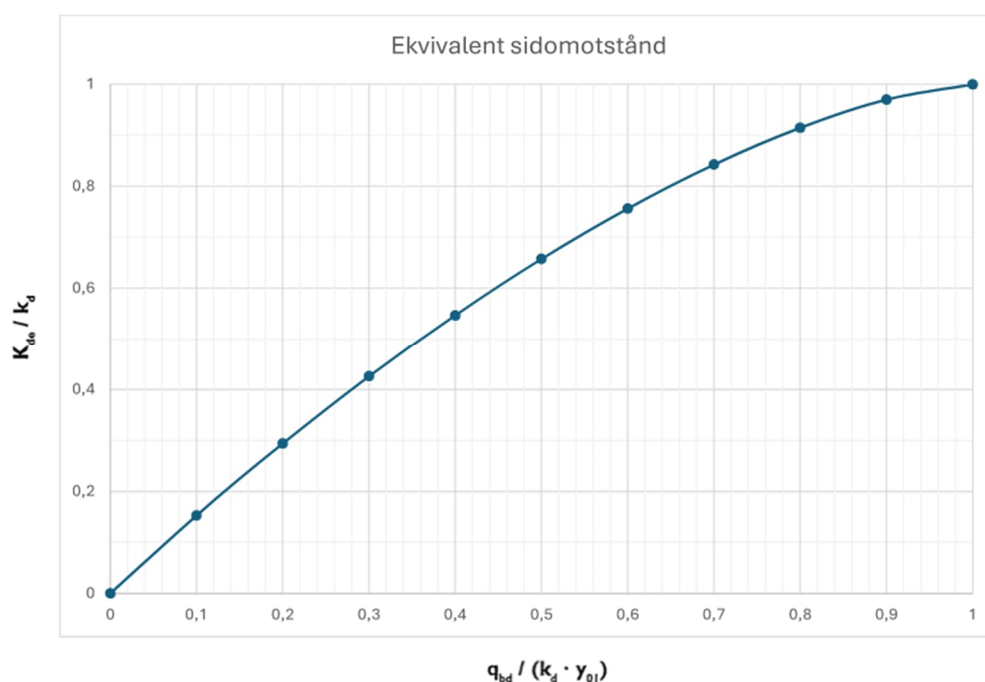
Ett sätt att bestämma den ekvivalenta bäddmodulen $k \cdot \phi(y_0)$ vid en viss utböjning, y_0 är att välja $k \cdot \phi(y_0)$ så att det totala sidomotståndet mot pålen från det omgivande mediet blir detsamma som för den verkliga arbetskurvan enligt Ekvation 6-10, se även Figur 6.9.

$$\int_0^{\frac{l_{k1}}{2}} (k_{de} \cdot y_1) dx = \int_0^a (k_{de} \cdot y_1) dx + \int_a^{\frac{l_{k1}}{2}} (q_{bd}) dx \quad \text{Ekvation 6-10}$$

Detta uttryck kan skrivas om enligt Ekvation 6-11.

$$\phi(y_0) = \frac{k_{de}}{k_d} = 1 - \cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \quad \text{Ekvation 6-11}$$

Ett alternativt sätt att bestämma den ekvivalenta bäddmodulen som beskrivs i Pålkommisionens Rapport 84a (Pålkommisionen, 1995) är att beräkna den enligt principen för ekvivalent arbete. Beräkningar med ekvivalent sidomotstånd ger något lägre konstruktiv bärförmåga än beräkningar med ekvivalent arbete. Senare studier och jämförelser med numeriska beräkningar har visat att metoden med ekvivalent arbete är på osäkra sidan varför **rekommendationen är att använda ekvivalent sidomotstånd (inte ekvivalent arbete) för bestämning av den ekvivalenta bäddmodulen**. Av samma anledning illustreras endast ekvivalent sidomotstånd i Figur 6.10.



Figur 6.10 Samband mellan tillskottsutböjning och ekvivalent bäddmodul.

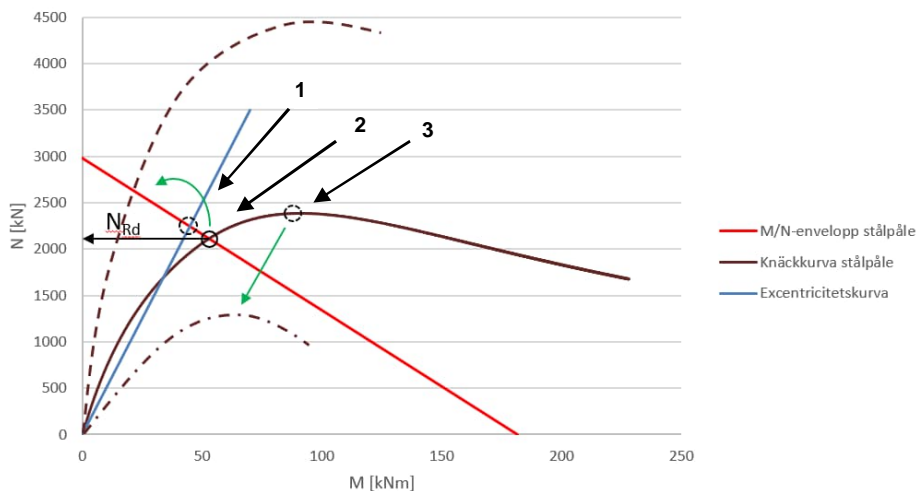
Principiell beräkningsgång:

- Pålens böjstyvhet beräknas.
- Jordens bäddmodul och gränstryck för plasticering för studerad del av pålen beräknas för antagen/framräknad knäcklängd för pålen.
- Pålens knäcklängd i omgivande jord beräknas (kan behöva itereras fram då bäddmodul och knäcklängd är beroende av varandra).
- Pålens dimensionerande initialkrokighet bestäms.
- En tillskottsutböjning antas.
- Den axiellast som krävs för få den antagna tillskottsutböjningen, beräknas.
- Uppträdande moment beräknas.
- Att påltvärsnittet och i förekommande fall även skarvsnitt klarar uppträdande moment och normalkraft kontrolleras.

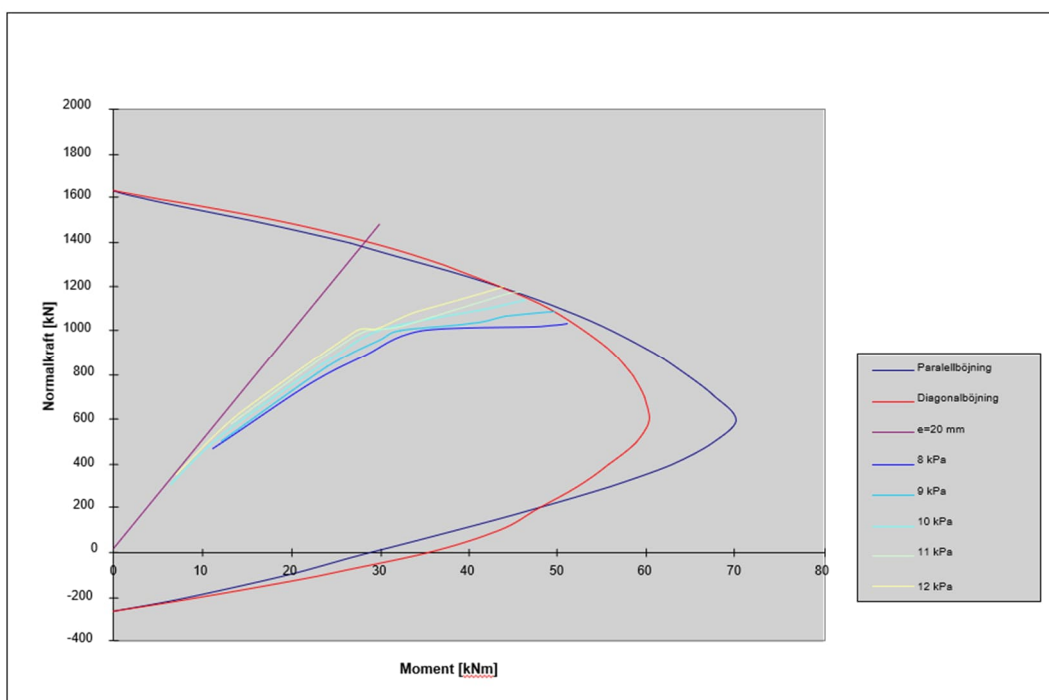
I Figur 6.11 visas en graf med last-utböjningskurvor (knäckkurvor) och tvärsnittsbärförmågan i form av en moment/normalkraftsenvelopp (brottenvelopp) för en stålpåle. I Figur 6.12 visas motsvarande moment/normalkraftsenvelopp för en betongpåle, med knäckkurvor för olika hållfastheter i jorden. Pålens konstruktiva bärförmåga uppnås där knäckkurvan (brun heldragen linje) skär moment/normalkraftsenveloppen (röd linje). I en lösare jord så knäcker pålen innan knäckkurvan når brottenveloppen (se brun prickstreckad linje). Om jorden däremot är så styv att knäckkurvan skär brottenveloppen som den bruna streckade linjen visar kommer pålens konstruktiva bärförmåga begränsas av minsta tillåtna excentricitet vid dimensioneringen.

Dimensionerande konstruktiv bärförmåga kan utläsas vid det lägsta av följande värden på N, (se även Figur 6.11):

1. Där excentricitetskurvan skär brottenveloppen.
2. Där knäckkurvan skär brottenveloppen.
3. Där knäckkurvan når sitt maxvärde utan att tvärsnittsbärförmågan överskrids.



Figur 6.11 Principfigur - Grafisk redovisning av konstruktiv bärförmåga för en stålpåle.



Figur 6.12 Principfigur för betongpåle i ULS– Knäckkurvor för olika hållfasthet i jorden och brottenvelopp för påltvärsnitt.

6.3.2 Jordmotstånd och deformationssamband för olika jordtyper

För jordens sidomotstånd mot pålar ska en realistisk arbetskurva användas. Inverkan av lasters varaktighet och jordens plasticering ska beaktas. Härvid ska klassificering av lasters varaktighet utföras med avseende på jordmaterialens tidsberoende egenskaper.

Med arbetskurva avses sambandet mellan sidoförskjutning och sidomotstånd mot påle.

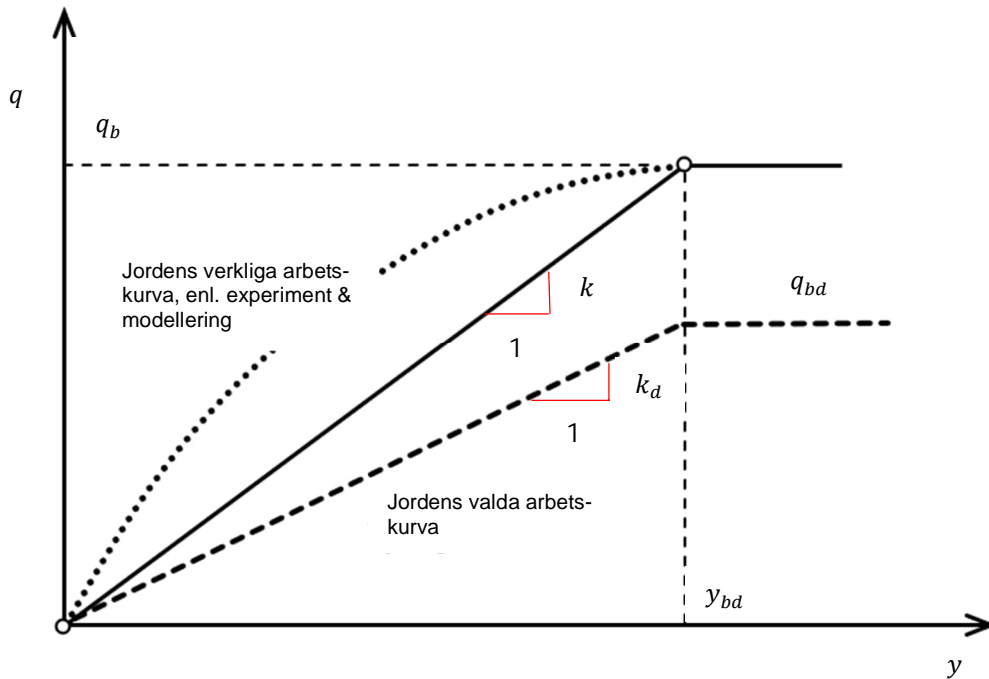
Sidomotståndet längs en påles mantelyta beräknas med hjälp av bäddmodulen.

Tillämpbara värden för bäddmodul och gränstryck för några vanligt förekommande jordar redovisas nedan. Angivna värden för bäddmodulen utgörs av medelvärden upp till gränstrycket. Vid rörelser som överskrider gränstrycket, förutsätts sidomotståndet vara konstant.

6.3.2.1 Normalkonsoliderad kohesionsjord

Vid beräkning av materialvärden enligt nedan ska kohesionsjordens odränerade skjuvhållfasthet användas. Bestämning av c_{ud} utförs enligt IEG Rapport 2:2008 (TD-Grunder), kapitel 8 och 9 (IEG, 2013), samt IEG Rapport 8:2008, Rev 3, (TD-Pålar), avsnitt 4.3 (IEG, 2016). Se även SS-EN 1990, avsnitt 6.3.3, ekvation 6.3 (SIS, 2002), SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.4.6.2 samt bilagorna A och NA (SIS, 2005c).

Med hjälp av utförda experiment och modellering som beskrivs i Bilaga 6:A har följande arbetskurva, Figur 6.13, och värden på gränstryck respektive bäddmodul i kohesionsjord valts för olika varaktighet på laster (korttid/långtid). Dessa utgör svensk praxis.



Figur 6.13 Verklig respektive vald arbetskurva för jordmotstånd.

$q_{b,max,korttid} = 9 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid korttidslast
$k_{b,max,korttid} = 200 \cdot \frac{c_u}{d}$	[N/m ³]	bäddmodul vid korttidslast
$q_{b,max,långtid} = 6 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid långtidslast
$k_{b,max,långtid} = 50 \cdot \frac{c_u}{d}$	[N/m ³]	bäddmodul vid långtidslast

där

c_u = lerans odränerade skjuvhållfasthet (reducerat värde) [Pa]

d = påles tvärmått [m]

Med korttidslast/korttidförhållanden avses last vars varaktighet är kortare än en vecka.

Med långtidslast/långtidförhållanden avses last vars varaktighet är längre än en vecka.

Vid laster med olika varaktighet får mellanliggande värden på bäddmodul och gränstryck tas fram genom interpolering. Detta ger mer generella uttryck för gränstryck, Ekvation 6-12 och bäddmodul, Ekvation 6-13.

$$q_{bd} = 9 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot a_{lt}\right) \cdot c_u \quad \text{Ekvation 6-12}$$

$$k_d = \frac{200}{1 + a_{lt} \cdot 3} \cdot \frac{c_u}{d} \quad \text{Ekvation 6-13}$$

där

$$a_{lt} = \frac{N_{Ed,permanent}}{\sum N_{Ed}} \quad \frac{\text{Andel långtidslast}}{\text{Total korttidslast}} \quad \text{Ekvation 6-14}$$

Sambandet mellan bäddmodul och gränstryck kan skrivas enligt Ekvation 6-15. Se även Figur 6.14.

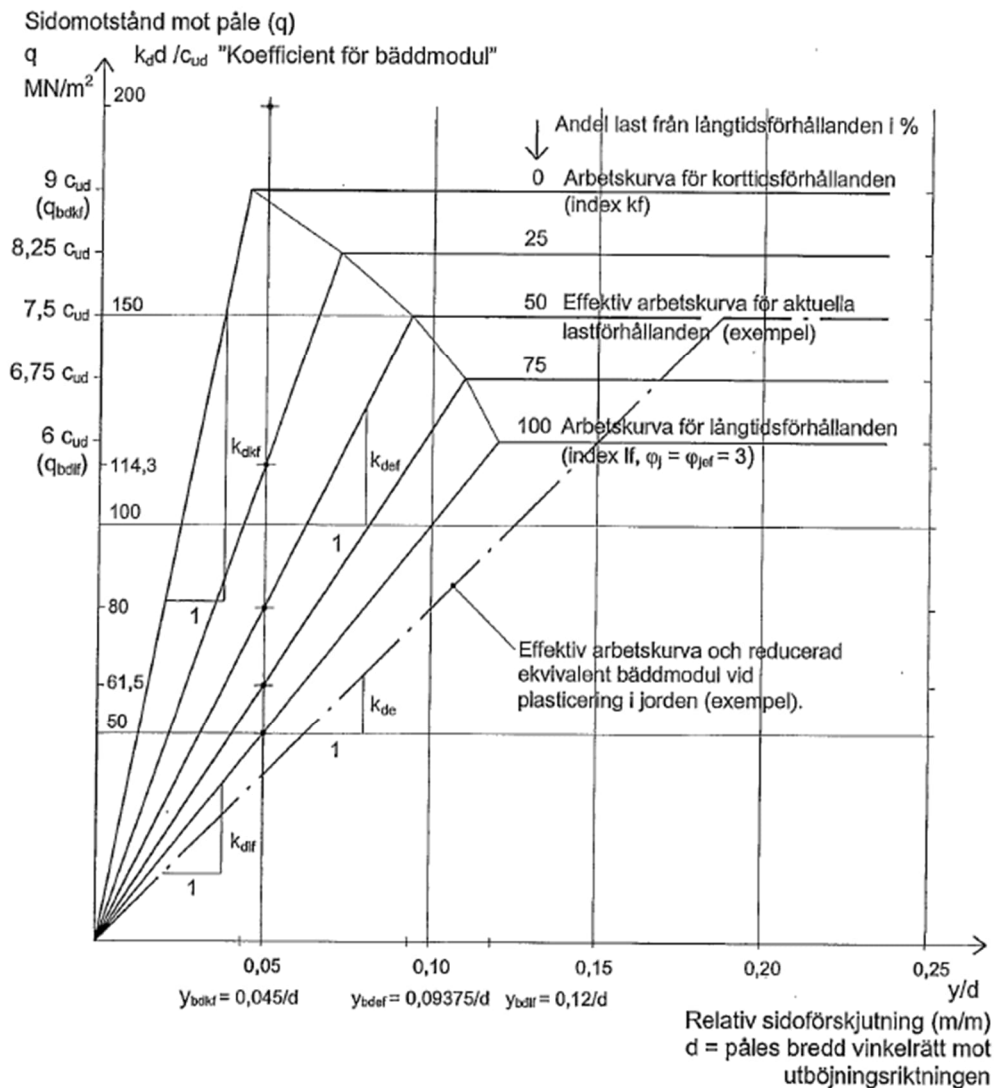
$$k_d = \frac{q_{bd}}{y_{bd}} = \frac{q}{y} \quad \text{för } y \leq y_{bd} \quad \text{Ekvation 6-15}$$

där

k_d = dimensionerande bäddmodul [N/m³]

q_{bd} = dimensionerande gränstryck för jordens sidomotstånd [N/m²]

y_{bd} = dimensionerande utböjning/sidoförskjutning vid plasticering i omgivande jord [m]



Figur 6.14 Elastisk-idealplastisk modell av jorden - normalkonsoliderad kohesionsjord. Arbetskurvor för korttids- och långtidförhållanden samt lastförhållanden med 25, 50 resp. 75 % last från långtidförhållanden.

6.3.2.2 Gyttja och torv

För gyttja och torv har följande värden valts och utgör svensk praxis. Dock kan pålar i denna typ av jordar dimensioneras som fritt stående för del av påle i gyttja/torv.

Gyttja och högförmultnad torv

$q_{b,max,korttid} = 9 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid korttidslast
$k_{b,max,korttid} = 100 \cdot \frac{c_u}{d}$	[N/m ³]	bäddmodul vid korttidslast
$q_{b,max,långtid} = 6 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid långtidslast
$k_{b,max,långtid} = 33 \cdot \frac{c_u}{d}$	[N/m ³]	bäddmodul vid långtidslast

Lågförmultnad torv och mellantorv

$q_{b,max,korttid} = 9 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid korttidslast
$k_{b,max,korttid} = 200/d$	[N/m ³]	bäddmodul vid korttidslast
$q_{b,max,långtid} = 6 \cdot c_u$	[N/m ²]	gränstryck vid långtidslast
$k_{b,max,långtid} = 0$	[N/m ³]	bäddmodul vid långtidslast

6.3.2.3 Friktionsjord

Vid friktionsjord görs ingen skillnad med avseende på lastens varaktighet. Följande gäller för både korttids- och långtidförhållanden. Gränstryck enligt Ekvation 6-16 och bäddmodul enligt Ekvation 6-17.

$$q_{bk} = 3 \cdot K_{pk} \cdot \sigma'_v \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{Ekvation 6-16}$$

där

q_{bk} = gränstryck för jordens plasticering, karakteristiskt värde [N/m²].

K_{pk} = jordens passiva jordtryckskoefficient beräknad enligt klassisk jordtrycksteori med karakteristisk inre friktionsvinkel [-]

σ'_v = jordens effektiva vertikalspänning [Pa].

$$k_k = \frac{n_h \cdot z}{d} \quad [\text{N/m}^3] \quad \text{Ekvation 6-17}$$

där

k_k = bäddmodul för sidoförskjutning, karakteristiskt värde [N/m³]

n_h = tillväxtfaktor enligt Tabell 6.1 [N/m³]

z = jorddjup [m]

d = påles tvärmått i utböjningsriktningen [m]

Tabell 6.1 Värden på tillväxtfaktor, n_h [MN/m³]

Relativ fasthet	Mycket låg	Låg	Medelhög	Hög	Mycket hög
Över grundvattenytan	2,5	4,5	7,0	12,0	18,0
Under grundvattenytan	1,5	3,0	4,5	7,5	11,0

För överlagrande jord med lägre tunghet än friktionsjord minskas jorddjupet i proportion till kvoten mellan de effektiva tungheterna. Med detta korrigeras tillväxtfaktorn med hänsyn till den rådande effektivspänningen i jorden.

Värdet $k_k \cdot d$ begränsas till värden enligt Tabell 6.2.

Tabell 6.2 Maximalt värde för $k_k \cdot d$ över grundvattenytan¹

Jordart	$k_k \cdot d$ [MN/m ²]
Morän	30
Grus	25
Sand	12
Silt	6
Packad sprängstensfyllning	50
Packad morän	30
Packad friktionsjord	30
Packad finjord	10

¹ Värdena i tabellen avser medelhög relativ fasthet hos naturligt lagrad jord. Vid annan relativ fasthet kan proportionering göras med hjälp av Tabell 6.1. Under grundvattenytan multipliceras värdena med 0,6.

Dimensionerande värden bestäms enligt IEG Rapport 8:2008, Rev. 3, TD-Pålar, avsnitt 4.3.2, ekvation 4.14 (IEG, 2016).

6.3.3 Installationens inverkan

Hantering och installation (framförallt slagning) av pålar har en negativ påverkan på dess konstruktiva bärförmåga, se även kapitel 5. Enligt SS-EN 1997-1:2005, 7.4.2 (SIS, 2005c) ska bland annat detta beaktas och gäller i såväl brott- som bruksgränstillstånd samt för pålens alla ingående delar, det vill säga pålelement, pålskarvar och pålsko.

För slagna pålar gäller att de upprepade och stora lasteffekter som en påle kan utsättas för under installationen, (drivning/slagning och stoppslagning), kan innebära en viss utmattning/hållfasthetsnedsättning av pålmaterialet. Denna effekt ska beaktas vid bestämning av den konstruktiva bärförmågan för den installerade pålen.

Installationens inverkan på omgivande jordmaterial redovisas i kapitel 5.

6.3.3.1 Reduktionsfaktorer för beaktande av inverkan av hantering och installation (slagning)

Nedsättningen av materialegenskaperna är olika för olika material och kan skilja sig åt för egenskaperna, tryckhållfasthet, draghållfasthet och elasticitetsmodul. Beroende av reflexionsförhållandena vid spetsen kan reduktionsfaktorn vara olika för olika delar av en påle. Reduktionsfaktorn kan också vara olika för olika delar av en påle beroende på rådande jord- och bergförhållanden, som sten och block i jorden, varierande jordlagerföljd och lutande bergyta.

Installationens inverkan ska beaktas genom att ett reducerat karakteristiskt värde f_{kr} , på en materialegenskap beräknas enligt Ekvation 6-18.

$$f_{kr} = f_k \cdot \mu \quad \text{Ekvation 6-18}$$

där

f_k = karakteristiskt värde på en (av installationen opåverkad) materialegenskap

μ = en reduktionsfaktor som beaktar installationens inverkan på materialegenskapen

Reduktionsfaktorn μ ska, där inte annat påvisas riktigare, beräknas enligt Ekvation 6-19.

$$\mu = \mu_1 - \delta_2 + \delta_3 \quad \text{Ekvation 6-19}$$

där

μ_1 = reduktionsfaktor som tar hänsyn till slagningens (installationens) inverkan

δ_2 = reduktionsterm som tar hänsyn till jord- och bergförhållanden av betydelse

δ_3 = reduktionsterm som tar hänsyn till förekommande integritets- eller rakhetskontroll

Bestämning av respektive reduktionsterm beskrivs i det följande.

Bestämning av reduktionsfaktorn, μ_1 (hänsyn till slagningens inverkan)

Reduktionsfaktorn μ_1 , som anger slagningens inverkan, ska bestämmas med avseende på antal slag och fallhöjd, uppträdande lasteffekter under slagningen och pålmaterialens hållfasthet.

Reduktionsfaktorn μ_1 ska bestämmas genom antingen schablon, beräkning eller provning.

Övre gränsvärden och värden på reduktionsfaktorn μ_1 ska, där inte annat påvisas riktigare, väljas enligt Tabell 6.3.

Schablon

Schablonvärden för reduktionsfaktorn μ_{1cc} för tryckhållfasthet för betongpålar ska väljas enligt bilaga 6:B.

Beräkning

Beräkning av reduktionsfaktorn μ_1 ska utföras som en analys baserad på linjär delskadehypotes enligt Palmgren-Miner: $\sum_i n_i / N_i \leq 1,0$, för att bestämma antal lastcykler till brott och linjär delskadeberäkning, för att bestämma hållfasthetsreduktionen.

Provning

Provning för bestämning av reduktionsfaktorn μ_1 ska utföras på slagningspåverkad påle eller påldel.

Tabell 6.3 Övre gränsvärden och värden på reduktionsfaktorn μ_1 med hänsyn till slagningens inverkan.

Pålmaterial	Tryckhållfasthet	Draghållfasthet	Elasticitetsmodul
Betong	$\mu_{1cc} \leq 0,9$	$\mu_{1ct} \leq 1,0^{(1), (2)}$	$\mu_{1cE} = 1,0^{(3)}$
Stål ⁽⁴⁾ och armering ⁽⁷⁾	$\mu_{1sc} = 0,9^{(5)}$	$\mu_{1st} = 0,9^{(5)}$	$\mu_{1sE} = 1,0^{(6)}$
Trä	$\mu_{1wc} = 0,9^{(5)}$	$\mu_{1wt} = 0,9^{(5)}$	$\mu_{1wE} = 1,0^{(6)}$

- (1) Draghållfasthet (och elasticitetsmodul, se dock (3) för betong i hållfasthetsklass CXX/YY med reduktionsfaktor μ_1 för tryckhållfasthet = μ_{1cc} kan, i avvaktan på resultat från mer omfattande provningar, antas som för betong i hållfasthetsklass C ($\mu_{1cc} \cdot XX$). (Betongens draghållfasthet utnyttjas bl.a. vid beräkning av förankring av armering).
- (2) Slagna betongpålar ska betraktas som uppspruckna.
- (3) Faktorn för elasticitetsmodul för tryck för betong kan vara lägre än 1,0, se (1). Effekten av denna reduktion är dock liten. I avvaktan på mer tillförlitligt provningsresultat kan antas $\mu_{1cE} = 1,0$.
- (4) Används stålmaterial som redan har utsatts för utmattningslast, som exempelvis begagnad räls, bör reduktionsfaktorn μ_{1s} väljas lägre.
- (5) Faktorn för tryck- och draghållfasthet för stål och armering (för vilket en delskada enligt gängse teori inte innebär någon hållfasthetsreduktion för icke utmattande last) samt trä kan vara lägre än 1,0. Med hänsyn till osäkerheter vid slagning och installation och i avvaktan på mer tillförlitlig provning ska väljas
- $$\mu_{1sc} = \mu_{1st} = \mu_{1wc} = \mu_{1wt} = 0,9.$$
- (6) Faktorn för elasticitetsmodul för stål och armering samt trä kan vara lägre än 1,0. Effekten av denna reduktion är dock liten. I avvaktan på mer tillförlitligt provningsresultat och i överensstämmelse med tidigare praxis kan antas $\mu_{1sE} = \mu_{1wE} = 1,0$.
- (7) Gäller även armering i betongpålar.

Notera att, eftersom betong har en självläkande förmåga, kan reduktionsfaktorn, μ_1 för betong utan ytterligare utredning sättas till 0,9 för utmattningslastfall och lastfall med påhängslast orsakade av sättningar i omgivande jord efter lång tid.

Ytterligare kunskap om hållfasthetsnedsättning vid slagning och självläkning finns i följande litteratur:

- Pålkommisionen, Rapport 75 – Förtillverkade betongpålar, Förslag till standard med dimensioneringsunderlag (Pålkommisionen, 1984).
- Impact strength of concrete (Fagerlund och Larsson, 1979).
- Fatigue of concrete piles of high strength concrete exposed to impact load (Holmberg, 2001).
- High performance concrete structures, Design Handbook (Elfgren, 2000).

Bestämning av reduktionstermerna δ_2 och δ_3 (hänsyn till geotekniska förhållanden och rakhetskontroll)

Reduktionstermerna δ_2 och δ_3 , som tar hänsyn till jord- och bergförhållanden respektive förekommande integritets- eller rakhetskontroll, ska bestämmas på basis av dessa förhållanden.

Reduktionstermerna δ_2 och δ_3 ska för en påles tryckhållfasthet bestämmas enligt Tabell 6.4. Härvid gäller: $\delta_2 \leq \delta_3$.

Reduktionstermen δ_2 på grund av ogynnsamma jord- och bergförhållanden beaktar bland annat på ett indirekt sätt risken för ökad initialkrokighet i en påle. Integritetskontroll av en påle kan därför ersättas med kontroll av pålens initialkrokighet. Detta kontrollförfarande rekommenderas vid slanka (böjveka) pålar.

Reduktionstermerna δ_2 och δ_3 för en påles draghållfasthet och elasticitetsmodul kan normalt väljas = 0.

Reduktionstermerna δ_2 och δ_3 kan normalt väljas = 0 även för tryckhållfasthet för material i påldelar, som inte påverkas av ökad initialkrokighet i pålelementet, som till exempel bergskor. (För materialet stål innebär en delskada enligt gängse teori inte heller någon hållfasthetsreduktion för icke utmattande last.)

Tabell 6.4 Värden för beräkning av reduktionstermerna δ_2 och δ_3 för en påles tryckhållfasthet.

<i>Förhållanden</i>	<i>Gynnsamma förhållanden</i>	<i>Reduktion</i>	<i>Ogynnsamma förhållanden</i>	<i>Reduktion</i>
Jord- och bergförhållanden	.1 Verifierat sten- och blockfri jord	$\delta_2 = 0$.1 Sten- och block i jord ⁽¹⁾	$\delta_2 = 0,1$ per punkt, dock max 0,2
	.2 Gynnsam jordlagerföljd		.2 Ogynnsamt varierande jordlagerföljd	
	.3 Stoppslagning mot icke lutande bergyta		.3 Stoppslagning mot lutande bergyta ⁽²⁾	
	.4 Kraftig (böjstyv) påle		.4 Slank (böjvek) påle	
Integritets eller rakhetskontroll⁽³⁾	.1 Påles integritet efter slagning kontrollerad genom integritets- eller rakhetskontroll och konstaterad intakt. ⁽³⁾	$\delta_3 \leq 0,2$ (d.v.s. en ökning)	.1 Ingen kontroll av påles integritet eller raket efter slagning	$\delta_3 = 0$

(1) Avser påldelar som pålelement och skarvar, som kan påverkas av ökad initialkrokighet i pålen orsakad av drivning i sten- och blockförande jordlager. Gäller ovan sten- och blockförande jordlager inom ett avstånd som kan antas = knäcklängden l_k och ned till pålspetsen. Knäcklängden l_k får härvid, där ej annat påvisas riktigare, väljas = 4,0 m.

(2) Avser påldelar som pålelement och skarvar, som kan påverkas av ökad initialkrokighet i pålen orsakad av inmejsling mot lutande bergyta. Gäller ovan lutande bergyta inom ett avstånd som kan antas = knäcklängden l_k och ned till pålspetsen. Knäcklängden l_k får härvid, där ej annat påvisas riktigare, väljas = 4,0 m.

(3) Om påles initialkrokighet kontrolleras genom rakhetsmätning längsmed hela pålen och konstateras inte överstiga dimensionerande initialkrokighet får reduktionstermen δ_3 för tryckhållfasthet för betong, stål och armering samt trä väljas $\leq 0,2$. Detta gäller härvid även för tryckhållfasthet för skarvar. Initialkrokigheten ska mätas t.ex. med inklinometer, elektrisk rakhetsmätare eller tolk (kontroll med enbart ficklampa är inte tillräckligt).

Beträffande integritetskontroll och rakhetskontroll se kapitel 9.

6.3.3.2 Hydraulisk utmattning

Ett fenomen som kan uppstå vid slagning av betongpålar genom fritt vatten eller jord med hög vattengenomsläpplighet är hydraulisk utmattning (vattensprängning). Vatten sugas in i sprickor i betongen när pålen är utsatt för dragspänningar och pressas sedan ut med hög hastighet när sprickan trycks ihop vid nästa slag. Se mer om hydraulisk utmattning i avsnitt 6.7.1.2.2.

6.3.4 Utmattning (FAT)

Vid dimensionering för utmattningslaster ska installationens inverkan på pålmaterialet beaktas. Om inte annat kan påvisas vara mer riktigt kan detta anses vara uppfyllt genom reduktion av hållfastheten för ingående pålmateriale med reduktionsfaktorn μ , se avsnitt 6.3.3.1.

För betongpålar till broar (och även många andra anläggningar som dimensioneras enligt Trafikverkets kravdokument) ska både betong och armering dimensioneras/kontrolleras med hänsyn till utmattning enligt SS-EN 1992-2:2005 (SIS, 2005g). Betongpålar till övriga byggnader dimensioneras med hänsyn till utmattning enligt SS-EN 1992-1-1:2005 (SIS, 2005a). Dimensionering av betongpålar med hänsyn till utmattning beskrivs mer utförligt i avsnitt 6.7.3.6.4.

Stålpålar till broar (och andra anläggningar som dimensioneras enligt Trafikverkets kravdokument) ska dimensioneras/kontrolleras enligt SS-EN 1993-2:2006 (SIS, 2006) och SS-EN 1993-1-9:2005 (SIS, 2005e). Stålpålar till övriga byggnader/anläggningar ska dimensioneras med hänsyn till utmattning enligt SS-EN 1993-1-1:2005 (SIS, 2005d) och 1993-1-9:2005 (SIS, 2005e).

6.3.5 Initialkrokighet

Inverkan av en påles initialkrokighet ska beaktas. Hänsyn ska tas till den mest ogynnsamma initialkrokigheten hos en installerad påle. Initialkrokigheten antas därför vara sinusformad och anges vanligen som en pilhöjd δ på en längd l motsvarande pålens knäcklängd i omgivande jord, se avsnitt 6.3.1 och Ekvation 6-1. I de fall initialkrokigheten anges som en krökningsradie R kan kordasatsen användas för att teckna det matematiska sambandet för pilhöjden δ enligt Ekvation 6-20.

$$\delta = \frac{l^2}{8R}$$

Ekvation 6-20

En påles initialkrokighet efter installation beror bland annat av pålens styvhet, initialkrokighet före installation, förekomst av skarvar och deras konstruktion, jordlagerföljd, förekomst av pålningshinder samt av både installationsförfarandet (slagningen) och slagningsutrustningen.

Initialkrokigheten som används vid dimensionering ska svara mot en verklig geometrisk krokighet. För att täcka in effekter av lastexcentricitet, måttoleranser och för stål även förekommande egenspanningar ska en minsta initialkrokighet alltid förutsättas.

En påles krokighet, angiven som pilhöjd, är det största värdet på pilhöjden mätt i rymden på pålen när mätlängden förskjuts längs pålen.

För en skarvad påle ska inverkan av vinkelavvikelse i förekommande skarvar hos installerad påle beaktas. Hänsyn ska även tas till antalet skarvar inom knäcklängden, dock minst en.

Vid beräkning av lasteffekter i en påle ska dimensionerande total initialkrokighet (pilhöjd), δ_d , på den aktuella knäcklängden, l_k , användas.

Dimensionerande pilhöjd, δ_d , på den aktuella knäcklängden beräknas enligt Ekvation 6-21.

$$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k \quad \text{Ekvation 6-21}$$

där

δ_k = total karakteristisk pilhöjd enligt Ekvation 6-22, som beror av pålmaterial och knäcklängd samt förekomst av skarvar.

γ_δ = partialkoefficient som beaktar osäkerheten i pilhöjden. Härvid gäller:

- $\gamma_\delta = 1,0$ Vid rakhetskontroll av alla pålar vid produktionspålning
- $\gamma_\delta = 2,0$ Utan rakhetskontroll av pålar vid produktionspålning

Dimensionerande pilhöjd, δ_d , ska, vid utförande utan rakhetskontroll, dock inte väljas mindre än minsta initialkrokighet för pelare av respektive material enligt gällande norm.

En påles totala karakteristiska pilhöjd, δ_k , på den aktuella knäcklängden beräknas enligt Ekvation 6-22.

$$\delta_k = \delta_{k,påle} + \delta_{k,skarv} \quad \text{Ekvation 6-22}$$

där

$\delta_{k,påle}$ = det oskarvade pålelementets karakteristiska pilhöjd

$\delta_{k,skarv}$ = karakteristiskt tillskott till pilhöjden till följd av vinkelavvikelsen i förekommande skarvar

Vinkelavvikelse i skarvar beror bland annat på skarvarnas konstruktion, styvhet och tillverkningsstoleranser.

Tillskottet till pilhöjden, $\delta_{k,skarv}$, till följd av vinkelavvikelse i skarv, 1: X, kan vid en skarv inom knäcklängden beräknas enligt Ekvation 6-23.

$$\delta_{k,skarv} = \frac{l_k}{4X} \quad \text{Ekvation 6-23}$$

Vid fler än en skarv inom knäcklängden blir pilhöjden, $\delta_{k,skarv}$, beroende av de enskilda pålelementens längd och av antal skarvar inom knäcklängden.

Dimensionerande initialkrokighet hos installerad påle ska bestämmas genom schablon eller genom provning och är förutom av ovanstående även beroende av eventuell förekommande rakhetskontroll vid produktionspålningen.

6.3.5.1 Initialkrokighet genom schablon

Schablonvärden för dimensionerande initialkrokighet grundar sig på utförda rakhetsmätningar på installerade pålar, som installerats under olika förutsättningar, i olika jordar med olika pålningshinder. Schablonvärden, speciellt de för initialkrokighet utan rakhetskontroll, ska ligga på säkra sidan.

6.3.5.1.1 Utan rakhetskontroll

Schablonvärden för dimensionerande initialkrokighet för installerad påle utan rakhetskontroll ska, där inte annat påvisas riktigare, väljas enligt Tabell 6.5.

Tabell 6.5 Schablon för dimensionerande initialkrokighet för installerad påle, δ_d , utan rakhetskontroll.

Påltyp	Utan skarv	Med en skarv inom knäcklängden
Betongpålar enligt SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:20 08	$\left(\frac{l_k}{300}\right)^{1)}$	$\left(\frac{l_k}{150}\right)^{2)}$
Stålpålar såsom stålrörspålar, H-profiler m. fl.	$\left(\frac{l_k}{300}\right)^{3)}$	$\left(\frac{l_k}{200}\right)^{4)}$
Träpålar av timmer	$\left(\frac{l_k}{300}\right)^{5)}$	$\left(\frac{l_k}{150}\right)^{6)}$

1) $l_k/300 = 1,0$ gånger minsta initialkrokighet för betongpelare.

2) Vinkelavvikelse i skarv hos slagen betongpåle förutsätts \geq vinkelavvikelse i skarv hos icke slagen betongpåle. Denna förutsätts, i enlighet med kraven i SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008, avsnitt 4.3.1.3, ha en vinkelavvikelse som är högst 1:75.

3) $l_k/300 = 2,0$ gånger minsta initialkrokighet för stålpelare.

4) Vinkelavvikelse i skarv hos slagen stålpåle förutsätts \geq vinkelavvikelse i skarv hos icke slagen stålpåle. Denna förutsätts ha en vinkelavvikelse som är högst 1:150.

5) $l_k/300 = 1,0$ gånger minsta initialkrokighet för träpelare.

6) Jämför 2).

6.3.5.1.2 Med rakhetskontroll

Värden för dimensionerande initialkrokighet för installerad påle med föreskriven rakhetskontroll får väljas fritt. Värden ska väljas med hänsyn till aktuella förhållanden, så att valda värden inte överskrids vid rakhetskontrollen.

Schablonvärden för minsta dimensionerande initialkrokighet för installerad påle med godkänd rakhetskontroll av påle kan, där inte annat påvisas riktigare, väljas enligt Tabell 6.6.

Tabell 6.6 Schablon för dimensionerande minsta initialkrokighet för installerad påle, δ_d , med godkänd rakhetskontroll av påle.

Påltyp	Utan skarv	Med en skarv inom knäcklängden
Betongpålar enligt SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008	$\left(\frac{l_k}{500}\right)^{1)}$	$\leq \left(\frac{l_k}{200}\right)^{2)}$
Stålpålar såsom stålrörspålar, H-profil m. fl.	$\left(\frac{l_k}{600}\right)^{3)}$	$\leq \left(\frac{l_k}{400}\right)^{4)}$
Träpålar av timmer	–	–

1) $l_k/500 = 1,0$ gånger högsta tillåtna initialkrokighet för icke slagen betongpåle enligt SS-EN

12794:2005+A1:2007/AC:2008. Högsta initialkrokighet för icke slagen betongpåle kan dock förutsättas vara $\leq l_k/500$.

2) Jämför 2) i Tabell 6.5. Högsta vinkelavvikelse i skarv kan dock förutsättas vara $\leq 1:75$.

3) $l_k/600 = 1,0$ gånger minsta initialkrokighet för stålpelare. Högsta initialkrokighet för stålpelare kan dock förutsättas vara $\leq l_k/600$

4) Vinkelavvikelse i skarv hos slagen stålpåle förutsätts \geq vinkelavvikelse i skarv hos icke slagen stålpåle. Denna kan förutsättas ha en vinkelavvikelse som är $\leq 1:300$.

6.3.5.2 Initialkrokighet genom provning

Bestämning av karakteristisk initialkrokighet, δ_k , hos installerad påle genom provning utförs genom rakhetsmätning.

Vid bestämning av pilhöjden genom mätning kan karakteristisk pilhöjd, δ_k , på knäcklängden, l_k , beräknas enligt Ekvation 6-24.

$$\delta_k = \delta_m \cdot \frac{l_k^2}{l_m^2} \quad \text{Ekvation 6-24}$$

där

δ_m = uppmätt karakteristisk pilhöjd på mätlängden

l_m = mätlängd

Rakhetsmätning ska utföras med sådan metod att pålens initialkrokighet kan bestämmas.

Rakhetsmätning kan utföras med inklinometer, laser, tolk eller med annan lämplig metod.

Pålar som rakhetsmäts ska fördelas över pålningsområdet så att variationer i jordförhållanden beaktas.

Vid enhetliga förhållanden kan så kallad fåtalsmätning användas för bestämning av δ_k . Detta kan utföras enligt något av följande alternativ:

Alternativ 1:

Samtliga pålars krokighet kontrolleras med lämplig metod till exempel traditionell kontroll med tolk eller ficklampa. De pålar som därvid bedöms som krokigast kontrollmäts därefter med en

metod som har tillräcklig noggrannhet, exempelvis inklinometer, elektrisk rakhetsmätare, eller dylikt (mätning med enbart ficklampa är ej tillräckligt).

Alternativ 2:

Ett statistiskt representativt urval av pålarna mäts med noggrann metod utan föregående kontrollmätning.

I båda fallen gäller att pålar som inte kan mätas räknas in i det mätta materialet och behandlas enligt nedan.

Mätvärdet δ_m bestäms som det största värdet på dimensionerande del av pållängden och på en mätsträcka l_m , som är $\leq l_k$ (knäcklängden).

Mätvärdet korrigeras till ett jämförelsevärde för knäcklängden δ_{m0} .

$$\delta_{m0} = \delta_m \cdot \frac{l_k^2}{l_m^2} \quad \text{Ekvation 6-25}$$

Värde $\delta_{m0} \leq 0,0015l_k$ noteras till $\delta_{not} = 0,0015l_k$

Värde $\delta_{m0} > 0,0015l_k$ noteras till $\delta_{not} = 0,0050l_k$

Det senare värdet gäller även för påle där mätning ej kan genomföras.

Inga pålar får sorteras bort. I övrigt gäller $\delta_{not} = \delta_{m0}$.

För noterade värden beräknas därefter medelvärde, δ_{med} och standardavvikelse, σ samt karakteristisk pilhöjd, δ_k .

$$\delta_{med} = \frac{\sum \delta_{not}}{n} \quad \text{Ekvation 6-26}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\delta_{not} - \delta_{med})^2}{n - 1}} \quad \text{Ekvation 6-27}$$

$$\delta_k = \delta_{med} + \sigma \quad \text{Ekvation 6-28}$$

Oberoende av metod beräknas den dimensionerande pilhöjden enligt Ekvation 6-21:

Vid bestämning av δ_k med schablonmetod (ingen rakhetsmätning) $\gamma_\delta = 2,0$

Vid bestämning av δ_k enligt Alternativ 1:

med mätning av minst 5% av pålarna, dock minst 4 st $\gamma_\delta = 1,0$

Vid bestämning av δ_k enligt Alternativ 2:

med mätning av minst 5 % av pålarna, dock minst 4 st $\gamma_\delta = 1,3$

10 % av pålarna, dock minst 4 st $\gamma_\delta = 1,2$

25 % av pålarna, dock minst 10 st $\gamma_\delta = 1,1$

Med mätning av alla pålar $\gamma_\delta = 1,0$

Minimivärdet $\delta_d \geq 0,0015l_k$ gäller dock alltid.

Bestämning av initialkrokighet genom provning ska i övrigt utföras enligt av respektive myndighet utfärdad handbok eller anvisning.

6.3.6 Excentriciteter vid påsko/bergsko och påspets

Axialkraftens/normalkraftens excentricitet vid påskon/bergskon och/eller påspetsen ska beaktas.

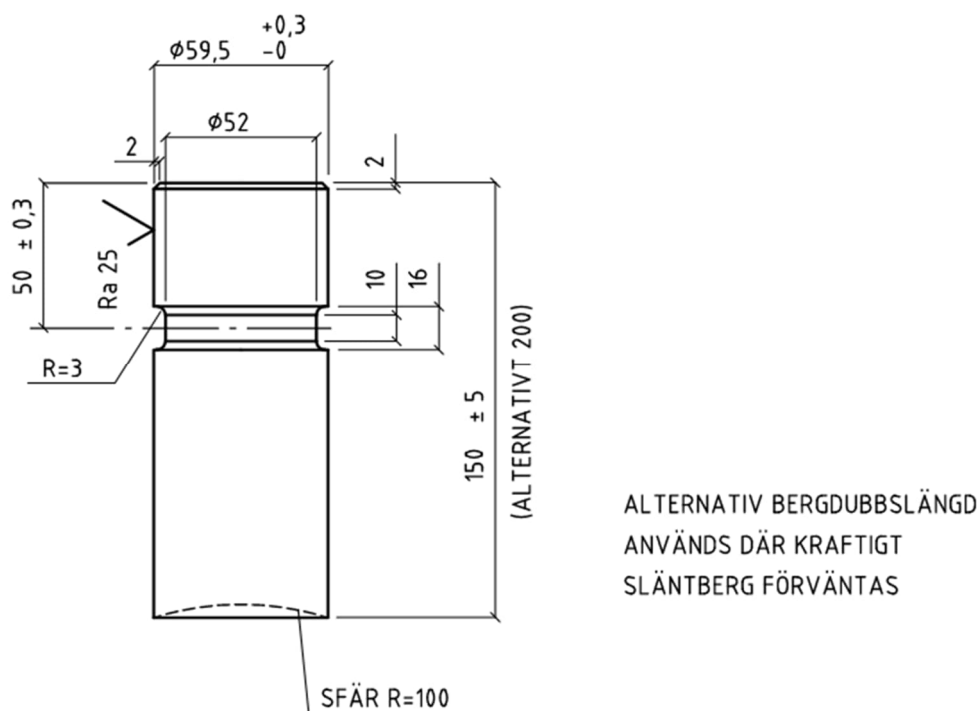
6.3.6.1 Dimensioneringsförutsättningar

Bergdubben ska vara utformad på ett sådant sätt att lasten centreras i berget. Bergdubben ska ha tillräcklig hållfasthet så att även hårt kristallint berg kan plasticera utan att sträckgränsen i stålaterialet i dubben uppnås. Ju högre hållfasthet berget har desto större spänningskoncentrationer kan berget motstå vilket i sin tur innebär att dubben blir utsatt för en större excentricitet under installationen.

För bestämning av dimensionerande excentricitet för bergdubbar kan följande kriterier ställas upp:

- Bergets hållfasthet beaktas. För att täcka in samtliga förekommande bergarter i Sverige förutsätts hårt kristallint berg med en statisk tryckhållfasthet på 250 MPa.
- Dynamisk hållfasthet för stoppslagningen förutsätts vara tre gånger den statiska tryckhållfastheten.
- Dubbens hållfasthetsegenskaper ska medge att stoppslagning kan utföras utan att sträckgränsen i dubben överskrids.
- För att täcka in alla typer av stoppslagning utöver stoppslagning med sjunkningskriterier väljs totalsäkerhetsfaktorn γ_{tot} till det lägsta värdet vid beräkning av excentriciteten, dvs. $\gamma_{tot} = 1,45$. Detta för att en låg karakteristisk stoppslagningslast innebär en större möjlig excentricitet.
- Dubb med dimensioner på 30 – 120 mm ska utformas geometriskt enligt Figur 6.15 och härddas till 520 – 640 HV (50 – 57 HRC). Dubbens sträckgräns ska vara ≥ 800 MPa. Mer att läsa om bergdubbens hårdhet finns i Pålskommissionen, Meddelande 17, Bergdubbens hållfasthet (Pålskommissionen, 1970).

Vid alternativa utformningar av dubb (eggens geometri och hårdhet), med eller utan pålagd och slipad svets, gäller inte förutsättningen att dubben går att mejsla in i berget varmed lastens centrering under stoppslagningen inte heller kan säkerställas. Dubbens hållfasthet (sträckgräns) kan dock vara lägre vid mjukare berg utan att centrerings påverkas. Minsta erforderliga hållfasthet ges av att berget med en viss säkerhet måste plasticera innan sträckgränsen i stålet uppnås.



Figur 6.15 Bergdubbgeometri, avser dimensioner mellan 30 och 120 mm. Samtliga mått är angivna i [mm].

6.3.6.2 Dimensionerande värden

Förutsatt att ovanstående dimensioneringsförutsättningar uppfylls gäller följande.

- För dimensionering ska förutsättas minst en excentricitet motsvarande dubbens diameter genom tio, $e = d_{dubb}/10$. Erforderlig stoppslagningslast anges tillsammans med bärförmågan.
Vidare ska pålen stoppslås till en högre dimensionerande bärförmåga än vad som motsvarar en tryckspänning på 300 MPa, över dubbens hela tvärsnittsarea. I annat fall gäller nästkommande punkt.
- För att täcka upp för lågt utnyttjande ska även bärförmågan för en excentricitet med dubbens diameter genom fyra, $e = d_{dubb}/4$, anges.
Notera dock att lastexcentriciteten är betydligt högre under inmejslingskedet och när pålen når berget kan lasten i det skedet ligga längs ut på dubben, vilket innebär att excentriciteten kan motsvara ett värde på $d_{dubb}/2$. För att minimera bortslagning av pålar är det därför av stor vikt att inmejslingen i berg utförs med begränsad fallhöjd.
- Vid dubb med hållfasthet < 800 MPa ska förutsättas minst en excentricitet motsvarande dubbens diameter genom fyra, $e = d_{dubb}/4$.

För betongpålar, se även avsnitt 6.7.2.3.

För stålpålar, se även avsnitt 6.10.3.5

6.4 NUMERISKA BERÄKNINGSMETODER FÖR AXIALBELASTADE PÅLAR

Vid användning av numeriska beräkningsmetoder går det att utnyttja mer av det plastiska området för ingående pålmaterial. Förutsättningarna för beräkningarna ska för övrigt vara desamma som för den analytiska beräkningsmetoden beskriven i avsnitt 6.3.

Numeriska beräkningar ska baseras på följande förutsättningar:

- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd
- arbetskurva för ingående pålmaterial
- elastoplastiska förhållanden i pålmaterial
- pålen är sidostöttad i påltoppen (det går även att modellera andra inspänningsförhållanden)
- beaktande av initialkrokighet för den installerade pålen
- beaktande av tillskottsdeformationer vid lastpåförande
- inverkan av drivning och stoppslagning
- inverkan av egenspanningar i stålplålar
- Inverkan av krypning och krympning för betongplålar
- hänsynstagande till skarvars och skors utformning och funktion.

Jordmotstånd, initialkrokighet, excentriciteter och reduktionsfaktorer för beaktande av installationens inverkan på pålmaterial hanteras enligt avsnitt 6.3.3.

6.5 BERÄKNINGSMETODER FÖR TRANSVERSALBELASTADE PÅLAR

I de fall en påle är utsatt för samtidig axiallast samt transversallast och/eller böjande moment ska effekten av samtliga förekommande laster beaktas.

För lutande påle i jord ska hänsyn tas till böjande moment som kan uppkomma på grund av sättningar i jorden.

För lutande påle i vatten ska hänsyn tas till böjande moment, som kan uppkomma bland annat på grund av pålens egentyngd.

Beräkning av lasteffekt kan utföras enligt metod 1 eller metod 2.

Metod 1 – Numeriska metoder

Vid metod 1 tas lasteffekterna fram enligt 2:a ordningens teori med numeriska beräkningar (se även kapitel 5). Jordens sidomotstånd mot pålen måste kunna modelleras så att hänsyn tas till jordens plasticering.

Metod 2 – Analytisk metod

Vid metod 2, som är en något approximativ metod, tas lasteffekterna fram med analytiska beräkningar (se kapitel 5) och elementarfall för moment och deformationer för balk på fjädrande underlag, belastad med punktlast och moment, se Figur 6.16.

Enligt metoden beräknas inverkan av axiallast samt transversallast och/eller böjande moment var för sig enligt följande. Se även Figur 6.17 till Figur 6.21.

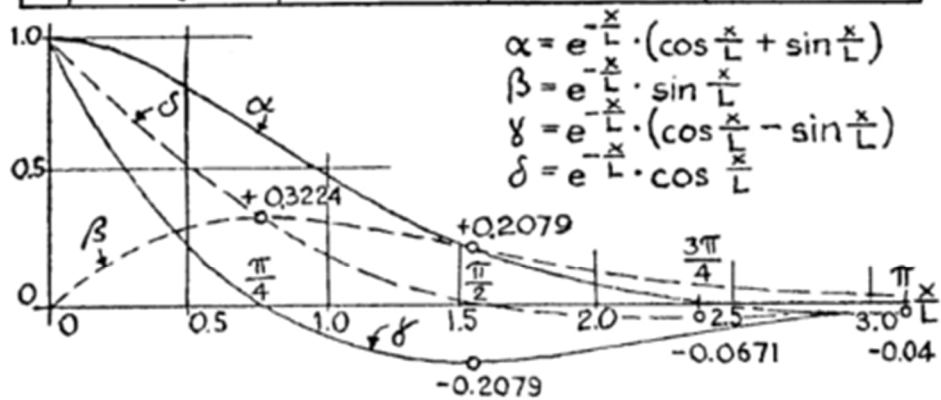
Fiktiv initialkrokighet, δ_h orsakad av tillskottsutböjning av exempelvis transversallast (se Figur 6.19) adderas till initialutböjningen, δ_0 (se Figur 6.18) och används som förstorad initialkrokighet vid beräkning av andra ordningens moment enligt beräkningsmetod redovisad i avsnitt 6.3 (se Figur 6.20). Det från elementarfall erhållna momentet av transversallast (se Figur 6.21) ska sedan adderas till momentet av axiallast och förstorad initialkrokighet (se Figur 6.20). På säkra sidan kombineras vanligtvis det största momentet från de båda lastfallen med varandra även om de inte uppträder i samma snitt. Summan av de båda delmomenten i Figur 6.20 och Figur 6.21 utgör tillsammans med normalkraft och tvärkraft dimensionerande snittkrafter i övre delen av pålen.

Om pålens inspänning i pålplattan utnyttjas ska också själva inspänningsnittet dimensioneras för aktuellt inspänningsmoment beräknat med hänsyn till 2:a ordningens teori.

Figur 6.17 till Figur 6.21 illustrerar metod 2 för axial- och transversalbelastad påle.

För vidare information avseende transversalbelastade pålar, se Pålkommisionens rapport 101 (Pålkommisionen, 2006).

y	$\frac{P}{2cbL} \cdot \alpha$ $= \frac{PL^3}{8EJ} \cdot \alpha$	$\frac{M}{cbL^2} \cdot \beta$ $= \frac{ML^2}{4EJ} \cdot \beta$	$\frac{2P}{cbL} \cdot \delta$ $= \frac{PL^3}{2EJ} \cdot \delta$	$-\frac{2M}{cbL^2} \cdot \gamma$ $= -\frac{ML^2}{2EJ} \cdot \gamma$
y'	$-\frac{P}{cbL^2} \cdot \beta$ $= -\frac{PL^2}{4EJ} \cdot \beta$	$\frac{M}{cbL^3} \cdot \gamma$ $= \frac{ML}{4EJ} \cdot \gamma$	$-\frac{2P}{cbL^2} \cdot \alpha$ $= -\frac{PL^2}{2EJ} \cdot \alpha$	$\frac{4M}{cbL^3} \cdot \delta$ $= \frac{ML}{EJ} \cdot \delta$
M	$\frac{PL}{4} \cdot \gamma$	$\frac{M}{2} \cdot \delta$	$-PL \cdot \beta$	$M \cdot \alpha$
R_x	$-\frac{P}{2} \cdot \delta$	$-\frac{M}{2L} \cdot \alpha$	$-P \cdot \gamma$	$-\frac{2M}{L} \cdot \beta$
y				
y'				
M				
R_x				



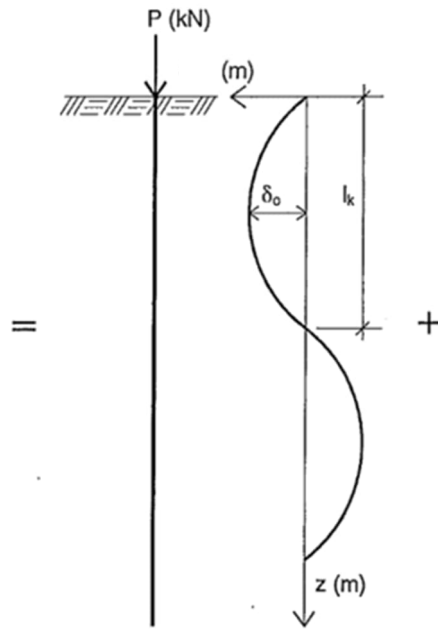
Balk på fjädrande underlag.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{cb}}$$

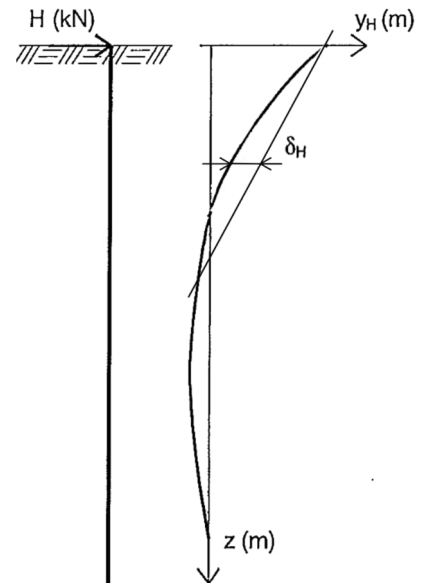
Figur 6.16 Elementarfall för balk på fjädrande underlag belastad med punktlast och moment.



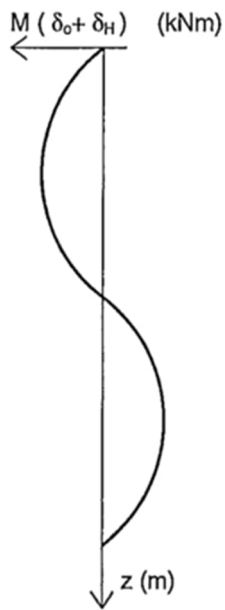
Figur 6.17



Figur 6.18



Figur 6.19



Figur 6.20

+



Figur 6.21

6.6 BERÄKNINGSMETOD FÖR DELVIS FRITT STÅENDE PÅLAR (FRI KNÄCKNING)

Pålkommissionen driver för närvarande ett projekt som syftar till att utreda särskilda dimensioneringsförutsättningar för fritt stående pålar. När den utredningen är klar kommer den att inarbetas i Pålhandboken. Tills vidare redovisas grundläggande teori för att belysa hur inspänningsförhållanden i överbyggnad och jord påverkar den konstruktiva bärförmågan för pålar som inte är helt sidostöttade av omgivande jord.

6.6.1 Dimensioneringsförutsättningar

Knäckning av pålar som inte är sidostöttade av jord utmed hela sin längd ska kontrolleras för knäckning inom den fria längden. Fri längd utgörs normalt av den ostöttade (fria) längden plus längden till det djup i jorden/jorddjupet där pålen kan betraktas som inspänd. Fria pålar är särskilt känsliga för rådande inspänningsförhållanden, exempelvis svajig stötning i toppen som kan bli aktuellt för pålbryggor eller konstruktioner med ofullständig styvhet i horisontalled.

Fria pålar befinner sig i en gråzon och ska dimensioneras enligt gängse metodik för pelare, samtidigt som hänsyn ska tas till bland annat slagning och jordens inverkan på knäcklängden.

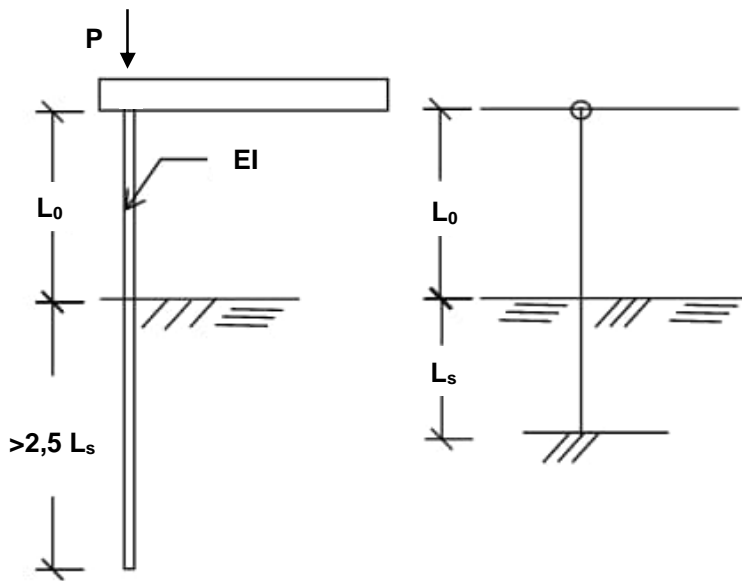
Den konstruktiva bärförmågan är mycket känslig för antaganden om fri längd, inspänningsförhållanden och böjstyvhet.

Systemets bärförmåga kan vara lägre än summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, beroende på belastningssituation. Knäckningsförloppet är snabbt, till skillnad från knäckning i lera, och överbelastning av en påle kan därmed leda till fortskridande ras i det bärande systemet. Sammantaget utgör fria pålar en komplicerad grundläggning med förhöjd risk för instabilitet och där hela systemets stabilitet måste kontrolleras med samtliga verkande laster.

6.6.2 Metod för överslagsberäkning

För en påle som inte är sidostöttad av jord utmed hela sin längd kan följande beräkningsmetodik, som även finns angiven i handboken Bygg, kapitel G13 (Svensk Byggtjänst, 1984) (lika som handboken Pålgrundläggning, figur 5.24-1 (Olsson och Holm, 1993)) användas. Där presenteras två ekvationer, en för konstant bäddmodul (kohesionsjord) och en för linjärt ökande bäddmodul (friktionsjord).

Pålen antas fast inspänd på djupet L_s under markytan invid pålen, enligt Figur 6.22. Pålängden i jord ska vara minst $2,5 \cdot L_s$.



Figur 6.22 Påle med fri längd, L_0 , i luft eller vatten (Källa: Handboken Bygg G13 (Svensk Byggtjänst, 1984)).

För pålar i kohesionsjord kan inspänningsdjupet beräknas enligt Ekvation 6-29.

$$L_s = 1,4 \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{k \cdot d}} \quad \text{Ekvation 6-29}$$

Där EI är pålens böjstyvhetsmoment och $k \cdot d$ är sidomotståndet mot pålen. Sambandet gäller för konstant bäddmodul (kohesionsjord).

För pålar i friktionsjord kan inspänningsdjupet beräknas enligt Ekvation 6-30.

$$L_s = 1,8 \cdot \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad \text{Ekvation 6-30}$$

där EI är pålens böjstyvhetsmoment och n_h är tillväxtfaktorn för bäddmodulen. Sambandet gäller i sand för linjärt ökande bäddmodul, $k \cdot d = n_h \cdot h$ (h = djup under markytan).


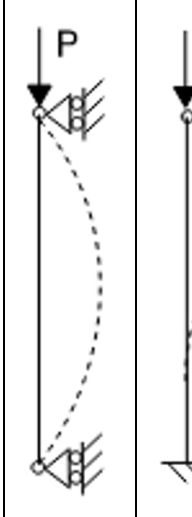
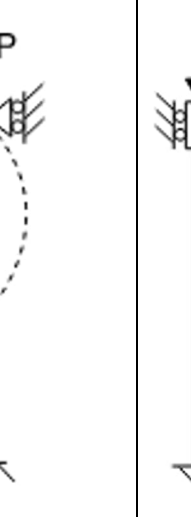



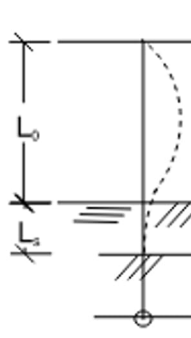
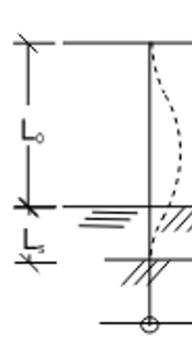
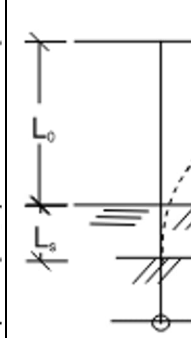
Vid användande av dessa analytiska beräkningsmetoder för inspänningsdjup är det viktigt att villkoren för beräkningsmetoden uppfylls. För att pålen ska kunna betraktas som fast inspänd på djupet L_s under markytan måste pålens underslagning överstiga $2,5 \cdot L_s$ under markytan, enligt Figur 6.22. Uppfylls inte detta villkor behöver särskild hänsyn tas vid utvärdering av inspänningsdjup och knäcklängd. Ett antagande som normalt är på säkra sidan (för en påle som är sidostöttad i påltoppen) är att pålens längd (totallängd) motsvarar knäcklängden.

För pålar där underslagningen överstiger $2,5 \cdot L_s$ beräknas knäcklängden för en fritt stående påle enligt Ekvation 6-31.

$$l_k = \beta \cdot L = \beta \cdot (L_0 + L_s) \quad \text{Ekvation 6-31}$$

I Tabell 6.7 redovisas Eulerknäckfall (överst) med tillhörande teoretiska β -värden. Härtill redovisas motsvarande knäckfall för påle, med tillhörande β -värden (nederst), som har en fri längd och är delvis inspänd i jord. Teoretiska β -värden gäller för perfekta pelare med perfekta inspänningsförhållanden, vilket inte föreligger i praktiken. Därmed ska de praktiskt tillämpbara β -värden som redovisas i den understa raden väljas.

Tabell 6.7 Eulerknäckfall med teoretiska β -värden och motsvarande knäckningsfall, med praktiskt tillämpbara β -värden, för påle med fri längd, som är delvis inspänd i jord.

					
Teoretiska β -värden	$\beta = 2,0$	$\beta = 1,0$	$\beta = 0,7$	$\beta = 0,5$	$\beta = 1,0$
	Fast inspänd i jord, fri i toppen	Ledat inspänd i både jord och påltopp	Fast inspänd i jord, ledat inspänd i toppen	Fast inspänd i jord och påltopp	Fast inspänd i jord och påltopp men tillåter horisontell förskjutning i påltopp
					
Praktiskt tillämpbara β -värden	$\beta = 2,4^*$	$\beta = 1,0$	$\beta = 0,8$	$\beta = 0,6$	$\beta = 1,2$

*Bör undvikas.

Knäcklängden för en delvis fritt stående påle är beroende av rådande inspänningsförhållanden vid påltopp. För en påle som är fast inspänd i påltoppen blir knäcklängden enligt nedan. Se även Tabell 6.7.

$$l_k = 0,6 \cdot (L_0 + L_s)$$

Knäcklasten för en initialt rak påle beräknas som den mot knäcklängden svarande Eulerknäcklasten, enligt Ekvation 6-32. För bestämning av den konstruktiva bärförmågan ska även initialkrokighet och andra ordningens moment beaktas.

$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2}$$

Ekvation 6-32

Eftersom knäcklängden är beroende av rådande inspänningsförhållanden i påltoppen är rekommendationen att göra en känslighetsanalys, exempelvis med ett ramprogram. Om strukturen kan svaja och är fri i toppen kan det tillämpbara β -värdet bli 2,4 vilket kraftigt kommer att påverka (reducera) beräknad bärförmåga. Knäcklängden l_k för det lastfallet blir:

$$l_k = 2,4 \cdot (L_0 + L_s)$$

6.7 BETONGPÅLAR

Med betongpålar avses idag i Sverige, prefabricerade betongpålar, i huvudsak kvadratiska pålar med slakarmering.

Under perioden 1989 till 2005 tillverkades i Sverige huvudsakligen standardpålar av betong med benämningarna SP1, SP2 och SP3, enligt numera upphävd standard SS811103. Sedan övergången till SS-EN 12794:2005 (SIS, 2005b) i september 2005 är utformningen av betongpålar mer fri och medger att betongpålar kan optimeras för sin användning. SS-EN 12794:2005 är en harmoniserad standard (hEN) vilket bland annat medför att prefabricerade betongpålar ska vara CE-märkta. Tvärsnittsmåtten motsvarande de tidigare standardiserade pålarna SP1, SP2 och SP3, lever kvar, dock har armeringsstålets kvalitet och i viss mån även armeringsinnehållet förändrats.

Tillverkning sker i fabriksanläggningar inomhus, med pällängder mellan 3 och 16 meter. Standarddimensioner avser kvadratiska tvärsnitt med kantmått 235 till 350 mm, men specialtillverkning medger pålar med kantmått upp till 500 mm. Minsta diameter för pålens huvudarmering är 8 mm och för icke-cylindriska påltvärsnitt ska minst ett armeringsjärn placeras i varje hörn. Påltvärsnitt med tvärsnittsmått över respektive under 300 mm ska utföras med bygelarmering vars diameter är minst 5 mm respektive 4 mm. För att motverka spjälkning förtätas bygelarmeringen 500 mm närmast påltopp och ovan pålskon, med ett centrumavstånd på max 62,5 mm respektive 50 mm. För pålar som stoppslås i mjukare jordar medges att förtätningen vid pålskon reduceras till 200 mm. Detaljerade krav på utformning framgår av SS-EN 12794:2005 (SIS, 2005b).

Pålarna gjuts med betong i hållfasthetsklasser mellan C40/50 och C60/75, i exponeringsklass XC2/XF1 och utförs normalt med täckande betongskikt på 25 mm. Kraven på täckande betongskikt, med hänsyn till exponeringsklass, styrs av BFS 2022:4, EKS 12, Tabell D-1 (Boverket, 2022), se även kapitel 3. Vid armeringsaggressiv miljö utförs pålar med anpassat betongrecept och täckande betongskikt, se kapitel 3.

6.7.1 Dimensioneringsförutsättningar

Betongpålar dimensioneras enligt föreliggande Pålhandbok och SS-EN 1992-1-1:2005 (SIS, 2005a).

För pålar utsatta för utmattningslast se även avsnitt 6.3.4.

Betongpålar ska dimensioneras för följande lastfall:

- Hantering (lyft, transport och lagring) – Dimensionering utförs vanligtvis av pålleverantör.
- Installation (dynamisk belastning i form av axiell tryck- och dragbelastning vid slagning) Momentbelastning kan uppstå vid dåligt centrerade slag liksom då pålen går mot sten, block eller ojämn/lutande bergyta. Vid drivning i vatten eller i vattenförande jord kan även hydraulisk utmattning, så kallad vattensprängning, kräva särskild utformning av pålens armering och anpassning av drivningsförfarandet.
- Tryckkrafts-, dragkrafts- och momentbelastning som pålen utsätts för efter installationen.
- Eftersom en för tvärkraft oarmerad betongpåle uppvisar ett relativt sprött brott vid tvärkraftsbelastning är det viktigt att även denna brottmod beaktas vid dimensionering.
- Eventuellt förekommande cykliska laster (utmattning).

Notera att för betong med betonghållfasthetsklass högre än C50/60 är spännings-töjnings-sambandet (även benämnd arbetskurvan för betong) förändrat i förhållande till betong i hållfasthetsklass C12/15 till C50/60, se SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.1.3 (SIS, 2005a). Detta påverkar tryckblockets storlek och läge vilket i sin tur påverkar tvärsnittets bärförmåga för normalkraft och böjande moment, se SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.1.7.

Slagna pålar ska betraktas som uppspruckna, såvida inte annat säkert kan påvisas. Betongens uppsprickning ska beaktas enligt gällande normer och sprucken betong ska inte förutsättas uppta dragkrafter. Vid beräkning av pålens böjstyvhet kan uppsprickningen beaktas med nominell styvhet enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 5.8.7 (SIS, 2005a). I de fall hela tvärsnittet är tryckt får böjstyvheten beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005, Bilaga H, avsnitt H.1.2. Medelstukningen begränsas då till ε_{c2} enligt SS-EN 1992-1-1:2005, 6.1 (5).

Initialkrokighet, mätt som pilhöjd över pålens knäcklängd l_k , vid beräkning förutsätter att tillverkningstoleranser för pålelement, skarvar och pålskor uppfyller kraven enligt SS-EN 12794:2005 (SIS, 2005b).

6.7.1.1 Hantering

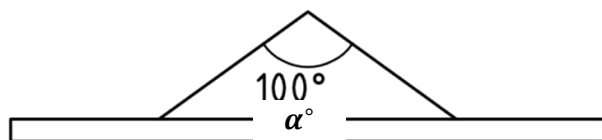
Hanteringsanvisningar ska finnas upprättade för betongpålar. Vid dimensionering ska möjligheter till lyft (enpunkts- respektive tvåpunktslyft) kontrolleras.

Pålelement med längder över 10 meter kan i regel inte lyftas i änden med hänsyn till dimensionerande moment. Optimal lyftpunkt för långa pålelement återfinns på ett avstånd från änden som motsvarar 20–25 % av elementlängden. Placeringen bör dock förläggas så nära änden som möjligt, eftersom långt utstick medför praktiska svårigheter vid inresning.

Vid tvåpunktslyft i lyftöglor kan öppningsvinkeln, se Figur 6.23, bli dimensionerande för vissa spännvidder och dimensioner på lyftögla. Maximalt tillåten öppningsvinkel ska i dessa fall framgå på tillhörande pålelementritning. Vid dimensionering ska även tillåtet lyftområde för enpunktslyft bestämmas och anges på tillhörande pålelementritning (eventuellt även på påle).

Vid lyft på arbetsplats ska enpunktslyft inom markerat lyftområde utföras med kättingar (ej stroppar). Enpunktslyft i lyftöglor på arbetsplats ska undvikas. Detta eftersom den från fabrikingjutna lyftögla kan ha skadats vid tidigare hantering av pålen och att den i regel inte är dimensionerad för inresning av påle.

LYFTNING SKER I LYFTÖGLORNA. MAX VINKEL MELLAN LYFTVAJRAR



Figur 6.23 Illustration av öppningsvinkel vid lyftning av betongpålar.

Belastningsfallen, lyftning, transport och lagring av pålar ska beaktas vid dimensionering av pålelement, gäller även för dimensionering av lyftöglor. Pålarna antas påverkade av en dynamisk last på grund av hantering, vars statiskt ekvivalenta karakteristiska värde beräknas med en dynamisk faktor applicerad på pålens egentyngd och eventuella andra laster som påverkar pålen vid lyftning, till exempel sugkraft i vissa gjutformer. Den dynamiska förstoringfaktorn

anges till 1,6 enligt SS-EN 12794:2005, A1, B.2.3.1.1 (SIS, 2005b), såvida inte annat kan påvisas. I Sverige betraktas det som en hävdvunnen metod att ansätta den dynamiska förstoringfaktorn vid hantering av pålar till 1,5. Vid framkörning av pålar med exempelvis hjullastare på arbetsplats med ojämn mark krävs stor försiktighet för att den dynamiska faktorn inte ska överstiga 1,5.

6.7.1.1.1 Lasteffekter vid lyft och hantering, brottgränstillstånd

Dimensionerande lasteffekt vid lyft och hantering bör bestämmas med lastkombinering i säkerhetsklass 3 enligt ekvation 6.10a och 6.10b i SS-EN 1990 (SIS, 2002). Den statistiskt ekvivalenta lasten från pålens egentynngd betraktas som en permanent last och övriga laster såsom sugkraft i gjutform, som variabla laster.

6.7.1.1.2 Lasteffekter vid lyft och hantering, bruksgränstillstånd

Det ska säkerställas att inga öppna sprickor kvarstår efter avslutat lyft samt att plastiska deformationer i pålen och pålmaterialet undviks. Dimensionering utförs för karakteristiska laster (inkl. dynamisk faktor), med karakteristiska värden på egenskaper för ingående material.

6.7.1.2 Installation

Vid installation (under drivning, stoppslagning och stötvågsmätning) utsätts pålen för upprepade stötvågsbelastningar. Pålmaterialets förmåga att uppta dessa påkänningar sätter en gräns för de laster som kan påföras pålen under installationen. Härigenom begränsas även den geotekniska bärförmåga som kan påvisas för pålen. De upprepade belastningar som pålen utsätts för innebär dessutom en negativ inverkan på pålmaterialet som ska beaktas vid bestämningen av den installerade pålens konstruktiva bärförmåga. Detta sker genom att pålmaterialets hållfasthet reduceras med reduktionsfaktorerna μ_s och μ_c , för stål respektive betong. Dessa varierar normalt i intervallet $\mu_s = 0,8 - 0,9$ samt $\mu_c = 0,7 - 0,9$.

För framtagning av reduktionsfaktorer se avsnitt 6.3.3.1.

6.7.1.2.1 Lasteffekter vid slagning

Vid installation påverkas pålen av initialkraften från hejaren (kraften som alstras av slaget) och av reflekterande stötvågor från pålens spets. Medelvärdet på initialkraften, F_{im} , kan överslagsmässigt beräknas enligt Ekvation 6-33.

$$F_{im} = b \cdot A \cdot \sqrt{k \cdot h}$$

Ekvation 6-33

där

F_{im} = initialkraft [MN]

A = pålens tvärsnittsarea [m²]

h = fallhöjd [m]

$b = 28$ för linhejare (har använts historiskt och används inte längre)

$b = 30$ för frifallshejare

$k = 0,8$ för linhejare (har använts historiskt och används inte längre)

$k = 1,0$ för frifallshejare

Notera att uttrycket och de ingående faktorerna A och b är specifikt framtagna för att få enheten [MN] för initialkraften.

För lutande pålar kan initialkraften beräknas enligt ovan med fallhöjden h som vertikal höjd i enheten [m].

Tabeller och samband i detta avsnitt kan generellt inte användas för accelererande hejare eftersom dessa uppvisar stor spridning i slagenergi, särskilt vid lägre fallhöjder. För accelererande hejare hänvisas till Pålkommissionens PM 1:2012 "Accelererande hejare" (Pålkommissionen, 2012). Provpålning med stötvågsmätning eller datorsimulering av slagningen kan med fördel användas för att uppskatta påkänningarna i pålarna.

Dimensionerande tryckkraft i pålen vid lastfallet stoppslagning kan beräknas utifrån karakteristisk geoteknisk bärförmåga. Nedan följer ett exempel på hur beräkning kan göras. Datorsimuleringar som utförts för olika pållängder har visat att dimensionerande tryckkraft vid stoppslagning kan beräknas enligt Ekvation 6-34.

$$F_{cd} = 1,2 \cdot \gamma_f \cdot R_k$$

Ekvation 6-34

där

faktorn 1,2 = En konstant som tar hänsyn till att drivningsmotståndet består av både en dynamisk och en statisk del. Den dynamiska delen har genom simuleringar uppskattats till 20% av det statiska drivningsmotståndet.

R_k = karakteristisk geoteknisk bärförmåga = 2,1 gånger tabellvärdet för dimensionerande geoteknisk bärförmåga enligt Tabell 6.8 (samma tabell finns även i kapitel 7). Beräkningen av uppträdande tryckkraft ger en konservativ uppskattning, varför den vanligtvis enbart används vid verifiering av geoteknisk bärförmåga med stoppslagningsschablon. I Tabell 6.9 redovisas uppträdande tryckkrafter vid stoppslagning vid sjunkning 10mm/10 slag och 3 mm/10 slag. Eftersom tryckkraften i pålarna är högre (för samma fallhöjd) vid sjunkning 3mm/10 slag (i princip stoppslagning mot berg) ska fallhöjden begränsas vilket framgår i Tabell 6.9. Beräkning av uppträdande krafter vid stoppslagning kan med fördel kompletteras med propålning där pålarna instrumenteras för att dokumentera påkänningarna.

γ_f = partialkoefficient för last

- $\gamma_f = 1,0$ vid dimensionering för utmattning
- $\gamma_f = 1,3$ vid dimensionering i brottgränstillstånd. Detta avviker något i förhållande till kraven i Eurokod men det kan tillämpas som hävdvunnen metod.

Tabell 6.8 Dimensionerande geoteknisk bärförmåga enligt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018) för stoppslagning av betongpålar med frifallshejare till sjunkning $s \leq 10$ mm/10 slag. Föreliggande tabell finns även i kapitel 7.

Hejare	Fallhöjd, m	Dimensionerande bärförmåga [kN]	
		Tvärsnittsarea* [m ²]	
		0,055	0,073/0,076
3 ton	0,3	480	550
	0,4	575	660
	0,5	655	740
4 ton	0,3	540	640
	0,4	645	755
	0,5	720	850
5 ton	0,3	590	680
	0,4	690	825

*Tvärsnittsarea 0,055 m² motsvarar kantmått 235 mm. Tvärsnittsarea 0,073 m² motsvarar kantmått 270 mm och 0,076 m² motsvarar kantmått 275 mm.

Dimensionerande tryckkraft vid stoppslagning redovisas i Tabell 6.9.

Tabell 6.9 Dimensionerande tryckkraft vid stoppslagning, baserad på dimensionerade bärförmåga enligt Tabell 6.8 och Ekvation 6-34.

Sjunkning [mm/10 slag]	Hejarvikt [ton]	Fallhöjd [m]	Tryckkraft [kN]	
			Tvärsnittsarea [m ²]	
			0,055	0,073/0,076
10	3	0,30	1575	1800
		0,40	1885	2160
		0,50	2145	2425
	4	0,30	1770	2095
		0,40	2115	2475
		0,50	2360	2785
	5	0,30	1933	2230
		0,40	2260	2705
	3 ¹	3	0,25	1735
0,30			2080	2375
0,40			2360	2670
4		0,25	1950	2310
		0,30	2325	2720
		0,40	2590	3065
5		0,25	2130	2455
		0,30	2490	2980

¹Vid sjunkning 3 mm/10 slag är dimensionerande tryckkraft uppförstorad med 10% och fallhöjden reducerad till cirka 80% med hänsyn till högre tryckspänning i pålen vid stoppslagning mot berg.

Notera att den konstruktiva bärförmågan, R_{cd} även kan begränsas av pålspets och skarvar. Maximal dragkraft kan uppstå antingen vid drivning i lös jord eller vid stoppslagning i jord. Vid drivning i lera kan dimensionerande dragkraft beräknas enligt Ekvation 6-35.

$$F_{td} = 0,4 \cdot \gamma_f \cdot F_{im}$$

Ekvation 6-35

Datorsimuleringar som utförts visar att dimensionerande dragkraft i påle vid hård drivning och stoppslagning kan beräknas enligt

$$F_{td} = 0,2 \cdot \gamma_f \cdot F_{im}$$

Ekvation 6-36

Bärförmåga med hänsyn till dragkraft under slagning, för ett uppsprucket betongtvärsnitt, kan beräknas enligt Ekvation 6-37.

$$R_{td} = A_s \cdot f_{yk}$$

Ekvation 6-37

Vid val av slagutrustning för installation av friktionspålar bör i första hand den tyngsta hejaren som finns tillgänglig (för den aktuella pålkranen) väljas. En tung hejare ger effektiv och skonsam drivning till följd av en stötvåg med längre varaktighet och med lägre spänningsamplitud. Med en tung hejare kan pålen därmed drivas med bibehållen slagenergi vid lägre fallhöjd, och därmed med bibehållen god drivbarhet. Det leder till minskade tryckspänningar i pålen och därmed minskad risk för utmattning. Lång varaktighet hos stötvågen har också fördelen att större andel av pålen är tryckt under slagningen, vilket minskar risken för att dragspänningar uppstår som är skadliga för betongpålar. En tung hejare (med lämplig dyna/mellanlägg) i

kombination med sänkt fallhöjd minskar även risken för vattensprängning, så kallad hydraulisk utmattning, hos betongpålar.

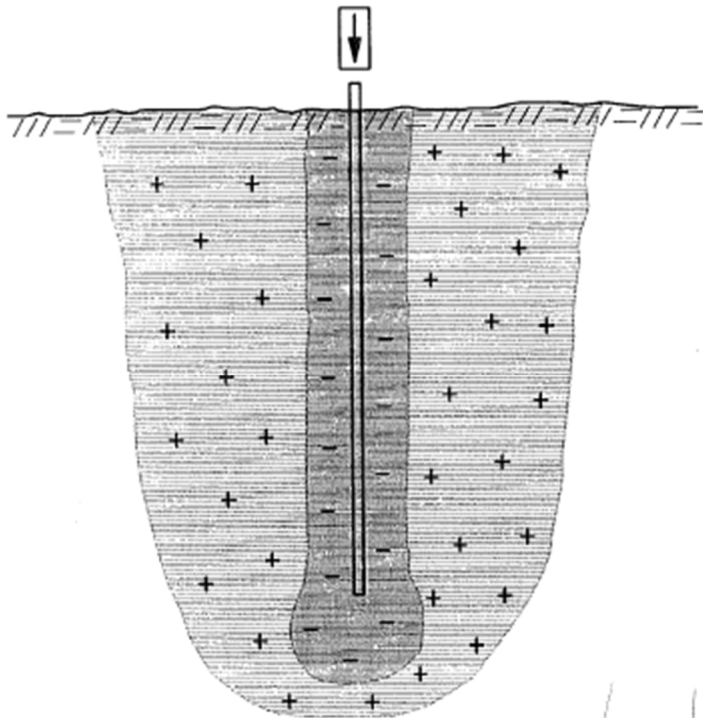
6.7.1.2.2 Lasteffekter vid hydraulisk utmattning (vattensprängning)

Hydraulisk utmattning (vattensprängning) av betongpålar kan inträffa vid installation i fritt vatten eller vid närvaro av grundvatten i jord med hög permeabilitet.

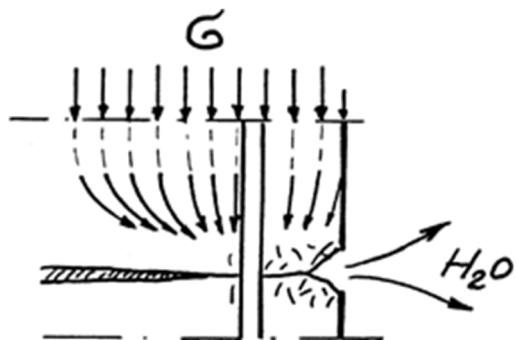
Skador på grund av hydraulisk utmattning eller "vattensprängning" av betongpålar har samband med följande faktorer:

- Närvaro av fritt vatten eller grundvatten i jord med hög permeabilitet.
- Omväxlande stora tryck- och dragspänningar i pålen under slagning, vilket medför utmattning av betongmaterialet. Utmattningsmekanismerna i betong förstärks genom insugning och utpressning av vatten under stort tryck i förekommande spricksystem.
- Förekomst av genomgående sprickor, anslutande tvärsprickor och mikrosprickor.
- Sprickviddens variation med hänsyn till i betongen initieellt förekommande egenspanningar av temperatur, krympning och volymändringar av hydratation. Sprickor med mot ytskikten avtagande vidd är speciellt ofördelaktiga. Ogynnsam variation hos sprickvidden ökar med tilltagande dimensioner hos pålens tvärsnitt.
- Betongens tryck- och draghållfasthet jämte andra mekaniska egenskaper hos betongen i pålelementet.
- Pålens konstruktiva utformning, speciellt med hänsyn till armeringens storlek och fördelning över påltvärsnittet samt bygdeldning.
- Geotekniska förhållanden.
- Slagningsbetingelser.

Risken för vattensprängning är speciellt stor vid slagning av långa friktionspålar i relativt fasta, leriga eller siltiga friktionsjordar som kännetecknas av att jordarten är dilatant vid kraftig skjuvdeformation men uppvisar kontraktans vid små upprepade skjuvdeformationer. Detta medför att det vid slagning uppstår negativa porvattentryck närmast pålen och att positiva poröverttryck successivt byggs upp under slagningen på större avstånd från pålen, där markens E-modul således kan minska drastiskt. Situationen kännetecknas av att mantelmotståndet är stort (vanligen på grund av porvattenundertryck), samtidigt som spetsmotståndet är litet eller måttligt, i kombination med att omgivande mark tenderar att ge en markerat fjädrande respons på grund av stor deformabilitet (låg E-modul). Pålarna kräver i dessa fall hård slagning för att överhuvudtaget kunna drivas ner i jordlagren, samtidigt som motståndet vid spetsen är litet eller måttligt. Typiskt för dessa tillstånd är att pålskallens fjädring är stor i förhållande till dess kvarstående sjunkning (fjädrande jord). De stora skadorna, där täckschicket gradvis spjälas bort, orsakas av att vatten sugns in i pålens spricksystem och sedan pressas ut under stort tryck. Se Figur 6.24 och Figur 6.25.



Figur 6.24 Porvattentryckändringar vid slagning i tät jord med relativt fast lagring.



Figur 6.25 Illustration av den kilformade skadan i täckskitet som i kombination med sprickans form leder till stora spänningskoncentrationer (Pålkommissionen, 1992).



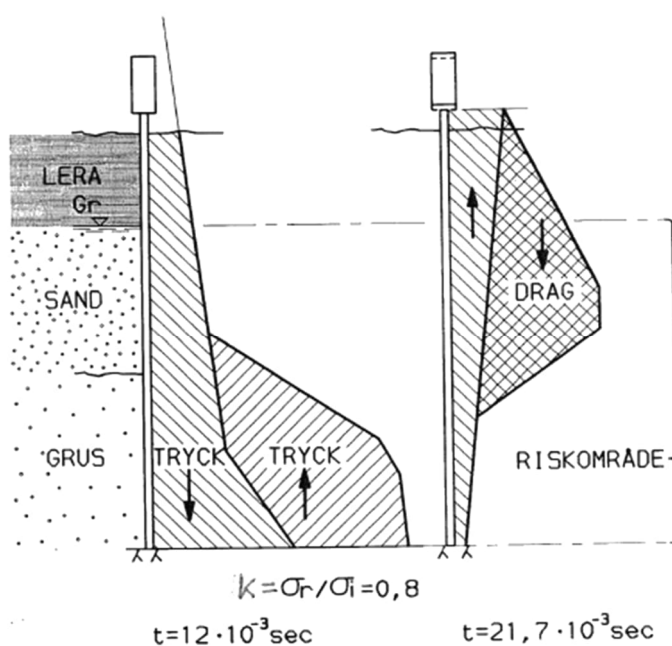
Figur 6.26 Typiska skador på betongpålar, orsakade av vattensprängning.

Följande åtgärder kan vidtas för att minimera risken för omfattande skador på grund av vattensprängning:

1. Utför provpålning med stötvågsmätning för att kontrollera genererade drag- och tryckspänningar och för att optimera slagningsutrustningen. Skador orsakade av vattensprängning visar sig som en reduktion i stötvågens gånghastighet i pålen. Alternativt kan slagningssimulering utföras för att bedöma uppträdande drag- och tryckspänningar under slagningen.
2. Minska storleken på drag- och tryckspänningarna genom att öka hejarvikten, reducera fallhöjden och använda lämpliga dynmellanlägg.
3. Minska antalet slag vid neddrivning. Detta kan göras genom att i första hand använda en tyngre hejare. Man kan också välja en lägre pållast, vilket medför att pålen blir kortare och färre slag krävs för att driva ned pålen. Erfarenhetsmässigt kan det förutsättas att risken för skador ökar markant vid pållängder över cirka 20 m.
4. Använd speciellt utformade pålelement för att reducera risken för vattensprängning, såsom användande av betong med hög slaghållfasthet (lågt vattencementtal, högvärdig ballast med god vidhäftning), spridd armering (i grövre pålar bör en del av längsarmeringen förläggas centralt i tvärsnittet), ökad armeringsmängd (små stångdimensioner), ökat täckande betongskikt samt förtätad bygelarmering (minskat bygelavstånd).

Det bör vidare poängteras att de ovan beskrivna geotekniska förhållandena inte är de enda under vilka dragvågor kan uppkomma i pålar under slagning. Så kallad hejarstuds är ett annat exempel. Den nedåtgående tryckvågen från hejarlaget reflekteras vid spetsen som en uppåtgående tryckvåg. Denna reflekteras åter vid pålskallen som dragvåg, om hejaren på grund av studsens inte ligger an mot pålen. Vid regnig väderlek har det under liknande förhållanden, t.ex. vid stoppslagning, kunnat iakttas hur regnvatten på pålens yta omväxlande 'sugits' in och ut vid dragsprickor och hur slutligen ett 'slam' av vatten och cementpartiklar runnit i rännilar nedför pålen.

Figur 6.27 illustrerar stötvågsförloppet vid hejarstuds. Uppkommande dragkrafter i pålen utgör en säker förutsättning för skador på grund av vattensprängning. I Pålkommisionens rapport 88 (Pålkommisionen, 1992) beskrivs vattensprängning utförligt.



Figur 6.27 Stötvågsförlopp och uppkomst av dragkrafter vid stoppslagning med hejarstuds.

6.7.2 Material och tillhörande beslag

Betongpålar dimensioneras med materialegenskaper enligt:

- SS-EN 1992-1-1:2005, Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, avsnitt 3 (SIS, 2005a). Alternativt SS-EN 1992-1-1:2023 (E), avsnitt 5 (SIS, 2023b).
- SS-EN 206:2013, Betong – Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse (SIS, 2013).
- SS 137003:2021, Betong – Användning av SS-EN 206:2013+A2:2021 i Sverige (SIS, 2021).

För prefabricerade betongpålar gäller även förutsättningar angivna i

- SS-EN 12794:2005 +A1:2007 (E), Förtillverkade betongprodukter – Betongpålar (SIS, 2005b).

6.7.2.1 Betong

Betongens karakteristiska tryck- och draghållfasthet, f_{ck} (ej kubvärdet $f_{ck,kub}$), $f_{ctk,0,05}$ respektive elasticitetsmodul, E_{cm} , väljs enligt SS-EN 1992-1-1:2005, Tabell 3.1 (SIS, 2005a). Faktorn κ_f som, enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4.2.5, används för att reducera hållfastheten ersätts för prefabricerade betongpålar med reduktionsfaktorn för slagning, μ_c . $\mu_c \approx 1/\kappa_f$. För reduktionsfaktorer med avseende på slagning, se avsnitt 6.3.3.

Betongens krypning och krympning hanteras enligt SS-EN 1992-1-1:2005, Bilaga B (SIS, 2005a).

Om hög tryckspänning uppkommer i betongen vid långtidslast, erfordras i regel särskild utredning av krypdeformationernas storlek och deras inverkan. En sådan utredning är relativt komplicerad och inverkan av krypdeformationernas storlek är relativt ogynnsam. Kryptalet kan förutsättas variera mellan 1,3 och 1,6 vid normala förutsättningar för relativ fuktighet och ålder vid pålastning. Det effektiva kryptalet, med beaktande av ickeinjär krypning (SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.1.4), kan sättas till 1,6 utan ytterligare utredning under följande förutsättningar:

- betongens hållfasthetsklass är lägst C40/50
- kanttryckpåkänningen i betongen begränsas till 60% av f_{ck} reducerat med hänsyn till slagning, μ_c
- pålen är i sin helhet omgiven av jord eller vatten
- pålarna belastas med den slutliga långtidslasten tidigast 28 dygn efter tillverkning.

Om dessa förutsättningar inte är uppfyllda ska kanttryckspänningen begränsas till 45% av f_{ck} reducerat med hänsyn till slagningsarbetet, se SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.1.4 (SIS, 2005a).

6.7.2.2 Armeringsstål

Armeringsstålets karakteristiska egenskaper, såsom sträckgräns, f_{yk} , väljs enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.2.2 och Bilaga C (SIS, 2005a).

6.7.2.3 Beslag

Pålbeslag i form av bergskor och skarvar ska uppfylla krav enligt SS-EN 12794:2005 + A1:2007/AC:2008 (SIS, 2005b). Bärförmågan för beslagen verifieras genom beräkning styrkt av provning i enlighet med nämnd standard.

6.7.2.3.1 Pålskarv

Den vanligaste skarven för prefabricerade betongpålar i Sverige är typen ABB-skarv, se Figur 6.28.



Figur 6.28 Illustration – Vanlig utformning av skarv för betongpåle.

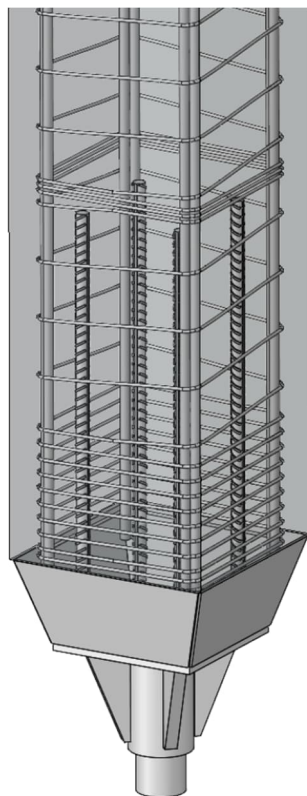
Vid förekomst av skarvar ska lasteffekten beräknas i pålskarvens snitt, med jorden och dess sidomotstånd på aktuellt djup. För spetsburna pålar är skarvens läge ofta osäkert och bör därför antas belägen inom pålens kritiska knäcklängd, som kan vara belägen antingen ytligt där jordens sidomotstånd är lågt eller på stort djup vid kontroll av bärförmågan m.h.t. påhängslast. Skarvar har vanligen lägre tvärkraftskapacitet än pålelementet och blir ofta dimensionerande för pålens bärförmåga. Detta kan även vara fallet vid dragbelastning.

Pålskarvar ska utformas och ingjutas så att vinkeländring för skarvad påle inte överstiger 1/150.

För sin funktion är skarven beroende av att krafterna kan överföras från förankringsarmering via låsdubbar och låspinnar till låsblocken och däri infästa förankringsjärn. Avgörande för momentkapaciteten är således förankringsarmeringens infästning i låsblock och låsdubb, låsdubbens dragstyrka i den del som ligger i låsblocket liksom låspinnens tvärkraftsbärförmåga.

6.7.2.3.2 Pålsko

Spetsburna pålar eller pålar som ska drivas genom jordlager som kan skada spetsen förses med fastgjutna bergskor. Se Figur 6.29.



Figur 6.29 Illustration – Vanlig utformning av pålsko/bergsko för betongpåle.

Bergskor kan förekomma i tre utföranden. Dessa har sammanställts i Tabell 6.10.

Tabell 6.10 Sammanställning av förekommande typer av bergskor.

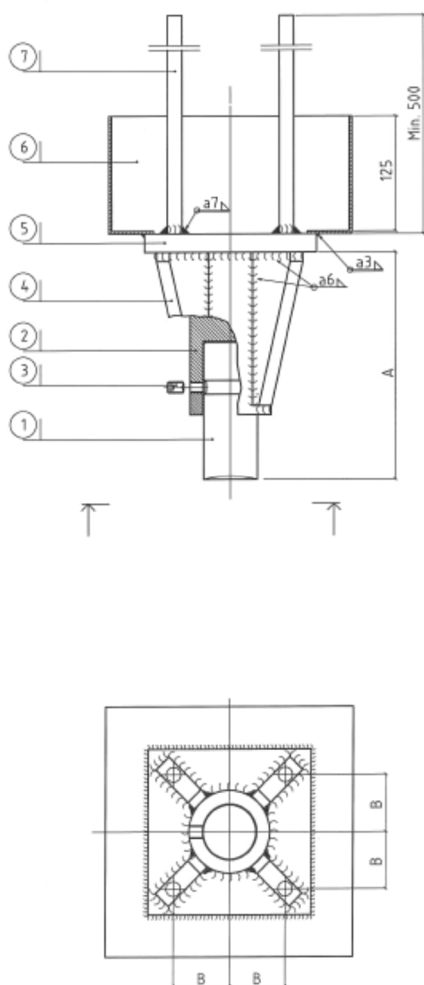
<i>Utförande</i>	<i>Beskrivning</i>	<i>Utformning</i>
<i>Typ 1</i>	Liten bottenplatta	Enligt Figur 6.30
<i>Typ 2</i>	Liten bottenplatta och lutande svep	Enligt Figur 6.31
<i>Typ 3</i>	Utbredd bottenplatta	Enligt Figur 6.32

Bergskor tillverkas och kontrolleras enligt SS-EN1090-2:2018 (SIS, 2018) och dimensioneras i huvudsak enligt SS-EN 1993-1-1:2005 (SIS, 2005d). Vid bergsko typ 1 och 2 behöver även betongsnitt dimensioneras enligt SS-EN 1992-1-1:2023 (SIS, 2023b).

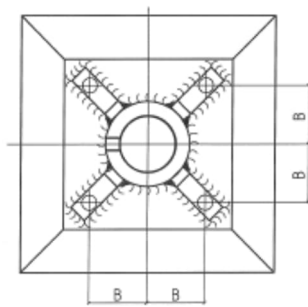
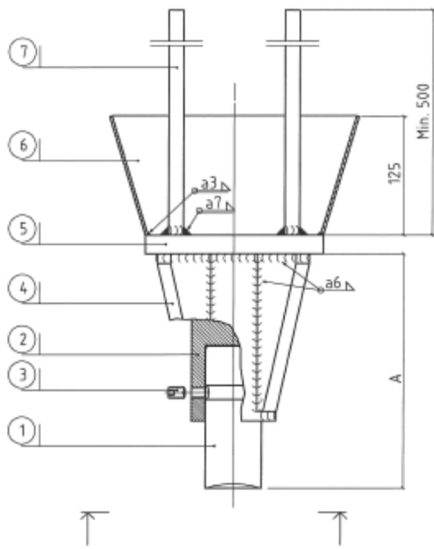
En bergsko består av följande delar, se även Figur 6.30 till Figur 6.32:

- 1) Bergdubb, enligt Figur 6.15.
- 2) Hylsa, av stål enligt SS-EN 10025-2:2019 (SIS, 2019), minst hållfasthetsklass S355, lägst seghetsklass B.

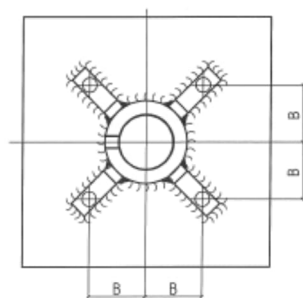
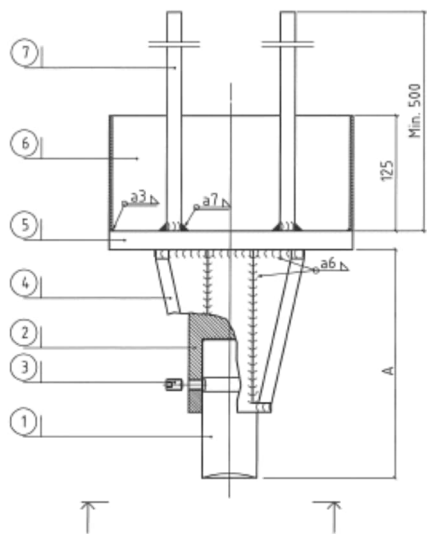
- 3) Stoppskruv med sexkantshål och tapp, M12x20-45H, enligt SS-EN ISO 4028:2026 (SIS, 2026).
- 4) Fjädrar (4 st), av stål enligt SS-EN 10025-2:2019 (SIS, 2019), stål minst hållfasthetsklass S275, lägst seghetsklass B.
- 5) Bottenplatta, av stål minst hållfasthetsklass S275, lägst seghetsklass B.
- 6) Låda eller svep, av stål enligt SS-EN 10025-2:2019 (SIS, 2019), minst hållfasthetsklass S235, lägst seghetsklass B. Lufthål i typ 1 och typ 2.
- 7) Förankringsstänger, av armeringsstål B500B enligt SS-EN 10080:2005 (SIS, 2005h).



Figur 6.30 Bergsko med liten bottenplatta (typ 1 enligt Tabell 6.10).

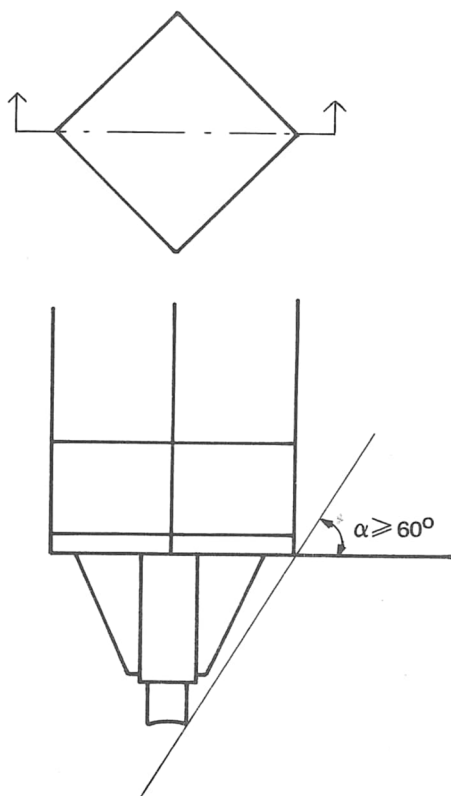


Figur 6.31 Bergsko med liten bottenplatta och lutande svep (typ 2 enligt Tabell 6.10).



Figur 6.32 Bergsko med utbredd bottenplatta (typ 3 enligt Tabell 6.10).

Lutningskravet enligt Figur 6.33 gäller för standarddubb. Vid kraftigt släntberg, kan förlängd dubb, enligt Figur 6.15, krävas vilket ökar spetsigheten och möjligheten för dubben att få fäste i släntberget (vinkeln, α ökas).



Figur 6.33 Godtagbar spetsighet hos bergdubb för bergskor av typ 1 – 3.

Reaktionskraften vid drivning, stoppslagning och i driftskedet centreras med hjälp av bergskon. Detta minskar risken för skador på grund av excentrisk belastning.

Avgörande för bergskons axiella bärförmåga och momentkapacitet är förankringsarmeringens infästning i plattan, hylsans och fjädrarnas infästning i plattan respektive i varandra samt den hålade delen av hylsan. Även bergdubbens egen styrka kan vara avgörande. Tillverkningstoleranser för hylsa och dubb samt viss deformation av hylsan till följd av hård och sned slagning medför att största spaltbredd mellan hylsa och dubb erfarenhetsmässigt bör begränsas till 2 - 3 mm. Spalten kan komma att bli fylld med jordvatten och jord.

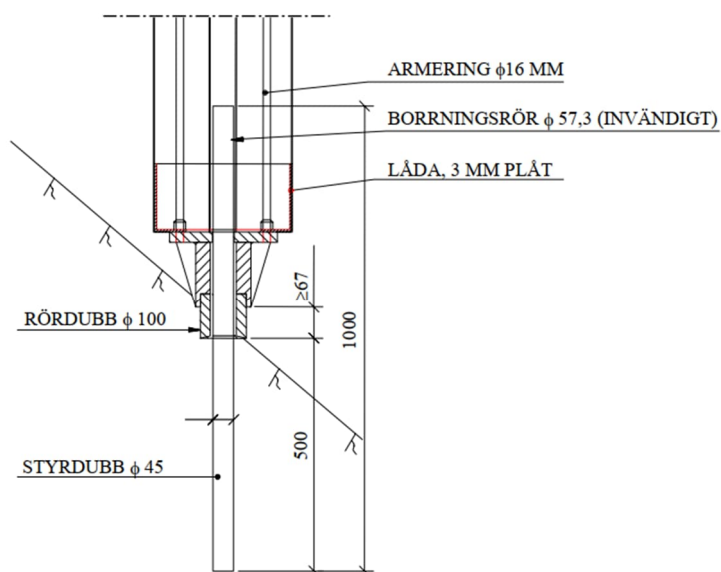
För att förhindra spjälkning ska bygelarmering finnas i erforderlig mängd vid pålspetsen. SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 (SIS, 2005b) anger minsta tillåtna mängd och utformning på bygelarmering för prefabricerade betongpålar. Spjälkningskrafter och armeringsbehov kan beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 6.7 och 9.8.4 (SIS, 2005a).

För gällande förutsättningar och dimensioneringsvärden med avseende på excentricitet vid pålspets, se avsnitt 6.3.6.

Vid slagning av pålar mot starkt lutande bergyta finns risk för att pålspetsen inte får fäste. Bergytans lutning och bergskons geometri kan även medföra att bergdubben inte kan penetrera berget utan att bergskons krage tar i. Bergskon kan i dessa fall förses med en längre bergdubb. Denna minskar i regel bergskons bärförmåga till följd av större hävarm och projekt-specifik dimensionering av bergskon med aktuell dubblängd ska därför utföras.

Kraftigt lutande berg som inte överlagras av friktionsjord medför att pålarna saknar det sidostöd som krävs för lyckad inmejsling av bergdubben då pålarna istället glider och kröks. I

dessa fall tillämpas ibland den så kallade Göteborgsmetoden, jämför Figur 6.34 och Figur 6.35. Pålen förses med ett invändigt borrhör och hålförsedd bergdubb. Hålet i bergdubben är fyllt med betong för att förhindra jord att tränga upp i borrhöret under neddrivningen. Skarvarna har motsvarande hål. När pålen kommer i kontakt med berget avbryts slagningen och borrhörning påbörjas. Borrhörning sker först genom betongen i bergskon och sedan vidare in i berget minst 0,5 m. Därefter förs ett stålämne (stålkärna) i storleksordningen 40-50 mm i diameter med minst 1 m längd ned i hålet. Stålämnet används som styrning för pålen så att bergdubben kan mejslas in i berget. Normalt förfarande medför inmejsling med cirka 300 slag med låg fallhöjd. Efter inmejslingen slås 10 slag med högre fallhöjd som funktionskontroll av förankringen.



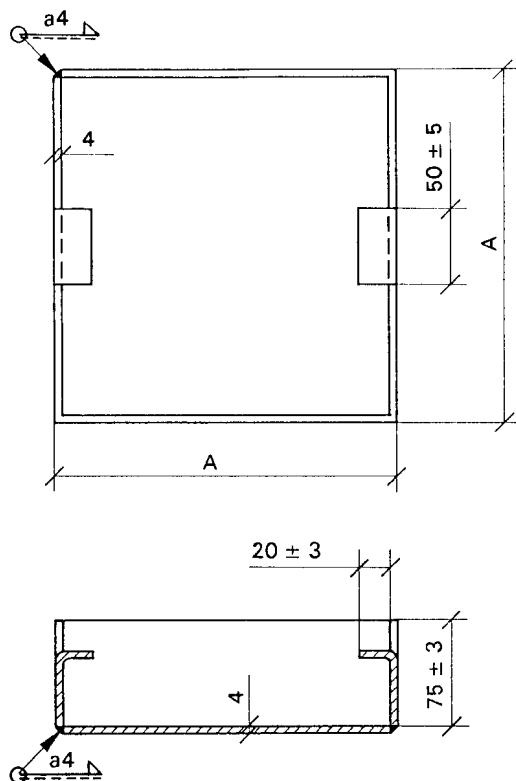
Figur 6.34 Exempel på infästning i berg enligt "Göteborgsmetoden".



Figur 6.35 Foton som visar hur en bergsko med borrhörsdubb kan se ut.

Pålar i finkorniga friktionsjordar och kohesionspålar där spetslasten är liten och lasten i huvudsak överförs via pålens mantelyta kan förses med plansko. Planskon ger ett begränsat skydd mot skador under drivning främst genom att sprida reaktionskraften från hårda objekt som pålen stöter på under drivningen.

I Figur 6.36 illustreras ett exempel på utformning av en plansko. Pålskor kan alternativt utföras av hel plåt med uppbockade sidor, varvid svetsning utförs vid alla fyra hörn. Läpparna får alternativt svetsas till sidorna istället för att bockas in.



Figur 6.36 Exempel på utformning av plansko för betongpålar med kvadratisk tvärsnitt. A = Pålens tvärmått.

Plana pålskor, för betongpålar med kvadratisk tvärsnitt, ska vara utförda av stål enligt SS-EN 10025-2:2019 (SIS, 2019). Hållfasthetsklass minst S235 och seghetsklass minst B. Lägsta tillåtna stålqualität: S235 JRG2.

6.7.2.4 Jordmaterial

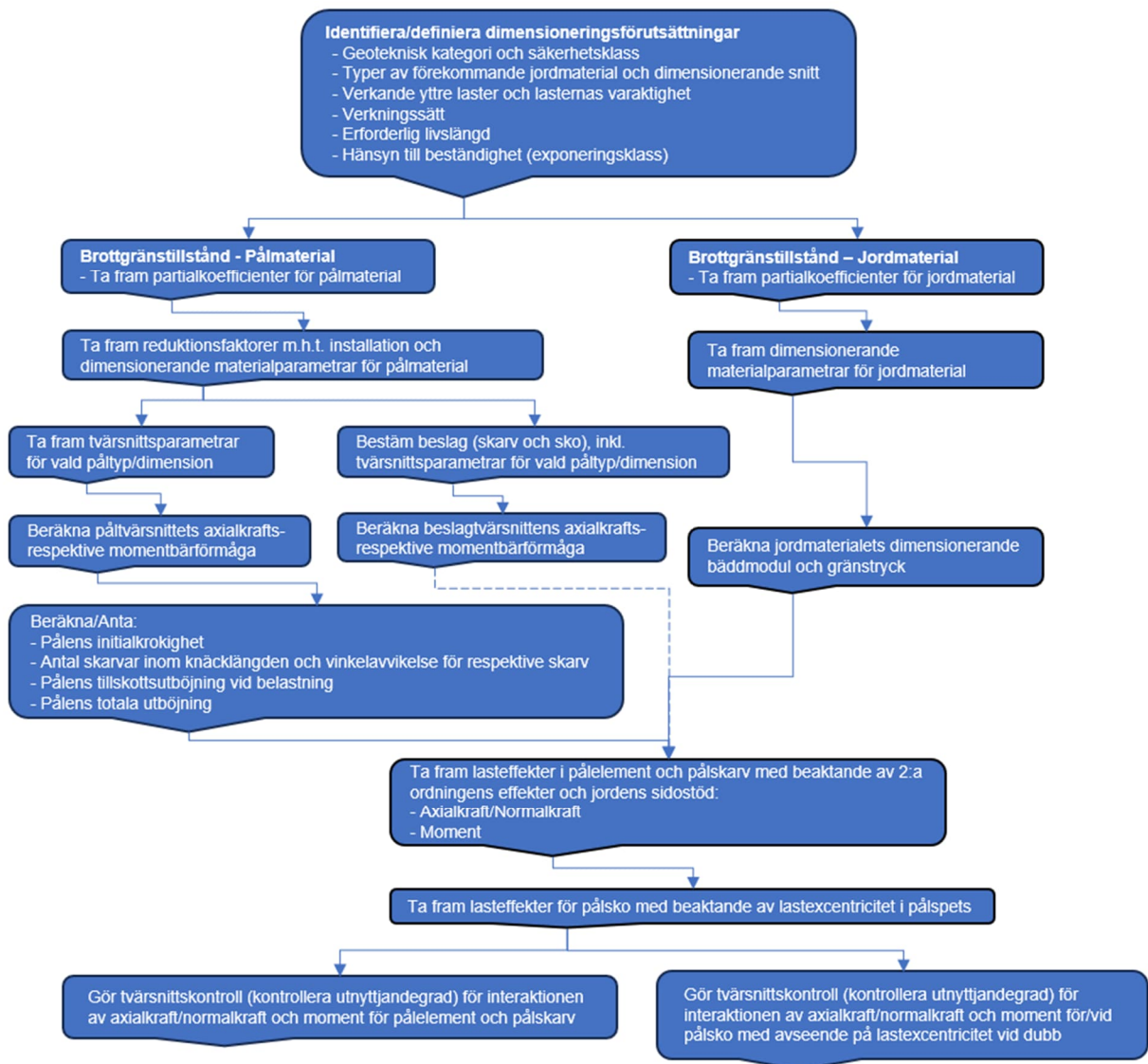
Dimensionering med hänsyn till olika jordtyper utförs enligt avsnitt 6.3.2.

6.7.3 Brottgränstillstånd (ULS), exceptionell dimensioneringssituation, utmattning

Beräkningsmetoden för framtagning av den konstruktiva bärförmågan för pålar i allmänhet redovisas i avsnitt 6.3.

I föreliggande avsnitt redogörs för hur den i avsnitt 6.3 beskrivna beräkningsmetoden bör tillämpas vid dimensionering av betongpålar i brottgränstillstånd.

Figur 6.37 ger en schematisk illustration av beräkningsgången vid dimensionering av en betongpåle i brottgränstillstånd.



Figur 6.37 Beräkningsgång, dimensionering av betongpåle i brottgränstillstånd.

Val av säkerhetsklass och geoteknisk kategori beskrivs i kapitel 5.

Funktion och verknings sätt för olika påltyper beskrivs översiktligt i kapitel 1 och mer ingående i kapitel 3 och 5.

För en beskrivning av verkande lasteffekter och inverkan av deras varaktighet, se kapitel 5.

För beaktande av erforderlig teknisk livslängd och stålets beständighet hänvisas till kapitel 3.

6.7.3.1 Partialkoefficienter och dimensionerande värden

Dimensionerande värden för materialparametrar tas fram i enlighet med SS-EN 1990-1:2023, avsnitt 8.3.6 (SIS, 2023a) och SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4 (SIS, 2005a).

Dimensionerande värde på betongens tryck- och draghållfasthet i brottgränstillstånd, exceptionell dimensioneringssituation och vid verifiering avseende utmattninglast beräknas enligt Ekvation 6-38 respektive Ekvation 6-39. Se även SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 3.1.6.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot \mu_c / \gamma_C$$

Ekvation 6-38

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} \cdot \mu_c / \gamma_C$$

Ekvation 6-39

där

f_{cd} = tryckhållfasthet, betong, dimensionerande värde

α_{cc} = koefficient som beaktar långtidseffekter på tryckhållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt på vilket lasten påförs.

f_{ck} = cylindertryckhållfasthet (28 dygn) betong, karakteristiskt värde

μ_c = reduktionsfaktor för beaktande av installationens inverkan (slagning), se avsnitt 6.7.3.2.

γ_C = partialkoefficient för betong, som väljs utifrån aktuellt gränstillstånd

f_{ctd} = axiell draghållfasthet, betong, dimensionerande värde

α_{ct} = koefficient som beaktar långtidseffekter på draghållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt på vilket lasten påförs

$f_{ctk,0,05}$ = draghållfasthet, betong, karakteristiskt värde (5 %)

Rekommenderade värden på koefficienter som beaktar långtidseffekter och ogynnsamma effekter av lastens påförande framgår nedan och i SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 3.1.6 (SIS, 2005a).

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4.2.4 gäller följande partialkoefficienter för respektive gränstillstånd

$\gamma_C = 1,5$ i brottgränstillstånd (ULS)

$\gamma_C = 1,2$ exceptionell dimensioneringssituation

$\gamma_{C,fat} = 1,5$ vid utmattningslast (FAT)

Betongens dimensionerande E-modul i brottgränstillstånd beräknas enligt Ekvation 6-40.

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$$

Ekvation 6-40

där

E_{cd} = elasticitetsmodul, betong, dimensionerande värde

E_{cm} = elasticitetsmodul, betong, sekantvärde

γ_{CE} = partialkoefficient för betongens E-modul

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4.2.4 (SIS, 2005a) gäller följande partialkoefficienter för respektive gränstillstånd.

$\gamma_{CE} = 1,2$ i brottgränstillstånd (ULS)

$\gamma_{CE} = 1,0$ i exceptionell dimensioneringssituation

Dimensionerande värde på armeringens hållfasthet beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.2.7. Dimensioneringsvärdet baseras på armeringens karakteristiska hållfasthet (sträckgräns), f_{yk} , reducerat med hänsyn till inverkan av slagning, μ_s . Se Ekvation 6-41 respektive 6.3.3.

$$f_{ysd} = f_{yk} \cdot \mu_s / \gamma_s$$

Ekvation 6-41

där

$\gamma_s = 1,15$ i brottgränstillstånd (ULS)

$\gamma_s = 1,0$ i exceptionell dimensioneringssituation

$\gamma_{s,fat} = 1,15$ vid utmattningslast (FAT)

Partialkoefficienter för jordmaterial framgår av SS-EN 1990, avsnitt 6.3.3, ekvation 6.3 (SIS, 2002) alternativt SS-EN 1990-1:2023 (E), avsnitt 8.3.6, ekvation 8.23 (SIS, 2023a) och SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.4.6.2 inkl. bilaga A (SIS, 2005c) och de nationella bilagorna (NA) (Boverket, 2022 och Transportstyrelsen, 2018), IEG Rapport 2:2008, Rev 3 (TD-Grunder) kapitel 8 och 9 (IEG, 2013), samt IEG Rapport 8:2008, Rev 3 (TD-Pålar), avsnitt 4.3 (IEG, 2016).

6.7.3.2 Inverkan av och reduktionsfaktorer för beaktande av hantering och installation (slagning)

För installationens inverkan på pålmaterial, se avsnitt 6.3.3.

Framtagning av reduktionsfaktorer för beaktande av inverkan av hantering och installation (slagning) beskrivs i avsnitt 6.3.3.1.

6.7.3.3 Initialkrokighet/utböjning

Enligt SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 7.4.2 (SIS, 2005c) ska initialkrokighet hos pålar beaktas.

För dimensionering med hänsyn till initialkrokighet/utböjning, se avsnitt 6.3.5.

6.7.3.4 Excentriciteter vid påsko/bergsko

I samband med installation och för lasteffekt på installerad påle gäller att reaktionen vid påsko/bergsko angriper excentriskt. Påsko ska dimensioneras för att klara uppträdande lasteffekter. För gällande förutsättningar och dimensioneringsvärden med avseende på excentricitet vid påsko/bergsko, se avsnitt 6.3.6.

6.7.3.5 Beständighet

För en beskrivning av aktuella krav med avseende på beständighet, se kapitel 3.

6.7.3.6 Konstruktiv bärförmåga

6.7.3.6.1 Pålelement

6.7.3.6.1.1 Tryckkrafts- och samtidig böjmomentbelastning

Beräkning av betongtvärsnittets bärförmåga ska utföras med antagande om ett sprucket tvärsnitt, såvida inte annat kan påvisas.

I SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 5.8 (SIS, 2005a) anges olika metoder för att analysera tryckta konstruktioner med hänsyn till andra ordningens effekter. Pålens dimensionerande (nominella) böjstyvhet EI beräknas enligt Ekvation 6-42 och SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 5.8.7.2. Vid bestämning av pålens böjstyvhet används den effektiva elasticitetsmodulen för betongen enligt Ekvation 6-43 (framgår även som ekvation (5.27) i SS-EN 1992-1-1:2005).

Faktorn k_2 i SS-EN 1992-1-1:2005, ekvation 5.24 varierar med lasteffekten. Värdet på k_2 ökar när lasteffekten (normalkraften) ökar. För helt tryckta tvärsnitt får pälens böjstyvhet beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005, bilaga H, avsnitt H.1.2. Medelstukningen begränsas till ϵ_{c2} enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 6.1 (5).

$$EI = K_c E_{cd,eff} I_c + K_s E_s I_s \quad \text{Ekvation 6-42}$$

där ingående parametrar framgår av SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 5.8.7.2.

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{eff}} \quad \text{Ekvation 6-43}$$

där

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$$

φ_{eff} = det effektiva kryptalet enligt SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 5.8.4

Vid beräkning av den relativa normalkraften, n , ska reduktionsfaktorn för slagning, μ_c , inte appliceras. Det tidigare framtagna beräkningsexemplet i PKR 96:1, Supplement 2, Bilaga 1 (Pålkommissionen, 2011) har efter analyser visat sig vara felaktigt.

Notera att vid beräkning av slankhetstalet, λ ska knäcklängden i omgivande jord användas i den angivna ekvationen (5.14).

$$l_0 = l_k$$

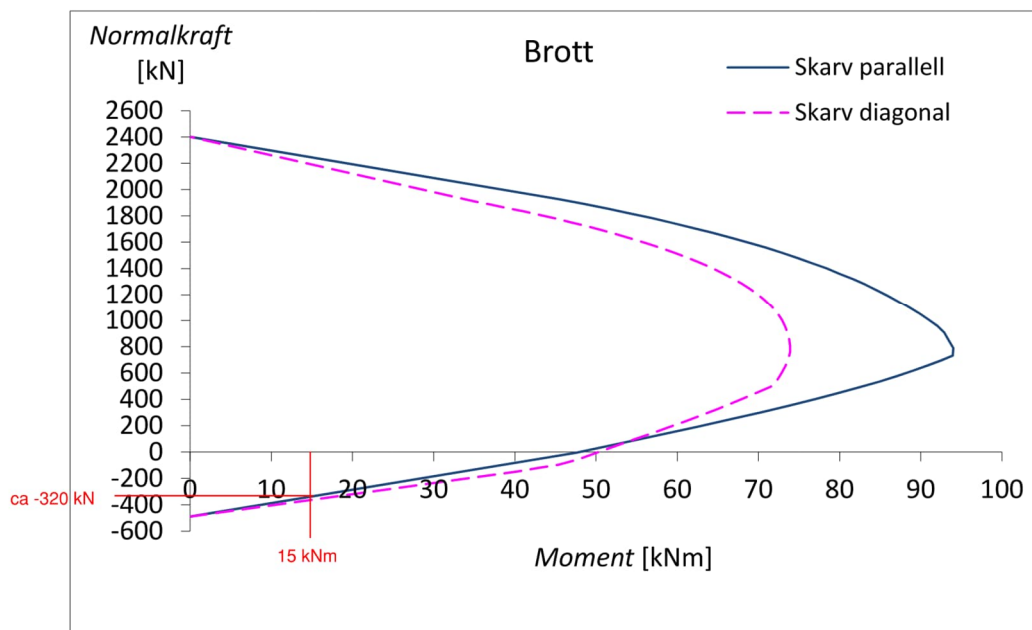
Minsta moment av normalkraft

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 6.1 (4) (SIS, 2005a) förutsätts tvärsnittet ha en minsta excentricitet $e_0 = \frac{h}{30}$, dock minst 20 mm (där h , är tvärsnittets höjd). Excentriciteten räknas från tyngdpunkten för det ospruckna tvärsnittet utan hänsyn till armering, och behöver inte antas uppträda samtidigt i två huvudriktningar.

Eftersom pälens böjmotstånd är lika vid böjning parallellt som vid böjning över diagonalen och pälens bredd är större vid böjning över diagonalen är det på säkra sidan att endast studera knäckning parallellt och kontrollera att tvärsnittsbärförmågan för uppträdande lasteffekter är tillräcklig både för parallell böjning och diagonal böjning.

6.7.3.6.1.2 Dragkraftsbelastning

Dimensionerande bärförmåga för dragkrafter beräknas för påltvärsnittet, utan hänsyn till pälens initialkrokighet. Bärförmågan ska beakta moment i pålen, till följd av last som angriper i påltopp eller transversalbelastning på lutande påle i sättningsbenägen jord. I Figur 6.38 illustreras en påles dragkraftsbärförmåga vid ett moment på 15 kNm.



Figur 6.38 Illustration av dragkraftsbärförmåga för ett skarvsnitt till en betongpåle vid samtidig momentbelastning på 15 kNm.

6.7.3.6.1.3 Tvärkraftsbelastning

En betongpåle dimensioneras/kontrolleras för tvärkraftsbelastning enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 6.2 (SIS, 2005a).

Enligt SS-EN-12794:2005 (SIS, 2005b) krävs en viss mängd tvärkraftsarmering. Vid en för tvärkraft oarmerad betongpåle är det särskilt viktigt att kontrollera bärförmågan med avseende på tvärkraftsbelastning, detta eftersom brottet i det fallet blir relativt sprött. Additionsprincipen är inte praxis vid dimensionering enligt Eurokod utan den bygelsarmering som ligger i en betongpåle bör ses som minimiarmering med hänsyn till tvärkraft, enligt SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 6.2.1 (4). Observera att en betongpåle belastad med tvärkraft i toppen kan behöva förankras särskilt i ovanliggande konstruktion, exempelvis genom friläggning av pålens huvudarmering, vilket i sin tur kan medföra fast inspänning av påltoppen. Tvärkraftsbärförmågan för element utan tvärkraftsarmering (eller där tvärkraftsarmering försummas) beräknas enligt 1992-1-1:2005, avsnitt 6.2.2.

6.7.3.6.2 Pålskarv

Vid dimensionering av skarvar ska alla möjliga kritiska snitt kontrolleras.

För en betongpåle med skarv av typ ABB eller annan (liknande) skarv ska följande snitt kontrolleras:

- Snitt genom pålelementets betongtvärsnitt med enbart skarvens förankringsstål.
- Snitt genom förankringsstålets infästning i skarvbeslaget.
- Snitt genom kraftöverförande delar i skarvbeslaget.

Skarvar ska vara provade och klassade med avseende på robusthet och styvhet enligt SS-EN 12794:2005, avsnitt 4.3.8.3 och annex A (SIS, 2005b).

6.7.3.6.3 Pålsko/Bergsko

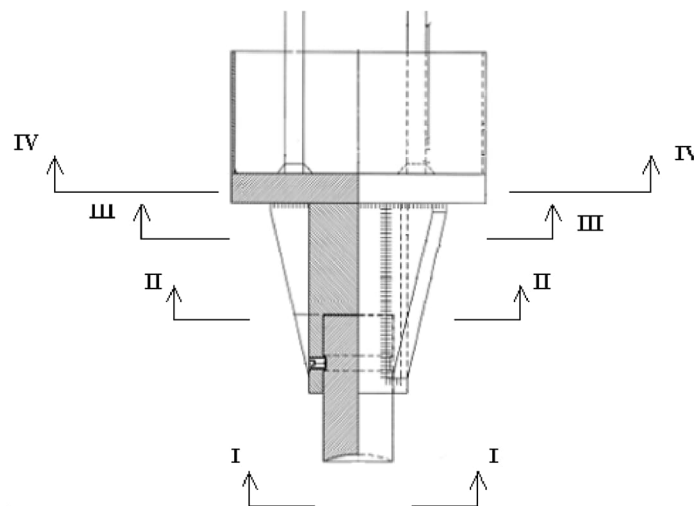
Dimensionering av konstruktiv bärförmåga för en bergsko ska utföras genom kontroll i beräkningssnitt I-IV enligt Figur 6.39 respektive I-VI Figur 6.40:

- Snitt I, Bergdubb: Excentrisk tryckkraft.
- Snitt II, Kontaktyta mellan bergdubb och hylsa: Tryckkraft och excentricitetsmoment.
- Snitt III, snitt genom hylsa och fjädrar (inklusive svetsar mellan fjädrar och hylsa): tryckkraft och excentricitetsmoment.
- Snitt IV, Bottenplatta: tryckkraft och excentricitetsmoment samt eventuell utmattningslast.

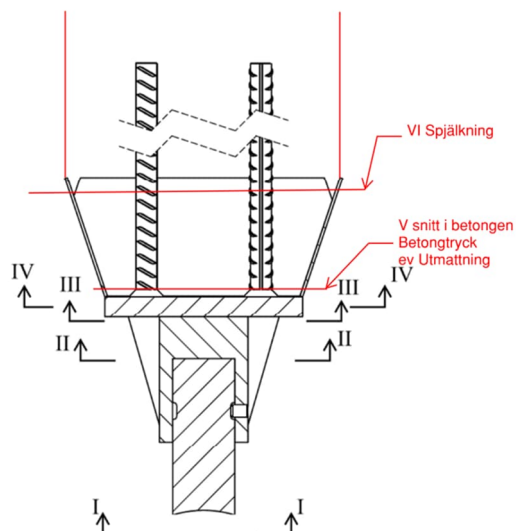
Tillkommande snitt när bottenplattan är mindre än betongens tvärsnittsmått, gäller för bergsko typ 1 och typ 2:

- Snitt V, Betong: tryckkraft och excentricitetsmoment samt eventuell utmattningslast.
- Snitt VI, Betong: dimensionering av spjälkarmring för att förhindra spjälkning av betongen.

För andra geometrier på bergskon kan andra kontrollsnitt bli aktuella.



Figur 6.39 Illustration av beräkningssnitt som ska kontrolleras vid dimensionering av en bergsko, typ 3.



Figur 6.40 Illustration av beräkningssnitt som ska kontrolleras vid dimensionering av en bergsko, typ 2 (beräkningssnitten gäller även för typ 1).

6.7.3.6.4 Utmattning (FAT)

Dimensionering med hänsyn till utmattning ska utföras för pålens samtliga komponenter, inklusive skarvar med tillhörande låskomponenter och svetsar vid exempelvis förankringsarmeringen.

Bärförmåga med avseende på utmattningslast ska beräknas med hållfastvärden på ingående material som beaktar utmattningslast under slagningen med reduktionsfaktorer μ_s och μ_c , enligt avsnitt 6.3.3.

Kontroll av dimensionerande spänningsvidd utförs enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 6.8.5 och 6.8.7 (SIS, 2005a) för armering respektive betong. Dimensionerande spänningsvidd efter installation ska utföras med dimensionerande snittkrafter för följande utmattningslastfall:

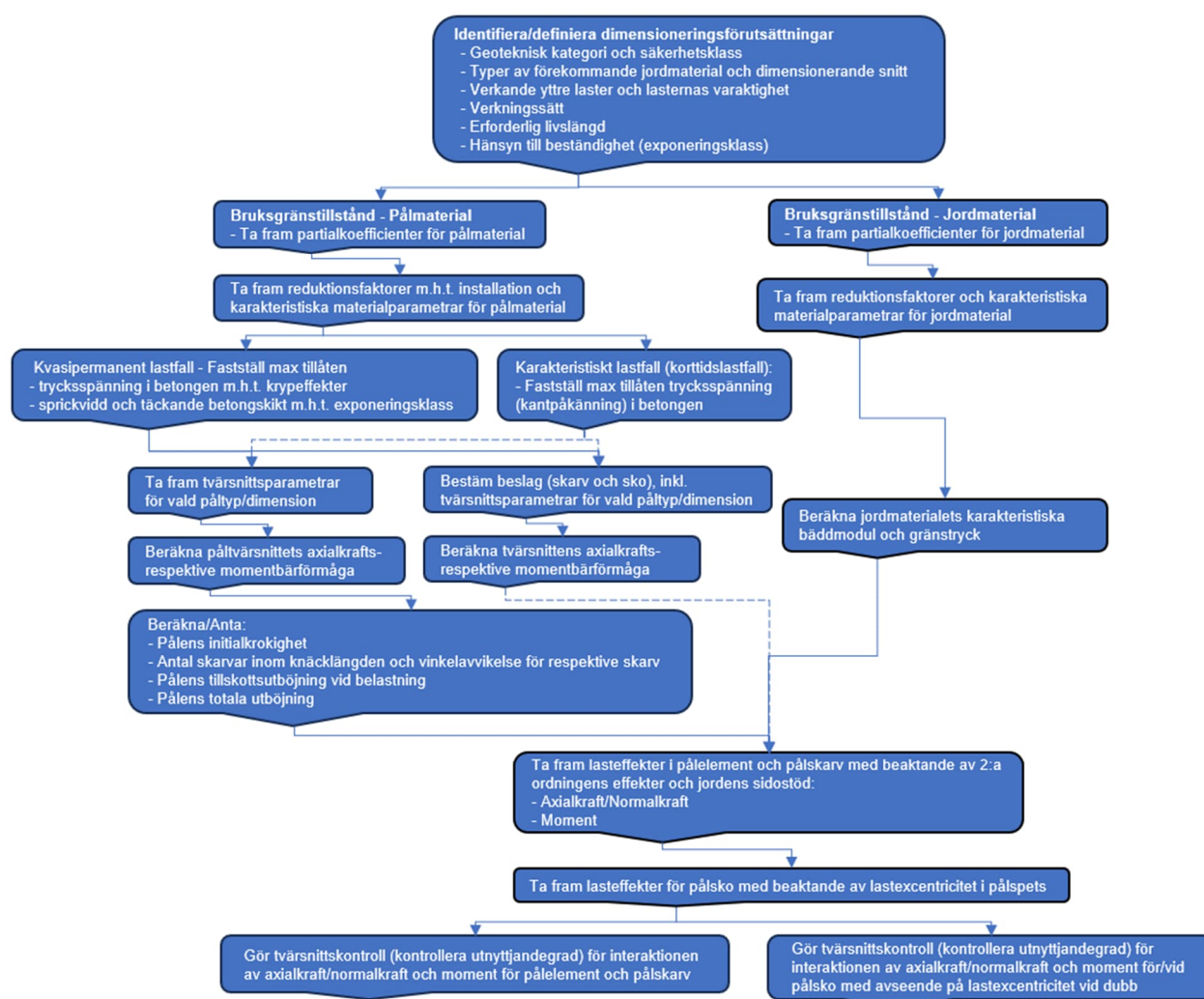
- Momentriktningen för största och minsta moment ska fastställas. Det är vanligt förekommande att största och minsta moment har olika riktningar vid exempelvis järnvägskonstruktioner. Underlåtelse att beakta att böjning sker i två riktningar när momentet växlat tecken leder till en signifikant underskattning av spänningsvidden.
- Moment av permanent last, exempelvis till följd av transversalbelastning på lutande påle i sättningsbenägen jord, ska inkluderas. Detta eftersom betongens utmattningshållfasthet är totalspänningsberoende.
- Moment orsakat av normalkraft, till följd av pålens initialkrokighet, ska beaktas. Varierande storlek på normalkraften (max/min) ger upphov till tillhörande momentvariation i pålen.
- Andra ordningens effekter ska beaktas enligt gängse metodik för pålar i jord, såvida inte utmattning studeras för en delvis fri betongpåle. I det senare fallet ska andra ordningens effekter beräknas för pelare enligt SS-EN 1992-1-1:2005.

6.7.4 Bruksgränstillstånd (SLS)

Bruksgränstillstånd avser här i huvudsak kvasipermanent och karakteristiskt tillstånd med korttidslaster. Notera att tryckspänningarna över betongtvärsnittet förutsätts ha en triangulär spänningsfördelning och tvärsnittet förutsätts vara uppsprucket. Därmed förutsätts betongen (uppsprucken) inte kunna uppta några dragspänningar. För kvasipermanent lastfall kontrolleras även sprickbredd.

Vid dragbelastade pålar och pålar med låg tryckande last i kombination med inspänningsmoment i överliggande konstruktion är sprickbreddskraven ofta dimensionerande för armeringsmängden i pålen i inspänningssnittet.

Figur 6.41 ger en schematisk illustration av beräkningsgången vid dimensionering av en betongpåle i bruksgränstillstånd.



Figur 6.41 Beräkningsgång, dimensionering av betongpåle i bruksgränstillstånd.

6.7.4.1 *Partialkoefficienter och dimensionerande värden*

Generellt gäller att partialkoefficienter, γ_M för materialegenskaper i bruksgränstillstånd sätts till 1,0.

Betongens tryck- och draghållfasthet i bruksgränstillstånd beräknas enligt Ekvation 6-38 respektive Ekvation 6-39, ovan. Se även SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 3.1.6 (SIS, 2005a).

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4.2.4 gäller följande partialkoefficient för betongens tryck- och draghållfasthet i bruksgränstillstånd.

$$\gamma_C = 1,0 \text{ (SLS)}$$

Betongens E-modul i bruksgränstillstånd beräknas enligt Ekvation 6-40, ovan.

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 2.4.2.4 gäller följande partialkoefficient för betongens elasticitetsmodul i bruksgränstillstånd.

$$\gamma_{CE} = 1,0 \text{ (SLS)}$$

Dimensionerande värde på armeringens hållfasthet beräknas likt för brottgränstillstånd, reducerat med hänsyn till inverkan av slagning, μ_s och med partialkoefficient, γ_s enligt nedan. Se Ekvation 6-41 respektive avsnitt 6.3.3.

$$\gamma_s = 1,0 \text{ (SLS)}$$

6.7.4.2 *Tryckkrafts- och samtidig böjmomentbelastning*

Bärförmågan (den maximalt tillåtna lasten i bruksgränstillstånd) beräknas enligt samma förfarande som presenteras i avsnitt 6.7.3 med skillnaden att bruksgränsberäkningen avser reversibla tillstånd. Jordens tillåts inte plasticera. Pålens bärförmåga med hänsyn till knäckning kan därmed begränsas till det värde på knäckkurvan där jordens gränstryck nås, om detta inträffar innan knäckkurvan korsar tvärsnittets moment/normalkraftsenvelopp. Knäckkurvan ska för kvasipermanent tillstånd beräknas med jordens bäddmodul vid 100 % långtidslast medan knäckkurvan för korttidslastfallet får beräknas för andelen korttids- respektive långtidslast för det aktuella lastfallet. För lastfall med minsta tryckkraft ska även sprickbredds krav verifieras.

6.7.4.3 *Dragkraftsbelastning*

Beräkning utförs enligt samma förfarande som i avsnitt 6.7.3.6.1.2, med elastisk teori (triangulär spänningsfördelning) vid beräkning av tvärsnittets bärförmåga. Utöver detta ska sprickbredds kraven verifieras.

6.7.4.4 *Tvärkraftsbelastning*

Det finns inga krav på att kontrollera tvärkraftens storlek i bruksgränstillstånd men sprickbredds kraven gäller även för skjuvsprickor. För att kunna verifiera att sprickbredds kraven innehålls kan tvärkraft för kvasipermanent lastfall behöva studeras. För pålar med enbart axiella laster är skjuvsprickor inte dimensionerande.

6.8 TRÄPÅLAR (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken. För närvarande gäller enligt nedan:

- Dimensionering av den konstruktiva bärförmågan för träpålar utförs enligt avsnitt 6.3 och 6.10.1 till 6.10.4 med anpassningar/specifika förutsättningar som gäller för trämaterial.
- Träpålar dimensioneras med materialegenskaper enligt SS-EN 1995-1-1:2004, Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt - Gemensamma regler och regler för byggnader (SIS, 2004).

Se även kapitel 3.

6.9 KOMBINATIONSPÅLAR - TRÄ OCH BETONG (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken.

Se även kapitel 3.

6.10 STÅLPÅLAR

I begreppet stålpåle ingår flera olika påltyper, såsom stålrörspåle (slank respektive grov stålrörspåle), stålkärnepåle, borrade injekterade påle och några mindre vanliga typer såsom H-profiler.

6.10.1 Dimensioneringsföresättningar

Stålpålar dimensioneras enligt föreliggande Pålhandbok, SS-EN 1993-5:2007, avsnitt 5.3 (SIS, 2007) inkl. vidare normativa hänvisningar enligt kapitel 1 och SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 8 (SIS, 2022).

I SS-EN 1993-5:2007, avsnitt 5.3 redovisas beräkningsmetoder för stålpålar. Bland de som redovisas finns en metod som i stora drag överensstämmer med metoden beskriven i föreliggande Pålhandbok. I SS-EN 1993-5:2007, avsnitt 5.3.3 (5) redovisas dessutom en förenklad metod för framtagning av knäcklängden. Dock är tillämpningen av denna metod starkt begränsad, eftersom den i princip enbart kan användas för att ta fram den teoretiska knäcklasten.

Härtill ska, vid svetsning, hänsyn tas till SS-EN 1090-2:2018, Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner - Del 2: Stålkonstruktioner (SIS, 2018) och Teknisk PM 2:2018, Rekommendationer för svetsning, upprättad av Pålkommissionen (Pålkommissionen, 2018).

Vid dimensionering av stålpålar till broar gäller även SS-EN 1993-2:2006, Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 2: Broar (SIS, 2006). Se även avsnitt 6.3.4 i föreliggande handbok.

För pålar injekterade med cementsuspension respektive fyllda med cementsuspension eller betong ska cementsuspensionen respektive betongen uppfylla erforderliga materialkrav för att tillgodose avsett syfte, såsom korrosionsskydd och/eller lastöverföring/konstruktiv bärförmåga.

Stålpålar ska dimensioneras för följande lastfall:

- Hantering (transport och lagring) – Dimensionering utförs av respektive leverantör.
- Installation och verifiering av bärförmåga (dynamisk belastning i form av axiell tryck- och dragbelastning vid slagning).
- Tryckkrafts-, dragkrafts- och momentbelastning som pålen utsätts för efter installationen.
- Eventuellt förekommande cykliska laster (utmattning).

6.10.2 Material och tillhörande beslag

Stålpålar ska dimensioneras med materialegenskaper enligt:

- SS-EN 1993-1-1:2022, Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, avsnitt 5 (SIS, 2022).
- SS-EN 1993-1-1:2005, Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader (SIS, 2005).
- SS-EN-1090-2:2018 Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner - Del 2: Stålkonstruktioner (SIS, 2018).

6.10.2.1 Stål

Stålets nominella materialegenskaper, exempelvis sträckgräns, f_y , brottgräns, f_u , och elasticitetsmodul, E , väljs enligt SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 5 (SIS, 2022). Se även produktstandarder listade i kapitel 1 och i SS-EN 1090-2:2018, avsnitt 2.2.1 (SIS, 2018) i vilka materialegenskaper för respektive ståltyp/stålkvalitet och godstjocklek samt tekniska leveransbestämningar framgår.

I SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 4.3.2 framgår även att angivna nominella värden på materialegenskaper för stål, vid dimensionering, ska användas som karakteristiska värden.

Vid användning av begagnat material krävs, förutom ett godkännande från beställaren, en särskild utredning som visar att materialets hållfasthet, seghet, beständighet och dimensioner utmed hela pålens längd uppfyller de krav som dimensioneringen baseras på.

För bärverk av stål som faller under Boverkets myndighetsutövande ska tillverkning och montering utföras i enlighet med kraven i SS-EN 1090-2:2018, Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner – Del 2: Stålkonstruktioner.

För bärverk av stål som faller under Transportstyrelsens/Trafikverkets myndighetsutövande ska valen i SS-EN-1090-2:2018, Bilaga A, tabell A.3 specificeras i den tekniska beskrivningen.

Svetsbara konstruktionsstål framgår av lista i SS-EN 1993-1-1:2005, avsnitt 1.2.2 (SIS, 2005d). Se även Tabell 3.1 i samma standard, för nominella värden.

6.10.2.2 Cementsuspension och igjutningsbetong

Cementsuspension används vid utförande av stålkärnepålar, borrade injekterade pålar och för invändigt korrosionsskydd i stålrörspålar.

Igjutningsbetong används för ökning av bärförmåga, exempelvis i samverkanspålar och som invändigt korrosionsskydd i stålrörspålar. Igjutningsbetong (med begränsad kornstorlek för ballast) kan även användas för stålkärnepålar.

Cementsuspensionens respektive igjutningsbetongens sammansättning ska väljas utifrån rådande geo- och miljötekniska förhållanden samt i förekommande fall, hållfasthetskrav.

För cementsuspension väljs vanligtvis ett vattencementtal, vct_{ekv} inom intervallet $0,4 \leq vct_{ekv} \leq 0,5$. Övriga materialegenskaper för vald cementsuspensionssammansättning erhålls från respektive leverantör.

För igjutningsbetongens materialegenskaper, se avsnitt 6.7.2.

Vidhäftningsegenskaper mellan cementsuspension/igjutningsbetong och stål framgår under avsnitt 6.10.7 respektive 6.13.

Vidhäftningsegenskaper mellan cementsuspension/igjutningsbetong och berg framgår av kapitel 7.

6.10.2.3 Beslag

Tillhörande pålbeslag såsom topplåtar, skarvar och pålskor är vanligtvis inte jämnstarka med pålelementet varför bärförmågan behöver verifieras/kontrolleras även för dessa. Alla möjliga

dimensioneringsnitt ska kontrolleras och kontrollerna ska utföras med effektiva tvärsnitt och med hänsyn till eventuell rostmän. Beständighet beskrivs i kapitel 3.

6.10.2.3.1 Topplåt

Stålrörspålar behöver i allmänhet en tryckfördelande topplåt för att säkerställa att rörkransen inte stansar igenom en betongöverbyggnad. I de fall en stålrörspåle överför kraften direkt till en stålkonstruktion (exempelvis en stålbalk), med god anliggning över hela pålens tvärsnittsyta, kan en topplåt vara överflödig.

För god anliggning mellan stålpåle och överbyggnad/topplåt (även kallad tryckplatta) ska tillses att toleranser enligt SS-EN 1090-2:2018, Tabell B.19 (SIS, 2018) innehålls.

I tabellen anges lokal vinkelavvikelse $\Delta\theta$ med samtidigt glapp Δ till:
 $\Delta\theta = \pm 1/500$ och $\Delta = 0,5$ mm över minst 2/3 av ytan och
 $\Delta \leq 1,0$ mm lokalt.

6.10.2.3.2 Pålskarv

Pålskarvar för stålpålar kan vara svetsade, koniska eller gängade.

För spetsburna pålar är det svårt att styra skarvens läge varför skarven ska dimensioneras/kontrolleras för uppträdande/dimensionerande kombinationer av normalkraft (tryck- och dragkraft) och moment (för godtyckligt läge av skarv), se principiell beräkningsgång i avsnitt 6.3.1.

För svetsade skarvar är bärförmågan enligt utförda provningar cirka 10% lägre jämfört med bärförmågan för det tillhörande pålelementet. Reduktionen avser stumsvetsar i högsta utförandeklass (EXC 4).

För koniska skarvar (friktionsskarvar) är dragkraftsbärförmågan begränsad.

För hylsskarvar typ koniska friktionsskarvar är det svårt att ta upp stora dragkrafter.

För gängade skarvar behöver bärförmågan med avseende på dragkraft för själva gängan kontrolleras.

Det är viktigt med ett tillräckligt åtdragningsmoment så att gängorna förspänns och alla gängor samverkar.

Vid dimensionering av pålar med avseende på utmattning ska även pålskarvar kontrolleras.

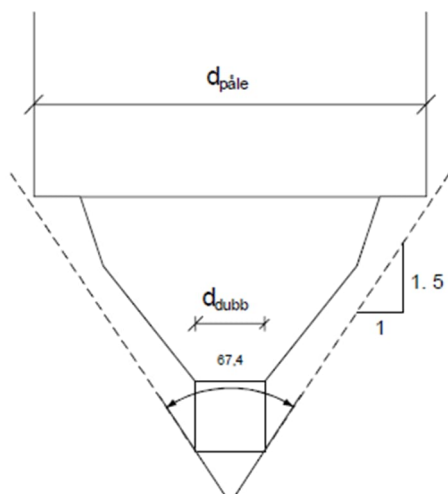
6.10.2.3.3 Pålsko/bergsko/pålspets

Pålsko och bergspets ska, liksom anslutande pålelement, dimensioneras med hänsyn till de laster och excentriciteter som kan uppkomma. Det gäller såväl vid installationen som för den installerade pålen och det gäller samtliga aktuella snitt. För den installerade pålen ska även hänsyn tas till aktuell rostmän, se kapitel 3.

För gällande förutsättningar och dimensioneringsvärden med avseende på excentricitet vid pålsko/bergsko/pålspets, se avsnitt 6.3.6.

Pålspetsens dubb ska ha sådan diameter d_{dubb} , att berget under spetsen kan bära hela den påförda lasten.

Pålspetsen ska vara konstruerad så att både infästningen och pålelementet faller helt innanför en kon med lutningen 1,5:1 (67,4 graders spetsvinkel) enligt Figur 6.42. Avser pålar med dimensioner $d_{påle} \leq 300$ [mm].



Figur 6.42 Geometriska krav på bergspets.

6.10.2.4 Jordmaterial

Dimensionering med hänsyn till olika jordtyper utförs enligt avsnitt 6.3.2.

6.10.3 Brottgränstillstånd (ULS), exceptionell dimensioneringssituation, utmattning

Beräkningsmetoden för framtagning av den konstruktiva bärförmågan för pålar i allmänhet redovisas i avsnitt 6.3.

I föreliggande avsnitt redogörs för hur den i avsnitt 6.3 beskrivna beräkningsmetoden bör tillämpas vid dimensionering av stålpålar i brottgränstillstånd.

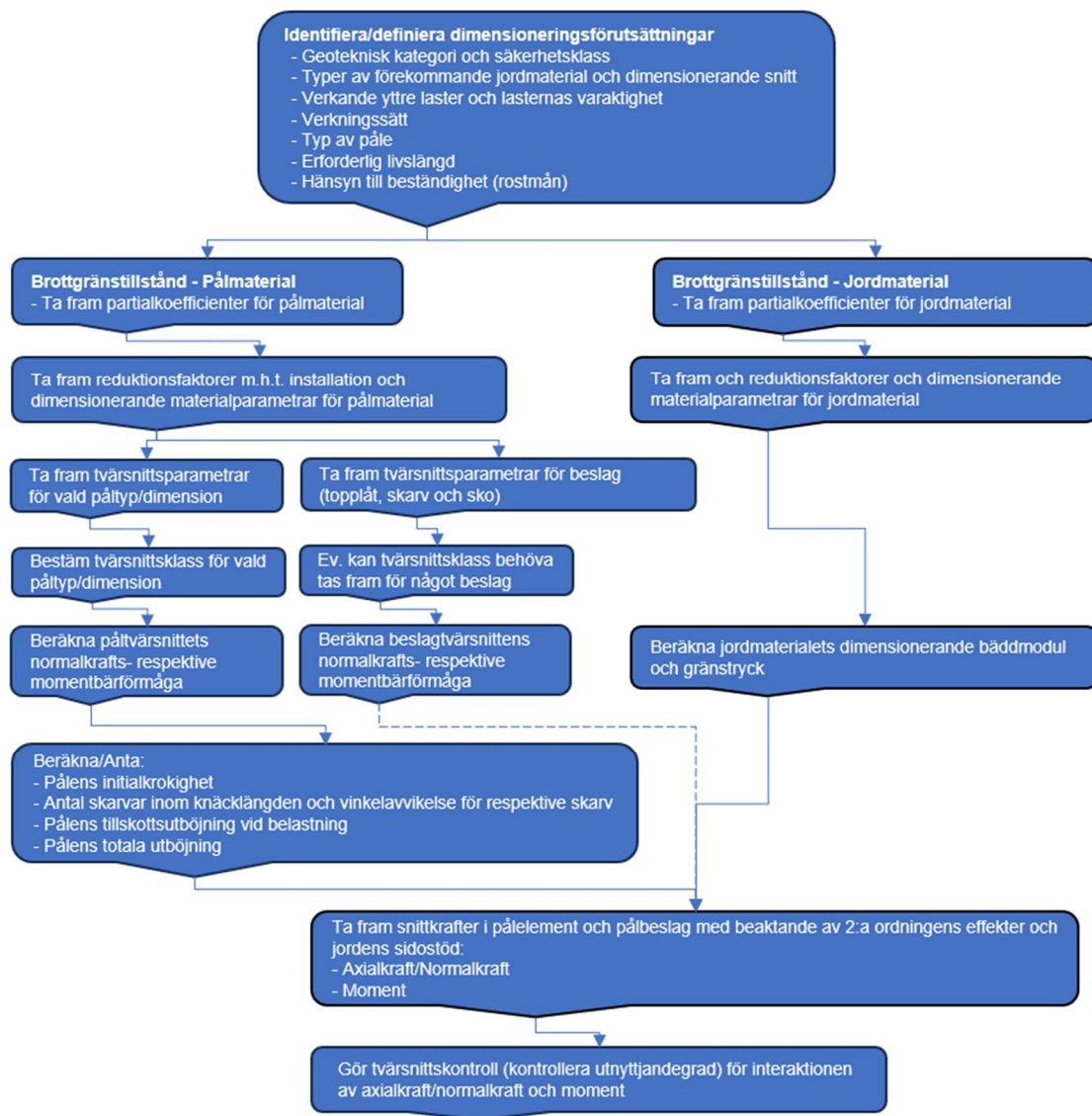
Figur 6.43 ger en schematisk bild av beräkningsgången vid dimensionering av en stålpåle i brottgränstillstånd.

Val av säkerhetsklass och geoteknisk kategori beskrivs närmare i kapitel 5.

Funktion och verkningsätt för olika påltyper beskrivs översiktligt i kapitel 1 och mer ingående i kapitel 3 och 5.

För en beskrivning av verkande lasteffekter och inverkan av deras varaktighet, se kapitel 5.

För beaktande av erforderlig teknisk livslängd och stålets beständighet hänvisas till kapitel 3.



Figur 6.43 Beräkningsgång, dimensionering av stålpåle i brottgränstillstånd.

6.10.3.1 Partialkoefficienter och dimensionerande värden

Dimensionerande värden för materialparametrar tas fram i enlighet med SS-EN 1990-1:2023, avsnitt 8.3.6 (SIS, 2023a) och SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 4.4.2, 4.4.3 (SIS, 2022).

För framtagning av partialkoefficienter för stålmaterial, se SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 8.1.

Dimensionerande värde för stålets sträckgräns, f_y , respektive brottgräns, f_u , i brottgränstillstånd, exceptionell dimensioneringssituation och vid verifiering avseende utmattninglast beräknas enligt Ekvation 6-44 respektive Ekvation 6-45.

$$f_{yd} = \mu_s \cdot f_y / \gamma_M \quad \text{Ekvation 6-44}$$

$$f_{ud} = \mu_s \cdot f_u / \gamma_M \quad \text{Ekvation 6-45}$$

där

f_{yd} = sträckgräns, stål, dimensionerande värde
 f_y = sträckgräns, stål, nominellt/karakteristiskt värde
 γ_M = partialkoefficient för stålmaterial, som väljs utifrån aktuellt gränstillstånd
 μ_s = reduktionsfaktor för beaktande av installationens inverkan, enligt avsnitt 6.3.3
 f_{ud} = brottgräns, stål, dimensionerande värde
 f_u = brottgräns, stål, nominellt/karakteristiskt värde
 $\gamma_M = 1,0$ i brottgränstillstånd (ULS)
 $\gamma_M = 1,0$ exceptionell dimensioneringssituation
 $\gamma_{M,fat} = 1,0$ vid utmatningslast (FAT) Vanligtvis väljs värdet till 1,0, vid stora konsekvenser till följd av utmatningsbrott kan högre värde på partialkoefficienten krävas. Se SS-EN 1993-1-9:2005(E), avsnitt 3 (SIS, 2005e).

Dimensionerande E-modul i brottgränstillstånd beräknas enligt Ekvation 6-46.

$$E_{sd} = \mu_{sE} \cdot E_s / \gamma_M \quad \text{Ekvation 6-46}$$

där

E_{sd} = elasticitetsmodul, stål, dimensionerande värde
 E_{sk} = elasticitetsmodul, stål, karakteristiskt värde
 μ_{sE} = reduktionsfaktor för beaktande av installationens inverkan, enligt avsnitt 6.3.3
 $\gamma_{SE} = 1,0$ partialkoefficient för stålets E-modul. Partialkoefficienter för jordmaterial framgår av SS-EN 1990, avsnitt 6.3.3, ekvation 6.3 (SIS, 2002) alternativt SS-EN 1990-1:2023 (E), avsnitt 8.3.6, ekvation 8.23 (SIS, 2023a) och SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.4.6.2 inkl. bilaga A (SIS, 2005c) och de nationella bilagorna (NA) (Boverket, 2022 och Transportstyrelsen, 2018), IEG Rapport 2:2008, Rev 3 (TD-Grunder) kapitel 8 och 9 (IEG, 2013), samt IEG Rapport 8:2008, Rev 3 (TD-Pålar), avsnitt 4.3 (IEG, 2016).

6.10.3.2 Inverkan av och reduktionsfaktorer för beaktande av hantering och installation (slagning)

För installationens inverkan på pålmaterial, se avsnitt 6.3.3.

Framtagning av reduktionsfaktorer för beaktande av inverkan av hantering och installation (slagning) beskrivs i avsnitt 6.3.3.1.

6.10.3.3 Egenspanningar

Förekommande egenspanningar i ett konstruktionselement och deras storlek beror av stålprofilens form och tillverknings sätt. Detta ska beaktas enligt SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 4.4.3 respektive 7.3 (SIS, 2022). Beaktandet kan göras på två sätt:

1. Genom beräkning enligt 2:a ordningens teori med verkliga egenspanningar och krokigheter, vilket kräver FEM-program som tar hänsyn till plasticering av tvärsnitt.
2. Genom beräkning enligt 2:a ordningens elasticitetsteori varvid egenspanningarna beaktas genom att räkna med en förstörd initialkrokighet och reduktion av konstruktionselementens E-modul, E med 10%.

Den förstörda initialkrokigheten utgörs av en s.k. fiktiv initialkrokighet, δ_f , vars storlek styrs av grupp tillhörighet och framgår av Tabell 6.11.

Tabell 6.11 Fiktiv initialkrokighet för beaktande av egenspanningar i stålmaterial.

Egenspänningsgrupp	Fiktiv initialkrokighet, δ_f
a	$0,0003 \cdot l_k$
b	$0,0013 \cdot l_k$
c	$0,0025 \cdot l_k$

där l_k är den elastiska knäcklängden.

Egenspänningsgrupp väljs enligt SS-EN 1993-1-1:2022, Tabell 8.3.

Dessa egenspänningsgrupper är skilda från tvärsnittsgrupperna a₀ – d och oberoende av utböjningsriktning.

6.10.3.4 Initialkrokighet/utböjning

Att initialkrokighet hos stålplålar ska beaktas framgår bland annat av SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 7.4.2 (SIS, 2005c) och SS-EN 1993-5:2007, avsnitt 5.3.3 (SIS, 2007). Hänsyn ska tas till den mest ogynnsamma initialkrokigheten hos en installerad påle. Detta innebär att en initialutböjning affin med, d.v.s. med samma form som, pålens utböjningskurva ska användas.

Den totala initiala krokigheten, δ_0 , för en stålplåle består av två delar, en verklig, geometrisk krokighet, δ_g , och en fiktiv krokighet, δ_f , som beror av egenspanningar i stålmaterial. Se Ekvation 6-47.

$$\delta_0 = \delta_g + \delta_f \quad \text{Ekvation 6-47}$$

där

δ_0 = total initialkrokighet

$\delta_g = \delta_d$ = verklig geometrisk krokighet (dimensionerande värde, δ_d enligt Ekvation 6-21, avsnitt 6.3.5)

δ_f = fiktiv initialkrokighet, enligt Tabell 6.11

Schablonvärdet för den karakteristiska initialkrokigheten tecknas enligt Ekvation 6-48.

$$\delta_k = \frac{l_k}{600} + n \cdot \frac{l_k}{4} \cdot v_{skarv} \quad \text{Ekvation 6-48}$$

där

n = antal skarvar inom en knäcklängd, l_k

v_{skarv} = vinkelavvikelsen i en skarv, (exempelvis 1/300)

Vinkelavvikelsen i en skarv ska beräknas med hänsyn till den geometriska utformningen och tillverkningsstoleranser. Hänsyn ska även tas till effekten av avrostning.

6.10.3.5 Excentriciteter vid påsko/bergsko och påspets

I samband med installation och för den färdiginstallerade pålen gäller att reaktionen vid pålskon och/eller spetsen angriper excentriskt. Både dimensioneringen och installationen ska utföras så att pålen kan motstå dessa lasteffekter. För gällande förutsättningar och dimensioneringsvärden med avseende på excentricitet vid påsko/bergsko/påspets, se avsnitt 6.3.6.

6.10.3.6 Beständighet

För en beskrivning av aktuella krav med avseende på beständighet, se kapitel 3.

6.10.3.7 Tvärsnittsklassificering

Tvärsnittsklass för aktuellt påltvärsnitt bestäms i enlighet med SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 7.5 och 7.6 (SIS, 2022).

Tvärsnittsklasserna används för att fastställa i vilken grad bärförmåga och rotationskapacitet för ett tvärsnitt begränsas av lokal buckling. Det finns fyra tvärsnittsklasser:

- Klass 1 avser tvärsnitt som kan bilda en flytled med den rotationskapacitet som krävs från en plastisk analys utan en reduktion av bärförmågan.
- Klass 2 avser tvärsnitt som kan uppnå plastisk bärförmåga för moment, men har begränsad rotationskapacitet på grund av buckling.
- Klass 3 avser tvärsnitt där spänningen i den yttersta tryckta fibern för ståltvärsnittet kan uppnå flytgränsen med en elastisk spänningsfördelning, men där buckling förhindrar plastisk bärförmåga för moment.
- Klass 4 avser tvärsnitt där buckling inträffar innan flytgränsen uppnås i en eller flera delar av tvärsnittet.

För tvärsnittsklass 1 och 2 kan plastiskt böjmotstånd, upp till 1,1 gånger det elastiska, användas vid bestämning av tvärsnittsbärförmågan.

För tvärsnittsklass 3 ska elastiskt böjmotstånd användas.

För tvärsnittsklass 4 ska ett reducerat elastiskt böjmotstånd (W_{eff}) användas. I princip kan endast stålsättning upp till motsvarande tvärsnittsklass 3 utnyttjas (elastiskt böjmotstånd med reducerad flytgräns för att motsvara tvärsnittsklass 3).

6.10.3.8 Konstruktiv bärförmåga

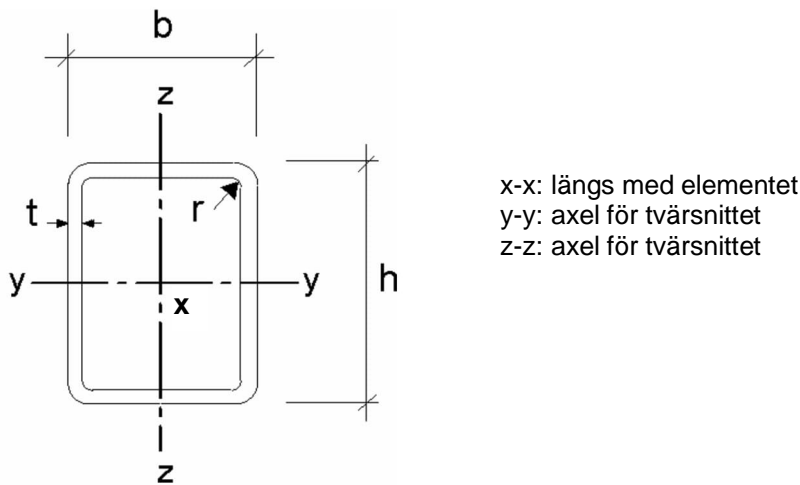
6.10.3.8.1 Pålelement

6.10.3.8.1.1 Tryckkrafts- och samtidig böjmomentbelastning

När den påförda axiallasten N_{Ed} ökar leder detta till att antingen bärförmågan med hänsyn till jordmotståndet eller bärförmågan med hänsyn till pålmaterialet överskrids.

Stålmaterialets tvärsnittsbärförmåga beräknas i enlighet med SS-EN 1993-1-1:2022 (E) avsnitt 8.2 (SIS, 2022). Se även nedanstående Ekvation 6-49 respektive Ekvation 6-50 och Ekvation 6-51.

Gällande konvention för koordinataxlar framgår av Figur 6.44 (se även SS-EN 1993-1-1:2022 (E), avsnitt 3.3).



Figur 6.44 Illustration av x-, y- och z-axel för ett rektangulärt tvärsnitt.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad \text{Ekvation 6-49}$$

där

N_{Ed} = dimensionerande normalkraft/axialkraft

$M_{y,Ed}$ = dimensionerande momentkraft kring y-axeln

$M_{z,Ed}$ = dimensionerande momentkraft kring z-axeln

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$, $M_{z,Rd}$ är motsvarande dimensionerande bärförmåga med hänsyn till rådande tvärsnittsklass och förekommande reduktioner med hänsyn till installation respektive tvärkraft. För framtagning av karakteristiska värden för en tvärsektion, se SS-EN 1993-1-1:2022 avsnitt 8.2.2.6.

Dimensionerande axialkraftsbärförmåga (tryck) beräknas enligt Ekvation 6-50.

$$N_{Rd} = A_i \cdot \frac{\mu_s \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Ekvation 6-50}$$

där

A_i = tvärsnittsarea, väljs utifrån rådande tvärsnittsklass, se SS-EN 1993-1-1:2022 avsnitt 8.2.2.6

μ_s = reduktionsfaktor som beaktar slagningens inverkan på stålets hållfasthet

f_y = stålmateriallets sträckgräns

γ_{M0} = partialkoefficient för tvärsnittsbärförmåga, oberoende av tvärsnittsklass

Dimensionerande momentbärförmåga beräknas enligt Ekvation 6-51.

$$M_{i,Rd} = \frac{W_i \cdot \mu_s \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Ekvation 6-51}$$

där

W_i = böjmotstånd (plastiskt/elastiskt), väljs utifrån rådande tvärsnittsklass, se SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 8.2.2.6

μ_s = reduktionsfaktor som beaktar slagningens inverkan på stålets hållfasthet. Se avsnitt 6.3.3.1.

Vid nyttjande av plastiskt böjmotstånd får det inte sättas högre än 1,1 gånger det elastiska, utan att särskild utredning av dimensioneringsreglernas giltighet och de plastiska deformationernas inverkan utförts.

För pålar som står delvis fria i luft eller vatten ska även instabilitet beaktas. Se avsnitt 6.6 och SS-EN 1993-1-1:2022, avsnitt 8.3.

6.10.3.8.1.2 Dragkraftsbelastning

I normalfallet är dragkraftsbelastningen inte dimensionerande för ett pålelement. Däremot är det viktigt att dimensionera infästningen i överbyggnaden och förekommande skarvar för uppträdande dragkrafter.

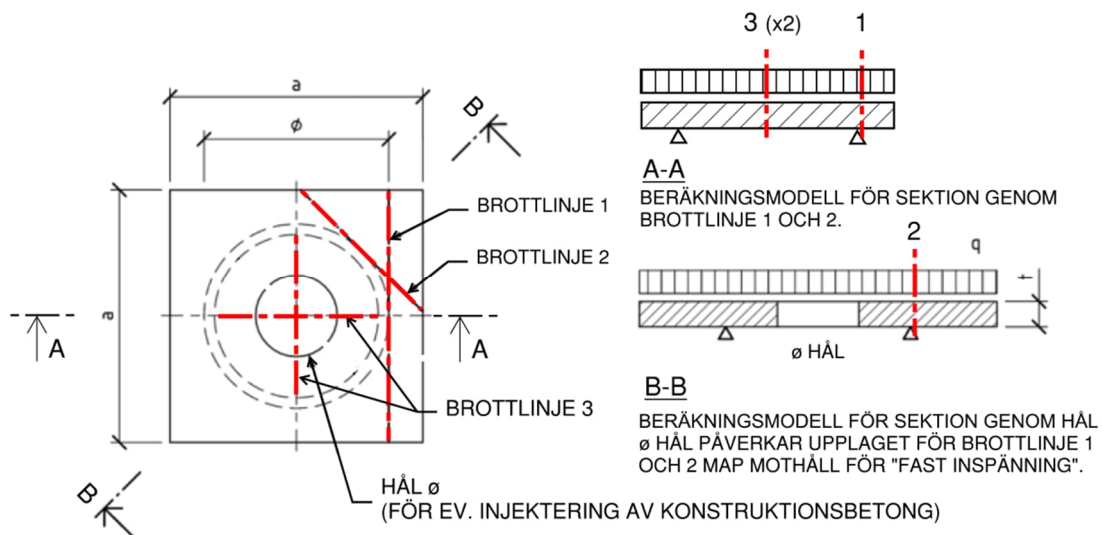
6.10.3.8.2 Topplåt

Dimensionering av konstruktiv bärförmåga för en topplåt kan utföras med brottlinjeteori. I princip är det tre olika brottlinjer som ska kontrolleras, se Figur 6.45.

För enbart axiella laster sprids pålens last som en jämnt fördelad ytlast över topplåten. Topplåten kan vara försedd med ett centriskt hål för fyllning av igjutningsbetong och/eller slutlig fyllning med expanderande bruk under topplåten. I sektion A-A (topplåt utan centriskt hål) visas brottlinje 1, det är i princip ett konsolmoment som topplåten ska dimensioneras/kontrolleras för. I sektion B-B (topplåt med centriskt hål) visas brottlinje 2. Även för denna brottlinje är det ett konsolmoment som topplåten ska dimensioneras/kontrolleras för. Vid stora topplåtar (i förhållande till påldimension) behöver längden på brottlinje 2 begränsas, den kan av geometriska skäl inte vara längre än diagonalen i en kvadrant av topplåten.

De beräknade momenten för de olika brottlinjerna ska kontrolleras mot momentbärförmågan ($M_R = W_{pl} \cdot f_{yd}$) för respektive brottlinje, där brottlinjens nettolängd B (nettotvärsnitt vid hål för eventuell dragförankring) utgör bredden för det plastiska böjmotståndet ($W_{pl} = B_{netto} \cdot h^2/4$). Även vid eventuellt centriskt hål ska hålets inverkan på plåtens bärförmåga beaktas.

Observera att ett eventuellt centriskt hål inte bör vara större än halva innerdiametern för stål-rörspålen för att erforderlig inspänning över konsolmomentet för brottlinje 1 och 2 ska erhållas. Vid större hål ska detta studeras med mer noggrann metod. För pålar som belastas av inspänningsmoment beaktas att det uppstår ett ojämnt (triangulärt) tryck mellan topplåt och betong.



Figur 6.45 Beräkningssnitt för dimensionering av topplåt.

6.10.3.8.3 Pålskarv

Skarvar ska dimensioneras/kontrolleras för kombinationer av dimensionerande snittkrafter (normalkraft och böjande moment) som uppträder i skarven. I de fall skarvens läge inte går att förutse innan pålen installeras innebär det att skarven ska dimensioneras/kontrolleras för samma snittkrafter som pålelementet.

De olika skarvtyperna och deras eventuella begränsningar framgår i avsnitt 6.10.2.3.2.

För hylsskarvar, både koniska friktionsskarvar och gängade skarvar, ska rostmän beaktas vid dimensioneringen. Skarvhylsor har ofta både en hållfasthet och en godstjocklek som avviker från desamma för pålelementet, vilket gör att skarvarna sällan (aldrig) är jämnstarka med pålelementet.

6.10.3.8.4 Pålsko/bergsko/pålspets

Vanligtvis installeras stålpålar till berg/fast friktionsjord varför stålpålar nästan alltid ska försees med bergsko, se avsnitt 6.10.2.3.3. En bergsko ska dimensioneras för uppträdande tryckkrafter och eventuell excentricitet varvid rostmän ska beaktas. I princip kan en bergsko till en stålpåle ha samma utformning som en bergsko till en prefabricerad betongpåle, enligt avsnitt 6.7.3.6.2. Det betyder också att bergskon till en stålpåle i princip ska dimensioneras på samma sätt som en bergsko till en betongpåle, med samma dimensionerande snitt, se avsnitt 6.7.3.6.3.

För inmejsling av pålspetsen/bergdubben i berg och centrerung av lasten erfordras en minsta hållfasthet på dubbmaterialet, se avsnitt 6.3.6.

6.10.3.8.5 Utmattning (FAT)

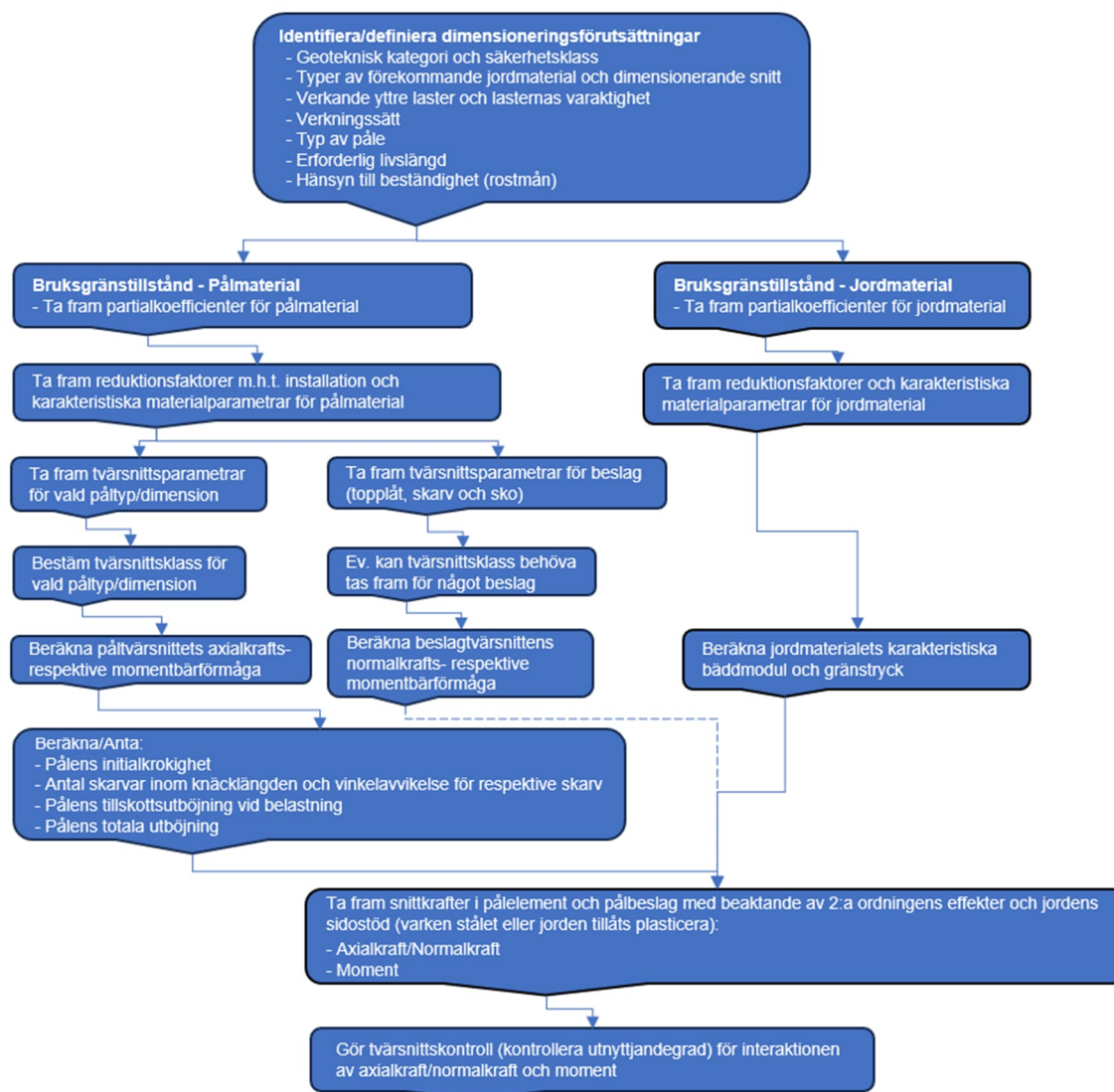
Dimensionering med hänsyn till utmattning utförs enligt avsnitt 6.3.4.

6.10.4 Bruksgränstillstånd (SLS)

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd ska partialkoefficienter, γ_M , för ingående materialparametrar väljas för bruksgränstillstånd, vanligen 1,0. Därmed utförs dimensionering med karakteristiska materialparametrar.

I bruksgränstillstånd råder elastiska förhållanden både med avseende på pålmaterial och jordmaterial inklusive sidomotstånd mot pålar. Därmed ska beräkning utföras enligt elasticitetsteori.

Dimensionering utförs enligt samma förfarande som presenteras i avsnitt 6.10.3, med skillnaden att beräkning i bruksgräns avser reversibla tillstånd. Se även Figur 6.46.



Figur 6.46 Beräkningsgång, dimensionering av stålpåle i bruksgränstillstånd.

6.10.5 Stålrörspålar, $\varnothing < 300$ mm (slagna och borrade)

För dimensionering, se avsnitt 6.10.1 till 6.10.4 ovan.

6.10.6 Grova stålrörspålar, $\varnothing > 300$ mm

I detta avsnitt redovisas enbart en allmän del som avser konstruktiv bärförmåga för grova stålrörspålar samt detaljer såsom infästning i överbyggnad, skarv och olika utformningar av bergskor. I övrigt hänvisas till avsnitt 6.3 och 6.10.1 till 6.10.4.

6.10.6.1 Allmänt

Med stor diameter för stålrörspålar brukar i Sverige avses diameter större än 0,3 m. Normalt väljs rördimensioner inom intervallet 0,4 - 0,8 m. Exempel på stålrörspålar med betydligt större diameter finns dock. De godstjocklekar som är aktuella varierar mellan cirka 10-20 mm. Det är normalt ekonomiskt gynnsamt att arbeta med hög kvalitetsklass för stålmaterialet. För att hålla tidplaner brukar det krävas att rördimension och materialkvalitet som normalt hålls i lager används. Vanligen är det fråga om spiralsvetsade rör.

I allmänhet gäller som huvudvillkor för dimensioneringen att pålen ska ta upp viss axialbelastning. Om stålet ska ta upp lasten innebär detta en viss minsta stålarea. Man kan därför välja ett rör med tjockare gods och mindre diameter eller ett med tunnare gods och större diameter. Det är lättare att kapa och skarva ett rör med måttlig godstjocklek. Det finns vissa minimivärden på godstjockleken som inte bör underskridas med hänsyn till risk för korrosion och möjligheten att transportera röret. För liten godstjocklek kan också göra att pålen är svår/omöjlig att driva till stopp eller avsett djup.

Det är lämpligt att inför dimensioneringsarbetet ta kontakt med en rörlieferantör för att undersöka vilka dimensioner och plåttjocklekar som finns tillgängliga, särskilt vid mindre arbeten och snabb igångsättning. Man bör inte utan särskild undersökning förutsätta större godstjocklek än 20 mm.

6.10.6.2 Konstruktiv bärförmåga

Den konstruktiva bärförmågan för grova stålrörspålar bestäms precis som för övriga stålspålar av en mängd olika faktorer, vilkas inverkan varierar från fall till fall.

Konstruktiv bärförmåga för grova stålrörspålar beräknas i princip som för övriga stålrörspålar, se avsnitt 6.10.3 och 6.10.4. För betongfyllda pålar, med eller utan armering, kan konstruktiv bärförmåga beräknas enligt avsnitt 6.13, Samverkanspålar av stål och betong (avsnittet är vakant – se Pålkommisionens rapport 108 (Pålkommisionen, 2024)).

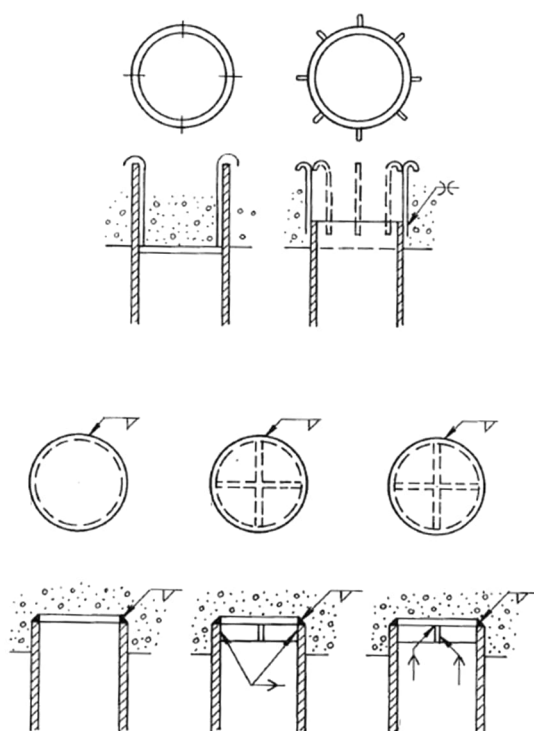
6.10.6.3 Utformning av påldetaljer för grova stålrörspålar

Konstruktionsdetaljer för grova stålrörspålar skiljer sig från de konstruktionslösningar som tillämpas för övriga stålspålar och betongspålar. Detta gäller speciellt för grova stålrörspålar med bärande stålmantel.

6.10.6.3.1 Infästning av grova stålrörspålar i överbyggnad

I Figur 6.47 visas olika typer av anslutningar mellan grova stålrörspålar och överbyggnaden, som förutsätts bestå av armerad betong. Om pålarna förutsätts inspända måste tillräcklig förankring säkerställas. Detta sker genom förankringsstål som gjuts in i pålen (vid betongfylld påle), eller svetsas till pålröret (vid bärande stålrör).

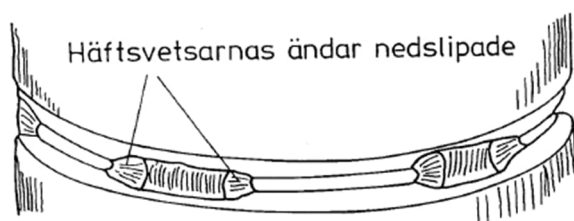
Vid stålrör som antagits bärande kan kraftöverföringen ombesörjas genom att pålen förses med en toppplåt, som visas i Figur 6.47. Plåten dimensioneras under antagande av att pålasten är jämnt fördelad över plåten.



Figur 6.47 Infästning av grova stålrörspålar i överbyggnad.

6.10.6.3.2 Skarvar för grova stålrörspålar

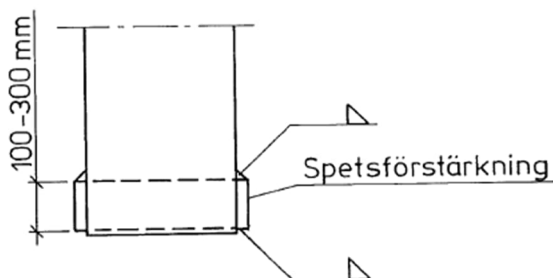
Svetsningen sker i allmänhet endast från utsidan. En V-fog är därför lämplig, se Figur 6.48. Hela tvärsnittet ska genomsvetsas med en jämn rotvulst. Detta är något som i praktiken är svårt att verifiera. Förbandklassen för utmattningsdimensionering/kontroll väljs enligt SS-EN 1993-1-9 (SIS, 2005e) och sätts till 45, om inte annat kan påvisas riktigare.



Figur 6.48 Svetsfog för grov stålrörspåle.

6.10.6.3.3 Spetsförstärkningsring vid öppen stålrörspåle

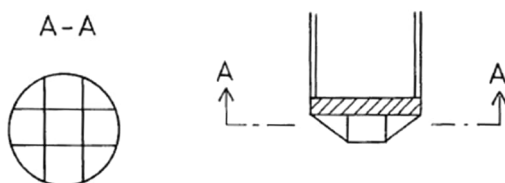
Vid en, i botten, öppen påle utförs en utvändig förstärkningsring, se Figur 6.49. Ringen dimensioneras minst för ett invändigt ringtryck motsvarande 30 % av dimensionerande bärförmåga. Under drivningen kan större krafter uppkomma.



Figur 6.49 Förstärkningsring för en, i botten, öppen grov stålrörspåle.

6.10.6.3.4 Plan pålsko för grova stålrörspålar

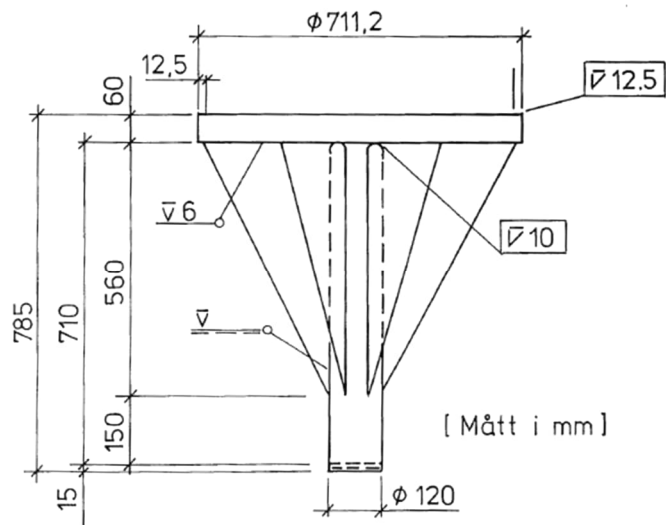
Där en grov stålrörspåle drivs med sluten spets i form av en plansko, dvs. en plåt monterad som ett lock vid pålspetsen, vid installation i sand eller silt, dimensioneras denna plåt under antagande av att pålens spetskraft är jämnt fördelad. Förekommer sten i jorden kan det vara lämpligt att räkna med en mer koncentrerad kraft eller att istället använda sig av en bergsko av det slag som beskrivs nedan. Den plana pålskon kan förstärkas med avstyvningar i form av linjaler som svetsas på plattan, se Figur 6.50.



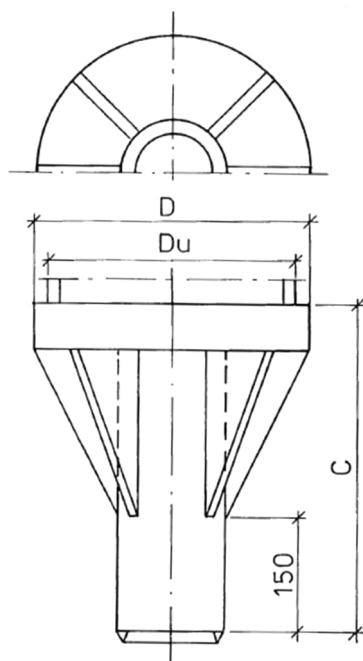
Figur 6.50 Plan pålsko för grov stålrörspåle.

6.10.6.3.5 Bergsko med bergdubb för grov stålrörspåle

En grov stålrörspåle som slås i jord som innehåller hinder i form av block och sten eller som beräknas nå berg ska förses med en bergsko. Denna kan utgöras av en grov bottenplåt med påsvetsade detaljer i form av avstyvningar och bergdubb, se Figur 6.51 och Figur 6.52.



Figur 6.51 Bergsko för grov stålörspåle.



D [mm]	D _u [mm]	C [mm]
360,0	355,6	430,0
407,0	406,4	460,0
459,0	457,0	490,0
510,0	508,0	540,0
561,0	559,0	570,0
612,0	610	640,0
662,0	660,0	680,0
713,0	711,0	760,0
764,0	762,0	790,0
815,0	813,0	880,0
916,0	914,0	970,0
1018,0	1016,0	1080,0
1222,0	1220,0	1190,0

Figur 6.52 Standardutförning, bergsko för stålörspålar. Fastsvetsad dubb.

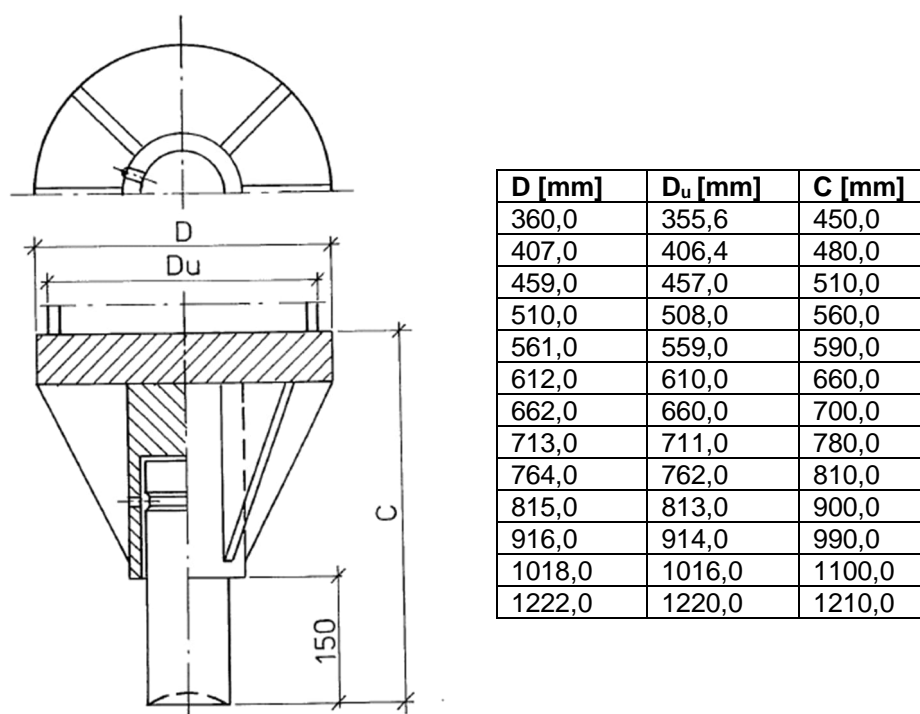
Spetsen på bergdubben härddas eller förses med hårdmetallpålägg, beroende på bergets hårdhet. Bergdubben bör ha minst samma area som pålröret, om den utgörs av stål i samma kvalitetsklass.

Man bör räkna med att dubben kan få excentrisk belastning motsvarande excentriciteten cirka 25 % av dubbdiametern vid neddrivningen. Vid användning av hårdmetalldubb till bergsko enligt Figur 6.53 (sträckgräns på minst 800 MPa) kan excentriciteten reduceras under förutsättning att slagningen avslutas med inmejsling i berg.

Bergskon ska dimensioneras för en horisontalkraft lika med 30 % av maximal axialkraft i pålen. Horisontalkraften ska antas angripa vid bergdubbens spets. Horisontalkraft och excentricitet behöver dock inte förutsättas verka samtidigt.

Bottenplåtens tjocklek ska vara minst 40 mm. Minst 4 avstyvningar ska användas och avstyvningarnas tjocklek ska vara minst 20 mm. Svetsning i bergdubben får ej utföras så nära utförd härdning att härdningseffekten riskerar att bli förstörd.

För bergskor med lös bergdubb, liknande konventionella slanka betongpålars bergdubbutformning, finns standardutformningar framtagna, se Figur 6.53. Det måste dock i varje enskilt fall kontrolleras att beställaren godtar den utformning som väljs.



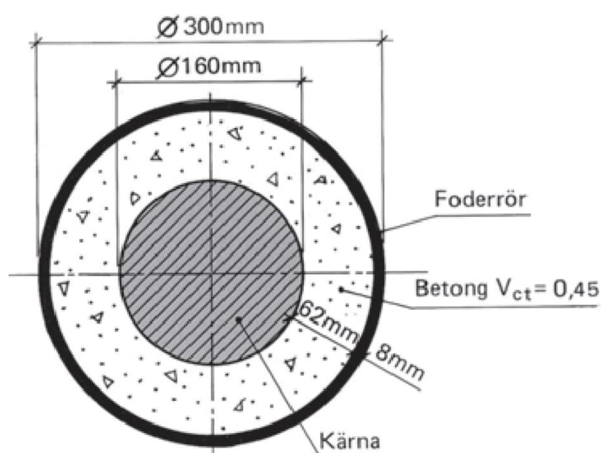
Figur 6.53 Standardutformning, bergsko för stålrörspålar. Lös bergdubb.

6.10.7 Stålkärnepålar

En stålkärnepåle består av:

- ett yttre foderrör nedborrat genom jord och ytligt berg
- ett bergborrhål under foderröret
- en invändig stålkärna
- betong eller cementbruk mellan foderrör och stålkärna
- distanser för centrerings av stålkärnan i foderröret
- skarvar och anordningar för lastöverföring.

I Figur 6.54 visas ett tvärsnitt genom en stål kärnepåle. För ytterligare beskrivning av stål kärnepålar, se kapitel 3 och 8.



Figur 6.54 Exempel på tvärsnitt för en stål kärnepåle med foderrör, igjutning och stål kärna.

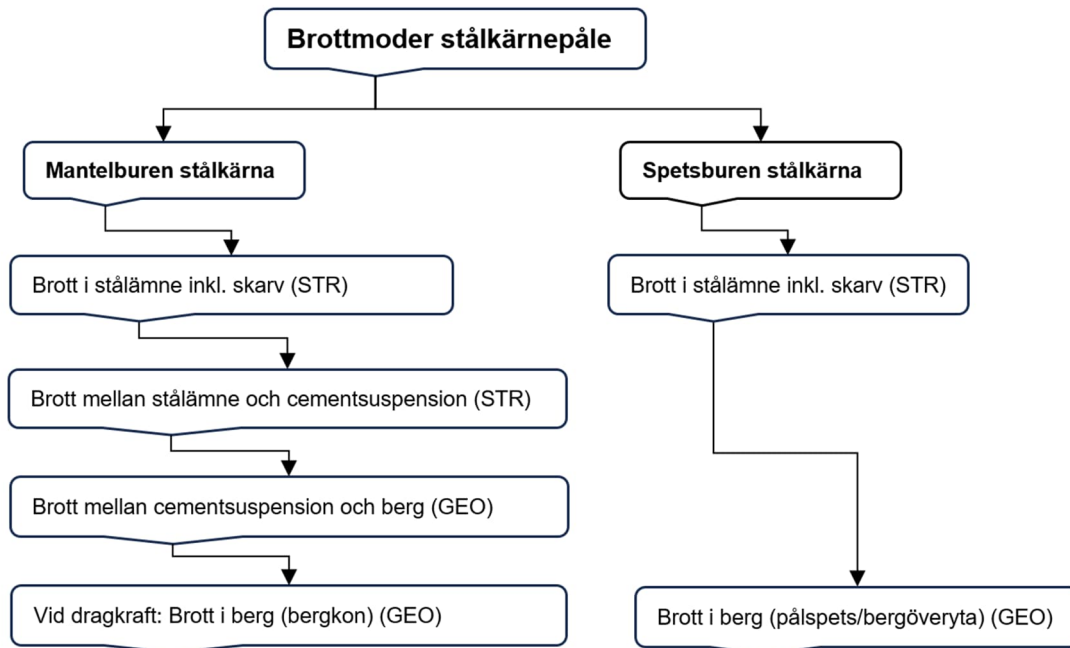
6.10.7.1 Dimensioneringsförutsättningar (inkl. lastöverföring, påle-topplåt, cement-suspension)

Dimensionering av den konstruktiva bärförmågan för stål kärnepålar utförs, likt för övriga stål-pålar, enligt 6.3 och 6.10.1 till 6.10.4 med några anpassningar/specifika förutsättningar som beskrivs nedan.

En stål kärnepåles konstruktiva bärförmåga beror i princip av samma faktorer som gäller för stål rörspålar. De viktigaste är:

- materialhållfasthet för stål, foderrör och kringgjutning
- omgivande jords hållfasthets- och deformationsegenskaper
- egenspanningar i stål materialet
- pålens initialkrokighet före belastning.

För en stål kärnepåle behöver förutom knäckning i jord, brottmoder enligt Figur 6.55 kontrolleras.



Figur 6.55 Schematisk illustration av brottmoder, utöver knäckning i jord, för en stålkärnepåle.

För stålkärnepålar bör samverkan inte tillgodoräknas för normalkraft eftersom det är:

- svårt att fördela lasten från topplåten på hela tvärsnittet och
- nästintill omöjligt att åstadkomma tillräcklig vidhäftning mellan insida foderrör och igjutningsbetong.

Stålkärnepålar med en stålbidragskvot (se avsnitt 6.13.1.1) på mellan 20 och 90% kan betraktas som samverkanspålar och kan i dessa fall dimensioneras enligt avsnitt 6.13 (avsnittet är vakant – se Pålkommisionens rapport 108 (Pålkommisionen, 2024)).

För relativt vanliga dimensioner på stålkärnor och foderrör blir stålbidragskvoten över 90%, se Exempel 1, nedan, med 120 mm stålkärna i foderrör 219/6,3 mm.

Vid en mindre stålkärna i ett relativt sett större foderrör kan stålbidragskvoten bli lägre än 90%, se Exempel 2, nedan, med 50 mm stålkärna i 139/6,3 mm foderrör.

6.10.7.2 Material och tillhörande beslag

Materialegenskaper framgår av 6.3.2 respektive 6.10.2.

6.10.7.3 Brottgränstillstånd (ULS), exceptionell dimensioneringssituation, utmattning

6.10.7.3.1 Installationens inverkan

För stålkärnepålar krävs ingen reduktion av pålmaterialets hållfasthet med avseende på installationens inverkan.

6.10.7.3.2 Egenspanningar

Enligt Eurokod gäller för stålkärnepålar, egenspanningsgrupp c. Tidigare i Sverige har för stålkärnepålar egenspanningsgrupp b kunnat förutsättas.

Egenspänningarna beror av tillverkningsprocessen, framförallt hur avsvälningen går till. Se även avsnitt 6.10.3.3. Om inte annat kan påvisas riktigare ska beräkning utföras i egenspanningsgrupp c.

6.10.7.3.3 Initialkrokighet/utböjning

Stålkärnan förutsätts få en raket som är minst lika det installerade foderrörets raket. Foderrörets raket kan mätas/kontrolleras på samma sätt som för stålrörspålar, enligt 6.3.5. Beräkningar utförs med initialkrokighet enligt 6.10.3.4.

6.10.7.3.4 Lokal buckling av foderrör

För stålkärnepålar används generellt tunna foderrör. Dessutom blir dessa särskilt tunna efter beaktande av rostmän. För dimensionering med hänsyn till säkerhet mot lokal buckling i foderrör, hänvisas till avsnitt 6.10.3.7.

6.10.7.3.5 Tvärsnittets stålbidragskvot

Vid bestämning av stålbidragskvoten enligt avsnitt 6.13 sätts reduktionsfaktorerna för beaktande av installationens inverkan på pålmaterialet till 1,0 för både stål och betong (avsnittet är vakant – se Pålkommisionens rapport 108 (Pålkommisionen, 2024)).

För beräkning av tvärsnittets stuklast $N_{pl,Rd}$ i brottgränstillstånd för en stålkärnepåle kan de olika delarnas bidrag summeras enligt följande (jämför avsnitt 6.13 (avsnittet är vakant – se Pålkommisionens rapport 108 (Pålkommisionen, 2024))):

$$N_{pl,Rd} = A_{rör} \cdot f_{yd,rör} + 0,85 A_{btg} \cdot f_{cd} + A_{kärna} \cdot f_{yd,kärna} \quad \text{Ekvation 6-52}$$

där

$A_{rör}$ = area, stålrör

A_{btg} = area, betongfyllning

$A_{kärna}$ = area, stålkärna

$f_{yd,rör}$ = sträckgräns stålrör, dimensionerande värde

f_{cd} = tryckhållfasthet, betong, dimensionerande värde

$f_{yd,kärna}$ = sträckgräns stålkärna, dimensionerande värde

Nedan redovisas beräkning av stålbidragskvot för två exempel på utformning av stålkärnepålar.

Exempel 1:

kärna: 120 mm, S355J2

foderrör: 219x6,3 godstjocklek 4,3 mm (efter avdrag för rostmän på 2 mm), S355J2H

betong: C30/37, ytterdiameter 206,4 mm, innerdiameter 120 mm

$$A_{kärna} = 113,1 \text{ cm}^2 \quad A_{btg} = 221,5 \text{ cm}^2 \quad A_{rör} = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd,rör} = 355$$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20$$

$$f_{yd,kärna} = 355$$

Bidragen för de olika delarna är då enligt Ekvation 6-52:

$$\begin{aligned}F_{\text{kärna}} &= A_{\text{kärna}} \times f_{\text{ydkärna}} &&= 4015,0 \text{ kN (75,6 \%)} \\F_{\text{btg}} &= A_{\text{btg}} \times 0,85 \times f_{\text{cd}} &&= 376,5 \text{ kN (7,1 \%)} \\F_{\text{rör}} &= A_{\text{rör}} \times f_{\text{ydrör}} &&= 915,9 \text{ kN (17,3 \%)} \\F_{\text{summa}} &&&= 5307,5 \text{ kN (100 \%)}\end{aligned}$$

Stålbidragskvoten är 0,929 (summan av andelen på stålkärnan och foderröret) vilket betyder att stålkärnepålen i Exempel 1 inte är att betrakta som en samverkanspåle av stål och betong.

Exempel 2:

kärna: 50 mm, S355J2
foderrör: 139,7x6,3 godstjocklek 4,3 mm (efter avdrag för rostmån på 2 mm), S355J2H
betong: C30/37, ytterdiameter 127,1 mm, innerdiameter 50 mm

$$A_{\text{kärna}} = 19,6 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{btg}} = 107,2 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{rör}} = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}f_{\text{ydkärna}} &= 355 \text{ MPa} \\f_{\text{cd}} &= 30/(1,5) = 20 \text{ MPa} \\f_{\text{ydrör}} &= 355 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Bidragen för de olika delarna är då enligt Ekvation 6-52:

$$\begin{aligned}F_{\text{kärna}} &= A_{\text{kärna}} \times f_{\text{ydkärna}} &&= 697,0 \text{ kN (46,6 \%)} \\F_{\text{btg}} &= A_{\text{btg}} \times 0,85 \times f_{\text{cd}} &&= 214,5 \text{ kN (14,3 \%)} \\F_{\text{rör}} &= A_{\text{rör}} \times f_{\text{ydrör}} &&= 584,8 \text{ kN (39,1 \%)} \\F_{\text{summa}} &&&= 1496,3 \text{ kN (100 \%)}\end{aligned}$$

Stålbidragskvoten är 0,857 (summan av andelen på stålkärnan och foderröret) vilket betyder att stålkärnepålen i exempel 2 kan betraktas som en samverkanspåle av stål och betong.

Av exemplen framgår att stålbidragskvoten (bidraget från stålkärna och foderrör) för relativt vanliga dimensioner på stålkärnepålar är över 90 % och att bidraget från enbart kärnan är över 70%.

För kärnor med större diameter och/eller tunnare betongfyllning är stålkärnans andel ännu större. Normalt intervall för stålkärnans bidrag till stålbidragskvoten är cirka 70 % till 80 %.

Detta motiverar den ofta tillämpade approximationen att räkna enbart kärnan som axiellt bärande. Med detta antagande kan vidhäftningen mellan stålkärna och bruk samt mellan bruk och insida foderrör försummas.

6.10.7.3.6 Konstruktiv bärförmåga stålkärna-cementsuspension (förankringslängd)

Eftersom igjutningen av en stålkärna i berg liknar fallet med ett armeringsjärn ingjutet långt från en betongyta, kan dimensionering av erforderlig förankringslängd i gränssnittet mellan stålkärna och cementsuspension/igjutningsbetong utföras enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 8.4.2 (SIS, 2005a).

Samma synsätt medför att vidhäftningsegenskaperna kan betraktas som goda för stål-kärnepålar varmed faktorn η_1 i SS-EN 1992-1-1:2005, ekvation (8-2) kan sättas till 1.0. Faktorn η_2 (i samma ekvation) som är relaterad till ståldiametern kan också sättas till 1.0, tack vare bergets omslutningseffekt.

För dimensionering av geoteknisk bärförmåga (erforderlig förankringslängd i gränssnittet cementsuspension – berg respektive erforderlig bergkon) hänvisas till kapitel 7.

6.10.7.4 Bruksgränstillstånd (SLS)

Vid beräkning av provdragningslast ska reduktion av borrstångens brotthållfasthet göras med 20% ($0,8 \cdot f_{uk}$) och sträckgräns med 10% ($0,9 \cdot f_{yk}$).

6.10.8 Borrade injekterade pålar

Í det följande begränsas till att gälla pålar belastade med enbart axialkraft/normalkraft. På grund av påltypens låga böjstyvhet och momentupptagande förmåga kan den normalt inte utnyttjas för att uppta andra nämnvärda belastningar från överbyggnaden än just axialkraft/normalkraft. Den stora slankheten och den låga böjstyvheten, jämfört med den uppburna kraften medför också att påtvingade snittkrafter i pålarna, vid analys av samverkan mellan överbyggnad och grundläggning, blir små.

Det som kännetecknar en borrade injekterad påle är framförallt att installationen utförs genom borrning alternativt nedslagning eller nedpressning, under samtidig injektering. För en allmän beskrivning, se kapitel 3.

Det använda injekteringsbruket fungerar som spolvätska under installationen och bildar en cementkropp omkring borrarstålet som i sin tur både överför last till omgivande jord/berg och utgör korrosionsskydd.

6.10.8.1 Dimensioneringsförutsättningar

Dimensionering av den konstruktiva bärförmågan för borrade injekterade pålar utförs, likt för övriga stålörspålar, enligt avsnitt 6.3 och 6.10.1 till 6.10.4 med några specifika förutsättningar som beskrivs nedan.

För beräkning av pålens tvärsnittsbärförmåga beaktas vanligtvis endast borrarstången. Den omgivande injekteringskroppen, vilken bildas i samband med installation, respektive den invändiga cementsuspensionen försummas.

Vid dimensionering av pålens konstruktiva bärförmåga med hänsyn till knäckning i omgivande jord får den omgivande injekteringskroppen och den invändiga cementsuspensionen medräknas vid framtagning av pålens böjstyvhet.

Det täckskikt (injekteringskropp) som skapas runt pålen beror dels på borrarstans storlek och dels på det omgivande mediets (jord/berg) egenskaper. Dock har även installationsförfarandet en inverkan på storleken. En vägledning avseende injekteringskroppens storlek kan fås med hjälp av Ekvation 6-53. Lämpliga värden på x kan utläsas från Tabell 6.12.

$$d_{injekteringskropp} = x \cdot d_{borrkrona}$$

Ekvation 6-53

där

$d_{injekteringskropp}$ = förväntad diameter på resulterande injekteringskropp

$d_{borrkrona}$ = diameter på vald borrkrona

x = kvot (diameterförhållande) som tar hänsyn till injekteringsbrukets beteende (spridning) i olika jordar/berg

Tabell 6.12 Översikt – Förväntat värde på x baserat på omgivande medium och borrkronans diameter.

Omgivande medium	Diameterförhållande, x
Berg/block	1,0
Lera	1 – 1,2
Fast lagrat/d grus/sand	1,5 – 2,0
Löst lagrat/d grus/sand	2,0 – 2,5

6.10.8.1.1 Installationens inverkan

För beaktande av installationens inverkan, se avsnitt 6.3.3. Nedan följer en vägledning avseende val av reduktionsfaktorer för den aktuella påltypen. Reduktionsfaktorn, μ_1 som tar hänsyn till installationens inverkan kan väljas lika med det övre gränsvärdet 0,9, vid installation i lera eller blockfri jord. Detta tack vare det relativt skonsamma installationsförfarandet för aktuell påltyp.

Reduktionstermen δ_2 som tar hänsyn till jord- och bergförhållanden av betydelse väljs till lägst 0,1 eftersom aktuell påltyp betraktas som "slank" (böjvek) och till högst 0,2. Det senare vid sten och block i jorden, ogynnsamt varierande jordlagerföljd eller stoppslagning mot lutande bergyta.

Reduktionstermen δ_3 som tar hänsyn till förekommande integritets- eller rakhetskontroll, väljs till 0,0 om integritets- eller rakhetskontroll inte utförs, men får ökas till 0,1 eller max 0,2 vid sådan kontroll, dock får inte δ_3 väljas till större än δ_2 .

För faktorn μ erhålls därmed värdet 0,8 eller 0,7 utan integritets- eller rakhetskontroll, respektive värdet 0,9 eller möjligen 0,8 med sådan kontroll. Under gynnsamma omständigheter, till exempel mantelburna pålar i blockfri jord, kan högre värden motiveras.

I övrigt rekommenderas utförande av rakhetskontroll framför integritetskontroll.

Vid installation i blockrika jordar eller släntberg finns risk för att glidning sker längs block/berg. Vid projektering och installation ska dessa förhållanden beaktas.

6.10.8.2 Material och tillhörande beslag

6.10.8.2.1 Stål

Borrade injekterade pålar, se Figur 6.56, utgörs oftast av sammansatta system bestående av borrkronor, borrstål, skarvhylsor, distanser topplåt och i förekommande fall extra korrosionsskydd. Systemen är i regel framtagna med stål som kallbearbetats till specifika egenskaper, men kan också beställas i olika utföranden för specifika ändamål.

Exempel på vanliga utföranden är (1) obehandlat stål (svartstål), S460NH, (2) varmgalvaniserat, (3 & 4) rostskyddsbehandlat med antingen plastöverdrag eller varmförzinkat och överdraget med epoxibeläggning (också kallat combi-coating) samt (5) rostfritt stål (INOX).

Vid dimensionering ska lämplig borrkrona väljas utifrån rådande geotekniska förhållanden. Valet görs med hänsyn till jordtyp, lagringstäthet/permeabilitet och förekomst av block.

6.10.8.2.2 Cementsuspension

Vid val av injekteringsbrukets sammansättning (cementtyp, tillsatser och $v_{ct_{ekv}}$) för borrade injekterade pålar behöver särskild hänsyn tas till rådande hydrogeologiska förhållanden såsom grundvattennivå och eventuell förekomst av gradient.

Hållfasthetsklass kan väljas till C20/25, utan ytterligare utredning eftersom injekteringskroppen generellt inte medräknas för upptagande av axialkraft.

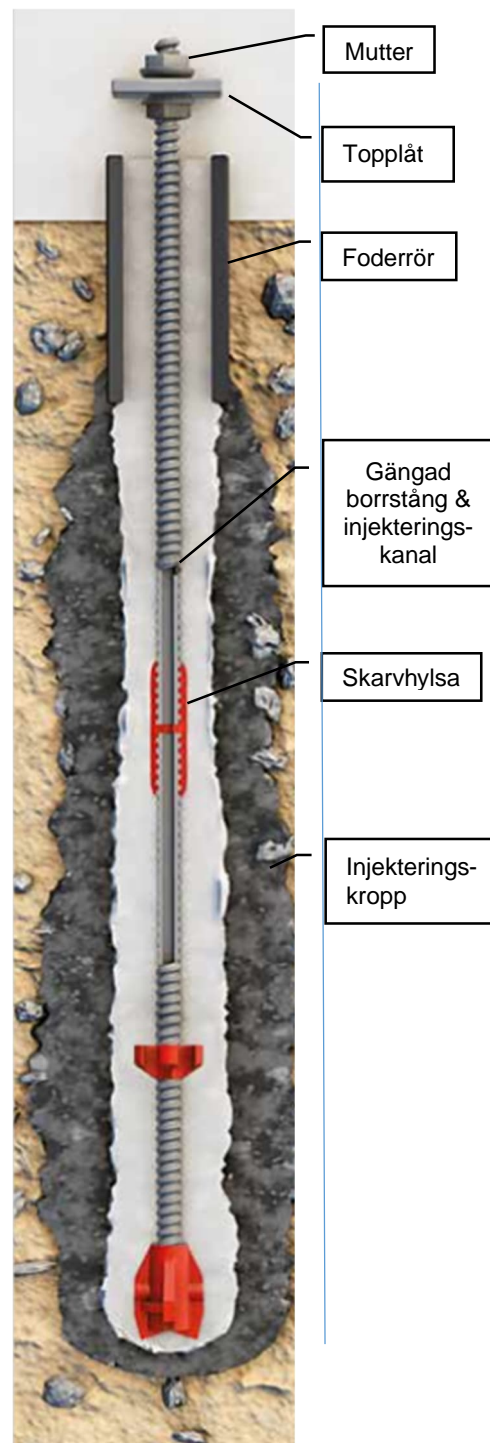
Vidare information avseende materialegenskaper framgår av 6.10.2.2.

6.10.8.2.3 Beslag

Lämpliga beslag tillhandahålls av respektive pålsystemleverantör. Topplåtar dimensioneras på samma sätt som för övriga stålplåtar. Skarvar kan förutsättas vara jämnstarka/jämnstyva med borrstängens.

6.10.8.2.4 Jordmaterial

Dimensionering med hänsyn till olika jordtyper utförs enligt 6.3.2.



Figur 6.56 Illustration av en borrade injekterade påle.

6.10.8.3 Brottgränstillstånd (ULS)

6.10.8.3.1 Konstruktiv bärförmåga

6.10.8.3.1.1 Tryckkrafts- och samtidig böjmomentbelastning

Vid dimensionering av konstruktiv bärförmåga (tryckkraftsbärförmåga) beaktas generellt endast borrhållningen för upptagning av axialkraft.

Vid dimensionering av pålens konstruktiva bärförmåga med hänsyn till knäckning i omgivande jord får både den omgivande injekteringskroppen och den invändiga cementsuspensionen medräknas vid framtagning av pålens böjstyvhet. Böjstyvheten för det sammansatta tvärsnittet bestäms enligt 6.7.3.6.1.

Förutsättningarna för att kunna utnyttja den yttre injekteringskroppen vid beräkning av den konstruktiva bärförmågan är väsentligt osäkrare och mer beroende av rådande jordlagerförhållanden i varje enskilt fall. Teoretiskt formar borrhållningen respektive spetskragen ett cylindriskt hål som ska fyllas upp. Provtagning i fält, i både friktions- och kohesionsjord har visat att injekteringskroppens diameter på grund av injekteringsstrycket i medeltal blir större än borrhållningens respektive kragens diameter. Det är dock svårt att generellt garantera att en viss minsta diameter och en viss minsta hållfasthet hos injekteringskroppen för alla markförhållanden kommer att uppnås i varje snitt. Därför kan inte någon allmän regel lämnas, annat än att helt bortse från den yttre injekteringskroppen vid beräkning av tvärsnittsbärförmågan.

För beräkning av böjstyvhet hos en påle är diametern i ett enskilt snitt inte lika avgörande och därför kan ett försiktigt valt värde på injekteringskroppens medverkande tjocklek motiveras. Lämpligen medräknas en tredjedel av den yttre injekteringskroppens nominella area (motsvarande cirka 60 % av tjockleken) bidragande till pålens böjstyvhet.

Vid enhetliga geotekniska förhållanden och särskild utredning och/eller omfattande kontrollprogram skulle en del av injekteringskroppen kunna utnyttjas för upptagning av axialkraft (tryckkraftsbelastning). Ett sådant kontrollprogram skulle minst behöva omfatta statisk provbelastning med tryckande kraft. Härtill behöver lastöverföring till injekteringskroppen säkerställas i påltopp.

Invändigt injekteringsbruk kan medräknas för böjstyvhet och för upptagande av excentricitetsmoment. Detta gäller även injekteringsbruk i ett eventuellt omgivande foderrör kring en injekterad påle, till exempel vid passage genom ett särskilt löst jordlager. Injekteringsbruk som medräknas ska påvisas vara osprucket i brottgränstillstånd. Vid borrhållning med platta skruvad till borrhållningen föreligger även förutsättningar för fördelning av normalkraften mellan stålet och det invändiga injekteringsbruket, tack vare att den senare står i direkt kontakt med den fortsatta betonggjutningen. Vid rörpåle med konventionell, hel topplåt saknas denna direktkontakt, men den bör kunna skapas med hjälp av ett hål i topplåten med en diameter motsvarande rörets innerdiameter.

Eftersom borrhållningen är gängad används en så kallad nominell area för ståltvärsnittet, där hänsyn har tagits till att stålarean är reducerad till följd av gängning.

6.10.8.3.1.2 Dragkraftsbelastning

Dimensionerande bärförmåga för dragkraft beräknas utan hänsyn till pålens initialkrokighet.

Borrhållningens tvärsnittsbärförmåga beräknas i enlighet med SS-EN 1993-5:2007, avsnitt 7.2 (SIS, 2007).

Den dimensionerande bärförmågan $F_{t,Rd}$ är den minsta av den ögängade borrhållstängens och den gängade delens tvärsnittsbärförmåga, enligt Ekvation 6-54 respektive Ekvation 6-55.

$$F_{tt,Rd} = \frac{k_t \cdot f_{ua} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad \text{Ekvation 6-54}$$

$$F_{tg,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Ekvation 6-55}$$

där

$F_{tt,Rd}$ = tvärsnittsbärförmåga för ögängad borrhållstång, enligt SS-EN 1993-5:2007, ekvation (7.1)

k_t = faktor som beskriver risken för tvärkrafter i påltopp.

f_{ua} = ståltvärsnittets/borrhållstängens brotttdraghållfasthet.

A_S = spänningsarean för den gängade delen alt. nettoarean för den gängade delens tvärsnitt.

γ_{M2} = 1,2 för borrhållstång

$F_{tg,Rd}$ = tvärsnittsbärförmåga för gängad del av borrhållstång, enligt SS-EN 1993-5:2007, ekvation (7.2)

A_g = bruttoarea för ståltvärsnitt

f_y = sträckgräns, stål

γ_{M0} = 1,0 för borrhållstång

Om ingen särskild hänsyn tagits till lastpåverknningar som kan orsaka böjning av förankringsstängens rekommenderas att faktorn k_t sätts till 0,75. Om förankringsstängens anslutning mot betongkonstruktionen utformas så att böjning av stängens undviks kan faktorn k_t sättas till 0,9.

6.10.8.3.1.3 Utmattning

Dimensionering med hänsyn till utmattning utförs enligt avsnitt 6.3.4.

6.10.8.3.1.4 Stål-cementsuspension (förankringslängd)

För borrade injekterade pålar är det mantelbärförmågan i gränssnittet mellan injekteringskropp och jord som är dimensionerande. För dimensionering av erforderlig förankringslängd med hänsyn till geoteknisk bärförmåga, se kapitel 7.

6.10.8.4 Bruksgränstillstånd (SLS)

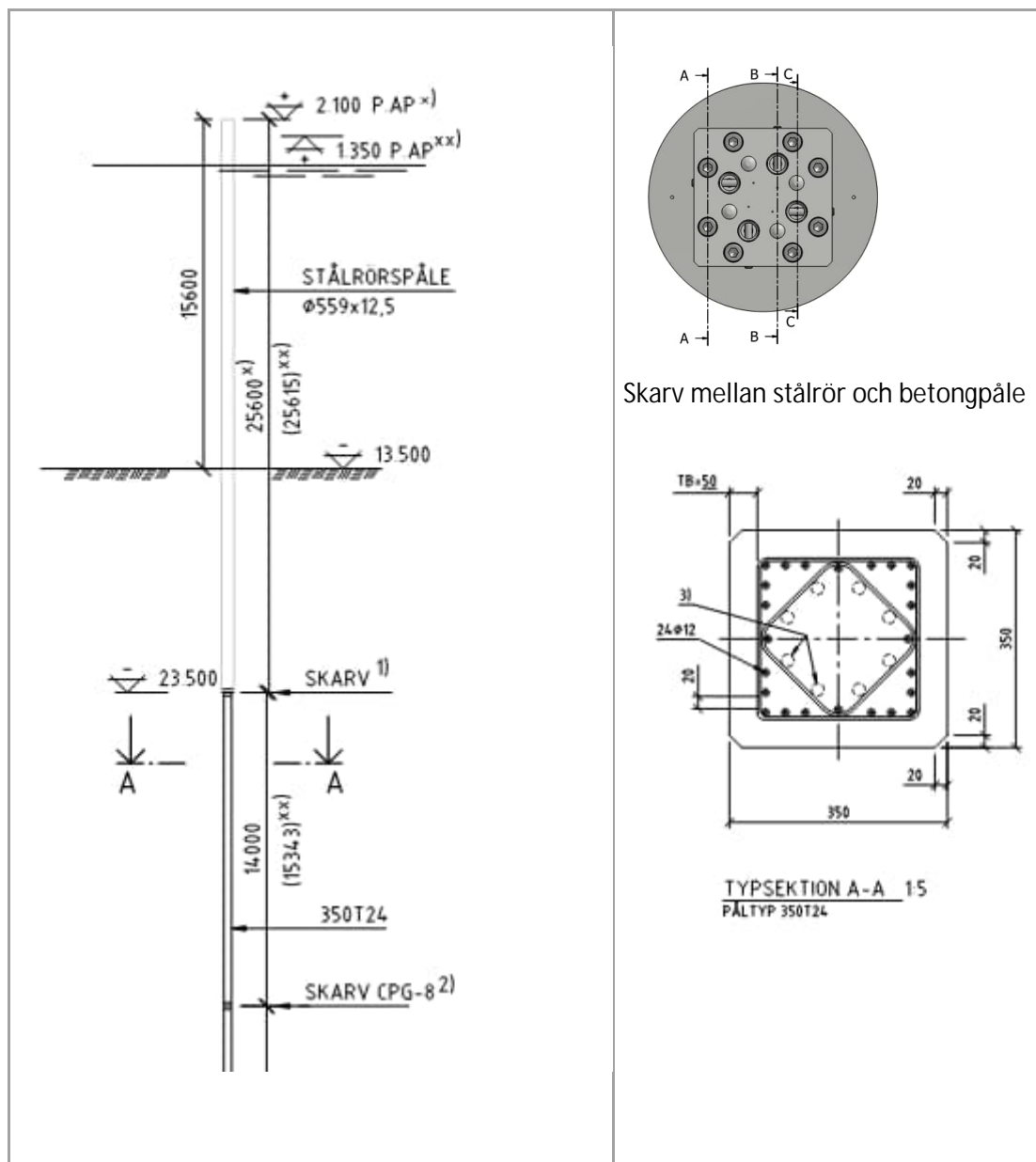
För borrade injekterade pålar som belastas med dragkraft ska sprickbredd i betongkroppen beaktas. Sprickbredden beror i stor utsträckning på uppträdande dragspänningar i stålelementet. Krav med avseende på beständighet för en borrade injekterade påle kan i stora delar jämföras med motsvarande krav för en betongpåle. Om sprickbreddskraven (för betongpålar), redovisade i kapitel 3 inte kan innehållas ska stålelementet förses med ytterligare korrosionsskydd (utöver betongkroppen). Med hänsyn till töjningar i stålet vid höga spänningsnivåer, både för tryck- och dragkrafter, bör stålets hållfasthet begränsas till 500 MPa, se SS-EN 14199:2015, avsnitt 7.6 (SIS, 2015a).

6.11 KOMBINATIONSPÅLAR - STÅL OCH BETONG (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken.

Kombinationspålar med överpåle av stål och underpåle av betong används ofta i hamnprojekt med stora lerbager och stor fri längd på pålarna. Ett exempel visas i Figur 6.57.

Se även kapitel 3.



Figur 6.57 Exempel på samverkanspåle stål och betong för ett hamnprojekt.

6.12 GRÄVPÅLAR (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken. För närvarande gäller enligt nedan:

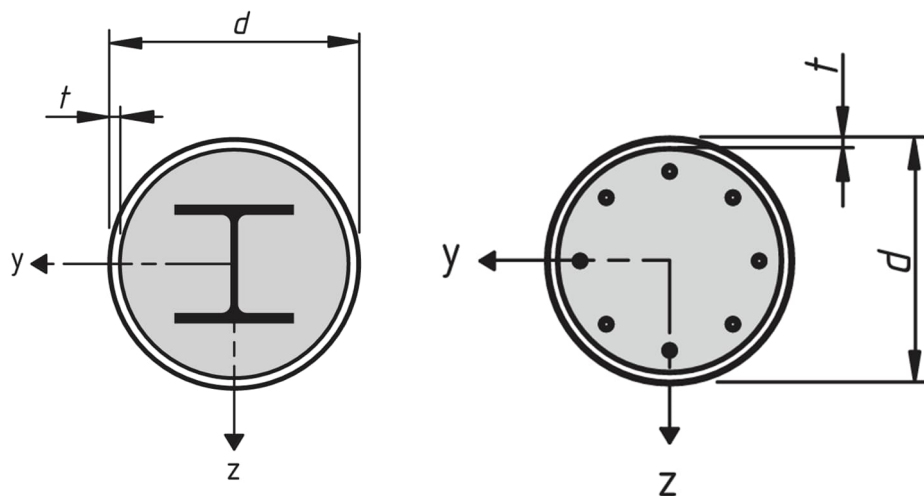
- Grävpålar ska dimensioneras enligt Eurokod. Se även Pålkommissionens rapport 58, Grävpålar (Pålkommissionen, 1979).
- Grävpålar utförs enligt europeiska utförandestandarden SS-EN 1536:2010 (SIS, 2015b). Vid dimensionering av den konstruktiva bärförmågan ska konstruktiva aspekter i utförandestandarden beaktas.

Se även kapitel 3.

6.13 SAMVERKANSPÅLAR AV STÅL OCH BETONG (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken. För närvarande hänvisas i första hand till Pålkommissionens rapport 108 (Pålkommissionen, 2024). Rapporten är relativt nyutgiven och kommer att inarbetas i framtida utgåvor av Pålhandboken.

I Figur 6.58 visas exempel på vanliga utföranden av samverkanspålar.



Figur 6.58 Samverkanspålar – Exempel på vanliga utföranden.

6.14 REFERENSER

Bernander, S. och Svensk, I., 1970. *Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmaterialet*. Särtryck och preliminära rapporter nr 23, Pålkommisionen.

Boverket, 2022. *BFS 2022:4 EKS 12, Boverkets föreskrifter om ändring i Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*.

Elfgrén, L., 2000. *High performance concrete structures, Design handbook*. Luleå tekniska universitet, Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser, Byggkonstruktion och -produktion. ORCID-id: 0000-0002-0560-9355.

Fagerlund, G. och Larsson, B., 1979. *Impact strength of concrete*, CBI Research Fo 4:79.

Holmberg, G., 2001. *Fatigue of concrete piles of high strength concrete exposed to impact load*. Licentiate thesis 01:3, Chalmers University of Technology. Department of structural engineering, Concrete structure.

IEG, 2013. *IEG Rapport 2:2008, rev 3, Tillämpningsdokument, Grunderna i Eurokod*. ISBN 978-91-87683-00-8.

IEG, 2016. *IEG Rapport 8:2008, Rev 3, Tillämpningsdokument EN 1997-1 Kapitel 7, Pålgrundläggning*.

Olsson, C., och Holm, G., 1993. *Pålgrundläggning*. Svensk Byggtjänst och Statens Geotekniska Institut. ISBN 91-7332-663-1.

Pålkommisionen, 1970. *Bergdubbens hållfasthet, Resultat av statiska belastningsförsök*. Författare: Sven-Erik Rehnman.

Pålkommisionen, 1979. *Rapport 58 Grävpåleanvisningar, Dimensionering, utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar*.

Pålkommisionen, 1992. *Rapport 88 - Sprickbildning i betongpålar slagna i vatten eller i jordarter med hög permeabilitet*. Författare: Stig Bernander.

Pålkommisionen, 1995. *Rapport 84a - Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar m.h.t. pålmaterial och omgivande jord*.

Pålkommisionen, 2006. *Rapport 101 - Transversalbelastade pålar - statiskt verknings sätt och dimensioneringsanvisningar*. Författare: Per-Ola Svahn och Claes Alén.

Pålkommisionen, 2011. *Supplement nr 2 till Pålkommisionen rapport 96:1, Bilaga 1 – Beräkning - Pålelement betongpåle SP2*.

Pålkommisionen, 2012. *Tekniskt PM 1:2012 - Accelererande hejare, En studie av effektiviteten utvärderad från stötvågsmätningar*. Författare: Ingemar Hermansson, Mattias Grävare och Thomas Bjerendahl.

Pålkommisionen, 2018. *Teknisk PM 2:2018 - Rekommendationer för svetsning*. Författare: Björn Lindhe, Peter Alheid och Håkan Karlsson.

Pålkommisionen, 2024. *Rapport 108 – Samverkanspålar av stål & betong*. Författare: Håkan Karlsson, Simon Håkansson och Fredrik Sarvell.

SIS, 2002. SS-EN 1990+A1:2005 - Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.

SIS, 2004. SS-EN 1995-1-1:2004+AC:2006, A2:2014, A1:2008 - Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner - Del 1-1: Allmänt - Gemensamma regler och regler för byggnader.

SIS, 2005a. SS-EN 1992-1-1:2005+AC:2010, A1:2014 - Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

SIS, 2005b. SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 - Förtillverkade betongprodukter – Betongpålar.

SIS, 2005c. SS-EN 1997-1:2005+AC:2009, A1:2013 - Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler.

SIS, 2005d. SS-EN 1993-1-1:2005+AC:2009, A1:2014 - Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

SIS, 2005e. SS-EN 1993-1-9:2005+ AC:2009 - Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-9: Utmattningsregler.

SIS, 2005f. SS-EN 1994-1-1:2005+ AC:2009 - Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

SIS, 2005g. SS-EN 1992-2:2005+AC:2008 - Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 2: Broar.

SIS, 2005h. SS-EN 10080:2005 - Armeringsstål - Svetsbart armeringsstål – Allmänt.

SIS, 2006. SS-EN 1993-2:2006+ AC:2013 - Eurokod 3 : Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 2: Broar.

SIS, 2007. SS-EN 1993-5:2007+AC:2009 - Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 5: Pålar och spont.

SIS, 2013. SS-EN 206:2013+A2:2021 - Betong - Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse.

SIS, 2015a. SS-EN 14199:2015 - Utförande av geokonstruktioner – Mikropålar.

SIS, 2015b. SS-EN 1536:2010+A1:2015 - Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar.

SIS, 2018. SS-EN 1090-2:2018+A1:2024 - Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner – Del 2: Tekniska krav för stålkonstruktioner.

SIS, 2019. SS-EN 10025-2:2019 - Varmvalsade konstruktionsstål - Del 2: Tekniska leveransbestämmelser för olegerade stål.

SIS, 2021. SS 137003:2021 - Betong - Användning av SS-EN 206:2013+A2:2021 i Sverige.

SIS, 2022. SS-EN 1993-1-1:2022 - Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

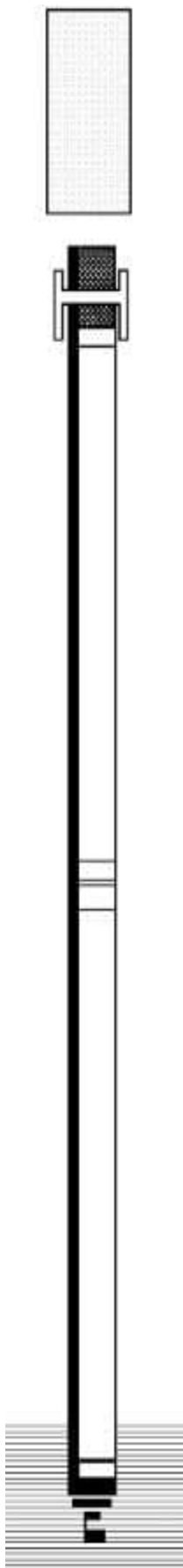
SIS, 2023a. SS-EN 1990-1:2023+A1:2026 - Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler – Del 1: Nya byggnadsverk.

SIS, 2023b. *SS-EN 1992-1-1:2023 - Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, broar och anläggningskonstruktioner.*

SIS, 2026. *SS-EN ISO 4028:2026 - Fästelement – Stoppskruvar med sexkantshål och tapp (ISO 4028:2026, IDT).*

Svensk Byggtjänst, 1984. *Handboken Bygg – Geoteknik. Redaktionskommitté: Torbjörn Stål och Per Wedel. Huvudredaktör: Sigurd Avén.*

Transportstyrelsen, 2018. *TSFS 2018:57 - Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder.*



PÅLHANDBOKEN

BILAGA 6:B - SCHABLON FÖR BERÄKNING AV REDUKTIONSFAKTORN μ_{1cc} FÖR BETONGPÅLAR

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Bilaga 6:B Schablon för beräkning av reduktionsfaktorn μ_{1cc} för betongpålar	4
--	---

BILAGA 6:B SCHABLON FÖR BERÄKNING AV REDUKTIONSFAKTORN μ_{1cc} FÖR BETONGPÅLAR

Tabell 6B.1 Schablon för reduktionsfaktorn $\mu_{1cc} = 0,9, 0,8$ och $0,7$ för tryckhållfasthet för betongpålar vid begränsat slagningsarbete avseende maximalt antal slag och fallhöjd vid slagnings med frifallshejare med hejarvikt på 3 – 4 ton. Tabell redovisad i Pålkommisionens Rapport 96:1.

Påle, tvärmått och armeringsinnehåll	Reduktionsfaktor	Slagningskombination 1 Maximalt antal slag vid drivning ¹⁾ med fallhöjd 0,4 m vid 300 slag stoppslagning ¹⁾ med fallhöjd 0,5 ²⁾ m		Slagningskombination 2 Maximalt antal slag vid drivning ¹⁾ med fallhöjd 0,4 m vid 500 slag stoppslagning ¹⁾ med fallhöjd 0,5 ²⁾ m	
		μ_{1cc}	Hållfasthetsklass betong C40/50 C50/60		Hållfasthetsklass betong C40/50 C50/60
235x235 4 st $\phi 16$	0,9	250 ²⁾	1 400	– ^{2) 3)}	400
	0,8	1 300 ²⁾	6 500	– ^{2) 3)}	3 900
	0,7	3 400 ^{2) 4)}	12 000	– ^{2) 3)}	9 200
270x270 8 st $\phi 12$ 4 st $\phi 16$	0,9	200	2 100	– ³⁾	700
	0,8	700	8 000	– ³⁾	5 400
	0,7	2 300	14 000 ⁵⁾	– ³⁾	11 500 ⁵⁾
270x270 8 st $\phi 16$ 4 st $\phi 20$	0,9	500	5 000	250	3 300
	0,8	4 000	14 000 ⁵⁾	1 700	11 500 ⁵⁾
	0,7	8 400	23 000 ⁵⁾	5 200	20 000 ⁵⁾

1) Slagnings (drivning, stoppslagning och verifiering) förutsätts ske så att kraften angriper centriskt på pålen och så att horisontalkrafter inte uppstår.

2) Vid stoppslagning av påle med tvärmått 235x235 i hållfasthetsklass C40/50 ska fallhöjden, med hänsyn till konstruktiv bärförmåga i brottgränstillstånd, begränsas till 0,45 m vid hejarvikt på 3 ton och till 0,4 m vid hejarvikt på 4 ton.

3) Påle 235x235 och 270x270 med 8 st $\phi 12$ eller 4 st $\phi 16$ med betong i hållfasthetsklass C40/50 och $0,7 \leq \mu_{1cc} \leq 0,9$ tål färre än 500 stoppslag med angiven fallhöjd och hejarstuds.

4) Ökat antal slag jämfört med Pålkommisionens Rapport 94, som anger 2 200. Ökningen beror på att beräkningar i rapport 94 inte utförts för begränsad fallhöjd enligt anmärkning ²⁾.

5) Teoretiskt framräknade värden bör begränsas till max cirka 10 000 med hänsyn till ökad risk för uppsprickning samt sönder- och bortslagning av påle.

Förutsättningar för beräkningar redovisade i Tabell 6B.1

- Drivning har förutsatts ske utan hejarstuds.
- Stoppslagning har förutsatts ske med hejarstuds.
- Pålängd har förutsatts vara minst 15 m.
- Dimensionerande krafter är medelvärden i övrigt beräknade enligt Pålkommissionens Rapport 75.
- Armering har förutsatts vara i hållfasthetsklass 500.
- Normalkraftens minsta excentricitet har förutsatts vara 20 mm.
- Beräkning av hållfasthetsreduktion är baserad på modifierade utmattningsregler i princip enligt BBK 94 och linjär delskadehypotes enligt Palmgren-Miner.
- Utmattning enligt BBK har modifierats så att även utmattning vid färre än 500 lastcykler beaktas.
- Reduktionsfaktorn för drivning och stoppslagning är beräknad genom viktning av antal slag av de båda delarnas bidrag.