

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

Beräkning av dimensionerande
lastkapacitet för slagna pålar
med hänsyn till pålmaterial
och omgivande jord

Linköping 1995

rapport 84a

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 84a

Beräkning av
dimensionerande lastkapacitet
för slagna pålar
med hänsyn till pålmaterial
och omgivande jord

Rapport	IVA Pålkommissionen 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Biblioteket Tel. 013-20 18 04 Fax. 013-20 19 14
ISSN	0347-1047
ISRN	IVA/PAL/R--95/84a--SE
Redigering och layout	SGL, Avd för Information och Marknad
Upplaga	400 ex
Tryck	Roland Offset, Linköping, oktober 1995

Förord

Pålkommisionen tillsatte i juni 1987 en arbetsgrupp för att ta fram en metod för beräkning av i första hand slanka stålpålars knäckning. Arbetet har sedermera utökats till att generellt omfatta även betongpålar.

Arbetsgruppen har bestått av:

<i>Thorild Blomdahl</i> (ordförande)	HERCULES Grundläggning AB
<i>Per-Evert Bengtsson</i> (sekreterare)	SGI
<i>Åke Bengtsson</i>	ELU-Konsult AB
<i>Ulf Bergdahl</i>	SGI
<i>Stig Bernander</i>	Skanska AB
<i>Håkan Bredenberg</i>	Bredenberg's Geo AB
<i>Anders Fredriksson</i>	KTH, ADG Grundteknik AB
<i>Bo Jansson</i>	Byggpaul AB
<i>Erling Magnusson</i>	Stabilator AB
<i>Sven-Erik Rehnman</i>	KTH
<i>Jan Wennerstrand</i>	Boverket

Föreliggande handling är arbetsgruppens förslag till "Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord".

Stockholm februari 1991

Anders Fredriksson Per-Evert Bengtsson Åke Bengtsson

För att anpassa rapporten till nu gällande nomenklatur har en revidering genomförts. Härvid har även effekten av slagningsarbetet på pålmaterialet inarbetats i text och exempel. Storleken av denna effekt har dock ej närmare behandlats här utan hänvisning har gjorts till Pålgrundläggningshandboken. Rapporten har vidare kompletterats med ett kapitel med grundläggande definitioner och krav. Vidare har definitionen av bäddmodulen förändrats och viss omredigering av texten har skett.

Stockholm augusti 1995

Åke Bengtsson Anders Fredriksson Per-Evert Bengtsson

Innehållsförteckning

FÖRORD	3	5. INITIALKROKIGHET	20
BETECKNINGAR OCH SORTER	6	5.1 Allmänt	20
SUMMARY	8	5.2 Stålpålar	20
SAMMANFATTNING	9	5.3 Betongpålar	22
1. GRUNDLÄGGANDE DEFINITIONER OCH KRAV	10	6. ANALYTISK BERÄKNINGSMETOD	23
2. PROBLEMORIENTERING	11	6.1 Allmänt	23
2.1 Inledning	11	6.2 Stålpålar	26
2.2 Beräkningsförutsättningar	11	6.3 Betongpålar	26
2.3 Beräkningsmodeller	13	7. BERÄKNINGSEXEMPEL	27
3. JORDMOTSTÅND	14	7.1 Stålpålar	27
3.1 Inledning	14	7.1.1 Beräkningsexempel X-påle 180 x 24	
3.2 Deformationssamband upp till brott	14	7.1.2 Diagram stålpålar	
3.3 Brottryck	15	7.2 Betongpålar	36
3.4 Val av partialkoefficienten γ_{mk}	15	7.2.1 Beräkningsexempel SP2	
4. PÅLMATERIALET	17	7.2.2 Diagram betongpålar	
4.1 Allmänt om inverkan av hantering och installation	17	REFERENSER	47
4.2 Stålpålar	17		
4.2.1 Stålets elasticitetsmodul			
4.2.2 Stålets hållfasthet			
4.3 Betongpålar	18		
4.3.1 Betongens elasticitetsmodul			
4.3.2 Betongens hållfasthet			
4.3.3 Betongens krypning och krympning			
4.3.4 Armeringens elasticitetsmodul			
4.3.5 Armeringens hållfasthet			
4.3.6 Pålens böjstyvhet			

Beteckningar och sorter

a	avstånd från pålända till den punkt där sidomotståndet är lika med aktuellt brottryck, m	f_{ckr}	reducerat karakteristiskt värde på betongs tryckhållfasthet, MPa
A	pålens area, m ²	f_d	dimensionerande värde på en materialegenskap, MPa
A_c	påltvärnsnittets betongarea, m ²	f_k	karakteristiskt värde på en materialegenskap, MPa
A_s	påltvärnsnittets stålarea, m ²	f_{sc}	dimensionerande värde på armeringens tryckhållfasthet, MPa
c	kohesion, MPa	f_{st}	dimensionerande värde på armeringens draghållfasthet, MPa
c_u	lerans odränerade skjuvhållfasthet, MPa	f_{yk}	karakteristiskt värde på stålets stukgräns, MPa
c_{ud}	dimensionerande värde på lerans odränerade skjuvhållfasthet, MPa	f_{ykr}	reducerat karakteristiskt värde på stålets stukgräns, MPa
c_{uk}	karakteristiskt värde på lerans odränerade skjuvhållfasthet, MPa	f_{yd}	dimensionerande värde på stålets stukgräns, MPa
d	pålens diameter, m	I	sektionens yttröghetsmoment, m ⁴
E	elasticitetsmodul, MPa	I_c	ospruckna betongsektionens yttröghetsmoment, m ⁴
E_c	dimensionerande värde på betongs elasticitetsmodul, MPa	I_s	armeringssektionens yttröghetsmoment, m ⁴
E_{ck}	karakteristiskt värde på betongs elasticitetsmodul, MPa	k	bäddmodul för sidoförskjutning av påle, MN/m ³
E_d	dimensionerande värde på elasticitetsmodul, MPa	k_c	koefficient enligt BBK 94 som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser
E_k	karakteristiskt värde på elasticitetsmodul, MPa	k_d	dimensionerande värde på bäddmodul, MN/m ³
E_s	dimensionerande värde på stålets elasticitetsmodul, MPa	k_{de}	ekvivalent dimensionerande värde på bäddmodul, MN/m ³
E_{sk}	karakteristiskt värde på stålets elasticitetsmodul, MPa	$k_{p\grave{a}le}$	bäddmodul för påle, MN/m ³
f_{co}	dimensionerande värde på betongs tryckhållfasthet, MPa	k_{presso}	bäddmodul enligt pressometerförsök, MN/m ³
f_{ck}	karakteristiskt värde på betongs tryckhållfasthet, MPa		

k_s	koefficient enligt BBK 94 som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser	α	konstant som beror av a och l_{kl}
k_φ	koefficient enligt BBK 94 som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser	γ_m	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i en materialegenskap
l	mätlängd, m	γ_{mk}	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i lerans skjuvhållfasthet
l_c	Euler knäcklängd, m	γ_{ms}	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i armeringsstålets egenskaper
l_k	elastisk knäcklängd, m	γ_n	partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass
l_{ke}	ekvivalent knäcklängd, m	γ_δ	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i pilhöjden
l_{kl}	knäcklängd, m		
M	moment, MNm	δ	pilhöjd, m
M_d	dimensionerande moment, MNm	δ_0	pilhöjdens initialvärde, m
n	antal skarvar	δ_k	karaktäristisk pilhöjd, m
N	normalkraft, MN	δ_d	dimensionerande pilhöjd, m
N_d	dimensionerande normalkraft, MN	δ_g	geometrisk initialkrokighet, m
N_u	lastkapacitet vid centrisk tryckkraft, BBK 94 kap 6.3.3.2	δ_{max}	största pilhöjden, m
		δ_f	fiktiv initialkrokighet för att beakta egenspanningar i pålsektionen, m
P	axiallast, MN	ε_{os}	betongens krympning i mycket fuktig miljö enligt BBK 94, avsnitt 2.4.6
P_k	elastisk knäcklast, MN	φ	kryptal för betong
P_{ke}	ekvivalent elastisk knäcklast, MN	φ_{ef}	effektivt kryptal för betong
R	krökningsradie, m	η	formfaktor som tar hänsyn till tvärsnittsklass
R_T	den minsta krökningsradie som pålen kan ha för att tolken skall passera, m		
y_1	pålens utböjning, m	μ_c	reduktionsfaktor för betongens tryckhållfasthet med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning
y_{01}	sinusutböjningens maxvärde, m	μ_s	reduktionsfaktor för stålets sträckgräns med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning
q	horisontaltryck mot pålen, MN/m ²		
q_b	brottryck vid horisontalförskjutning av ett påsegment, MN/m ²		
q_{bd}	dimensionerande brottryck vid horisontalförskjutning av ett påsegment, MN/m ²		
q_{presso}	brottryck vid pressometerförsök, MN/m ²		
$q_{påle}$	brottryck vid horisontalbelastning av påle, MN/m ²		
W	elastiskt böjmotstånd, m ³		

Summary

Calculation of design bearing capacity of driven piles considering the strength of the pile material and the strength of the surrounding soil

In this report a design model for driven point bearing piles is presented. The model takes into consideration the strength of the pile material and the strength of the surrounding soil.

The proposed design model is based on the partial coefficient method. The design value of a material property, f_d , can be described with the following equation

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}$$

where

f_k is the characteristic value of the material property

γ_m is the partial coefficient that takes into consideration the uncertainty in the material property

γ_n is a special partial coefficient reflecting different demands on safety index for different safety classes.

The proposed design model takes into consideration the second order moment and is based on the following assumptions:

- a realistic load deflection curve for horizontal deflection of a pile segment
- a stress-strain curve for the pile material
- the effect of residual stresses in steel piles
- the initial deflection of the pile
- the properties of the pile joints
- the effect of driving and driving to refusal

The proposed design model is applicable to both steel and concrete piles.

Sammanfattning

Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord

Denna rapport redovisar ett förslag för beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.

Den föreslagna dimensioneringsmetoden är baserad på partialkoefficientmetoden. Det dimensionerande värdet på en materialegenskap, f_d , bestäms enligt formeln

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}$$

där

f_k är materialegenskapens karakteristiska värde.

För pålmaterial korrigeras detta värde med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning

γ_m partialkoefficient som beaktar osäkerheten i materialegenskaper

γ_n partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen

Beräkningsmetoden följer andra ordningens teori och baseras på följande förutsättningar:

- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd
- arbetskurvan för respektive pålmaterial
- inverkan av egenspanningar i stålplålar
- hänsynstagande till initialkrokighet och därav förorsakade tillskottsfrskjutningar
- hänsynstagande till skarvars utformning och funktion
- inverkan av drivning och stoppslagning.

Dimensioneringsmetoden behandlar både stålplålar och betongplålar.

Kapitel 1.

Grundläggande definitioner och krav

I detta avsnitt definieras de grundläggande enskilda begrepp som är avgörande vid dimensionering av en pålgrundläggning.

Lasteffekt

Med lasteffekt menas den inverkan inklusive last orsakad av jordrörelser, som i olika gränstillstånd före, under och efter installation kan komma att påverka en påle.

Lastkapacitet

Med lastkapacitet menas en påles förmåga att bära lasteffekter före, under och efter installation utan att motsvarande gränstillståndskrav för pålens alla delar inklusive skarvar och skor överskrids.

Lastkapaciteten är objektsspecifik då den är beroende av den sidostöttande effekten från omgivande jord och av aktuellt slagningsarbete vid installationen.

Vid beräkning av den dimensionerande lastkapaciteten skall hänsyn tas till pålmaterialets förändrade egenskaper till följd av slagningspåverkan.

Pålen skall dimensioneras med hänsyn till såväl brottgränstillståndets som bruksgränstillståndets krav. Speciellt för betongpålar blir bruksgränstillståndet ofta dimensionerande.

Geoteknisk bärförmåga

Med geoteknisk bärförmåga menas en påles förmåga att överföra lasteffekter till omgivande jord och/eller berg utan att aktuella gränstillståndskrav överskrids.

Den geotekniska bärförmågan är objektsspecifik då den även beror av geotekniska förhållanden, installation och eventuell stoppslagning.

Pålens lastkapacitet under installationen kan begränsa den geotekniska bärförmåga som kan påvisas.

Dimensionerande bärförmåga

Med dimensionerande bärförmåga för en installerad påle menas den minsta av lastkapacitet och påvisad geoteknisk bärförmåga.

Kapitel 2.

Problemorientering

2.1 INLEDNING

Arbetsgruppens målsättning har varit att ta fram ett förslag till dimensionerings-metod för slagna pålar. Dimensionering för hantering och slagning behandlas ej här. Dimensionering och verifiering av geoteknisk bärförmåga behandlas ej heller här. Dimensioneringsmetoden är baserad på partialkoefficientmetoden enligt Boverkets konstruktionsregler, BKR 94, BFS 1993:58, och behandlar beräkning av en enskild tryckt påles lastkapacitet i brott- och bruksgränstillstånd.

2.2 BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR

Längs en påle slagen genom en sammansatt jordprofil enligt *figur 1* kan olika zoner särskiljas som dimensioneringsmässigt måste behandlas på olika sätt. Följande zoner kan särskiljas.

- **Zon a.** Påldelen genom den lösa lera, zon a. Vid slagningen fås en kraftig omrörning av lera runt pålen. Pålens sidostöd under slagningen genom lera är lågt. Efter slagningen finns obetydliga resulterande horisontalkrafter mellan pålen och lera. Påldelen

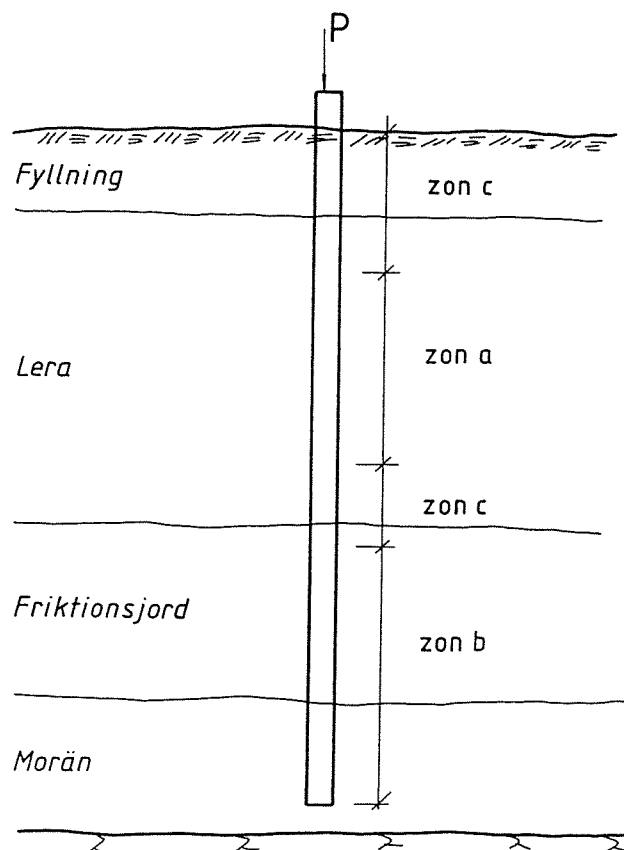


Fig. 1. Påle genom sammansatt jordprofil.

Fig. 1. Pile in nonuniform soil profile.

kan antas vara spänningslös efter slagningen. Pådeln utan axiallast kan betraktas som en initieellt krokig obelastad påle. Den förändring i krokighet som pålen har efter slagningen har uppkommit genom vinkeländring i skarvar och genom lokal överbelastning av pålmaterialet under stoppslagningen. Leran rekonsoliderar runt pålen. Man kan räkna med att leran återtar sin ursprungliga skjuvhållfasthet, om den är normalkonsoliderad. Är leran överkonsoliderad antas att den efter rekonsolidering blir normalkonsoliderad. Utböjningen som fås när axiallasten påföres ger moment i pålen enligt andra ordningens teori.

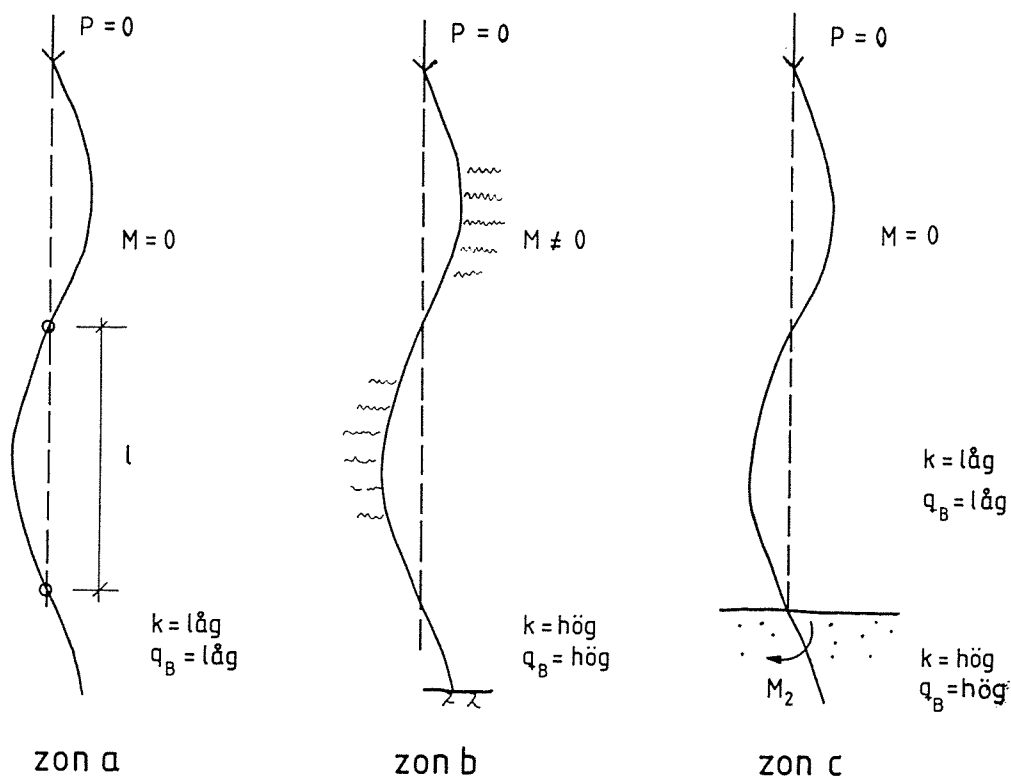
- **Zon b.** Pådelen genom friktionsjord och morän, zon b. Vid slagningen kan hinder i friktionsjorden eller moränen tvinga pålen att ändra riktning. Den omgivande jordens sidostöd försvinner inte vid slagningen varför pålen blir inspänd i jorden. Efter slagningen har pålen ett inbyggt moment på grund av omgivande jords stora sidostöd. När axiallasten ökas sker mycket små tillskottsutböjningar av pålen, på grund av jordens stora sidostöd. Momentet i på-

len ökar inte nämnvärt när axiallasten ökas varför pålens lastkapacitet ej är helt uttömd förrän hela tvärsnittet uppnår pålmaterialets stukgräns. Under förutsättning att jordmotståndet är tillräckligt stort är detta fall inte dimensionerande.

- **Zon c.** I övergångszonerna mellan friktionsjorden, fyllningen och den lösa leran finns en zon, zon c, där pålen kan ha ett moment på grund av inspänning i friktionsjorden resp. fyllningen där sidomotståndet är högt. Vid kontroll av lastkapacitet för denna pådel måste man även ta hänsyn till pålens inspänningsförhållanden i friktionsjorden. Lastkapaciteten för denna del blir troligen högre än för del a i den lösa leran.

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

För de olika zonerna kan principiella beräkningsförutsättningar enligt figur 2 ställas upp.



Figur 2. Principiella beräkningsförutsättningar för obelastad pådel. k är pålens bäddmodul och q_b är brottryck vid horisontalförskjutning av ett pålsegment.

Figure 2. Base for the calculation of load capacity of a pile segment. k is the modulus of subgrade reaction, q_b is the ultimate pressure for horizontal displacement of a pile segment.

2.3 BERÄKNINGSMODELLER

Beräkningsmetoderna enligt andra ordningens teori är baserade på följande förutsättningar:

- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd.
- arbetskurva för respektive pålmaterial
- inverkan av drivning och stoppslagning
- inverkan av egenspanningar i stålplåtar
- hänsynstagande till initialkrokighet och därav förorsakade tillskottsförskjutningar
- hänsynstagande till skarvars och skors utformning och funktion

Vid val av beräkningsmetod kan man välja mellan en fullständig modell där systemet påle - jord modelleras med finita element eller finita differansmetoder, typ A modell, eller analytiska lösningar för förenklade fall, typ B modell.

Vid modeller typ A kan

- jordens sidostöd varierar längs pålen
- skarvarnas egenskaper medtas
- verkliga egenspanningar i pålmaterialet medtas
- plasticering i pålmaterialet tillåtas
- aktuell initialkrokighet i pålen medtas
- hänsyn tas till nedsättning i bärförmåga på grund av flytleder i pålen

I modeller typ B antas vanligen en kontinuerlig initialkrokighet, t ex sinusformad, samt att pålen är jämnstyv. Inverkan av egenspanningar och plasticering medtages på ett approximativt sätt. Ett förslag till en sådan modell presenteras i avsnitt 6.

Dimensioneringsmetoderna är baserade på partialkoefficientmetoden. Det dimensionerande värdet på en materialegenskap f_d skall enligt partialkoefficient-metoden bestämmas enligt formeln

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad (1)$$

där

f_k är materialegenskapens karakteristiska värde.

För pålmaterial korrigeras karakteristiskt värde med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning

γ_m partialkoefficient som beaktar osäkerheten i materialegenskaperna

γ_n partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen, se BKR 94, avsnitt 2:115.

Tvärsnittstorheter sätts till nominella värden.

Kapitel 3.

Jordmotstånd

3.1 INLEDNING

Vi kommer i det följande bara att behandla jordmotståndet i lös lera, dvs giltigt för zon a.

3.2 DEFORMATIONSSAMBAND UPP TILL BROTT

Avgörande för sambandet mellan last och sidoförskjutning för ett horisontalbelastat påsegment är det omgivande mediets elasticitetsmodul. Flera uttryck för sambandet mellan elasticitetsmodul, E , och bäddmodul, $k = q/y$ finns, t ex Baguelin et al (1978). Under odränerade förhållanden (Poissons tal $\nu = 0,5$) varierar sambandet inom intervallet

$$k = (1,05 - 1,61) \cdot E / d \quad (2)$$

och vid $\nu = 0,33$ inom intervallet

$$k = (1,08 - 1,97) \cdot E / d \quad (3)$$

Under odränerade förhållanden ($\nu = 0,5$) antas vanligen att lerans elasticitetsmodul är

$$E = 150 \cdot c_u \quad (4)$$

Sambandet 2 ger

$$k = (157 - 242) \cdot c_u / d \quad (5)$$

vilket kan anses gälla för korttidsbelastning. Finita elementanalyser för sidobelastade påsegment ger för odränerade förhållanden ($\nu = 0,5$) bäddmoduler i detta intervall, se figur 3.

För långtidsbelastning måste bäddmodulen reduceras på grund av den konsolidering som sker runt pålen.

En bäddmodul i storleksordning,

$$k = 50 \cdot c_u / d \quad (6)$$

är normalt på säkra sidan.

I verkligheten är sambandet mellan last och förskjutning icke linjärt upp till brott. Eftersom kunskapen om utseende hos detta samband är bristfällig är det motiverat att anta ett linjärt samband mellan belastning och deformation. När kunskapen ökar bör det föreslagna sambandet revideras.

Dimensionerande bäddmodul enligt partialkoefficientmetoden blir

$$k_d = 50 \cdot c_{ud} / d \quad (7)$$

där c_{ud} är

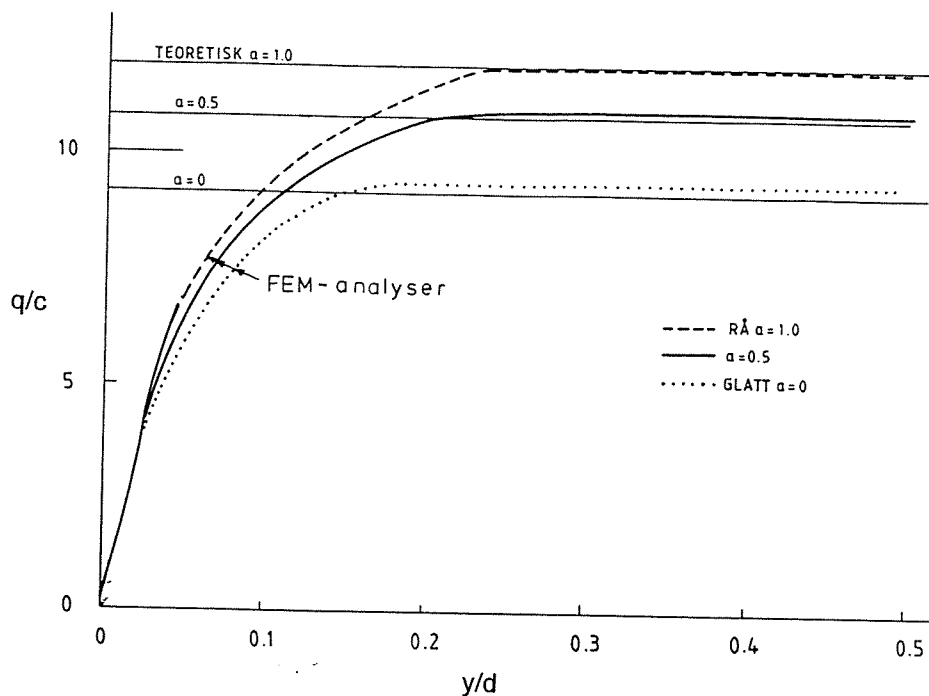
$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_n \cdot \gamma_{mk}} \quad (8)$$

Där c_{uk} är lerans karaktäristiska odränerade skjuvhållfasthet, γ_n beror på säkerhetsklass och γ_{mk} är en partialkoefficient för lerans skjuvhållfasthet. Vid bestämning av c_{uk} måste korrigering ske med hänsyn till lerans konflytgräns enligt SGI Information 3.

Genom att utföra pressometerförsök för långtidslast kan kunskapen om arbetskurvan för jordmotståndet successivt förbättras. Följande ungefärliga samband gäller för moduler och gränstryck mellan pressometerförsök och horisontalbelastat påsegment.

$$k_{p\grave{a}le} / k_{presso} = 1,88 - 2,68 \quad (9)$$

$$q_{p\grave{a}le} / q_{presso} = 2,0 - 2,85 \quad (10)$$



Figur 3. Samband mellan horisontalförskjutning och last för ett cirkulärt pålsegment.

Figur 3. Relationship between horizontal deflection and load for a circular pile segment.

3.3 BROTRYCK

Teoretiskt medelbrottryck, q_b , vid horisontalförskjutning av ett cirkulärt pålsegment under plant töjningstillstånd i ett kohesionsmaterial, finns redovisade i litteraturen t. ex av Randolph och Houlsby, 1984. De presenterade medelbrottrycken varierar enligt ekvation 11. Där aktuellt värde är beroende av pålens råhet.

$$q_b = (9,3 - 12,0) \cdot c_u \quad (11)$$

Överensstämmelsen med finita elementanalyser är god, se figur 3.

För att eliminera risken att utböjningen ökar med tiden, dvs leran kryper, kan man inte tillgodoräkna sig ett sidostöd som svarar mot ekvationen (11). Erfarenheter från stabilitetsproblem visar att lerans krypning är försumbar om säkerheten mot odränerat brott är större än 1,5. Även med hänsyn till upprepade av- och pålastning bör brottvärdet väljas med hänsyn till krypbrottlasten. Översatt till sidobelastad påle kan man utnyttja ett sidostöd som är lika med

$$q_b = 6 \cdot c_u \quad (12)$$

utan att det föreligger risk för krypbrott.

Dimensionerande brottryck för sidostödet i jorden blir enligt partialkoefficientmetoden

$$q_{bd} = 6 \cdot c_{ud} \quad (13)$$

där c_{ud} bestäms enligt ekvation (8).

3.4 VAL AV PARTIALKOEFFICIENTEN γ_{mk}

Enligt Boverkets Konstruktionsregler, BFS 1993:58, BKR 94, avsnitt 4:31 har man olika partialkoefficienter för moduler och för övriga hållfasthetsvärden. Istället för att ha skilda partialkoefficienter för bäddmodulen, k , och medelbrottrycket, q_b , har vi valt samma partialkoefficient för dessa två eftersom osäkerheten ligger i hela kurvans form och inte i brottryck och bäddmodul var för sig. Det värde som gäller för övriga hållfasthetsvärden antas gälla för γ_{mk} dvs en partialkoefficient i intervallet 1,6 - 2,0. Eftersom knäckrisken bestäms av hållfastheten hos en relativt liten jordvolym får reduktion av partialkoefficienten ej ske.

Vid val av γ_{mk} skall följande faktorer beaktas:

Gynnsamma förhållanden	Ogynnsamma förhållanden
Materialegenskapen har erfarenhetsmässigt liten spridning	Materialegenskapen har erfarenhetsmässigt stor spridning
Provningsresultaten från geoteknisk undersökning visar normal spridning	Provningsresultaten från geoteknisk undersökning visar större spridning än normalt
Undersökningarnas omfattning är stor och medger en god bestämning av materialegenskapen	Undersökningarnas omfattning är liten
Undersökningarna är utförda med väldokumenterade metoder som ger reproducerbara resultat	Undersökningarna är utförda med metoder som visar dålig reproducerbarhet eller metoder med begränsat erfarenhetsunderlag
Kontrollplanen föreskriver tilläggskontroll av materialegenskapen	Ingen tilläggskontroll av materialegenskapen
Liten osäkerhet vid översättningen från provningsresultat till sökt egenskap hos materialet	Stor osäkerhet vid översättningen från provningsresultat till sökt egenskap hos materialet
Brottet är segt	Brottet är sprött

Riktlinjer för val av γ_{mk} kan även fås i Pålkommisionens Rapport 81.

Kapitel 4.

Pålmaterialet

4.1 ALLMÄNT OM INVERKAN AV HANTERING OCH INSTALLATION

Betongpålar påverkas under lagring och hantering av betongens krympning och av laster som innebär att betongsektionen normalt måste betraktas som uppsprucken.

Vid installation utsätts pålen under drivning och stoppslagning för upprepade stötvågsbelastningar. Pålmaterialets förmåga att uppta dessa påkänningar sätter en gräns för de laster som kan påföras pålen under installationen. Härigenom begränsas den geotekniska bärförmåga som kan påvisas för pålen. Lastfallet installation behandlas dock inte närmare i denna rapport.

De upprepade belastningar som pålen utsätts för innebär en utmattning av pålmaterialet som måste beaktas vid bestämningen av lastkapaciteten hos den installerade pålen. Detta sker här genom att pålmaterialets tryckhållfasthet reduceras med en korrekationsfaktor, μ_s , respektive, μ_c , för stål respektive betong.

Riktlinjer för val av storleken på korrekationsfaktorerna behandlas inte i denna rapport, utan kan hämtas från Pålgrundläggningshandboken, kapitel 6.15.2. Rekommenderade storlekar på korrekationsfaktorerna framgår av *tabell 1*. Till dess att kunskapen om denna utmattning har ökat och praxis har utbildats bör låga värden väljas. Används stålmateriäl som redan utsatts för utmattningslast t ex beagnad räls bör korrekationsfaktorn, μ_s , väljas lägre än 0,7.

Tabell 1. Intervall för korrekationsfaktorerna μ_s och μ_c .

Table 1. Interval for correction factors μ_s and μ_c .

Betongpålar	$\mu_c = 0,6 - 0,9$
Stålpålar	$\mu_s = 0,7 - 0,9$

4.2 STÅLPÅLAR

Pålar av stål skall dimensioneras enligt BKR 94 och BSK 94. Vid dimensionering i brottgränstillståndet väljs dimensioneringsvärden för hållfasthet, elasticitetsmodul m m enligt BKR 94, avsnitt 8:312. Det valda värdet på pålmaterialets karakteristiska hållfasthet skall vara giltigt för tryckspänningar.

Pålmaterialet skall klassas i egenspanningsgrupper enligt BSK 94, tabell 6:233.

4.2.1 Stålets elasticitetsmodul

Karakteristiskt värde på stålets elasticitetsmodul, E_k , sätts till $210 \cdot 10^3$ MPa. Dimensionerande elasticitetsmodul i brottgränstillståndet blir

$$E_d = \frac{E_k}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (14)$$

γ_m sätts enligt BKR 94, avsnitt 8:312 till 1,0 om de förutsatta toleranserna enligt ritning eller annan handling är så snäva att måttavvikelser inom toleransgränserna har liten betydelse för konstruktionens bärförmåga. I annat fall skall γ_m sättas till 1,1.

4.2.2 Stålets hållfasthet

Det karakteristiska värdet på stålets stukgräns, f_{ykr} , skall vara giltigt för pålmaterialet för tryckspänningar och ta hänsyn till inverkan av hantering och lagring samt drivning och stoppslagning.

$$f_{ykr} = \mu_s \cdot f_{yk} \quad (15)$$

f_{yk} kan väljas enligt BKR 94, avsnitt 8:221, eller genom särskild provning

μ_s = korrekationsfaktor med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning

Stukgränsens dimensioneringsvärde blir:

$$f_{yd} = \frac{f_{ykr}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (16)$$

4.3 BETONGPÅLAR

Betongpålar dimensioneras enligt BKR 94 och BBK 94. För konstruktioner i mycket eller måttligt betongaggressiv miljö ställer BBK 94 krav på betongkvalitet och utförandeklass enligt avsnitt 7.3.2 och begränsning av sprickvidder enligt avsnitt 4.5.5.

4.3.1 Betongens elasticitetsmodul

Betongens karakteristiska elasticitetsmodul erhålles ur BKR 94, avsnitt 7:223.

För hållfasthetsklasserna K50, K55 och K60 fås följande karakteristiska elasticitetsmoduler

$$K50: \quad E_{ck} = 34 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$K55: \quad E_{ck} = 35 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$K60: \quad E_{ck} = 36 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

I brottgränstillståndet bestäms elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde, E_c , av uttrycket

$$E_c = \frac{E_{ck}}{1,2 \cdot \gamma_n} \quad (17)$$

I bruksgränstillståndet godtas

$$E_c = E_{ck} \quad (18)$$

4.3.2 Betongens hållfasthet

Karakteristiska värden för betongens tryckhållfasthet erhålles ur BKR 94, avsnitt 7:221. För hållfasthetsklasserna K50, K55 och K60 fås följande karakteristiska värden

$$K50: \quad f_{ck} = 35,5 \text{ MPa}$$

$$K55: \quad f_{ck} = 39,0 \text{ MPa}$$

$$K60: \quad f_{ck} = 42,5 \text{ MPa}$$

Korrigerat karakteristiskt värde på betongens tryckhållfasthet med hänsyn till inverkan av hantering och lagring samt drivning och stoppslagning erhålles ur uttrycket

$$f_{cckr} = \mu_c \cdot f_{ck} \quad (19)$$

μ_c = korrektionfaktor med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning

I brottgränstillståndet bestäms tryckhållfasthetens dimensioneringsvärde av uttrycket

$$f_{cc} = \frac{f_{cckr}}{1,5 \cdot \gamma_n} \quad (20)$$

I bruksgränstillståndet godtas

$$f_{cc} = f_{cckr} \quad (21)$$

4.3.3 Betongens krypning och krympning

Betongens kryptal, φ , kan bestämmas enligt BBK 94, avsnitt 2.4.7. Under förutsättning att pålarna inte belastas innan de uppnår nominell hållfasthet och att tryckpåkänningen av långtidslast inte överskrider $0,6 \cdot f_{cckr}$ kan effektiva kryptalet, φ_{ef} , väljas till 1,3.

Betongens krympning kan enligt BBK 94, avsnitt 2.4.6, i mycket fuktig miljö ($RH > 95 \%$) antas ha värdet $\epsilon_{cs} = 0,1 \cdot 10^{-3}$.

4.3.4 Armeringens elasticitetsmodul

Karakteristisk elasticitetsmodul för armeringen antas till $E_{sk} = 200 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ enligt BKR 94, avsnitt 7:232.

I brottgränstillståndet bestäms enligt BKR 94, avsnitt 7:3121 elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde av uttrycket

$$E_s = \frac{E_{sk}}{1,05 \cdot \gamma_n} \quad (22)$$

I bruksgränstillståndet godtas enligt BKR 94, avsnitt 7:32

$$E_s = E_{sk} \quad (23)$$

4.3.5 Armeringens hållfasthet

Karakteristiska värden på armeringens draghållfasthet, f_{yk} erhålles i BKR 94, avsnitt 7:231.

Inverkan av drivningen och stoppslagningen på armeringens draghållfasthetsegenskaper antages normalt vara försumbar medan tryckhållfastheten reduceras.

Korrigerat karakteristiskt värde, f_{ykr} på armeringens tryckhållfasthet med hänsyn till inverkan av hantering och lagring samt drivning och stoppslagning erhålles ur uttrycket

$$f_{ykr} = \mu_s \cdot f_{yk} \quad (24)$$

μ_s = korrektionsfaktor med hänsyn till inverkan av drivning och stoppslagning.

I brottgränstillståndet bestäms tryckhållfasthetens dimensioneringsvärde enligt BKR 94, avsnitt 7:3121 av uttrycket

$$f_{sc} = \frac{f_{ykr}}{1,15 \cdot \gamma_n} \quad (25)$$

I bruksgränstillståndet godtas enligt BKR 94, avsnitt 7:32

$$f_{sc} = f_{ykr} \quad (26)$$

4.3.6 Pålens böjstyvhet

Böjstyvheten för pålsektionen beräknas enligt BBK 94, avsnitt 3.4.2. Under förutsättning att hela sektionen är tryckt och att medeltryckpåkänningen ej överstiger $0,6 \cdot f_{cc}$ erhålles

$$EI = \frac{0,8 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (27)$$

Ovanstående styvhet bör dock ej utnyttjas för slagna pålar som skall betraktas som uppspruckna. För sprucken sektion och vid en armering av mer än en procent sättes EI till det största värdet av

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (28)$$

eller

$$EI = E_s \cdot I_s + \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \varphi_{ef}} \quad (29)$$

φ_{ef} är ett vägt medelvärde med hänsyn till förhållandet mellan långtidslast och korttidslast.

coll "arm" piken

$$E_s I_s + 0.4$$

EJ

Kapitel 5.

Initialkrokighet

5.1 ALLMÄNT

Den initialkrokighet som användes vid beräkningen skall svara mot verklig geometrisk krokighet. För att täcka in effekt av lastexcentricitet och måttoleranser måste man dock räkna med en viss minsta initialkrokighet, se BSK 94 och BBK 94.

Pålens initialkrokighet efter slagningen är beroende av ett antal faktorer som pålens styvhet, skarvkonstruktionen, slagningsutrustningen, jordlagerföljden och förekomsten av pålningshinder. Följaktligen kommer samma påltyp att få olika initialutböjning på olika arbetsplatser. Bestämning av den raket som kan uppnås för ett objekt bör ingå som ett naturligt inslag i en provpålning och den fortlöpande produktionskontrollen. Tyvärr medger ej alla påltyper att man kan mäta krokigheten efter slagningen.

Initialkrokigheten anges vanligen som en pilhöjd, δ , på en viss mätlängd, l , eller som krökningsradien, R , räknat på samma längd. Följande samband antas gälla mellan krökningsradie, mätlängd och pilhöjd (cirkel-båge).

$$\delta = \frac{l^2}{8 \cdot R} \quad (30)$$

I verkligheten beskriver pålen en kurva i rummet. Vid bestämning av den karakteristiska pilhöjden skall det största rymdvärdet på pilhöjden tas som fås när mätlängden förskjuts längs pålen, se figur 4. Vid beräkning av bärförmågan är det pilhöjden på den teoretiska knäcklängden som är avgörande. Utförs bestämningen av den verkliga initialkrokigheten på en sträcka som avviker från den teoretiska knäcklängden måste en omräkning till knäcklängden ske.

Dimensionerande pilhöjd på knäcklängden beräknas enligt

$$\delta_d = \delta_k \cdot \gamma_d \quad (31)$$

där δ_k är karakteristiska pilhöjden och γ_d en partialkoefficient som är beroende av vilken kontroll som utförs t ex inklinometermätning eller tolkning med tolk. Val av storlek på partialkoefficienten för initialkrokighet anges i följande kapitel.

5.2 STÅLPÅLAR

Den minsta initialkrokighet som man måste räkna med för en tryckt stålkonstruktion är $0,0015 \cdot l_k$ enligt BKR 94 avsnitt 8:226. Stålpålars verkliga initialkrokighet på teoretisk knäcklängd är efter stoppslagning troligen större än detta värde varför den verkliga initialkrokigheten skall användas vid beräkning av lastkapaciteten.

Den dimensionerande initialkrokigheten bestäms beroende på vilken kontroll av utböjningen som utförs på den slagna pålen.

Följande fall kan tänkas:

- Vid inklinometermätning av alla pålar:

Den största pilhöjden, δ_{max} , bestäms på en längd lika med den elastiska knäcklängden, l_k . Detta värde användes som karakteristisk pilhöjd vid beräkningen. Vid beräkning av dimensionerande pilhöjd, ekvation (31), sätts partialkoefficienten, γ_d till 1,0.

- Vid tolkning av alla pålarna med tolk:

Om tolken passerar ned genom pålen när dess krökningsradie är större eller lika med R_T , utvärderas karakteristisk pilhöjd enligt

$$\delta_k = \frac{l_k^2}{8 \cdot R_T} \quad (32)$$

Partialkoefficienten, γ_d , sätts till 1,0 i ekv. 31.

- Ingen raketkontroll utförs:

Schablonvärden skall användas som ligger på säkra sidan. Faktorer som inverkar på val av schablonvär-

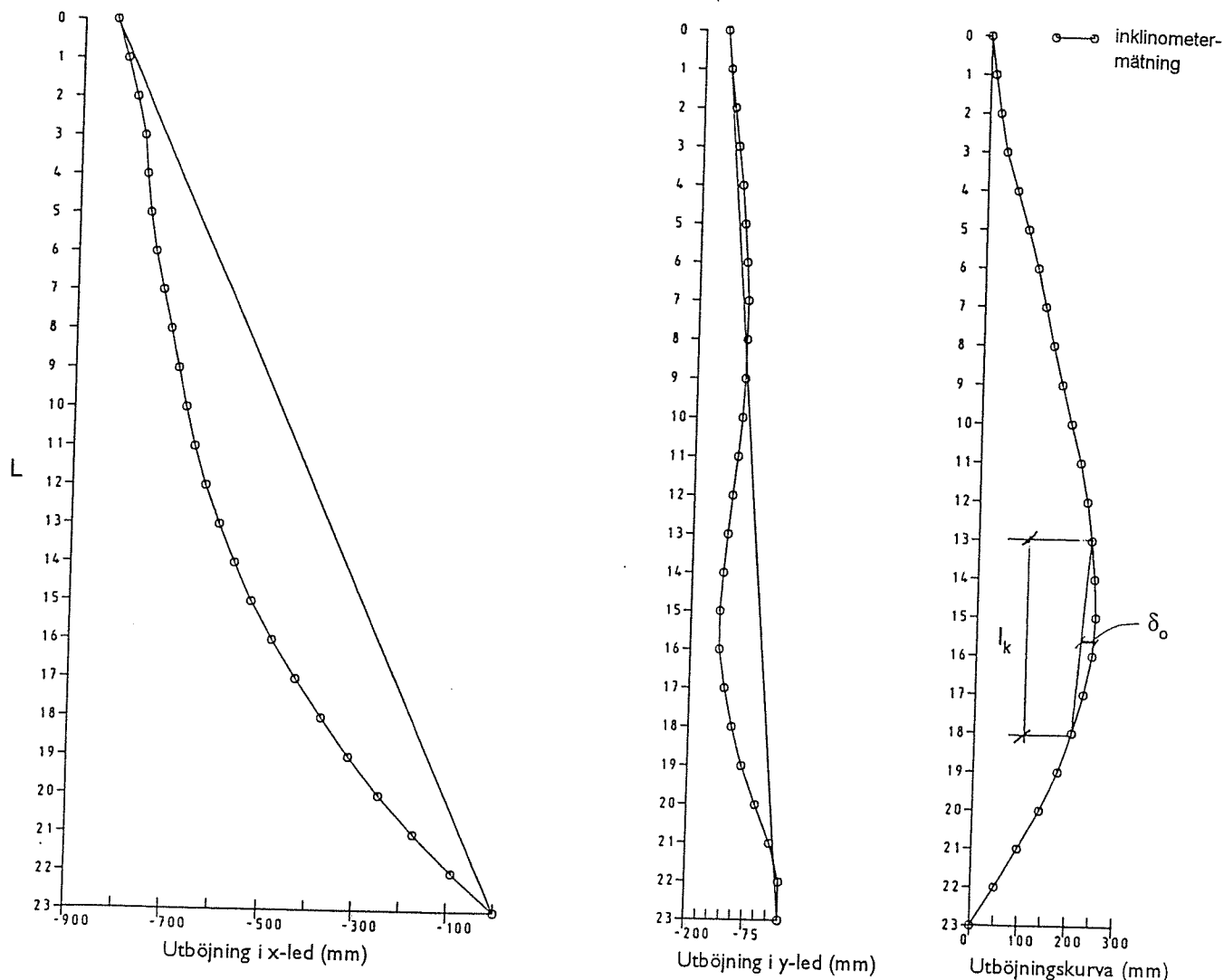


Fig. 4. Utvärdering av största pilhöjden på en sträcka lika med den teoretiska knäcklängden.

Fig. 4. Interpretation of the largest central deflection on a length equal to the elastic buckling length.

de är pålens styvhet, skarvkonstruktion, avstånd mellan skarvar, slagningsförfarande, jordlagerföljd och förekomsten av pålningshinder.

I tabell 2 och 3 redovisas rakhetsmätningar utförda i rörpålar vid olika geotekniska förhållanden. Dessa kan tjäna som underlag vid bestämning av dimensionerande initialkrokighet då ingen rakhetskontroll utförs.

Kan inte annat påvisas antas karakteristisk pilhöjd till nedan angivna värden och partialkoefficienten, γ_d , sätts till 2,0 i ekvation (31).

$$\delta_k = \frac{l_k \cdot n}{400} \quad (33)$$

där

l_k = teoretisk knäcklängd

n = antal skarvar på knäcklängden.

För oskarvade pålar antas

$$\delta_k = \frac{l_k}{600} \quad (34)$$

Tabell 2. Utvärderad minsta krökningsradie på längden 2,0 m i den del av pålen som omges av lera.

Table 2. The minimum radius of curvature on a length of 2,0 m where the pile is surrounded by clay.

Plats, påltyp, skarvavstånd, jordprofil, slagningsutrustning	Krökningsradie
Kv Katthavet, Stockholm ϕ 88,9 x 5,1 mm 9 st Skarvavstånd 1,5 m 3 - 6 m friktionsjord 3 - 5 m lera 2 - 5 m friktionsjord, morän Hejare Krupp 110	108 - 254 m
Kv Fröja, Uppsala ϕ 88,9 x 5,1 mm 2 st Skarvavstånd 2,0 m 1 - 2 m torrskorpelera 7 - 18 m lera 3 - 4 m friktionsjord Hejare Krupp 110	89 - 113 m
Kv Svetsaren, Solna ϕ 101,6 x 5,6 mm 8 st Skarvavstånd 2,0 m 2 m fyllning 1 - 2 m lera 3 - 5 m friktionsjord, morän Hejare Tex 250	105 - 373 m
Söderköping ϕ 60,3 x 5,0 mm 7 st	88 - 197 m

Tabell 3. Utvärderad minsta krökningsradie på längden 2,0 m för pålar slagna i fyllning och friktionsjord.

Table 3. The minimum radius of curvature on a length of 2,0 m for piles driven in fill and friction material.

Plats, påltyp, skarvavstånd, slagningsutrustning	Krökningsradie
Karlavägen, Sundbyberg ϕ 76,1 x 4,0 mm Skarvavstånd 1,0 m Hejare Tex 40	57 - 195 m
Kv Pyramus, Stockholm ϕ 76,1 x 5,0 mm Skarvavstånd 1,0 m Hejare Krupp 110	28 - 95 m

5.3 BETONGPÅLAR

Det förutsätts här att toleranser för pålelement, spetsar och skarvar enligt BBK 94 och Svensk Standard SS 811103 innehålls. Man skall då räkna med en dimensionerande initialkrokighet

för oskarvad påle

$$\delta_d = \frac{l_k}{300} \quad (35)$$

för skarvad påle

$$\delta_d = \frac{l_k}{150} \quad (36)$$

Vid dimensionering i brottgränstillståndet förutsätts också enligt BKR 94, avsnitt 7:3126 att normalkraften har en minsta excentricitet som sätts lika med 1/30 av tvärmåttet i resp huvudtröghetsriktning, dock minst 20 mm. Excentriciteten räknas från tyngdpunkten för det ospruckna tvärsnittet utan hänsyn till armering, och behöver inte antas uppträda samtidigt i två huvudriktningar.

Kapitel 6.

Analytisk beräkningsmetod

6.1 ALLMÄNT

Här redovisad beräkningsmetod behandlar påldelar genom den lösa leran (zon a enligt avsnitt 2). Skarvade pålar förutsätts ha en skarv, som är jämnstöv med pålen i övrigt. För pålar med varierande styvhet i olika riktningar förutsätts att beräkningar genomförs för olika 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 till knäckkurvan, se figur 5.

Under dessa förutsättningar kan beräkningarna begränsas till en knäckvåg enligt följande analytiska beräkningsmetod. Metoden gäller för en i överkant sidostyrd påle som är helt i jord.

Beräkningen utförs enligt andra ordningens teori och med antagande om en sinusformad initialkrokighet

$$\delta = \delta_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_k}\right) \quad (37)$$

och att tillskottsutböjningen blir sinusformad.

$$y = y_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_k}\right) \quad (38)$$

Totalmomentet och maximal tillskottsutböjningen vid axiellasten P blir (se Bernander och Svensk, 1969)

$$M = \frac{0.5 \cdot P \cdot \delta}{1 - \frac{P}{P_k}} \quad (39)$$

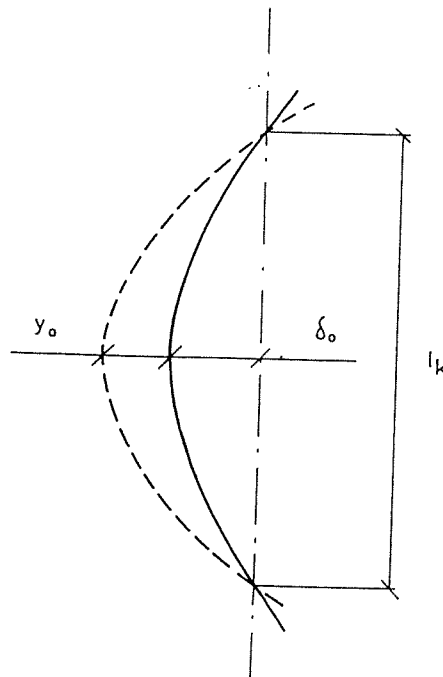


Fig. 5. Antagen initialutböjning vid analytisk beräkningsmetod.

Fig. 5. Assumed initial curvature for the analytical solution.

$$y_0 = \frac{\delta_0}{\frac{P_k}{P} - 1} \quad (40)$$

Ekvation 40 kan omvandlas till

$$P = \frac{P_k \cdot y_0}{\delta_0 + y_0} \quad (41)$$

För knäcklasten P_k gäller uttrycket

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot d \cdot E_d \cdot I} \quad (42)$$

Pålens teoretiska knäcklängd kan beräknas enligt

$$l_k = \pi \cdot \sqrt[4]{E_d \cdot I / (k_d \cdot d)} \quad (43)$$

Jordmotståndet antas variera med tilläggsutböjningen enligt *figur 6*. Se även avsnitt 6. För att beräkna lastkapaciteten när gränsvärdet överskrides bestämmes, enligt principen för ekvivalent arbete, en reducerad effektiv bäddmodul k_{de} . Denna ger minskad knäcklast P_{ke} och ökad knäcklängd l_{ke} . Denna ekvivalenta bäddmodul kan beräknas under antagandet att energin (arbetet) är samma dvs

$$\int_0^{l_{k1}/2} \frac{1}{2} \cdot k_{de} \cdot y_1^2 \cdot dx = \int_0^a \frac{1}{2} \cdot k_d \cdot y_1^2 \cdot dx + \int_a^{l_{k1}/2} \frac{1}{2} \cdot \frac{q_{bd}^2}{k_d} \cdot dx + \int_a^{l_{k1}/2} q_{bd} \cdot (y_1 - \frac{q_{bd}}{k_d}) \cdot dx \quad (44)$$

där

$$y_1 = y_{01} \cdot \sin(\pi \cdot x / l_{k1}) \quad (45)$$

och måttet a framgår av *figur 7*.

Alternativt kan den ekvivalenta bäddmodulen beräknas under antagandet att sidomotståndet är samma vilket ger

$$\int_0^{l_{k1}/2} k_{de} \cdot y_1 \cdot dx = \int_0^a k_d \cdot y_1 \cdot dx + \int_a^{l_{k1}/2} q_{bd} \cdot dx \quad (46)$$

Ovanstående uttryck kan för ekvivalent arbete omvandlas till

$$\frac{k_{de}}{k_d} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\alpha + \frac{3}{2} \cdot \sin(2 \cdot \alpha) - (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot \sin^2 \alpha \right) \quad (47)$$

och för ekvivalent sidomotstånd till

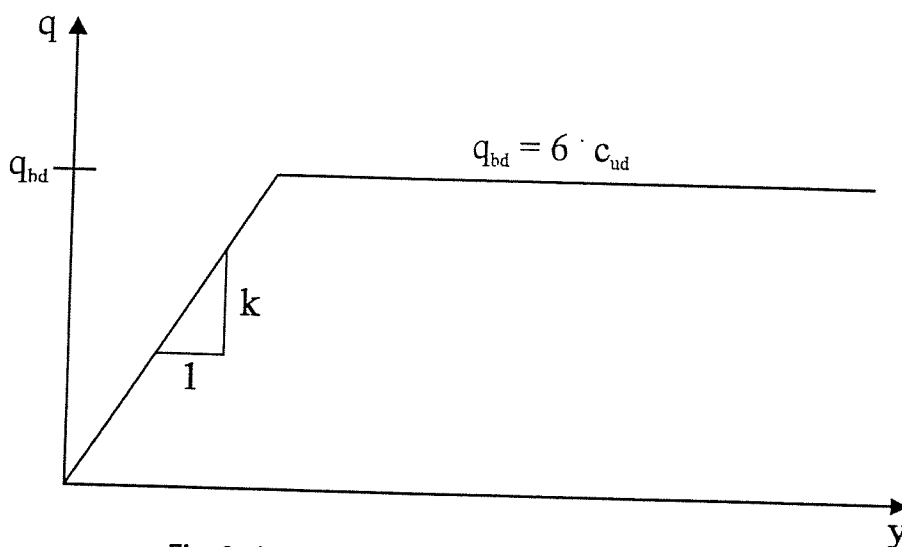


Fig. 6. Jordmotståndets variation med tillskottsutböjningen.

Fig. 6. The variation of the soil resistance with the deflection.

$$\frac{k_{de}}{k_d} = 1 - \cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \quad (48)$$

$$\text{där } \alpha = \frac{\pi \cdot a}{l_{kl}} = \arcsin\left(\frac{q_{bd}}{k_d \cdot y_{01}}\right) \quad (49)$$

Ekv (47) och (48) representeras grafiskt i fi-

gur 8. Där q_{de} och q_d varierar enligt figur 7.

Vid beräkning av lastkapaciteten för typgodkända stålplåtar har ekvivalent sidomotstånd används, se IVA Pålkommissionen Rapport 81. Beräkningar med ekvivalent sidomotstånd ger något lägre lastkapacitet än beräkningar med ekvivalent arbete.

Den föreslagna analytiska beräkningsmetoden överensstämmer i stort med den av Bernander och Svensk (1969) redovisade beräkningsmetoden.

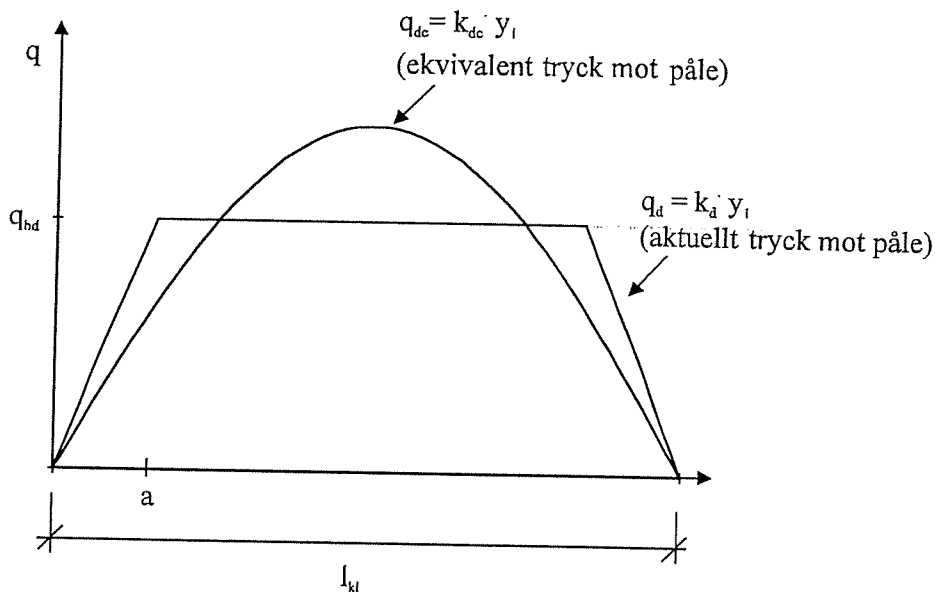


Fig. 7. Fördelning av krafterna mellan påle och jord.

Fig. 7. The distribution of contact pressure between pile and soil.

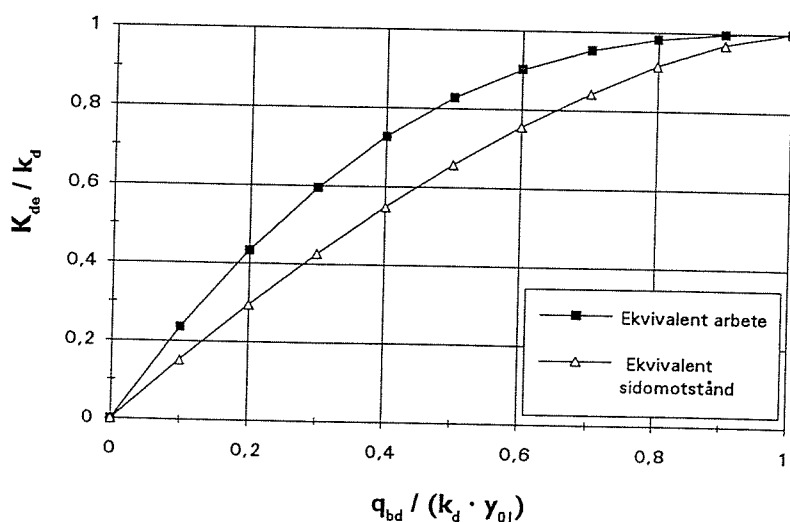


Fig. 8. Samband mellan $q_{bd}/(k_d \cdot y_{01})$ och reducerad bäddmodul

Fig.8. Relation between $q_{bd}/(k_d \cdot y_{01})$ and the reduced modulus of subgrade reaction

6.2 STÅLPÅLAR

För stålpålar gäller följande beräkningsgång i brottgränstillstånd. När lasten P ökas leder detta antingen till att lastkapaciteten med hänsyn till jordmotståndet överskrids eller gränslasten för pålmaterialet nås. Gränslasten för pålmaterialet beräknas i enlighet med Bygg K18:56 enligt uttrycket

$$\frac{P}{N_d} + \frac{M}{M_d} \leq 1,0 \quad (50)$$

där

$$N_d = f_{yd} \cdot A \quad (51)$$

och

$$M_d = \eta \cdot W \cdot f_{yd} \quad (52)$$

η är en formfaktor som beror av tvärsnittsklass, se Bygg K18:42. η sätts dock i allmänhet högst till 1,25 enligt BSK 94, avsnitt 6:242.

Utmattning av stålmaterialet har tagits hänsyn till genom reduktion av stålmaterialets stukgräns med μ_s , se 4.2.2.

Egenspänningar i pålmaterialet beaktas genom att räkna med en förstorad initialkrokighet och genom att reducera pålens elasticitetsmodul med 10 %. Initialkrokigheten, δ_0 består av två delar, en geometrisk krokighet, δ_g , och en fiktiv, δ_f .

$$\delta_0 = \delta_g + \delta_f \quad (53)$$

Den geometriska krokigheten väljs enligt riktlinjer i avsnitt 5 och den fiktiva initialkrokigheten väljs enligt nedanstående tabell där gruppstillhörighet bestäms enligt tabell 6:233 i BSK 94, se *tabell 4*.

Tabell 4. Fiktiv initialkrokighet för att beakta egenspanningar i pålmaterialet enligt Bygg K18:56.

Table 4. Fictive initial curvature to consider the effect of residual stresses in the pile material.

grupp a	$\delta_f = 0,0003 \cdot l_k$
grupp b	$\delta_f = 0,0013 \cdot l_k$
grupp c	$\delta_f = 0,0025 \cdot l_k$

där l_k är den elastiska knäcklängden.

6.3 BETONGPÅLAR

För betongpålar gäller i brottgränstillstånd följande beräkningsgång. P_k och l_k beräknas enligt ekvation (42) och ekvation (43). Enligt BBK 94, avsnitt 6.3.2, kan därefter Euler knäcklängden l_c beräknas ur

$$l_c = \pi \cdot \sqrt{EI / P_k} \quad (54)$$

EI erhålles ur ekvation (23) och (24) samt P_k enligt ekvation (40).

Pålens lastkapacitet vid centrisk tryckkraft erhålles ur BBK 94, avsnitt 6.3.3.2 med beteckningar enligt BBK

$$N_u = k_c \cdot \frac{A_c \cdot f_{cc}}{1 + k_\phi \cdot \phi_{ef}} + k_s \cdot A_s \cdot f_{sc} \quad (55)$$

Koefficienterna k_c , k_s och k_ϕ beror på betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet mellan l_c och pålens kantmått.

Pålen kontrolleras alltid för kombinationen av moment och normalkraft. Utnyttjas pålens inspänning i pålplattan måste inspänningssnittet dimensioneras för aktuellt inspänningsmoment förstorat med hänsyn till andra ordningens effekter.

Varje snitt av pålen inklusive skarvar och skor måste dessutom dimensioneras för moment enligt ekvation (39) dock alltid minst för ett moment som uppfyller excentricitetskraven enligt 5.3.

Vid låga skjuvhållfastheter på omgivande lera blir i allmänhet kombinationen av moment och normalkraft dimensionerande för kapaciteten. Härvid överskrides också ofta gränsvärdet för jordens sidomotstånd varför beräkning måste göras med hänsyn till detta. Se även beräkningsexempel.

För pålar med höga långtidslaster kan bruksgränstillståndets krav på att kantspänningen skall understiga $0,6 \cdot f_{cckr}$ bli dimensionerande.

Kapitel 7.

Beräkningsexempel

7.1 STÅLPÅLAR

7.1.1 Beräkningsexempel X-påle 180 x 24

■ Beräkningsförutsättningar

Beräkna lastkapaciteten i säkerhetsklass SK 1 för en X-påle 180 x 24 mm. Beräkningen genomföres med antagandet att avrostningen är 1 mm runt om tvärsnittet.

Enligt tillverkaren gäller följande nominella tvärsnittsdata vid 1 mm avrostning runt om tvärsnittet

$$\begin{aligned} A &= 73,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \\ I_x &= 1043,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 & x &= \text{böjning kring sidan} \\ I_y &= 1043,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 & y &= \text{böjning kring diagonalen} \\ d_x &= 0,178 \text{ m} \\ d_y &= 0,139 \text{ m} \\ W_x &= 117,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ W_y &= 150,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Enligt tillverkaren gäller följande karakteristiska egenskaper:

- Egenspanningsgrupp a (Provning av stukgräns genomföres av tillverkaren)
- $f_{yk} = 310 \text{ MPa}$, $\gamma_m = 1,0$

Hänsyn till plasticering i pålmaterialet har tagits genom att använda $\eta = 1,25$.

Korrigerig av karakteristiska hållfasthetsegenskaper med hänsyn till inverkan av hantering och lagring samt drivning och stoppslagning antas som

$$\mu_s = 0,8$$

Beräkningen genomföres i säkerhetsklass SK1

$$\gamma_n = 1,0$$

Geoteknikern har för detta projekt angett

$$\begin{aligned} c_{uk} &= 12,0 \text{ kPa} = 0,012 \text{ MPa} \\ \gamma_{mk} &= 2,0 \end{aligned}$$

■ Dimensionerande egenskaper

$$E_d = 0,9 \cdot E_k / (\gamma_n \cdot \gamma_m) = 0,9 \cdot 210 \cdot 10^3 / (1,0 \cdot 1,0) = 1,890 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \mu_s \cdot f_{yk} / (\gamma_n \cdot \gamma_m) = 0,8 \cdot 310 / (1,0 \cdot 1,0) = 248,0 \text{ MPa}$$

$$c_{ud} = c_{uk} / (\gamma_n \cdot \gamma_{mk}) = 0,012 / (1,0 \cdot 2,0) = 0,006 \text{ MPa}$$

■ Tvärsnittets kapacitet

Kapacitet enligt ekv (51) och (52)

$$N_d = A \cdot f_{yd} = 73,90 \cdot 10^{-4} \cdot 248,0 = 1,833 \text{ MN}$$

$$M_{dx} = \eta \cdot W_x \cdot f_{yd} = 1,25 \cdot 117,2 \cdot 10^{-6} \cdot 248,0 = 0,03633 \text{ MNm}$$

$$M_{dy} = \eta \cdot W_y \cdot f_{yd} = 1,25 \cdot 150,2 \cdot 10^{-6} \cdot 248,0 = 0,04656 \text{ MNm}$$

■ Brottgränsdimensionering

Lastkapacitet om jordbrott ej erhålls

$$k_d \cdot d = 50 \cdot c_{ud} = 50 \cdot 0,006 = 0,300 \text{ MPa}$$

Enligt ekv (42) och (43)

$$P_k = 2 \cdot (k_d \cdot d \cdot E_d \cdot I)^{0,5} = 2 \cdot (0,300 \cdot 1,890 \cdot 10^5 \cdot 1043,2 \cdot 10^{-8})^{0,5} = 1,538 \text{ MN}$$

$$l_k = \pi \cdot (E_d \cdot I / (k_d \cdot d))^{0,25} = \pi \cdot (1,890 \cdot 10^5 \cdot 1043,2 \cdot 10^{-8} / 0,30)^{0,25} = 5,030 \text{ m}$$

Initialkrokighet för en skarvad påle i segment med längder större än l_k ger enligt ekv (31) och (33) för en skarv per knäcklängd och $\gamma_\delta = 2,0$

$$\delta_d = \gamma_\delta \cdot l_k / 400 = 2,0 \cdot 5,030 / 400 = 0,02515 \text{ m}$$

Vilket enligt ekv (32) motsvarar en krökningsradie av

$$R = l_k^2 / (8 \cdot \delta_d) = 5,030^2 / (8 \cdot 0,02515) = 125,8 \text{ m}$$

Fiktiv initialkrokighet av egenspanning för grupp a enligt tabell 3

$$\delta_f = 0,0003 \cdot l_k = 0,0003 \cdot 5,030 = 0,00151 \text{ m}$$

Vilket ger

$$\delta_o = \delta_d + \delta_f = 0,02515 + 0,00151 = 0,02666 \text{ m}$$

Last då gränsvärde för jordmotstånd uppnås fås som

$$P = (1 - \delta_o / (\delta_o + y_o)) \cdot P_k$$

I detta fall

$$y_o = q_{bd} / k_d = q_{bd} / (k_d \cdot d) \cdot d = 6 \cdot c_{ud} / (50 \cdot c_{ud}) \cdot d = 0,12 \cdot d$$

$$y_{ox} = 0,12 \cdot 0,178 = 0,02136 \text{ m}$$

$$y_{oy} = 0,12 \cdot 0,139 = 0,01668 \text{ m}$$

$$P_x = (1 - 0,02666 / (0,02666 + 0,02136)) \cdot 1,538 = 0,684 \text{ MN}$$

$$P_y = (1 - 0,02666 / (0,02666 + 0,01668)) \cdot 1,538 = 0,592 \text{ MN}$$

Kontrollera om spänningssituationen är tillåten för lasterna $P_x = 0,684 \text{ MN}$ och $P_y = 0,592 \text{ MN}$.

Enligt ekv (39) och (50)

$$M_x = 0,5 \cdot 0,684 \cdot 0,02666 / (1 - 0,684 / 1,538) = 0,01642 \text{ MNm}$$

$$P_x / N_d + M_x / M_{dx} = 0,684 / 1,833 + 0,01642 / 0,03633 = 0,8251 < 1,0$$

$$M_y = 0,5 \cdot 0,592 \cdot 0,02666 / (1 - 0,592 / 1,538) = 0,01283 \text{ MNm}$$

$$P_y / N_d + M_y / M_{dy} = 0,592 / 1,833 + 0,01283 / 0,04656 = 0,5985 < 1,0$$

Genom att tillåta en större utböjning kan lastkapaciteten ökas något. Nedan redovisas denna beräkning.

Lastkapacitet om jordmotståndet överskrids

Om sidomotståndet beräknas under antagandet om ekvivalent arbete fås

$$\alpha = \arcsin (q_{bd} / (k_d \cdot y_{o1})) = \arcsin (0,12 \cdot d / y_{o1})$$

$$k_{de} / k_d = 2 / \pi \cdot (\alpha + 1,5 \cdot \sin (2 \cdot \alpha) - (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot \sin^2 \alpha)$$

$$P_{kl} = 2 \cdot (k_{de} \cdot d \cdot E_d \cdot I)^{0,5} = P_k \cdot (k_{de} / k_d)^{0,5}$$

Beräkning utföres först för böjning kring sidan (x-axeln). Lösningen sökes genom att succesivt genomföra beräkningen för ökande värde på tilläggsutböjningen y_o .

Lastkapaciteten bestäms av ekv (50).

$$\text{Antag } y_{o1} = 0,0230 \text{ m}$$

$$\alpha = \arcsin (0,02136 / 0,0230) = 1,1908 \text{ rad}$$

$$k_{de} / k_d = 0,9987$$

$$P_{kl} = 1,538 \cdot (0,9987)^{0,5} = 1,537 \text{ MN}$$

$$P = (1 - 0,02666 / (0,02666 + 0,0230)) \cdot 1,537 = 0,712 \text{ MN}$$

$$M = 0,5 \cdot 0,712 \cdot 0,02666 / (1 - 0,712 / 1,537) = 0,01768 \text{ MNm}$$

$$0,712 / 1,833 + 0,01768 / 0,03633 = 0,8509 < 1,0 \quad \text{dvs öka } y_o$$

Beräkningar enligt metoden ovan ger för ökande värde på y_{o1}

y_{o1} m	α	k_{de} / k_d	P_{kl} MN	P MN	$P/N_d + M/M_d$
0,0240	1,0973	0,9961	1,535	0,727	0,9038
0,0250	1,0244	0,9922	1,531	0,741	0,9316
0,0260	0,9641	0,9870	1,528	0,754	0,9583
0,0270	0,9126	0,9807	1,523	0,766	0,9841
0,0280	0,8677	0,9735	1,517	0,777	1,0088

Interpolering ger lastkapaciteten 0,774 MN vid böjning kring sidan (x-axeln).

För böjning kring diagonalen (y-axeln) genomförs beräkningarna på samma sätt som för böjning kring sidan (x-axeln) ovan.

Beräkningar enligt metoden ovan ger för ökande värde på y_{o1}

y_{o1} m	α	k_{de}/k_d	P_{kl} MN	P MN	$P/N_d + M/M_d$
0,0250	0,7304	0,9379	1,489	0,721	0,7931
0,0300	0,5896	0,8717	1,435	0,760	0,8774
0,0350	0,4968	0,8058	1,381	0,784	0,9465
0,0400	0,4301	0,7452	1,328	0,797	1,0049

Genom interpolation fås lastkapacitet 0,796 MN vid böjning kring diagonalen (y-axeln).

I detta fall var böjning kring sidan (x-axeln) dimensionerande.

■ Sammanfattning

Pålens lastkapacitet i det aktuella fallet är

774 kN i säkerhetsklass 1

704 kN i säkerhetsklass 2

645 kN i säkerhetsklass 3

7.1.2 Diagram stålplålar

I *figur 9-12* redovisas beräknad dimensionerande lastkapacitet för fyra st olika påltyper med den ovan redovisade beräkningsmetoden.

Beräkningen här genomförts för böjning kring huvudaxlarna och kring diagonalen för X-pålarna. Sidomotståndet har beräknats under antagandet om ekvivalent arbete.

Lastkapaciteten redovisas som funktion av lerans karakteristiska skjuvhållfasthet dividerad med partialkoefficienten γ_{mk} . Kurvor för olika krökningsradier finns redovisade.

I figurerna finns som jämförelse inlagt dimensionerande lastkapacitet enligt gällande typgodkännanden.

Observera att den dimensionerande lastkapaciteten kan bli mindre vid hänsyn tagen till dimensionering av pålskarv och pålsko.

STÅLPÅLE (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

X-påle 180 x 24 mm 1 mm avrostning runt om

$$A = 73,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_y = 150,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$d_x = 0,178 \text{ m}$$

$$\eta = 1,25$$

$$\gamma_m = 1,0$$

$$\mu_s = 0,8$$

$$W_x = 117,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I_x = I_y = 1043,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$d_y = 0,139 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 330 \text{ MPa}$$

Egenspänningsgrupp a

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

Metod B och maxlast ur Typgodkännande TG 2965/91

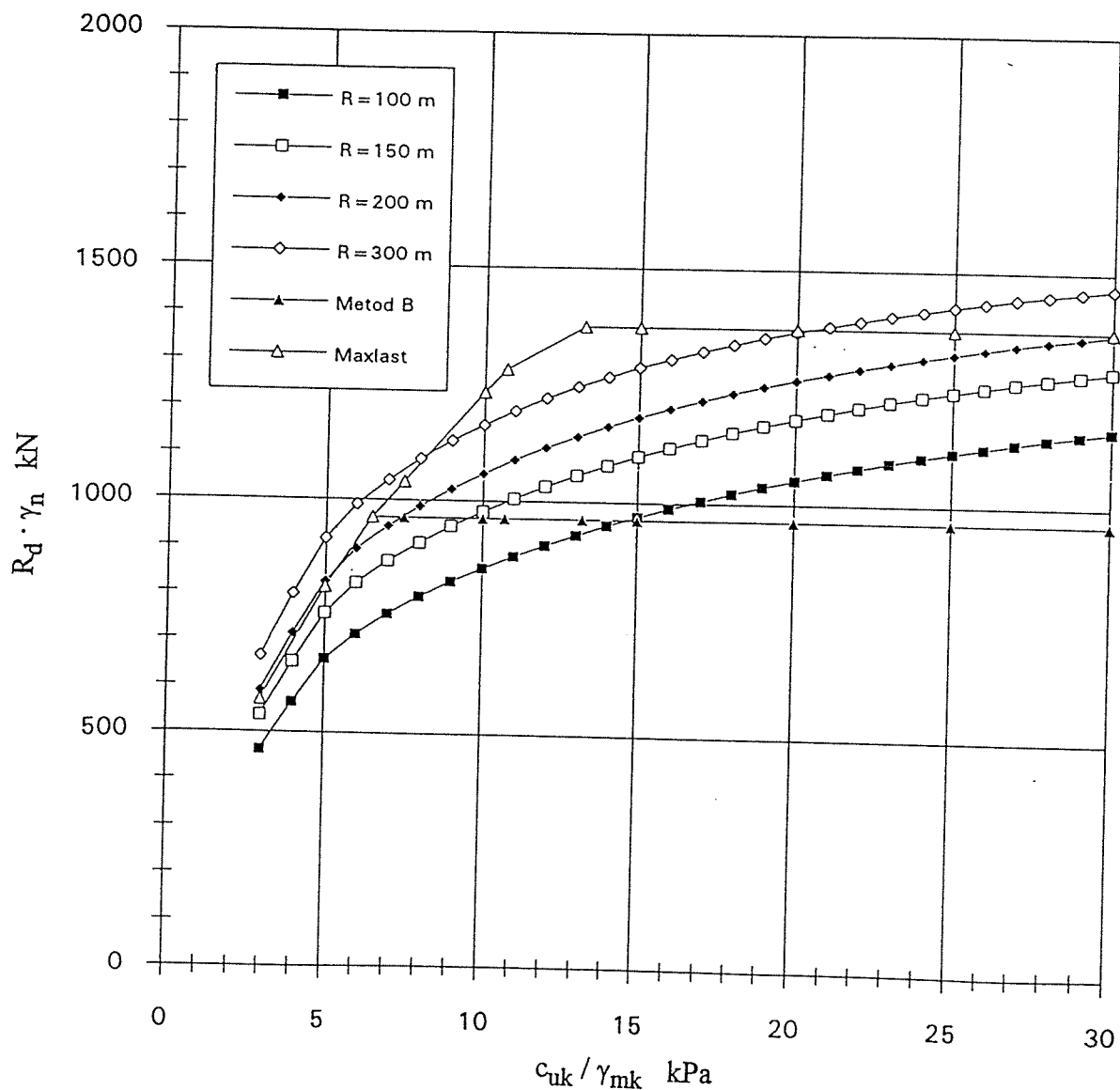


Fig. 9. Dimensionerande lastkapacitet för krysspåle 180 x 24 mm.

Fig. 9. Design bearing capacity. Steel pile X 180 x 24 mm.

STÅLPÅLE (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

X-påle 130 x 16 mm 1 mm avrostning runt om

$$A = 34,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_y = 49,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$d_x = 0,128 \text{ m}$$

$$\eta = 1,25$$

$$\gamma_m = 1,0$$

$$\mu_s = 0,8$$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

Metod B och maxlast ur Typgodkännande TG 2965/91

$$W_x = 38,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I_x = I_y = 247,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$d_y = 0,0995 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 330 \text{ MPa}$$

Egenspänningsgrupp a

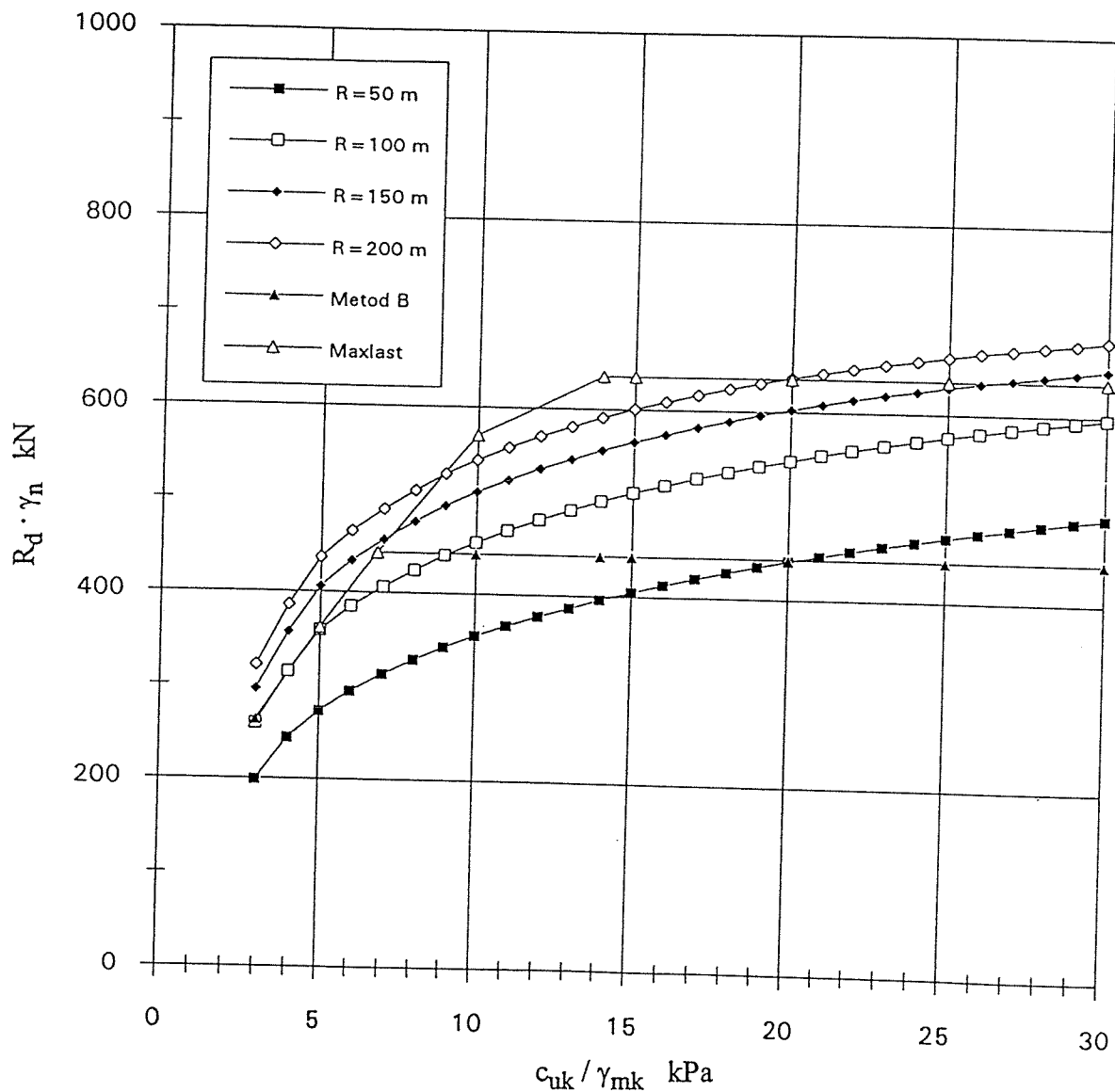


Fig. 10. Dimensionerande lastkapacitet för krysspåle 130 x 16 mm.

Fig. 10. Design bearing capacity. Steel pile X 130 x 16 mm.

STÅLPÅLE (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

Rörpåle 76,1 x 5,0 mm Ingen avrostning

$$A = 11,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W = 18,64 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I = 70,92 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$d = 0,0761 \text{ m}$$

$$\eta = 1,0$$

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 1,0$$

Egenspänningsgrupp a

$$\mu_s = 0,8$$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

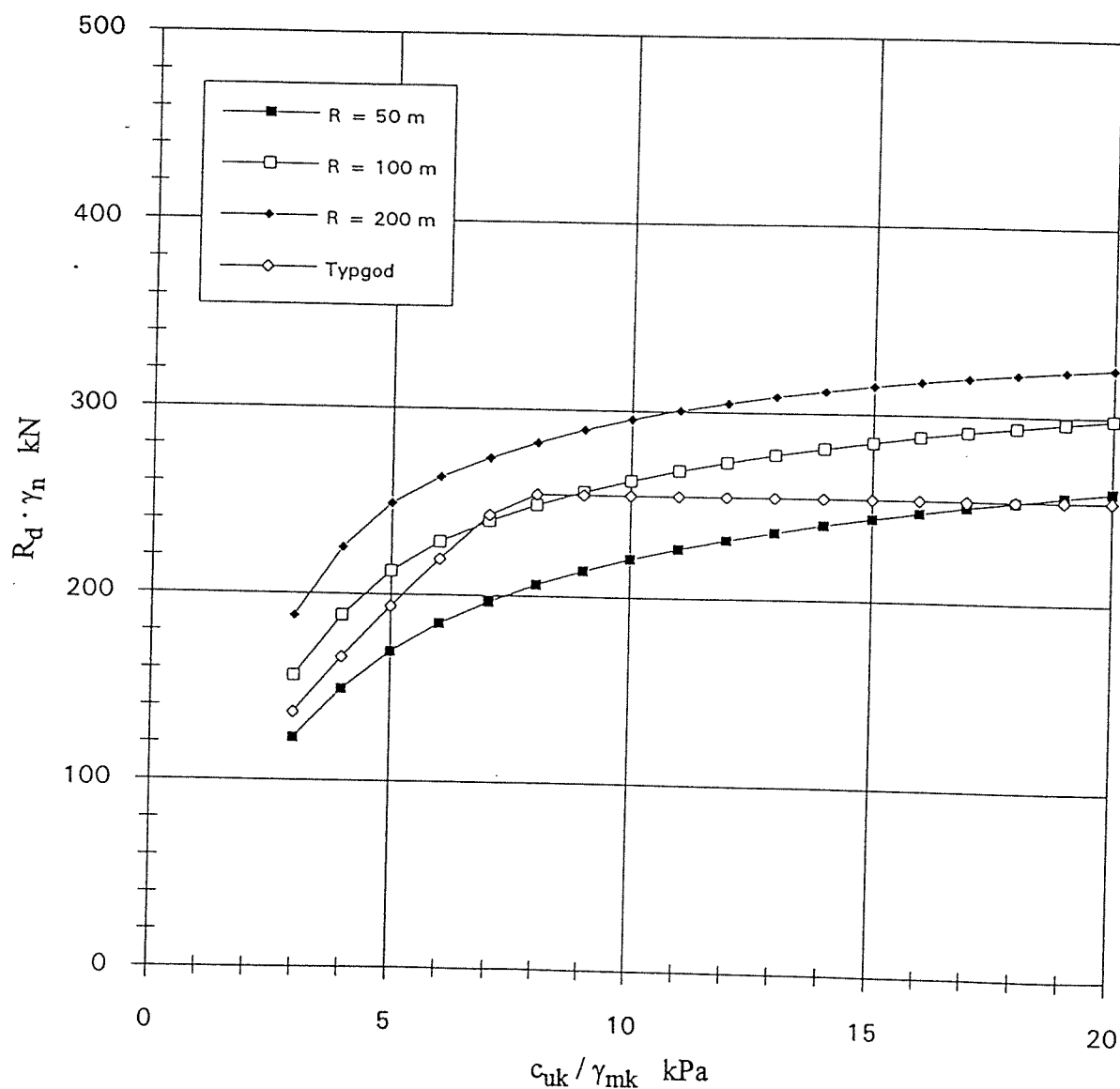


Fig. 11. Dimensionerande lastkapacitet för rörpåle 76,1 x 5,0 mm.

Fig. 11. Design bearing capacity. Steel tube pile 76.1 x 5.0 mm.

STÅLPÅLE (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

Rörpåle 89,0 x 5,0 mm Ingen avrostning

$$A = 13,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W = 26,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I = 116,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$d = 0,089 \text{ m}$$

$$\eta = 1,0$$

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 1,0$$

Egenspänningsgrupp a

$$\mu_s = 0,8$$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

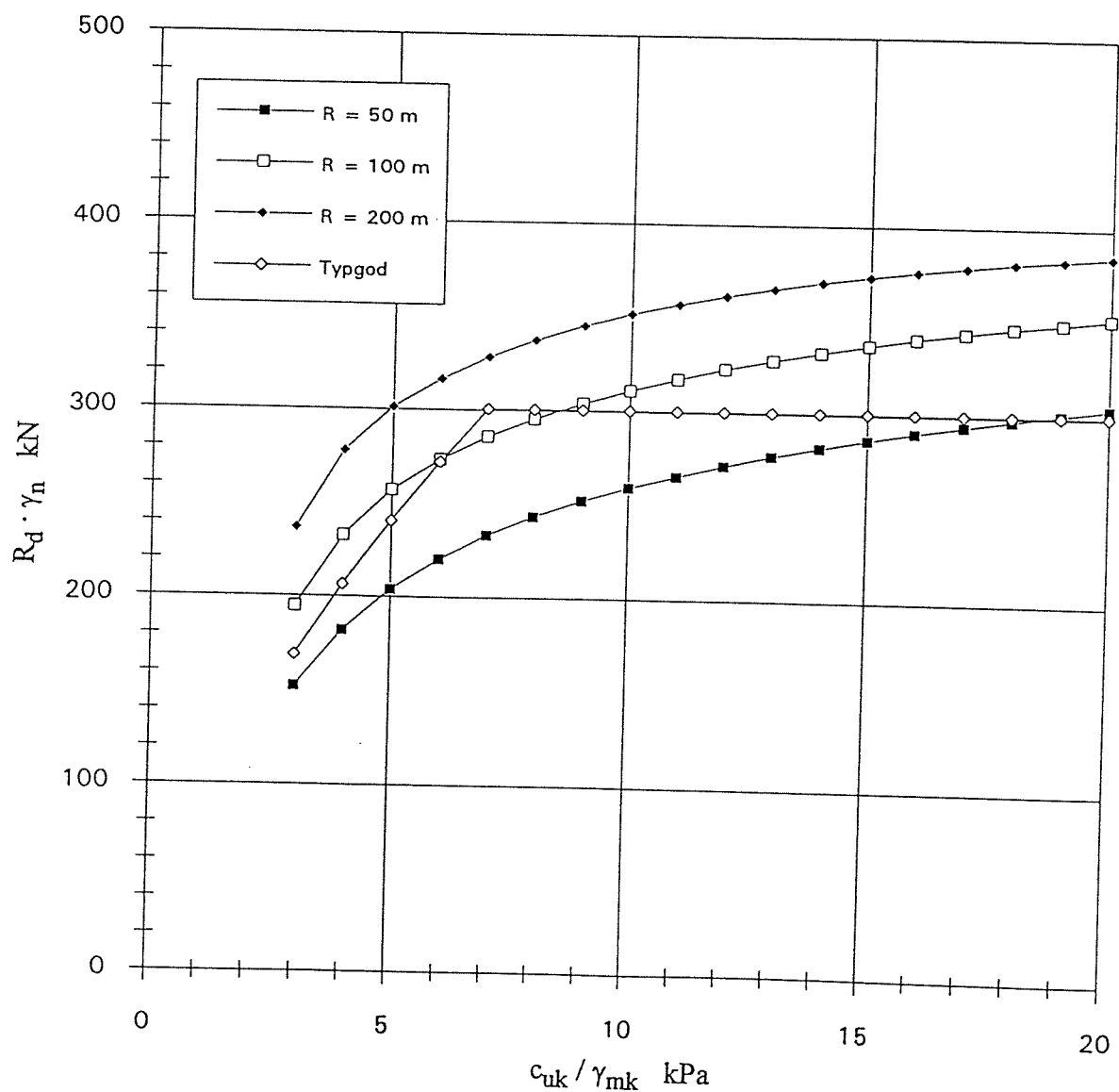


Fig. 12. Dimensionerande lastkapacitet för rörpåle 89,0 x 5,0 mm.

Fig. 12. Design bearing capacity. Steel tube pile 89.0 x 5.0 mm.

7.2 BETONGPÅLAR

7.2.1 Beräkningsexempel Betongpåle SP2

■ Beräkningsförutsättningar

Beräkna lastkapaciteten i säkerhetsklass SK 1 för en skarvad betongpåle av typ SP2.

Följande nominella tvärsnittsdata antages

$$b = h = 0,270 \text{ m}$$

$$A_c = b^2 = 729,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_c = b^4 / 12 = 4,43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{cx} = I_{cy} \quad x = \text{kring sidan} \quad y = \text{kring diagonalen}$$

Pålen är tillverkad i betong av kvalitet K55 med ett effektivt kryptal $\varphi_{ef} = 1,3$.

Karakteristiska egenskaper för betongen

$$E_{ck} = 35 \text{ GPa} = 35000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 39,0 \text{ MPa}$$

Armering utgöres av 8 $\phi 12$ mm av kvalitet Ks60. Täcksikt av betong till längsarmeringen antas till 30 mm. Detta ger om armeringen är buntad med två stål i varje hörn

$$A_s = 8 \cdot \pi \cdot 0,012^2 / 4 = 9,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_s = A_s \cdot h_s^2 = 9,04 \cdot 10^{-4} \cdot (0,270 / 2 - 0,030 - 0,012)^2 = 7,82 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_{sx} = I_{sy}$$

Karakteristiska egenskaper för armeringsstålen

$$E_{sk} = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 620 \text{ MPa}$$

Korrigerig av karakteristiska hållfasthetsegenskaper med hänsyn till inverkan av hantering och lagring samt drivning och stoppslagning antages som

$$\mu_c = 0,6$$

$$\mu_s = 0,6 \text{ (tryckt armering)}$$

$$\mu_s = 1,0 \text{ (dragen armering)}$$

Beräkningen genomföres i säkerhetsklass SK 1

$$\gamma_n = 1,0$$

Geoteknikern har för detta projekt angett

$$c_{uk} = 10,0 \text{ kPa} = 0,010 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{mk} = 2,0$$

■ Dimensionerande egenskaper

$$E_c = E_{ck} / (\gamma_n \cdot 1,2) = 35000 / (1,0 \cdot 1,2) = 2,917 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = \mu_c \cdot f_{cck} / (\gamma_n \cdot 1,5) = 0,6 \cdot 39 / (1,0 \cdot 1,5) = 15,60 \text{ MPa}$$

$$E_s = E_{sk} / (\gamma_n \cdot 1,05) = 200000 / (1,0 \cdot 1,05) = 1,905 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

För tryck:

$$f_{sc} = \mu_s \cdot f_{yk} / (\gamma_n \cdot 1,15) = 0,6 \cdot 620 / (1,0 \cdot 1,15) = 323,5 \text{ MPa}$$

För drag:

$$f_{st} = \mu_s \cdot f_{yk} / (\gamma_n \cdot 1,15) = 1,0 \cdot 620 / (1,0 \cdot 1,15) = 539,1 \text{ MPa}$$

$$c_{ud} = c_{uk} / (\gamma_n \cdot \gamma_{mk}) = 0,010 / (1,0 \cdot 2,0) = 0,005 \text{ MPa}$$

■ Tvärsnittets ekvivalenta styvhet

Enligt ekv (23) och (24) erhålles för en sprucken tvärsektion

$$EI = 0,4 \cdot 2,917 \cdot 10^4 \cdot 4,43 \cdot 10^{-4} / (1 + 1,3) = 2,247 \text{ MNm}^2$$

$$EI = 0,5 \cdot 2,247 + 1,905 \cdot 10^5 \cdot 7,82 \cdot 10^{-6} = 2,613 \text{ MNm}^2$$

Dimensionerande styvhet sätts som den största av ovanstående värden dvs

$$EI = 2,613 \text{ MNm}^2$$

■ Brottgränsdimensionering

Lastkapacitet om jordbrott ej erhålls

$$k_d \cdot d = 50 \cdot c_{ud} = 50 \cdot 0,005 = 0,250 \text{ MPa}$$

Enligt ekv (42) och (43)

$$P_k = 2 \cdot (k_d \cdot d \cdot E \cdot I)^{0,5} = 2 \cdot (0,250 \cdot 2,613)^{0,5} = 1,616 \text{ MN}$$

$$l_k = \pi \cdot (E \cdot I / (k_d \cdot d))^{0,25} = \pi \cdot (2,613 / 0,250)^{0,25} = 5,649 \text{ m}$$

Ekvivalent Euler knäcklängd enligt ekv (54)

$$l_c = \pi \cdot (E \cdot I / P_k)^{0,5} = \pi \cdot (2613 / 1616)^{0,5} = 3,995 \text{ m}$$

$$l_c / h = 3,995 / 0,27 = 14,80$$

Med hänsyn till armeringens placering i tvärsnittet fås enligt BBK 94, formel 6.3.3.2c en reducerad armeringsarea A_{s2} om $t / h > 0,15$.

$$A_{s2} = A_s (1 - 2 \cdot t / h) / 0,7$$

$$t / h = (30 + 12) / 270 = 0,1556 > 0,15$$

$$A_{s2} = 9,04 \cdot 10^{-4} (1 - 2 \cdot 0,1556) / 0,7 = 8,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Tabell 6.3.3.2a i BBK 94 ger för K55, $f_{yk} = 620$ MPa och $l_c / h = 14,80$

$$k_c = 0,785$$

$$k_\phi = 0,151$$

$$k_s = 0,589$$

Normalkraftskapacitet enligt ekv (55)

$$N_u = k_c \cdot A_c \cdot f_{cc} / (1 + k_\phi \cdot \phi_{ef}) + k_s \cdot A_{s2} \cdot f_{sc}$$

$$N_u = 0,785 \cdot 0,0729 \cdot 15,60 / (1 + 0,151 \cdot 1,3) + 0,589 \cdot 8,90 \cdot 10^{-4} \cdot 323,5 = 0,746 + 0,170 = 0,916 \text{ MN}$$

Initialkrokighet för en skarvad påle ansättes enligt ekv (36) som

$$\delta_d = l_k / 150 = 5,649 / 150 = 0,03766 \text{ m}$$

$$(d / 30 = 0,27 / 30 = 0,0090 \text{ m})$$

Vilket motsvarar en krökningsradie av

$$R = l_k^2 / (8 \cdot \delta_d) = 5,649^2 / (8 \cdot 0,03766) = 105,9 \text{ m}$$

$$\delta_o = \delta_d = 0,03766 \text{ m}$$

Last då gränsvärdet för jordmotstånd uppnås erhålles som

$$P = (1 - \delta_o / (\delta_o + y_o)) \cdot P_k$$

I detta fall

$$y_o = q_{bd} / k_d = q_{bd} / (k_d \cdot d) \cdot d = 6 \cdot c_{ud} / (50 \cdot c_{ud}) \cdot d = 0,12 \cdot d$$

$$y_{ox} = 0,12 \cdot 0,270 = 0,03240 \text{ m}$$

$$y_{oy} = 0,12 \cdot 0,270 \cdot 2^{0,5} = 0,04582 \text{ m}$$

$$P_x = (1 - 0,03766 / (0,03766 + 0,03240)) \cdot 1,616 = 0,747 \text{ MN}$$

$$P_y = (1 - 0,03766 / (0,03766 + 0,04582)) \cdot 1,616 = 0,887 \text{ MN}$$

Kontrollera sektionen med hänsyn till moment och normalkraft.

Beräkna momentkapaciteten hos tvärsnittet för axiallasten 0,747 MN.

Momentet blir enligt ekv (39)

$$M = 0,5 \cdot P \cdot \delta_o / (1 - P / P_k)$$

$$M_x = 0,5 \cdot 0,747 \cdot 0,03766 / (1 - 0,747 / 1,616) = 0,02616 \text{ MNm}$$

Axiell kraftjämvikt ger enligt figur 13 kravet

$$0,5 \cdot A_s \cdot (f_{sc} - f_{cc}) + 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cc} - 0,5 \cdot A_s \cdot \sigma_s = P$$

Under antagandet om en rätlinjig töjningsfördelning i tvärsnittet och att betongstukningen i den tryckta kanten är ϵ_{ck} fås enligt figur 13

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_{ck} \cdot (d - x) / x$$

där $\epsilon_{ck} = 0,0035$

$$d = h - d_{täck} - d_{arm} = 0,228 \text{ m}$$

Kravet på axiell kraftjämvikt för den axiella lasten 0,747 MN ger

$$0,5 \cdot 9,04 \cdot 10^{-4} \cdot (323,5 - 15,6) + 0,8 \cdot 0,27 \cdot x \cdot 15,6 - 0,5 \cdot 9,04 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_s = 0,747$$

$$\sigma_s = 7,455 \cdot 10^3 \cdot x - 1,345 \cdot 10^3$$

Antagandet om rätlinjig töjningsfördelning ger

$$\sigma_s = 1,905 \cdot 10^5 \cdot 0,0035 \cdot (0,228 - x) / x$$

Lösningen är $x = 0,1954 \text{ m}$ och $\sigma_s = 111,2 \text{ MPa}$.

Observera att $\sigma_s = 111,2 \text{ MPa}$ är mindre än draghållfasthetens dimensioneringsvärde $f_{st} = 539 \text{ MPa}$.

Tvärsnittets momentkapacitet

$$M = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cc} \cdot (b / 2 - 0,8 \cdot x / 2) + 0,5 \cdot A_s \cdot (f_{st} + f_{sd}) \cdot (d - b / 2)$$

$$\begin{aligned} M &= 0,8 \cdot 0,1954 \cdot 0,270 \cdot 15,6 \cdot (0,135 - 0,8 \cdot 0,1954 / 2) + \\ &+ 0,5 \cdot 9,04 \cdot 10^{-4} \cdot (323,5 + 111,2) \cdot (0,228 - 0,135) = \\ &= 0,0374 + 0,0183 = 0,0557 \text{ MNm} > 0,0262 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Genom att tillåta en större utböjning kan lastkapaciteten ökas något över lasten 0,747 MN. Nedan redovisas denna beräkning.

Lastkapacitet om jordmotståndet överskrids

Om sidomotståndet är beräknat under antagandet om ekvivalent arbete fås

$$\alpha = \arcsin (q_{bd} / (k_d \cdot y_{o1})) = \arcsin (0,12 \cdot d / y_{o1})$$

$$k_{de} / k_d = 2 / \pi \cdot (\alpha + 1,5 \cdot \sin (2 \cdot \alpha) - (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot \sin^2 \alpha)$$

$$P_{kl} = 2 \cdot (k_{de} \cdot d \cdot E_d \cdot I)^{0,5} = P_k \cdot (k_{de} / k_d)^{0,5}$$

Beräkning utföres först för böjning kring sidan (x-axeln). Lösningen sökes genom att axiallasten beräknas för

Dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar

ökande värde på tilläggsutböjningen y_o .

Antingen begränsas därvid P av att tvärsnittskapaciteten med hänsyn till moment och normal-kraft uppnås eller också erhålles ett maximalvärde för P utan att kapaciteten utnyttjas. I det senare fallet blir knäckningen dimensionerande.

Enligt ovan erhöles för $y_o = 0,0324$ m en lastkapacitet $P = 0,747$ MN.

Antag $y_o = 0,0400$ m

$$\alpha = \arcsin (0,03240 / 0,0400) = 0,9441 \text{ rad}$$

$$k_{de} / k_d = 0,9847$$

$$P_{kl} = 1,616 \cdot (0,9847)^{0,5} = 1,604 \text{ MN}$$

$$P = (1 - 0,03766 / (0,03766 + 0,0400)) \cdot 1,604 = 0,826 \text{ MN}$$

$$M = 0,5 \cdot 0,826 \cdot 0,03766 / (1 - 0,826 / 1,604) = 0,0321 \text{ MNm}$$

Iteration ger lösningen $x = 0,2110$ m och $\sigma_s = 53,7$ MPa

Tvärsnittets momentkapacitet

$$M = 0,8 \cdot 0,2110 \cdot 0,270 \cdot 15,6 \cdot (0,135 - 0,8 \cdot 0,2110 / 2) + \\ + 0,5 \cdot 9,04 \cdot 10^{-4} \cdot (323,5 + 53,7) \cdot 0,093 = 0,0360 + 0,0158 = 0,0518 \text{ MNm} > 0,0321 \text{ MNm}$$

Detta innebär att tvärsnittets momentkapacitet är större än momentet.

Beräkningar enligt metoden ovan ger för ökande värde på y_o .

y_o m	P MN	M kNm	M_{kap} kNm
0,0324	0,747	0,0262	0,0557
0,0400	0,826	0,0321	0,0518
0,0500	0,888	0,0389	0,0484
0,0600	0,920	0,0449	0,0465
0,0700	0,936	0,0504	0,0455

I detta fall blir knäckning inte dimensionerande. Momentkapaciteten är mindre än aktuellt moment av last.

Interpolation ger en dimensionerande lastkapacitet av 0,925 MN.

Kontroll av momentkapacitet för böjning kring y-axeln för lasten 0,925 MN ger att momentet är mindre än momentkapaciteten hos pålen. Denna beräkning redovisas dock inte här.

I detta fall var böjning kring sidan (x-axeln) dimensionerande.

I brottgränstillstånd var i detta fall N_u dimensionerande, dvs lastkapaciteten blir 0,916 MN.

■ Bruksgränsdimensionering

Kanttryckpåkänningen begränsas enligt BBK 94 till $0,6 \cdot f_{ckr}$. Betongens krympning som orsakar dragning i betongen och tryck i armeringen kan enligt kapitel 4.3.3 antas till $0,1 \cdot 10^{-3}$.

$$\sigma_k = P / A_i + M / W_i - \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_s / (A_c - A_s)$$

$$n = E_s \cdot (1 + \varphi_{ef}) / E_c = 200000 \cdot (1 + 1,3) / 35000 = 13,1$$

$$A_i = A_c + (n - 1) \cdot A_s = (729,0 + 12,1 \cdot 9,04) \cdot 10^{-4} = 838,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_i = I_c + (n - 1) \cdot I_s = (4,43 + 12,1 \cdot 0,0782) \cdot 10^{-4} = 5,376 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$W_{ix} = I_{ix} / (h / 2) = 5,376 \cdot 10^{-4} / 0,135 = 39,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$W_{iy} = I_{iy} / (h \cdot 2^{0,5} / 2) = 5,376 \cdot 10^{-4} / (0,135 \cdot 2^{0,5}) = 28,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_s / (A_c - A_s) = 0,1 \cdot 10^{-3} \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 9,04 \cdot 10^{-4} / ((729,0 - 9,04) \cdot 10^{-4}) = 0,251 \text{ MPa}$$

$$0,6 \cdot f_{ckr} = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 39,0 = 14,04 \text{ MPa}$$

Vid beräkningarna nedan har använts knäcklasten och initialkrokigheten i brottgränstillståndet i SK1. Man kan tänka sig att genomföra dessa beräkningar med knäcklast och initialkrokighet i bruksgränstillstånd genom att använda ett annat värde på partialkoefficienten γ_{mk} för skjuvhållfastheten. Det använda beräkningssättet innebär ett beräkningsresultat något på den säkra sidan.

Beräkningen genomföres först för böjning kring sidan (x-axeln).

$$\text{Antag } P = 0,700 \text{ MN}$$

$$M = 0,5 \cdot 0,700 \cdot 0,03766 / (1 - 0,700 / 1,616) = 0,02325 \text{ MNm}$$

$$\sigma_k = 0,700 / (838,4 \cdot 10^{-4}) + 0,02325 / (39,82 \cdot 10^{-4}) - 0,251 = 8,35 + 5,84 - 0,25 = 13,94 \text{ MPa}$$

Beräkningar enligt metoden ovan ger för ökande värde på lasten

Last MN	M MNm	σ_k MPa
0,700	0,02325	13,94
0,800	0,02983	16,78
0,710	0,02385	14,21
0,705	0,02355	14,07

Interpolering ger $P = 0,704 \text{ MN}$

Beräkningen genomföres sedan för böjning kring diagonalen (y-axeln).

Beräkningar enligt metoden ovan ger för ökande värde på lasten

Last MN	M MNm	σ_k MPa
0,600	0,01797	13,29
0,700	0,02325	16,36
0,620	0,01894	13,87
0,625	0,01919	14,02

Interpolering ger $P = 0,626$ MN

Dimensionerande lastkapacitet i bruksgränstillstånd blir därmed 0,626 MN.

■ Sammanfattning

Pålens dimensionerande lastkapacitet i det aktuella fallet är

	Brottgräns kN	Bruksgräns kN
SK1	916	626
SK2	833	626
SK3	763	626

7.2.2 Diagram betongpålar

I figur 14-16 redovisas beräknad dimensionerande lastkapacitet med den i kapitel 5.3 redovisade beräkningsmetoden för tre st olika betongpålar, SP 1, SP 2 och SP 3.

Beräkning här genomförs för böjning kring huvudaxlarna och kring diagonalen för pålarna. Sidomotståndet har beräknats under antagandet om ekvivalent arbete.

Lastkapaciteten redovisas som funktion av lerans karakteristiska skjuvhållfasthet dividerad med partialkoefficienten γ_{mk} .

Observera att den dimensionerande lastkapaciteten kan bli mindre vid hänsyn tagen till dimensionering av pålskarv och pålsko.

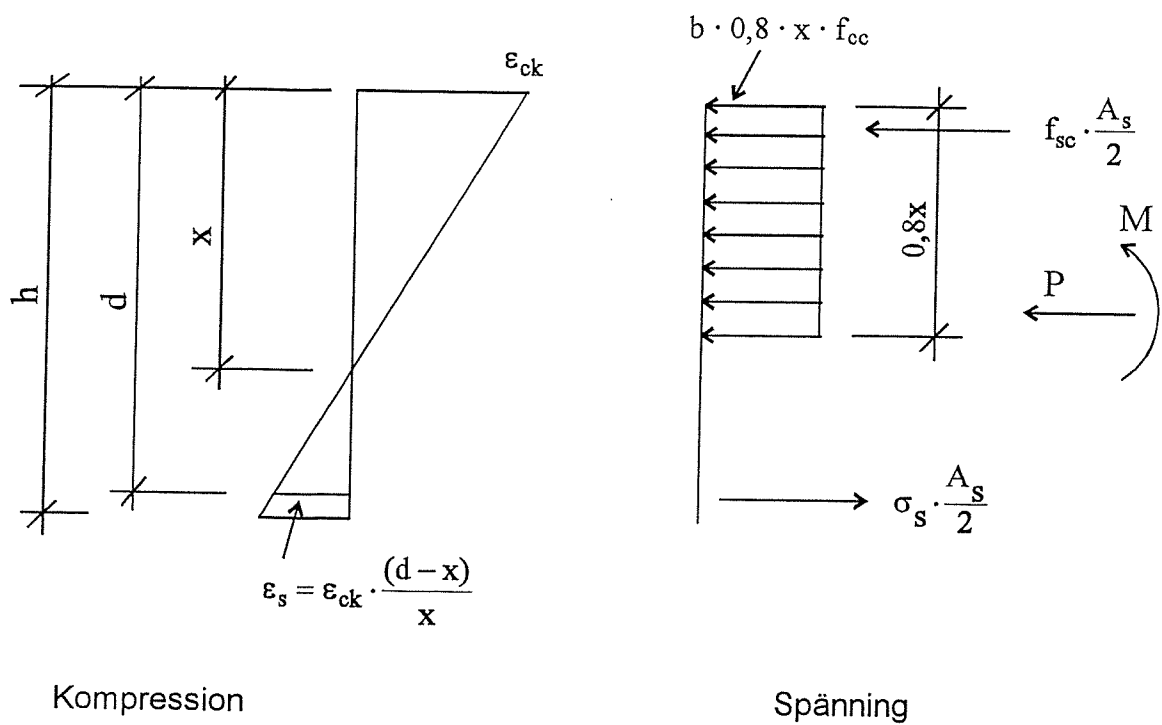


Fig. 13. Modell för beräkning av momentkapacitet.

Fig. 13. Model for calculation of moment capacity.

BETONGPÅLE SP I (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

235 x 235 mm

Skarvad påle. Initialkrokighet $l_k/150$

Betong K55

Armering 4 st $\phi 16$ mm Ks 60. 30 mm täckskikt till längsarmeringen

$\mu_c = \mu_s = 0,6$. $\varphi_{ef} = 1,3$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

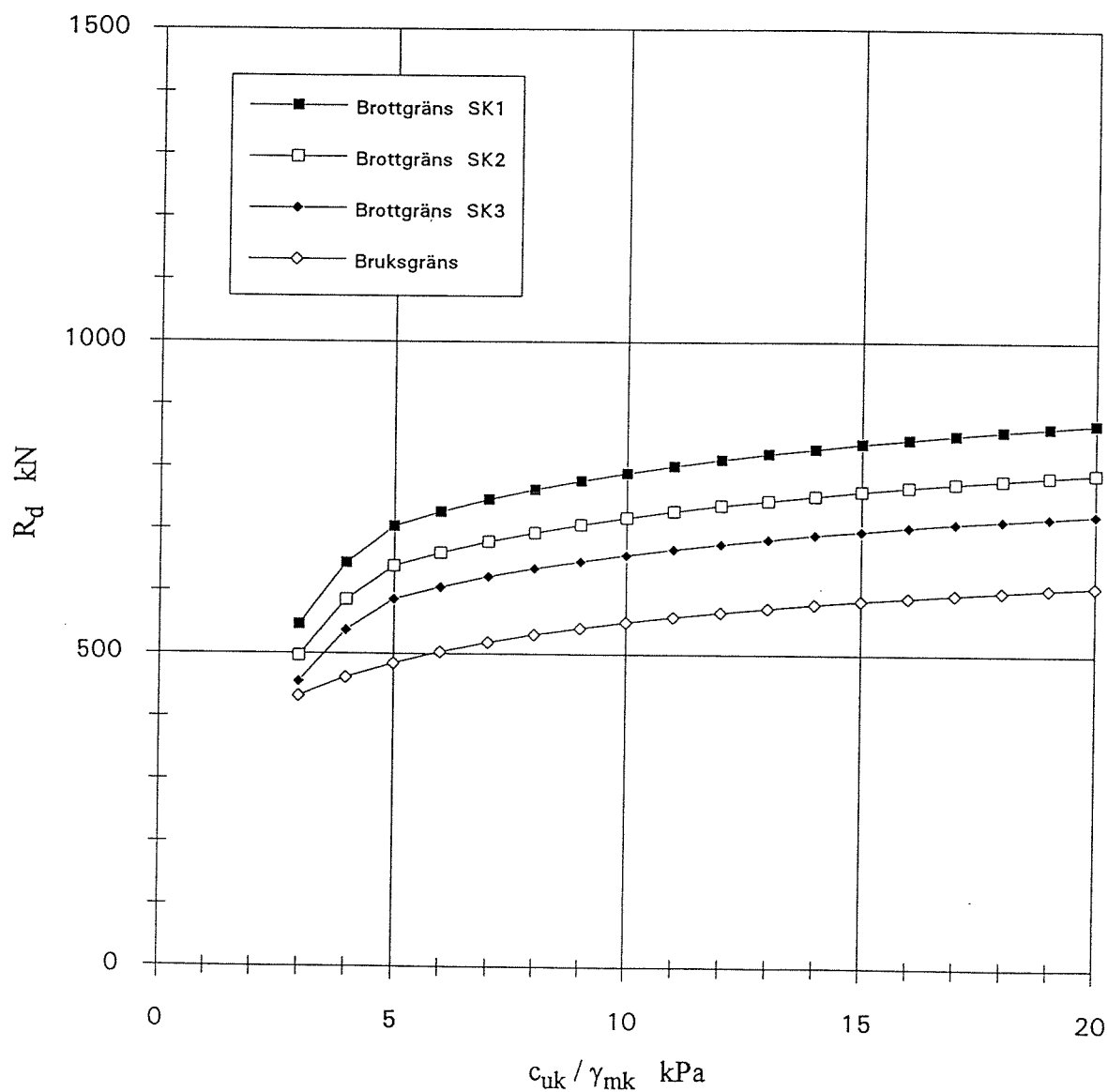


Fig. 14. Dimensionerande lastkapacitet för betongpåle SP1.

Fig. 14. Design bearing capacity. Concrete pile SP1.

BETONGPÅLE SP 2 (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

270 x 270 mm

Skarvad påle. Initialkrokighet $l_k/150$

Betong K55

Armering 8 st $\phi 12$ mm Ks 60. 30 mm täckskikt till längsarmeringen

$\mu_c = \mu_s = 0,6$. $\varphi_{ef} = 1,3$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

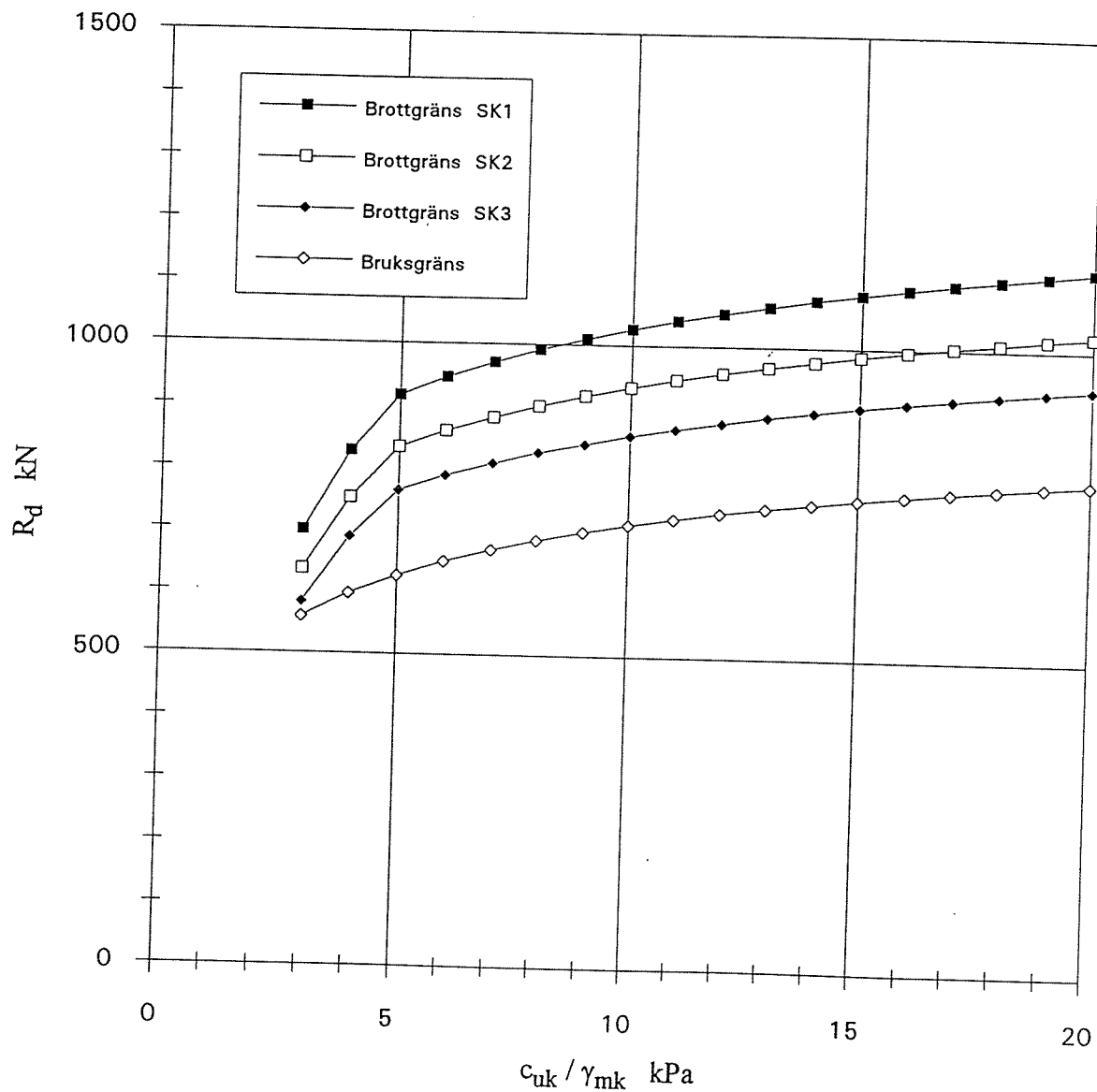


Fig. 15. Dimensionerande lastkapacitet för betongpåle SP2.

Fig. 15. Design bearing capacity. Concrete pile SP2.

BETONGPÅLE SP 3 (Utan hänsyn till pålskarv och pålsko)

270 x 270 mm

Skarvad påle. Initialkrokighet $l_k/150$

Betong K55

Armering 8 st $\phi 16$ mm Ks 60. 30 mm täckskikt till längsarmeringen

$\mu_c = \mu_s = 0,6$. $\varphi_{ef} = 1,3$

Sidomotstånd ur ekvivalent arbete

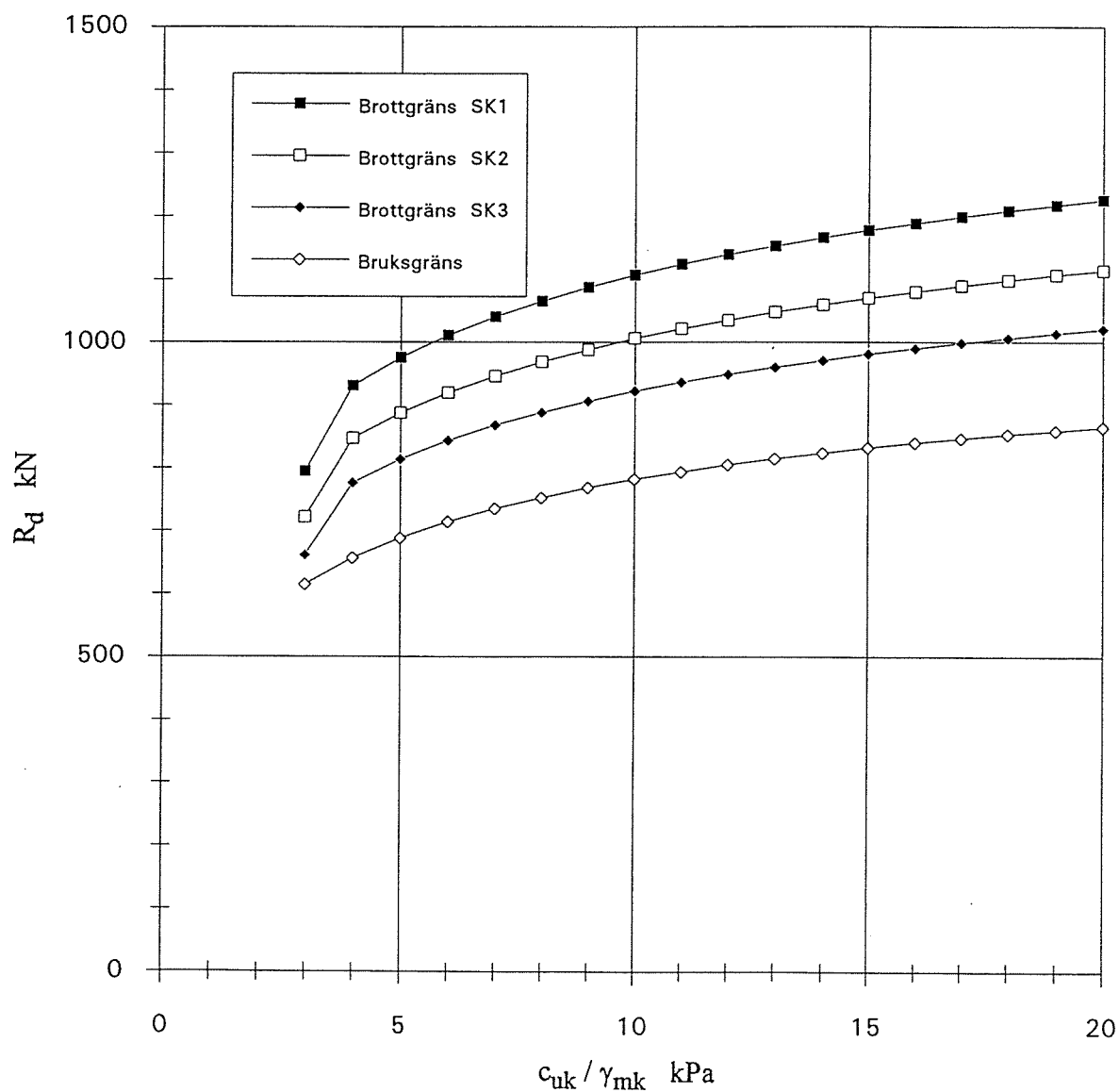


Fig. 16. Dimensionerande lastkapacitet för betongpåle SP3

Fig. 16. Design bearing capacity. Concrete pile SP3.

Referenser

- Baguelin, F., Frank, R. och Said, Y.H. (1977).**
Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Geotechnique*, Vol. 27, Nr 3.
- Bernander, S. och Svensk, I. (1969).** Pålars bär-förmåga i elastiskt medium under hänsyntagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmateri-
al. IVA:s Pålkommission. Särtryck och prelimi-nära rapporter, Nr 23.
- Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 94, Band 1 och Band 2.** Boverket 1994.
- Boverkets handbok om stålkonstruktioner, BSK 94.** Boverket 1994.
- Boverkets konstruktionsregler, BKR 94.**
BFS 1993:58. Boverket 1994.
- Fredriksson, A., Hultsjö, S. och Stille, H. (1989).**
Systempålar. Rapport 81. IVA:s Pålkommission.
- Larsson, R., Bergdahl, U. och Eriksson, L. (1984).** Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesi-
onsjord. Statens geotekniska institut, Informa-tion 3. Linköping.
- Olsson, C. och Holm, G. (1993).** Pålgrundlägg-ning. AB Svensk Byggtjänst.
- Randolph, M. F. och Houlsby, G. T. (1984).** The limiting pressure on a circular pile loaded lateral-ly in cohesive soil. *Geotechnique* 34, Nr 4, s 613-623.



Utgivna handlingar

Meddelanden

- 1 Slagningsprov av pålskor med bergdubbar
Bror Fellenius
1963
- 2 Provpålning för broar inom blivande
Olskroks- och Gullbergsmoten i samband med
byggande av Europaväg 6 genom Göteborg
Bror Fellenius — Waldemar Pejrud
1964
- 3 Jämförelse mellan moment, krökningsradie
och sprickvidd i betongpålar slagna genom
lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen,
Göteborg
Bror Fellenius
1964
- 4 Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs
Bror Fellenius
1964
- 5 Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar
Bengt Broms
1965
- 6 Brottlast för snett belastade pålar
Bengt Broms
1965
- 7 Beräkning av vertikala pålars bärförmåga
Bengt Broms
1965
- 8 Provpålning mot släntberg vid Skansen
Lejonet, Göteborg
Waldemar Pejrud
1965
- 9 Inverkan av armeringsmängd, förspänning
och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar
vid slagning
Sven Sahlin
1965
- 10 Bärförmågan hos armerade betongpålar
slagna till fast bergbotten
Hjalmar Granholm
1967
- 11 Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg
Bengt Broms
1965
- 12 Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar
av oarmerad betong. Resultat av orienterade
försök
Sven Sahlin — Lars Hellman
1966
- 13 Pålgruppers bärförmåga
Bengt Broms
1967
- 14 Påkänningar, sprickbildning och utmattning vid
slagning av armerade modellpålar av
betong
Bo Göran Hellers — Sven Sahlin
1971
- 15 Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning
av bergspets. Resultat av modellförsök
Sven-Erik Rehnman
1968

Slut

Slut

Slut

- 16 Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök
med lätta slagdon
Gunnar Fjelkner
1970
- 17 Bergdubbens hållfasthet. Resultat från
statiska belastningsförsök
Sven-Erik Rehnman
1970
- 18 Negative skin friction on long piles in clay.
I. Resultats of a full scale investigation
II. General views and design recommendations
Bengt H Fellenius
1971
- 19 Damping of stress waves in piles during
driving. Results from field tests
Gunnar W Fjelkner — Bengt B Broms
1972

Särtryck och preliminära rapporter

- 1 Allowable bearing capacity of initially
bent piles
Bengt Broms
Referat från pålkommitténs informationsdag
25 okt 1965

Provbelastning av påle slagen i lera och
friktionsmaterial
Gunnar Hellström

Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar
i lera
Krister Cederwall
1965
- 2 Provbelastning av stödpålar av betong inom
östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport
Gunnar Hellström
1965
- 3 Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av
bergspets. Resultat av modellförsök
Sven-Erik Rehnman
1966
- 4 Om pålslagning och pålbärighet (Informations-
dagen 14/11 1966)
1967
- 5 Resultat av pålprovning vid Göteborg C
Bror Fellenius 1955
(omtryckt 1967)
- 6 Om stoppslagning av stödpålar
Lars Hellman
1967
- 7 Undersökning med syfte att uppställa stopp-
slagningsregler för stålpålar slagna med tryck-
lufthammare. Delrapport 1.
Gunnar Fjelkner
1967 Ersatt av Medd 16
- 8 Industriell tillverkning av betongpålar
Kajsa Sundberg — Arne Forsell
1968

9	Digitalisering av stötvågsmätningar. Delrapport I Lennart Vilander 1968	23	Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till egenspanningar i pål- materialet Stig Bernander 1969
10	Stoppslagning av stålpålar med lätta slagdon (trycklufthammare). Delrapport II Gunnar Fjelkner 1968 Ersatt av Medd 16	24	IVA Pålkommission 1959—1969. Uppsatser utgivna i samband med Pålkommissionens tioårsjubileum 1969
11	Förslag till anvisningar för pålprovning och enkel provbelastning. (Andra omarbetade upplagan) 1970	25	Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966 och 1968 1969 Ersatt av SPR 30
12	Tillåtna laster på långa stödpålar av betong i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport Gunnar Hellström 1969	26	Företag vid Pålkommissionens jubileums- möte den 20 november 1969 Den norske pelekomités arbeide Klaare Flaate Aktuella forskningsbehov inom pålnings- området Bengt Broms 1970
13	Kvarstående förspänningskraft i slagna betongpålar. Undersökning av pålar från grunden till Silo 68, Köping Bo-Göran Hellers 1968	27	Rapport från en resa till Mexiko, USA, Kanada och England 23.8—13.9 1969 Bengt H Fellenius 1970
14	Föredrag vid Halmstad Järnverks armerings- dag 17/11 1967 Bengt Broms — Gunnar Sundberg — Per Möller — Thorild Blomdahl 1968	28	Mätning av fallhejarens anslagshastighet vid pålslagning Karl-Erik Sundström 1970
15	Statistik över antal slagna pålmeter 1962 och 1966 1968 Ersatt av SPR 30	29	Studier av en friktionspåles verkningsätt Åke Nilsson — Torbjörn Winqvist 1971
16	Friktionspålars bärförmåga. En studie av utförda provbelastningar Sven Hultsjö — Jan Svensson 1969	30	Statistik över antal slagna pålmeter 1962, 1966, 1968 och 1970 1971 Ersatt av SPR 38
17	Ett program för beräkning av stötvågsför- loppet vid friktionspålning. Delrapport II Lennart Vålander 1969	31	Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan Sven-Erik Rehnman 1971
18	Pålkraftmätare Bengt H Fellenius — Thomas Haagen Negative skin friction for long piles driven in clay Bengt H Fellenius — Bengt Broms 1969	32	Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971 Ulf Bergdahl 1971
19	Datorberäkning av stötvågsförlopp i pålar medelst variation av modellparametrar. Delrapport III Lennart Vilander 1969	33	Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder Intryck från pålkonferens 1972
20	Nya pålnormer. Föredrag vid informations- möte 25/4 1969 Göte Åström—Per Sahlström—Erik Sandegren 1969	34	On the bearing capacity of driven piles 1972
21	Negative skin friction on piles in clay. A literature survey Bengt H Fellenius 1969	35	Load testing of piles according to the polish regulations B K Mazurkiewicz 1972
22	Deformationsegenskaper hos slagna betong- pålar Bengt H Fellenius — Torsten Eriksson Friktionspålars bärförmåga. Resultat från fältförsök i Kanada Bengt H Fellenius 1969	36	Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall Martti Laine 1972
		37	Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betong- tvärsnitt Bo-Göran Hellers 1973

Slut

38 Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972
1973

39 Inventering och sammanställning av utförda bøjprovningar med oskarvade och skarvade betongpålar
Björn Kvist — Pär Sandin
1973

40 Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter pasage genom dyna med tallriksfjädrar
Bo Larsson
1973

41 Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar
Bengt H Fellenius
1974

Övrigt

Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99)

Pålningensprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block

42 Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållandena
Bror Fellenius
1974

43 Jordundanträngning vid pålslagning — resultat av modellförsök
Rainer Massarsch
1974

44 Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat
Ulf Bergdahl — Åke Nilsson
1974

Rapporter

45 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974
Ulf Bergdahl
1974

46 "Root-piles" Small-diameter injected borepiles
Anton Frank
1975

47 Jordgjutna pålar — en redovisning av vanliga metoder
K Rainer Massarsch
1975

48 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1974
1975

49 Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur — resultat av stereofotogrammetriska mätningar
K Rainer Massarsch — Gunnar Ivmark
1975

50 Pålgrundläggning i Sovjetunionen
1976

51 Soil movements caused by pile driving in clay
K Rainer Massarsch
1976

52 Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 — enkätresultat
Ulf Bergdahl — Gunnar Ivmark
1977

53 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1976
1978

54 Pålgrupper med sidomotstånd och in-spänning
Håkan Bredenberg — Bengt Broms
1978

55 Rälspålars böjstyvhet — resultat av bøjprovningar
Elvin Ottosson
1979

56 Provbekastning av friktionspålar — En studie av olika provningsmetoder
U Bergdahl — G Hult
1979

57 Swedish Building Code 1975
Chapter 23.6 Pile Foundations.

Swedish Building Code 1975
Approval Rules No. 1975:8 Piles
Translated by B Broms
1979

58 Grävpålanvisningar
Dimensioner, g utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar
1979

59 Anvisningar för provpålning med efterföljande provbekastning
1980

60 Negativ mantelfriktion längs pålar
Bengt Broms
1979
1980

61 Recent pile research.
Activities of
The Swedish Commission on Pile Research.
Bengt Broms
1980

62 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1978
1980

63 Slagna av betongpålar med tryck-lufthejare. Resultat av fältförsök i Västerås 1973
Gunnar Fjellkner — Åke Eriksson — Håkan Bredenberg
1981

64 Kohesionspålars bärförmåga
En studie av utförda provbekastningar på kohesionspålar av betong
Ulf Bergdahl — Åke Eriksson — Ture Nilsson
1981

- 65 Swedish Building Code 1980
Chapter 23.3 Pile Foundations
- Swedish Building Code 1975
Approval Rules No. 1975:8 Piles
Translated by Bengt Broms, 1981
(in English)
- 66 Svensk statistik över antal tillverkade
och slagna pålmetrar åren 1962—1980
1982
- 67 Negativ mantelfriktion längs pålar
Resultat av enkät år 1979
Lars Bjerin — Jan Fallsvik
1982
- 68 Parameterstudie av olika faktorer
inverkan på pålars bärförmåga som
funktion av sjunkningen
Carl-John Grävare — Ingemar Hermansson
1982
- 69 Stålpålar — Användningsområden och
praxis för utförande
Håkan Bredenberg — Ulf Eriksson —
Anders Eriksson — Göran Camitz
1983
- 70 Buller vid pål- och spontslagning.
En studie av mätmetoder, bullernivåer
och bekämpningsåtgärder
Ove Bennerhult — Ulf Bergdahl
1983
- 71 Svensk statistik över antal till-
verkade och slagna pålmetrar åren
1962—1982
1983
- 72 Förspänd tallriksfjäderdyna. Resultat
av stötvågsteoretiska studier, dator-
simulering, modell- och fullskaleprov-
ning
Bo BergLars
1983
- 73 Svensk pålningsteknik under 1980-talet
Håkan Bredenberg — Crister Bådholm —
Lars Hellman — Göran Holm
1984
- 74 Skarv för kombinationspålmar trä-
betong. Resultat av drag- och böj-
provningar
Elvin Ottosson
1984
- 75 Förtillverkade betongpålmar. Förslag
till standard med dimensionerings-
underlag
1984
- 76 Initialspänningens variation vid
pålsugning
Elisabeth Stensgård — Elisabet
Olsson
1984
- 77 Grävpålar i friktionsjord
Anvisningar för dynamisk förbelastning
Bo Berggren - Per-Evert Bengtsson
1985
- 78 Statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar
i Sverige åren 1962-1984
1985
- 79 Expanderkroppar
Anvisningar för dimensionering, utförande
och kontroll
1988
- 80 Statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar
i Sverige åren 1962-1986
1988
- 81 Systempålmar
Stödpålar av höghållfasta, korrosionsskyddade
stålrör, slagna med lätta höghastighetshejare.
Anvisningar för beräkning av dimensionerande
bärförmåga.
Anders Fredriksson - Sven Hultsjö -
Håkan Stille
1989
- 82 β -metoden vid pålberäkning, en förstudie.
Claes Alén - Mats Jansson - Hans Lindgren -
Lars Olsson - Jan Romell
1990
- 83 Beräkning av pålars last-rörelsesamband
med utgångspunkt från sonderingsdata.
Håkan Bredenberg - Staffan Hintze
1990
- 84 Beräkning av dimensionerande bärförmåga
för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial
och omgivande jord
Per-Evert Bengtsson - Åke Bengtsson -
Anders Fredriksson
1991
- 85 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962 - 1989
1991
- 86 Friktionspålars bärförmåga och
last/förskjutningssamband
Karin Rankka
1991
- 87 Bro C339 över Ekolsundsviken.
Grundläggning på stålrörpålmar -
konstruktion och arbetsutförande
Håkan Bredenberg
1991
- 88 Sprickbildning i betongpålmar slagna i vatten
eller i jordarter med hög permeabilitet
Stig Bernander
1992
- 89 Integritetskontroll av pålar med
stötvågmätning
Ingemar Hermansson
Jan Romell
Carl-John Grävare
1992

- 90 Grova stålrörspålar - anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll
1993
- 91 Friktionspålar - bärförmågans tillväxt med tiden
Björn Åstedt
Lars Weiner
Göran Holm
1994
- 92 Datorsimulering av påslagning
Bo Berglars
Carl-John Grävare
Per Löfling
Lars Weiner
1993
- 93 Korrosion och korrosionsskydd av stålspålar och stålspont i jord och vatten
Göran Camitz
1994