A vertical diagram of a pile. At the top is a grey rectangular pile head. Below it is a black rectangular pile cap with a cross-hatched pattern. A long, thin black vertical line represents the pile shaft. Near the bottom, there are three horizontal lines indicating a change in the pile's profile. At the very bottom, the pile terminates in a small black rectangular pile tip, which is shown penetrating a series of horizontal lines representing the ground.

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

SPONTHANDBOKEN

Anders Fredriksson
Anders Kullingsjö
Anders Ryner
Håkan Stille

Handbok

SPONTHANDBOKEN

Pålkommisionen
c/o iOffice
Drottninggatan 32
111 55 Stockholm
www.palkommissionen.org

Stockholm, april 2024

RAPPORT 107: SPONTHANDBOKEN



ANDERS FREDRIKSSON ANDERS KULLINGSJÖ

ANDERS RYNER HÅKAN STILLE

FÖRORD

Sponter med stämp eller ankare som stödjande konstruktioner används för att möjliggöra schakter eller uppfyllnader. Sedan Sponthandboken skrevs 1996 har såväl tillämpningsområden, beräkningsteknik och krav ändrats.

I denna nya omarbetade sponthandbok har dessa förändringar beaktats. Speciellt betonas att sponter är samverkanskonstruktioner, vilket bland annat innebär att den möjliga belastningen på spanten beror på spantens deformationer. Det måste finnas en lämplig säkerhetsmarginal dels mot förväntade påkänningar och deformationer i bruksstadiet dels mot effekten av kraftigt reducerad hållfasthet i jorden vid brottstadiet. Krav på säkerhetsmarginal grundas på den europeiska standarden för dimensionering av geokonstruktioner EN 1997:2005.

Vid sidan av de traditionella metoder som utgår från analytiska jämviktsberäkningar behandlas även mer komplexa samverkansberäkningar. Dessa har fått en ökad betydelse och används numera regelmässigt vid alla djupare eller på annat sätt mer komplicerade sponter.

Denna nya sponthandbok kommer att ersätta Sponthandboken från 1996 och Förankrade Sponter från 1979. Det är vår förhoppning att den ska bli lika användbar och uppskattad som föregångarna. Den nya sponthandboken har även skrivits för att kunna ersätta IEG's tillämpningsdokument för stödkonstruktioner 2:2009.

I den granskningsgrupp som granskat ett tidigt koncept och lämnat värdefulla synpunkter har ingått:

Per-Evert Bengtsson, PEB Geoteknik AB
Anders Hansson, Trafikverket
Håkan Eriksson, Geomind
Tara Wood, NCC
Matti Kivelö, Kivelö Geoteknik AB
Razvan Ignat, Skanska
Jan Stenmark, Prefabsystem

Projektet har finansierats av Pålkommisionen, Trafikverket och Svensk Grundläggning. Projektet har initierats och administrerats genom Viveca Arvidsson, Täljö- Bygg och Geokonsult AB.

Vi i arbetsgruppen vill tacka David Jansson, Iterio för renritning av figurer och er alla som på olika sätt stöttat och bidragit till genomförandet. Speciellt vill vi även tacka Torbjörn Edstam, Skanska, för lämnade synpunkter.

Stockholm 2018

Anders Fredriksson Anders Kullingsjö Anders Ryner Håkan Stille

På initiativ av Olle Båtelsson Trafikverket har vi uppdaterat handboken från 2018 genom att förtydliga oklarheter och justera felaktigheter som framkommit vid användandet under de fem år som gått sedan handboken gavs ut. Vi har även utökat bilagan med beräkningsexempel. Arbetet har finansierats av Pålkommisionen. Vårt arbete har skett under ledning av Tekn. Dr, Anders Kullingsjö. Även denna gång vill vi speciellt tacka Tekn. Dr. Torbjörn Edstam, Skanska, för värdefulla synpunkter och David Jansson, Iterio, för renritning av kompletterande figurer.

Stockholm 2024

Anders Fredriksson Anders Kullingsjö Anders Ryner Håkan Stille

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Definitioner	10
Beteckningar	14
1 Inledning	19
1.1 Allmänt	19
1.2 Syfte och disposition av handboken	20
1.3 Begränsningar	20
2 Geoteknisk kategori och säkerhetsklass	23
2.1 Allmänt	23
2.2 Val av Geoteknisk kategori för spontkonstruktioner	23
2.2.1 Allmänt	23
2.2.2 Geoteknisk kategori 1, GK1	23
2.2.3 Geoteknisk kategori 2, GK2	23
2.2.4 Geoteknisk kategori 3, GK3	23
2.3 Krav på projektering och utförande på basis av geoteknisk kategori	23
2.3.1 Allmänt	23
2.3.2 Krav på rapportering	24
2.3.3 Krav på geotekniska data	24
2.3.4 Verifiering av konstruktionen	24
2.3.5 Krav på kvalitetskontroll och övervakning	25
2.3.5.1 Utförandeplanering	25
2.3.5.2 Kontroll/övervakning	25
2.3.6 Oberoende granskare	26
2.4 Säkerhetsklass	26
3 Dimensionering av sponter	27
3.1 Allmänt	27
3.2 Brottgränstillstånd	27
3.3 Bruksgränstillstånd	32
3.4 Allmänt om dimensioneringsmetoder	33
3.5 Hävdvunna åtgärder	34
3.6 Partialkoefficientmetoden	34
3.7 Dimensionering av sponter i brottgränstillstånd	37
3.7.1 Allmänt	37
3.7.2 Normala deformationer (Punkt 1)	37
3.7.3 Stora deformation (Punkt 2)	39
3.8 Dimensionering av sponter i bruksgränstillstånd	39
3.9 Dimensionering av sponter med hänsyn till olyckslast	39
3.10 Flödesschema för dimensionering av spont	39
3.11 Beräkningsmetoder	41
3.11.1 Analytiska jämviktsberäkningar	41
3.11.2 Samverkansberäkningar	41
3.11.2.1 Allmänt	41
3.11.2.2 Bruksgränstillstånd	42

3.11.2.3	Brottgränstillstånd	42
3.11.2.3.1	Normala deformationer (Punkt 1)	42
3.11.2.3.2	Stora deformationer (Punkt 2)	42
3.12	Val av beräkningsmetod	43
4	Dimensionering av spont i brottstadiet	45
4.1	Dimensionering med hänsyn till grundvattenströmning	45
4.1.1	Hydraulisk upptryckning av botten	45
4.1.2	Hydrauliskt grundbrott	45
4.1.3	Påverkan på omgivande grundvattennivåer	46
4.2	Dimensionering med hänsyn till schaktens totalstabilitet	47
4.2.1	Allmänt	47
4.2.2	Beräkning med cirkulär cylindriska eller sammansatta glidytor	47
4.2.3	Samverkansberäkning	48
4.3	Erforderlig underslagning av sponter	48
4.3.1	Allmänt	48
4.3.2	Analytisk jämviktsberäkning	49
4.3.2.1	Allmänt	49
4.3.2.1.1	Aktivt tryck från jordens tyngd och vatten	49
4.3.2.1.2	Passivt tryck från jordens tyngd och vatten	50
4.3.2.1.3	Tryck från yttre laster	50
4.3.2.1.4	Nettojordtryck	50
4.3.2.1.5	Partialkoefficienter för beräkning av det aktiva jordtrycket	51
4.3.2.1.6	Partialkoefficienter för beräkning av det passiva jordtrycket	52
4.3.2.2	Erforderligt nedslagningsdjup och lasteffekt i hammarbandet för spontväggen	53
4.3.2.2.1	Konsolspont	54
4.3.2.2.2	Sponter förankrade på en nivå	55
4.3.2.2.3	Sponter förankrade på en nivå, alternativ metod baserat på nettojordtryck.	57
4.3.2.2.4	Sponter förankrade på två eller fler nivåer	59
4.3.3	Samverkansberäkning	59
4.4	Dimensionering med hänsyn till bottenupptryckning	59
4.4.1	Allmänt	59
4.4.2	Analytisk jämviktsberäkning	59
4.4.3	Samverkansberäkning	61
4.5	Dimensionering med hänsyn till vertikalstabilitet	62
4.5.1	Analytisk jämviktsberäkning	62
4.5.2	Samverkansberäkning	63
4.6	Beräkning av lasteffekter i sponter vid brott i jorden	64
4.6.1	Analytiska jämviktsberäkningar av lasteffekter	64
4.6.1.1	Allmänt	64
4.6.1.2	Konsolspont	64
4.6.1.2.1	Nedslagningsdjup	64
4.6.1.2.2	Spontmoment	64
4.6.1.3	Sponter förankrade på en nivå	65
4.6.1.3.1	Nedslagningsdjup	65
4.6.1.3.2	Hammarbandsreaktion	65
4.6.1.3.3	Spontmoment	65
4.6.1.4	Flerbandssponter	67
4.6.1.4.1	Allmänt	67
4.6.1.4.2	Nedslagningsdjup	69
4.6.1.4.3	Hammarbandsreaktion	70
4.6.1.4.4	Moment i spontvägg	71

4.6.2	Samverkansberäkning	73
5	Jord- och spontrörelser i bruksstadiet	75
5.1	Allmänt	75
5.2	Faktorer som påverkar jordrörelsernas storlek	75
5.3	Rörelser på grund av installation av spontvägg	76
5.3.1	Slagning av spont	76
5.3.2	Neddrivning av Berlinerspont	78
5.3.3	Borrning av rörväggar	78
5.3.4	Installation av slitsmurar	79
5.4	Rörelser på grund av borrning av stag	81
5.5	Rörelser på grund av schakt	81
5.6	Rörelser på grund av vattenströmning	82
5.7	Uppskattning av totala jordrörelsernas storlek	82
5.7.1	Allmänt	82
5.7.2	Sättningar i friktionsjord	85
5.7.3	Horisontalrörelser och sättningar i lös till fast lera.	86
5.8	Rekommenderad arbetsgång för att uppskatta rörelser bakom spont	87
5.9	Ansättning av värden på tillåtna rörelser	88
5.10	Sätt att reducera jordrörelserna	90
5.10.1	Allmänt	90
5.10.2	Grundförstärkning av närliggande konstruktioner	91
6	Beräkning av lasteffekter i bruksstadiet	93
6.1	Allmänt	93
6.2	Samverkansberäkning	93
6.3	Analytisk jämviktsberäkning	93
6.3.1	Allmänt	93
6.3.1.1	Lasteffekt till följd av förspänning	93
6.3.1.2	Vattentryck och variabel last	95
6.3.2	Beräkning av laster mot enbandssponter exklusive förspänning, samt erforderlig underslagning	96
6.3.2.1	Friktionsjord:	96
6.3.2.2	Lera:	98
6.3.2.3	Skiktade jordar:	99
6.3.3	Beräkning av lasteffekterna för enbandssponter i Punkt 1	100
6.3.3.1	Hammarbandsreaktion	101
6.3.3.2	Moment i spontväggen	101
6.3.4	Beräkning av laster mot flerbandssponter	101
6.3.5	Beräkning av snittkrafter i flerbandssponter.	102
6.3.6	Lathund för lasteffekter i Punkt 1.	103
7	Dimensionering av konstruktionselement	105
7.1	Dimensionerande lasteffekt	105
7.1.1	Allmänt	105
7.1.2	Lasteffekter	105
7.2	Dimensionering av spontvägg	106

7.2.1	Allmänt	106
7.2.2	Spontvägg av stål	106
7.2.2.1	Beständighet	107
7.2.2.2	Egenskaper för stålmaterial	108
7.2.2.3	Hänsyn till lokal inverkan av vattentryck	108
7.2.2.4	Tvårsnittsklasser	109
7.2.2.5	Bärförmåga för moment	110
7.2.2.6	Reduktion av bärförmåga för moment med hänsyn till tvärkraftens storlek	111
7.2.2.7	Bärförmåga för böjd, tryckt och skjuvbelastad spont	112
7.2.2.8	Reduktionsfaktorer för låsglidning	116
7.2.2.9	Kontroll av bärförmåga där förankringslast eller stämplast förs in i spontväggen	117
7.2.2.10	Kontroll när lasten förs in direkt på fläns	117
7.2.2.11	Lasten förs in via hammarband utanför spanten	119
7.2.3	Spontvägg av betong	119
7.2.3.1	Allmänt	119
7.2.3.2	Böjning med axiellast	120
7.2.3.3	Kontroll av skjuvning	122
7.3	Dimensionering av hammarband och stämp	124
7.3.1	Allmänt	124
7.3.2	Hammarband som förankras med ankare	125
7.3.3	Hammarband som stöttas med stämp	126
7.3.4	Dimensionering av hammarband.	127
7.3.4.1	Allmänt	127
7.3.4.2	Krav på tvärsnitt för plastisk global analys	128
7.3.4.3	Bärförmåga för tvärsnitt	128
7.3.4.4	Bärförmåga för moment	128
7.3.4.5	Bärförmåga för dragkraft	128
7.3.4.6	Bärförmåga för tryckkraft	129
7.3.4.7	Bärförmåga för tvärkraft	129
7.3.4.8	Reduktion av bärförmåga för moment med hänsyn till tvärkraftens storlek	129
7.3.4.9	Normalkraftens inverkan på plastisk bärförmåga för moment	130
7.3.4.10	Kontroll vid punktlaster	131
7.3.5	Dimensionering av stämp	131
7.3.5.1	Allmänt	131
7.3.5.2	Bärförmåga vid instabilitet vid böjda och tryckta bärverksdelar med konstant tvärsnitt	131
7.3.5.3	Tryckta bärverksdelar med konstant tvärsnitt	132
7.4	Kontroll av svetsar	133
7.5	Kontroll av konsolplåt för hammarband	134
7.6	Dimensionering av ankare	137
7.6.1	Allmänt	137
7.6.2	Strukturell bärförmåga	137
7.6.3	Maximal provdragningslast	139
7.6.4	Geoteknisk bärförmåga	139
7.6.4.1	Geoteknisk bärförmåga baserad på beräkningar	139
7.6.4.2	Geoteknisk bärförmåga utvärderad från provdragning	141
7.6.5	Dimensionerande bärförmåga	141
7.7	Dimensionering av dubb	141
7.7.1	Dimensionering med hänsyn till moment	141
7.7.2	Dimensionering med hänsyn till ingjutningsbrukets tryckhållfasthet och bergets tryckhållfasthet	143
7.7.3	Dimensionering med hänsyn till spontplankans kapacitet	143
7.8	Dimensionering av kantbalk	143

7.8.1	Allmänt	143
7.8.2	Den dimensionerande bärförmågan med hänsyn till brott mellan ingjutning och stång	145
7.8.3	Dimensionerande bärförmåga med hänsyn till brott mellan ingjutning och berg	145
7.8.4	Med hänsyn till brott i bergmassan	146
7.8.5	Förankringslängd i kantbalken	147
7.8.6	Dimensionering av kantbalk med hänsyn till momentkapacitet	148
7.9	Dimensionering av utfackning vid Berlinersponter	150
7.9.1	Allmänt	150
7.9.2	Utfackning med sprutbetongvalv	150
7.9.3	Utfackning med trä	151
7.9.4	Utfackning med plåt	153
8	Kvalitetssäkring	155
8.1	Allmänt	155
8.2	Kontrollprogram	155
8.2.1	Allmänt	155
8.2.2	Kontroller avseende utförande	156
8.2.3	Kontroller avseende omgivningspåverkan	159
9	Litteratur	163
BILAGOR		
Bilaga A	Grundläggande jordtrycksteorier	
Bilaga B	Bestämning och val av parametrar	
Bilaga C	Val av stödkonstruktion	
Bilaga D	Samverkansberäkning	
Bilaga E	Rekommendation för val av beräkningsmetod	
Bilaga F	Länshållning av schakt	
Bilaga G	Detaljer	
Bilaga H	Beräkningsexempel	

DEFINITIONER

Ankare	Definition:	Ankare betecknar konstruktionselement med fri töjningslängd som kan förspännas och som överför kraft till en mothållande formation av berg eller jord
Aktiv sida	Definition:	Med aktiv sida menas den sida av spanten där schakt ej sker
Analytiska jämviktsberäkningar	Definition:	Analytiska jämviktsberäkningar används i denna skrift för beräkningsmetoder där spontväggs jämvikt studeras påverkad av jordtryck som har beräknats med analytiska metoder - vanligtvis gränsjordtrycken aktivt och passivt jordtryck.
Ansvarig geokonstruktör	Definition:	Ansvarig konstruktör spont. Skall inneha såväl hög konstruktörskompetens men framför allt god förståelse av jordmekanik och hur konstruktionselement och jord samverkar.
Brottgränstillstånd	Definition:	Brott eller instabilitet som påverkar egendom eller människor eller ger stor ekonomisk förlust
	Beteckning:	ULS
Brott i konstruktionselement	Definition:	Brott eller stora rörelser i byggnadsverk eller konstruktionselement, inklusive t.ex. grundplattor, pålar eller grundmurar, i vilka hållfastheten har betydelse för bärförmågan.
	Beteckning:	STR
Brott i marken	Definition:	Brott eller stora rörelser i marken, där hållfastheten har betydelse för bärförmågan.
	Beteckning:	GEO
Bruksgränstillstånd	Definition:	Deformationstillstånd hos spanten som påverkar dess användning, beständighet eller närliggande konstruktioner. Variabla laster skall beaktas
	Beteckning:	SLS
Dimensioneringssätt	Definition:	Det sätt på vilket partialkoefficienter för material, lasteffekt och bärförmåga kombineras
	Beteckning:	DA1, DA2 och DA3
Dränerad analys	Definition:	Stabilitetsberäkning där ingående jordars skjuvhållfasthet definieras av dess dränerade skjuvhållfasthetsparametrar
Förankring	Definition:	Verkningsätt som beskriver kopplingen mellan spontvägg/hammarband och ankare.
Geoteknisk kategori	Definition:	Klassificering av bärverket/geokonstruktionen avseende komplexitet. Görs primärt innan markundersökningen som anpassas därefter. Klassificeringen värderas löpande under dimensionerings och byggnads-processen utifrån metodval. Ansvarig Geokonstruktör ansvarar slutligen för att rätt kategori valts vilket styr omfattning av undersökning, dimensionering, kontroll och uppföljning.
	Beteckning:	GK1, GK2 och GK3
Geoteknisk last	Definition:	Last som överförs från eller via jord och vatten till geokonstruktion
Geokonstruktion	Definition:	Konstruktion i eller av jord eller berg som ändrar spänningssituation och tillgodoräknar sig mekaniska egenskaper hos jord och eller berg.

Geokonstruktionens dimensionerande värde	Definition:	Dimensionerande värde för egenskap hos aktuell geokonstruktion.
	Beteckning:	X_d där X motsvarar storheten, exempelvis odränerad skjuvhållfasthet (c_u) och index d står för dimensionerande.
Godkännandeprov	Definition:	Provb belastning för att bekräfta att en enskild förankring uppfyller godkännandekraven.
Hydrauliska gradienter	Definition:	Bakomliggande tryckskillnader i tryck som leder till strömmande grundvatten, vilket kan ge upphov till bottenuppluckring och inre erosion
	Beteckning:	HYD
Hydraulisk upptryckning	Definition:	Förlorad jämvikt hos byggnadsverk eller mark beroende på uppåtriktat vattentryck.
	Beteckning:	UPL
Härlett värde	Definition:	Egenskap utvärderad från geotekniska undersökningar i fält eller laboratorium efter korrigering för systematiska fel samt i tillämpliga fall korrigering för t.ex. flytgräns, plasticitetsindex och överkonsolideringsgrad.
	Beteckning:	X
Jordtryck	Definition:	Lasteffekten mot spontväggen uppgående till summan av de geotekniska lasterna
Jämvikt	Definition:	Brist på jämvikt hos byggnadsverk eller mark, betraktade som stela kroppar och oberoende av konstruktionsmaterialets och markens bärförmåga.
	Beteckning:	EQU
Karakteristiskt värde	Definition:	Värdet där det valda värdet har justerats med hänsyn till ytterligare osäkerheter som omnämns i Avsnitt 2.4.5.2 i SS-EN 1997-1 genom applicering av η -värden
	Beteckning	$\eta \cdot \bar{X}$
Kombinerad analys	Definition:	Stabilitetsberäkning där förekommande kohesionsjordars skjuvhållfasthet definieras av det lägsta värdet av dränerad respektive odränerad hållfasthet.
Konstruktionslast	Definition:	Last som överförs direkt från konstruktionsdel till geokonstruktion
Konstruktionsdel	Definition:	Del av byggnad, t.ex. vägg, valv, påle, stag etc.
Lasteffekt	Definition:	Effekt av en eller flera laster. Lasteffekt kan utgöras av jordtrycket verkande mot spontväggen eller spontens inre krafter (moment, tvärkraft, normalkraft i konstruktionselementen och deras förband)
	Beteckning:	E
Lämplighetsprov	Definition:	Provb belastning för att bekräfta att dimensioneringen av en förankring ger tillräcklig kapacitet i de aktuella jordförhållanden.
Normal belastning	Definition:	Snittkrafter i konstruktionen som är tillräckliga för att förhindra bruksgränstillstånd i konstruktionen.
	Beteckning:	Punkt 1
Numerisk metod	Definition:	Beräkning med numerisk beräkningsmetod, exempelvis finita elementmetoden eller finita differensmetoden

Observationsmetoden	Definition:	Observationsmetoden bygger på tre principiella steg; förutsägelse, observation och åtgärd
Odränerad analys	Definition:	Stabilitetsberäkning där förekommande kohesionsjordars skjuvhållfasthet definieras av dess odränerade skjuvhållfasthet
Omräkningsfaktor	Definition:	Omräkningsfaktorn tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.
	Beteckning:	η
Passiv sida	Definition	Med passiv sida menas den sida av sponten där schakt sker.
Partialkoefficientmetoden	Definition:	Beräkning där dimensionerande värden för materialparameterar, geometrier, grundvattenförutsättningar, laster etc. utnyttjas.
Permanent last	Definition	Den belastning som verkar under hela det aktuella schaktskedet och vars variation med tiden är försumbar under hela det aktuella schaktskedet.
	Beteckning	"G"
Samverkansberäkningar	Definition:	Samverkansberäkningar används i denna skrift för beräkningsmetoder där spontväggen modelleras som en balk på en serie horisontella fjädrar eller där spontväggen och jorden modelleras med finita element eller finita differens metod.
Spont	Definition:	Spont är en stödkonstruktion, vanligtvis av stål, betong eller trä, som används för att ta upp jordtryck vid schaktningsarbeten.
Sprickvattenlast	Definition:	Om inte ett tillförlitligt dräneringssystem installerats eller vatteninfiltration förhindras skall, i medel- och lågpermeabla jordlager, förutsättas att jordtrycket mot sponten uppgår till minst sprickvattenlasten. Vid beräkningen av sprickvattenlasten skall förutsättas att vattenytans dimensionerande nivå sammanfaller med det aktuella jordlagrets överkant – dock lägst ovanliggande jordlagrets vattenyta eller fri vattenyta. Lastens fördelning längs spontväggen skall motsvara hydrostatiska förhållanden. Denna last betraktas som en permanent last
	Beteckning	u_{sprick}
Stag	Definition:	Stag avser konstruktionselement som överför dragkrafter mellan två konstruktionsdetaljer.
Stämp	Definition:	Stämp avser konstruktionselement som överför tryckkrafter mellan två spontväggar.
Totalsäkerhetsanalys	Definition:	Beräkning där karakteristiska värden för materialparametrar, geometrier, grundvattenförutsättningar, laster etc. nyttjas.
Undersökningsprovning	Definition:	Provb belastning för att verifiera den geotekniska bärförmågan vid brott hos en förankring i gränsskiktet mellan jord och förankringskropp samt att bestämma förankringens egenskaper inom aktuellt belastningsintervall.
Valt värde	Definition:	Värde utvärderat från sammanställning av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga mätvärden har exkluderats. Hänsyn

		ska tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottmekanism.
	Beteckning:	$\bar{X}$
Variabel last	Definition	Den belastning som verkar under det aktuella schaktskedet men vars variation med tiden varken är försumbar eller monoton under hela det aktuella schaktskedet.
	Beteckning	"Q"
Vattenlast	Definition	Denna last finns enbart i högpermeabla jordlager. Vattenytans dimensionerande nivå skall utgå från minst 50 års återkomsttid. Lastens variation längs spontväggen skall beakta eventuell grundvattenströmning.
	Beteckning	"U"

BETECKNINGAR

A	Tvårsnittsarea
A_v	Projekterad skjuvarea för balkens liv
a_d	Dimensionerande värde för en geometrisk storhet
B	Schaktbredd
B_{cr}	Kritisk schaktbredd
C_d	Dimensionerande gränsvärde för det aktuella brukbarhetskriteriet
c_u	Odränerad skjuvhållfasthet hos jord
c_{ud}	Dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet hos jord
c_{udb}	Medelvärde på dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet längs brottytan under spontfot och till djupet $0,7 \cdot B_{cr}$ under spontfot vid analys av bottenuppträckning
c_{udZT}	Medelvärde på dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet längs sträckan Z_T
c_w	Vidhäftning mellan spont och lera
c'	Effektiv kohesion
D_w	Spontlängd
d	Nedslagningsdjup för att förhindra rotationsbrott
E	Elasticitetsmodul
E	Lasteffekt
E_d	Dimensionerande lasteffekt (moment, tvärkraft eller stämp/stag last)
E_k	Karakteristiskt värde på lasteffekt (moment, tvärkraft eller stämp/stag last)
E_0	Elasticitetsmodul för osprucken betong
$E_{ULS,d}$	Dimensionerande lasteffekt i brottgränstillståndet
F_{EN}	Säkerhetsfaktor för beräkning med stabilitetsprogram
F_c	Totalsäkerhetsfaktor för odränerad analys
F_{komb}	Totalsäkerhetsfaktor vid kombinerad analys
F_{num}	Totalsäkerhetsfaktor vid numeriska beräkningar
F_s	Totalfaktor i empirisk metod (Stille 1976)
$F_\emptyset$	Totalsäkerhetsfaktor för dränerad analys
$F_{ULS,d}$	Dimensionerande värde på den kraft som behövs för att undvika brottgränstillstånd i den uppburna konstruktionen
F_{REP}	Representativt värde för last
$F_{Serv;k}$	Karakteristiskt värde för maximal förankringskraft, inklusive effekten av förspänningskraft, tillräckligt för att förhindra bruksgränstillstånd i den uppburna konstruktionen (Brukslast)
$F_{Serv;d}$	Dimensionerande värde för maximal förankringskraft, inklusive effekten av förspänningskraft, tillräckligt för att förhindra bruksgränstillstånd i den uppburna konstruktionen
$F_{Q,Ed}$	Mothåll vid spontfot
G	Skjuvmodul hos jord
g	Tyngdacceleration
$G_{k,i}$	Resultanten av jordtrycket mot sponten av permanenta laster
H	Maximalt schaktdjup
I_{eff}	Effektivt tröghetsmoment
i	Gradient
i_{krit}	Kritisk gradient
K_0	Vilojordtryckskoefficient
K_a	Aktiv jordtryckskoefficient
K_{0nc}	Vilojordtryckskoefficient för normalkonsoliderad jord
K_p	Passiv jordtryckskoefficient
M_{Ed}	Dimensioneringsvärde för böjmoment
$M_{C,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga för moment
$M_{N,Rd}$	Reducerad bärförmåga för moment med hänsyn till normalkraften
$M_{V,Rd}$	Reducerad plastisk bärförmåga för moment med hänsyn till tvärkraften

M_{Serv}	Snittkraft för moment vid bruksgränstillstånd
$M_{ULS,d}$	Dimensionerande snittkraft för moment i brottgränstillstånd
M_y	Spontens flytmoment
N_{cb}	Bärighetsfaktor
N_{cr}	Kritisk knäcklast
N_{Ed}	Dimensioneringsvärde för tryckkraft
N_{SERV}	Snittkraft för normalkraft vid bruksgränstillstånd
$N_{ULS,d}$	Dimensionerande snittkraft för normalkraft i brottgränstillstånd
OCR	Överkonsolideringsgrad
$P_{A,d}$	Dimensionerande aktiv last
$P_{A,n}$	Kraftresultant av de resulterande jordtrycken ned till given nivå ($P_{A,n} = P_{A(G),n} + P_{A(U),n} + P_{A(Q),n}$)
$P_{A(G),n}$	Kraftresultant av de resulterande permanenta jordtrycken ned till given nivå
$P_{A(U),n}$	Kraftresultant av de resulterande vattentrycken ned till given nivå
$P_{A(Q),n}$	Kraftresultant av de resulterande variabla lasterna ned till given nivå
P_{AV}	Vertikalkomponenten av aktivt jordtryck
$P_{p,erf}$	Erforderligt passivt nettomothåll för rotationsjämvikt
$P_{p,n}$	Summa passivt nettojordtryck
$P_{p,max}$	Tillgängligt passivt nettomothåll
P_{pV}	Vertikalkomponent av passivt jordtryck
$P_{W,n}$	Summa vattentryck
p_{My}	Tryck mot spont under schaktbotten som ger flytmoment vid nedre hammarband
Q_c	Koncentrerad last
Q_{Fr}	Hammarbandsbelastning beräknad enligt "free earth support" metoden
Q_k	Resultanten av karakteristiska jordtryck mot sponten vid variabla laster mot sponten
Q_{tot}	Total horisontell last på hammarbanden
$Q_{tot,pr}$	Total horisontell komponent av förspänningslast
q	Jämnt utbredd belastning
q_{dubb}	Motsvarar q_h för linjelasten som uppkommer vid kopplingen mellan dubb och vägg.
q_L	Linjelast
$q_{h,Serv}$	Snittkraft för hammarbandsbelastning i horisontalled vid bruksgränstillstånd
$q_{h,ULS,d}$	Dimensionerande snittkraft för hammarbandsbelastning i horisontalled i brottgränstillstånd
R	Bärförmåga
R_d	Dimensionerande bärförmåga
$R_{ULS,d}$	Dimensionerande bärförmåga i brottgränstillstånd
R_y	Yttre vertikallast på spont
r	Relativ vidhäftning
r_a	Relativ vidhäftning på aktivsidan
r_p	Relativ vidhäftning på passivsidan
T_{Serv}	Snittkraft för tvärkraftkraft vid bruksgränstillstånd
$T_{ULS,d}$	Dimensionerande snittkraft för tvärkraft i brottgränstillstånd
t_f	Tjocklek fläns
t_w	Tjocklek liv
u	Portryck
u_a	Portryck på aktiv sida
u_{da}	Dimensionerande portryck på aktiv sida
u_p	Portryck på passiv sida
u_{dp}	Dimensionerande portryck på passiv sida
$u_{d,sprick}$	Avser dimensionerande sprickvattentryck
u_{res}	Resulterande vattentryck mot sponten
$u_{res,d}$	Dimensionerande resulterande vattentryck mot sponten

V_{Ed}	Dimensioneringsvärde för tvärkraft
$V_{pl,Rd}$	Dimensionerande plastisk bärförmåga för tvärkraft
W_{eff}	Effektivt böjmotstånd
W_{el}	Elastiskt böjmotstånd
W_{pl}	Plastiskt böjmotstånd
W_S	Egenvikt av spont
$\bar{X}$	Valt värde för en egenskap
X_k	Egenskapens karakteristiska värde
z_{cr}	Kritiskt djup på glidyten kopplat till kritisk schaktbredd
z_s	Avstånd mellan schaktbotten och nedre hammarband
z_T	Underslagning
α	Termisk expansionskoefficient
β	Släntvinkel (räknad från horisontalen)
β_B	Reduktionsfaktor för böjmotstånd som tar hänsyn till glidning i spontlås
β_D	Reduktionsfaktor för tröghetsmoment som tar hänsyn till glidning i spontlås
γ	Tunghet
γ_{cu}	Partialkoefficient för odränerad skjuvhållfasthet
γ_d	Partialkoefficient för säkerhetsklass
$\gamma_{\varphi'}$	Partialkoefficient för friktionsvinkel
$\gamma_{c'}$	Partialkoefficient för effektiv kohesion
γ_E	Partialkoefficient för lasteffekt
γ_F	Partialkoefficient för last
γ_m	Partialkoefficient för jordparameter
γ_R	Partialkoefficient för bärförmåga
$\gamma_{S;d}$	Modellfaktor på lasteffekt
γ_{serv}	Partialkoefficient som läggs på $F_{serv;k}$, anges i nationella Bilagan
$\gamma_{R;d}$	Modellfaktor på bärighet
γ_w	Egenvikt för vatten
Δ	Flexibilitetstal, $E \cdot I / h^5$
δ_{hmax}	Maximal horisontell deformation
δ_{tot}	Total rörelse
δ_{vmax}	Maximal sättning
η	Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion
ρ_m	Jordens vattenmättade densitet
ρ_w	Densitet för vatten
ρ	Spontens styvhet $\frac{L^4}{E \cdot I}$
σ_a	Totalt aktivt jordtryck
$\sigma_{a,d}$	Dimensionerande totalt aktivt jordtryck
$\sigma_{a,n}$	Pådrivande (aktivt) nettojordtryck
σ_i	Det omfördelade jordtryckets intensitet
σ_p	Totalt passivt jordtryck
$\sigma_{p,d}$	Dimensionerande totalt passivt jordtryck
$\sigma_{p,n}$	Mothållande (passivt) nettojordtryck
$\sigma_{p,erf}$	Erforderligt passivt nettojordtryck för rotationsstabilitet
σ_h	Horisontal totalspänning
σ_v	Vertikal totalspänning
σ_{va}	Vertikal totalspänning på aktiv sida
σ_{vp}	Vertikal totalspänning på passiv sida
σ'_h	Effektiv horisontalspänning
σ'_v	Effektiv vertikalspänning
σ'_a	Effektivt aktivt jordtryck
$\sigma'_{a,d}$	Dimensionerande effektivt aktivt jordtryck

σ'_p	Effektivt passivt jordtryck
σ'_{pd}	Dimensionerande effektivt passivt jordtryck
$\sigma'_{res,d}$	Effektivt resulterande jordtryck
$\sigma'_{res,d}$	Dimensionerande effektivt resulterande jordtryck
$\Delta\sigma_v$	Tillskottsspänning i vertikalled från karakteristiska variabla laster
$\Delta\sigma_h$	Tillskottsspänning i horisontalled från karakteristiska variabla laster
$\emptyset$	Friktionsvinkel
φ'	Effektiv friktionsvinkel
φ'_a	Jordmaterialets friktion mot spanten
χ	Reduktionsfaktor för knäckning

1 INLEDNING

1.1 ALLMÄNT

Denna handbok behandlar dimensionering av temporära stödkonstruktioner. Det som primärt avses med stödkonstruktion i det här sammanhanget är en konstruktion som installeras genom drivning, borrar eller lokal schakt följt av gjutning. Konstruktionen möjliggör därefter schakt på ena sidan av konstruktionen. Vartefter schakt bedrivs kan konstruktionen behöva kompletteras med någon form av stöttande system. I handboken redogörs för dimensionering med både enkla analytiska jämviktsberäkningar och mer komplicerade samverkanberäkningar. Dimensioneringsmetoderna är anpassade till Eurokoden. Konstruktionsdetaljer som kan beskrivas som konventionella kan därför verifieras genom hänvisning till att lösningarna är hävdvunna.

Stödkonstruktionen kan konstruktivt delas in i lastupptagande element såsom ankare eller stämp och mothållande jordtryck samt lastfördelande element såsom själva spontväggen. Ankare och stämp är vanligtvis av stål medan väggen kan vara av stål, betong eller trä. Förenklat används begreppet spont i handboken som ett samlingsnamn för stödkonstruktionen.

Konstruktionen är ett samverkanssystem där spontan ger både belastning på och mothåll för delar av jorden. Sponten överför belastning från den del av jorden som ska hållas på plats genom spontväggen till spontens kraftupptagande element såsom ankare eller stämp eller andra delar av jorden. Hur denna kraftöverföring sker beror på typ av spontvägg, de initiala spänningarna i jorden, grundvattentryck, jordens hållfasthet och styvhet och det kraftupptagande systemet. Men det beror också på hur och när spontväggen och de kraftupptagande elementen installeras. Dimensioneringen kräver en förståelse hur de olika delarna samverkar.

Dimensioneringen ska visa att spontan uppfyller de krav på bärighet, stadga och beständighet som ställs. Mer specifikt innebär detta att man utifrån platsspecifika förhållanden samt allmänna och projektspecifika krav kan visa:

- att schakten är stabil
- att spontan är stabil
- att de olika konstruktionselementen har erforderlig bärighet

Allmänna krav finns dels i Eurokoden och dels i olika myndigheters föreskrifter. SS-EN 1990 *Grundläggande dimensioneringsregler* fastställer principer och krav för säkerhet, brukbarhet och livslängd för samtliga byggnader och anläggningar, inklusive geokonstruktioner. SS-EN 1997 *Dimensionering av geokonstruktioner*, behandlar konstruktioner i jord och berg och består av två delar, del 1: Allmänna regler och del 2: Markundersökning och provning. I del 1 anges att följande metoder kan användas vid dimensionering:

- Beräkningar
- Hävdvunna metoder
- Provb belastning och modellförsök
- Observationsmetoden.

Dimensionering av betong, stål och träkonstruktioner behandlas i respektive materialnorm. SS-EN 1992 handlar om dimensionering av betongkonstruktioner. I SS-EN 1993 beskrivs hur dimensionering av stålkonstruktioner skall utföras och i SS-EN 1995 beskrivs dimensionering av träkonstruktioner.

De nationella versionerna av Eurokoderna innehåller så kallade nationella bilagor (NA). Dessa bilagor innehåller information om de punkter som har lämnats öppna i Eurokoderna för nationella val. Svenska nationella bilagor ges ut av SIS med föreskrifter från Boverket och transportstyrelsen som underlag. Nationella bilagor kan köpas från SIS. Föreskrifter kan hämtas på Boverkets respektive Transportstyrelsens hemsidor.

Nedan har några av de viktigaste platsspecifika förhållandena och projektspecifika kraven angetts. Det är viktigt att i början av dimensioneringsarbetet upprätta en lista på de förutsättningar och krav som gäller i det föreliggande projektet.

Platsspecifika förhållanden kan vara kopplade till schaktens geometri, jord- och grundvattensituationen samt typ av omgivande byggnadsverk. Utöver de geotekniska egenskaper som behövs för dimensionering av spanten ingår också att bedöma spontbarhet och hinder i marken.

De projektspecifika kraven utgår i från de platsspecifika förhållandena oftast i kombination med det strikta ansvaret för skador på tredje man. Geoteknisk kategori och säkerhetsklass utgör grundläggande krav för dimensioneringsarbetet och utförandet. Krav på tillåtna buller- och vibrationsnivåer, vatteninläckage till schakten samt gränser för markrörelser bakom spanten tillhör denna kategori. Därtill kommer krav på konstruktionsordning, typ av kraftupptagande element samt restriktioner för utförandet av spantvägg och kraftupptagande element, vilka har sitt ursprung i de projektspecifika förutsättningarna.

1.2 SYFTE OCH DISPOSITION AV HANDBOKEN

Huvudsyftet med handboken är att skapa tydliga och enhetliga regler för dimensionering av spanten. I Kapitel 2 *Geoteknisk kategori och säkerhetsklass* behandlas de allmänna krav som ställs i Eurokoden. Det övergripande tillvägagångssättet vid dimensionering beskrivs i Kapitel 3 *Dimensionering av spanten*. I Kapitel 4 *Dimensionering av spant i brottstadiet* behandlas hur schaktens och spantens stabilitet skall beräknas. Vidare behandlas i Kapitel 5 *Jord- och spantarörelser i bruksstadiet* hur sättningar och jordrörelser kan uppskattas för att man ska kunna bedöma om krav på bruksgränstillstånd kan uppfyllas. I Kapitel 6 *Beräkning av lasteffekter i bruksstadiet* beskriver hur lasteffekterna i spanten i bruksstadiet kan beräknas. I Kapitel 7 *Dimensionering av konstruktionselement* beskrivs hur ankare, stämp, hammarband, dubb, spantvägg och kantbalk ska beräknas. Förslag på hur kvalitetssäkring kan utformas lämnas i kapitel 8 *Kvalitetssäkring*.

Grundläggande jordtrycksteorier beskrivs i Bilaga A. Bestämning och val av parametrar att användas vid beräkning beskrivs i Bilaga B. Rekommendationer för val av stödkonstruktion behandlas i Bilaga C. Förslag / rekommendation på metodik för samverkansanalys ges i Bilaga D. Rekommendationer för val av beräkningsmetod ges i Bilaga E. Vidare lämnas rekommendationer för länshållning av schakt i Bilaga F. Spanthandboken avslutas med några exempel vad gäller tekniska detaljer och beräkningar i Bilagorna G och H.

1.3 BEGRÄNSNINGAR

Metodiken för dimensionering som beskrivs i denna nya handbok kan tillämpas vid dimensionering av de flesta förekommande spantkonstruktioner. De betyder dock att situationer uppkommer där metodiken inte är tillämpbar eller inte är den bästa varvid ett annat tillvägagångssätt erfordras. Sådana bedömningar måste göras från fall till fall och förutsätter att den ansvariga Geokonstruktören har

omfattande geotekniska kunskaper. Det har inte bedömts rimligt och inte heller möjligt att i denna handbok ge riktlinjer för hur dessa fall skall identifieras eller behandlas.

2 GEOTEKNISK KATEGORI OCH SÄKERHETSKLASS

2.1 ALLMÄNT

Krav på projektering och utförande av geokonstruktioner utgår från vald geoteknisk kategori och säkerhetsklass. Tre geotekniska kategorier, GK1, GK2 och GK3, har införts enligt SS-EN 1997-1 (2.1). Tre säkerhetsklasser definieras enligt BFS 2011:10. Val av geoteknisk kategori och säkerhetsklass ska ske utifrån de risker som är förknippade med konstruktionen. Med risk menas osäkerheternas effekt på möjligheterna att uppnå ett önskat mål.

2.2 VAL AV GEOTEKNISK KATEGORI FÖR SPONTKONSTRUKTIONER

2.2.1 Allmänt

Olika delar av en geokonstruktion kan åsättas olika geotekniska kategorier. På så sätt klargörs vilka delar som är mer komplexa att utföra och vilka som är av enklare karaktär. I varje fas av projekteringen och utförandet ska valet av geoteknisk kategori utvärderas och vid behov ändras.

2.2.2 Geoteknisk kategori 1, GK1

Spontkonstruktioner eller delar därav som klassificeras till GK1 ska vara så enkla att riskerna för brott, instabilitet, rörelser eller annan omgivningspåverkan är försumbara. Spont för grunda schakter ovan grundvattenytan och utan omgivande bebyggelse tillhör normalt denna kategori.

2.2.3 Geoteknisk kategori 2, GK2

Spontkonstruktioner eller delar därav som klassificeras till GK2 ska vara av konventionell typ utan exceptionella risker i fråga om brott, instabilitet, rörelser eller annan omgivningspåverkan. Geoteknisk kategori 2 är den vanligaste.

2.2.4 Geoteknisk kategori 3, GK3

Spontkonstruktioner som ej faller inom klasserna GK1 och GK2 tillhör klass GK3. Dit hör sponter som är förknippade med exceptionella risker. I BFS 2015:6 ges rådet att stödkonstruktioner där schaktdjupet är större än 4 m eller vatten har en avgörande betydelse bör behandlas som en konstruktion i geoteknisk kategori 3.

2.3 KRAV PÅ PROJEKTERING OCH UTFÖRANDE PÅ BASIS AV GEOTEKNISK KATEGORI

2.3.1 Allmänt

I respektive geoteknisk kategori finns krav avseende:

- Rapportering
- Geotekniska data
- Verifiering av konstruktionen

- Kvalitetskontroll och övervakning
- Oberoende granskare

2.3.2 Krav på rapportering

Resultat av fält- och laboratorieundersökningar ska redovisas i en markteknisk undersökningsrapport (MUR). Riktlinjer finns i EN1997.

Spontdimensionering ska redovisas i en rapport benämnd "Projekterings PM/Geokonstruktion". Rapporten ska innehålla beskrivning av platsen, markförhållandena, lastförutsättningarna, de dimensionerande värdena, beräkningarna, spontkonstruktionen och riskerna samt krav på kvalitetskontroll och övervakning. Detaljeringsnivån skall anpassas till den geotekniska kategorin. För sponter tillhörande GK2 och GK3 skall dessutom en utförandeplan, se Avsnitt 2.3.5.1, ingå i rapporten.

2.3.3 Krav på geotekniska data

Omfattning och förslag på undersökningsmetoder för sponter redovisas i Bilaga B. Följande tillvägagångssätt avseende kartläggning av markförhållandena brukar följas:

Geoteknisk kategori 1, GK1

För GK1 kan jord- och bergförhållandena normalt kontrolleras genom besiktning på plats av geotekniker med avseende på jord- och bergtyper inom konstruktionens influensområde och i schakter.

Information om grundvattenförhållanden kan baseras på tidigare kända mätningar och erfarenheter från området.

Geoteknisk kategori 2, GK2

Undersökningsbehovet ska värderas i varje enskilt projekt och beror på de geologiska förutsättningarna och den valda konstruktionen.

Undersökningar av de geotekniska egenskaperna ska utföras inom konstruktionens influensområde. Prover ska tas och undersökas med avseende på relevanta egenskaper, enligt Bilaga B. Undersökningarna ska utföras i enlighet med SS-EN 1997-2, SS-EN-ISO 22475 samt tillhörande metodstandarder.

Information om grundvattenförhållanden ska baseras på direkta mätningar och observationer.

Geoteknisk kategori 3, GK3

Behovet av undersökningar ska värderas i varje enskilt projekt och beror på de geologiska förutsättningarna och den valda konstruktionen.

Undersökningar ska normalt ha en utökad omfattning och detaljering i jämförelse med vad som krävs för sponter tillhörande GK2. De skall även omfatta de speciella förhållanden som medfört att geokonstruktionen ska behandlas i GK3.

2.3.4 Verifiering av konstruktionen

Verifiering av att spontkonstruktionen uppfyller de krav som gränstillstånden ställer kan utföras med någon eller en kombination av följande metoder:

- Beräkningar
- Tillämpning av hävdvunna metoder
- Observationsmetoden

Val av metod beror på den geotekniska kategori som åsatts spontkonstruktionen.

Geoteknisk kategori 1, GK1

I GK1 kan dimensioneringen i huvudsak baseras på hävdvunna åtgärder, d v s metoder som ger betryggande säkerhet mot brott och som baseras på dokumenterad erfarenhet. I verifieringen ingår kontroll av material och utförande.

Geoteknisk kategori 2, GK2

Dimensioneringen i GK2 ska baseras på beräkningar och omfatta samtliga relevanta gränstillstånd enligt SS-EN 1997-1. Beräkningarna kan ske med analytiska ekvationer eller numeriska metoder. Observationsmetoden kan tillämpas.

Geoteknisk kategori 3, GK3

Dimensioneringen i GK3 ska utföras på minst samma nivå som för GK2. Beräkning med numeriska metoder nyttjas dock i större utsträckning. Vid osäkra förhållanden bör observationsmetoden tillämpas.

2.3.5 Krav på kvalitetskontroll och övervakning

2.3.5.1 Utförandeplanering

Geoteknisk kategori 1, GK1

Utförandeplan behöver normalt inte ingå i rapport Projekterings PM/Geokonstruktion.

Geoteknisk kategori 2 och 3, GK2 och GK3

Utförandeplan med arbetsordning och restriktioner ska redovisas i rapport Projekterings PM/Geokonstruktion för GK2 och GK3. Detta dokument upprättas i regi av den ansvariga Geokonstruktören. Utförandeplanen ska vara kopplad till aktuell dimensionering (verifiering) samt föreskriven kontroll.

2.3.5.2 Kontroll/övervakning

Geoteknisk kategori 1, GK1

Kontrollprogrammet innefattar grundkontroll.

Grundkontrollen bör minst omfatta att överensstämmelse råder mellan antagna och verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållanden och att andra viktiga förutsättningar för projekteringen är relevanta. Detta skall utföras i regi av ansvarig Geokonstruktör. Kontrollen kan begränsas till besiktning och enkla kvalitetskontroller. Kontrollen ska dokumenteras.

Geoteknisk kategori 2, GK2

Kontrollprogrammet innefattar grundkontroll enligt GK1 samt tilläggskontroll. Tilläggskontrollen innefattar uppföljning av geokonstruktionens verkliga beteende i förhållande till det förutsatta och dess

inverkan på omgivningen. Detta skall utföras i regi av ansvarig Geokonstruktör och skall dokumenteras.

Geoteknisk kategori 3, GK3

Kontrollprogrammet innefattar kontroller enligt GK2. Övervakningen anpassas så att kontroll av konstruktionens verkningssätt med anledning av GK3-klassningen erhålls och så att åtgärder kan vidtas vid behov. Kontrollen avseende GK3-klassningen ska utföras av en oberoende granskare som är fristående från den ansvarige Geokonstruktören.

2.3.6 Oberoende granskare

En oberoende granskare bör tillsättas för geokonstruktioner tillhörande GK3 men kan även vara aktuellt i GK2. Den oberoende granskningen är en process vars syfte är att bevaka tredje parts intresse genom att säkerställa konstruktionens bärförmåga, funktion och beständighet samt minimera inverkan på omgivningen under utförande och drift. Granskningen utförs av en, från det aktuella projektet, fristående expert. Oberoende granskare kan vara en eller flera personer, beroende på aktuella frågeställningar, skede, komplexitet och granskningens omfattning.

Processen är ett komplement till egen- och tilläggskontroller men ersätter inte parternas egna granskningar och ansvar.

2.4 SÄKERHETSKLASS

Sponten och dess lastupptagande och lastfördelande element ska vid dimensionering tilldelas en säkerhetsklass. Säkerhetsklass väljs av den Ansvarig Geokonstruktören och ska styras av risken för personskador enligt BFS 2011:10 samt TSFS 2018:57, enligt följande citat:

”Med hänsyn till omfattningen av de personskador som kan befaras uppkomma vid brott i en byggnadsverksdel, ska byggnadsverksdelen hänföras till någon av följande säkerhetsklasser:

- Säkerhetsklass 1 (låg), vid liten risk för allvarliga personskador
- Säkerhetsklass 2 (normal), vid någon risk för allvarliga personskador
- Säkerhetsklass 3 (hög), vid stor risk för allvarliga personskador”

Säkerhetsklassen kan variera för olika konstruktionsdelar.

Grundregeln är att sponter minst ska tillhöra säkerhetsklass 2. Sponter intill trafikerat järnvägsspår ska utföras i säkerhetsklass 3 enligt Trafikverkets föreskrifter. (BVS 585.17). Säkerhetsklass 3 ska även tillämpas vid dimensionering av geokonstruktioner i kvicklera eftersom konsekvenserna kan bli större och allvarigare, se Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TRVINFRA-00230 kap 6.2.2. Sponter intill byggnader ska normalt utföras i samma säkerhetsklass som gäller för angränsande byggnad.

3 DIMENSIONERING AV SPONTER

3.1 ALLMÄNT

Sponter ska kontrolleras för olika gränstillstånd. Åtskillnad ska göras mellan brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. I respektive gränstillstånd ska olika brott- och belastningssituationer kontrolleras.

Brottgränstillstånd berör

- människors säkerhet
- bärverkens stabilitet

Bruksgränstillstånd berör

- bärverkens eller bärverksdelarnas funktion vid normal användning
- påverkan på omgivningen och intilliggande konstruktioner
- byggnadsverkets utseende

För sponter, som är beroende av ett kraftupptagande system för sin stabilitet och där detta system kan påverkas av olyckslast, måste det visas att fortskridande ras inte kan inträffa. Ett sådant fall är bortfall av ett ankare i en bakåtförankrad spont.

3.2 BROTTGRÄNSTILLSTÅND

I SS-EN 1997-2005 anges att följande brottgränstillstånd ska kontrolleras om de är relevanta för den studerade konstruktionen.

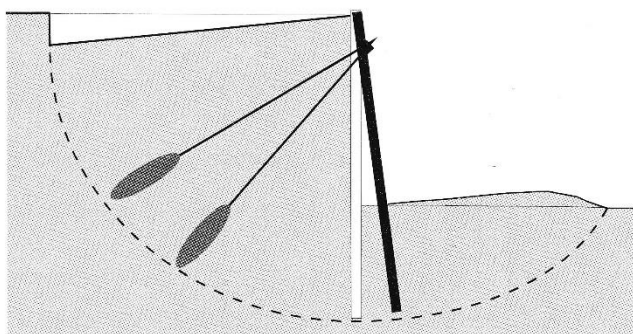
Jämvikt (EQU = "equilibrium")	Definition:	Brist på jämvikt hos byggnadsverk eller mark, betraktade som stela kroppar och oberoende av konstruktionsmaterialets och markens bärförmåga.
Brott i konstruktions- element (STR = "structural")	Definition:	Brott eller stora rörelser i byggnadsverket eller konstruktionselementen, inklusive t.ex. grundplattor, pålar eller grundmurar, i vilka hållfastheten hos konstruktionsmaterialen har betydelse för bärförmågan.
Brott i marken (GEO = "geotechnical")	Definition:	Brott eller stora rörelser i marken, där hållfastheten hos marken har betydelse för bärförmågan.
Hydraulisk upptryckning (UPL = "uplift")	Definition:	Förlorad jämvikt hos byggnadsverk eller mark beroende på uppåtriktat vattentryck (hydraulisk upptryckning av botten).

Hydriska gradienter
(HYD = "hydraulic")

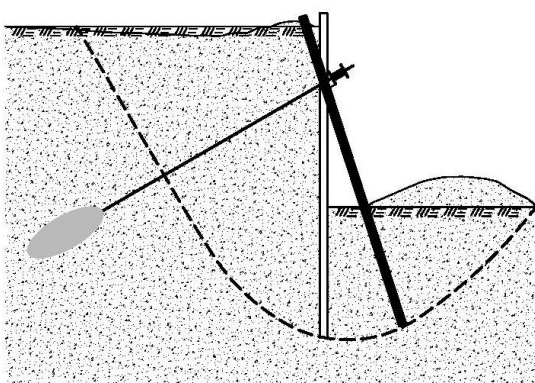
Definition: Bottenuppluckring och inre erosion orsakad av strömmande grundvatten (hydrauliskt grundbrott).

För sponter är alla ovan angivna brottgränstillstånd utom EQU aktuella. En spontkonstruktion kan kollapsa genom att marken (GEO, UPL och HYD) eller själva konstruktionen överbelastas (STR). Det betyder att flera olika brottgränstillstånd kan finnas. Dessa kan även vara kopplade till varandra i den meningen att brott i marken kan ge brott i konstruktionen och vice versa. Säkerheten mot överskridande för varje brottgränstillstånd måste verifieras.

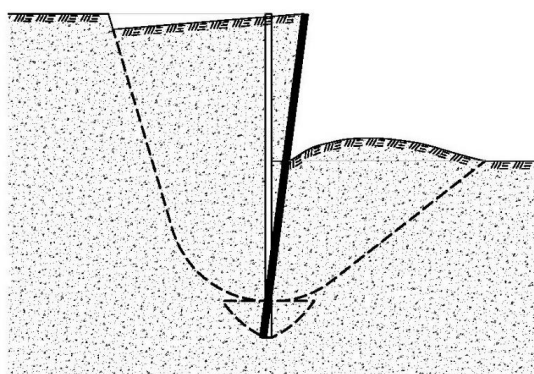
De brott- och belastningsmekanismer, kopplade till överskridande av markens hållfasthet (GEO), som kan vara aktuella är totalstabilitet, se Figur 3-1, rotationsstabilitet hos spontväggen, se, Figur 3-2a, och Figur 3-2b för konsolspont, stabilitet i schaktbotten, se Figur 3-3, vertikalstabilitet hos sponten, se Figur 3-4 samt brott i förankringszonen vid ankare, se Figur 3-11. Olika antaganden avseende hur jordens hållfasthet mobiliseras ligger till grund för de mekanismerna nedan vilket kan leda till att olika resultat erhålls avseende exempelvis erforderlig nedslagning. I dessa fall skall nedslagningen väljas utefter den metod som är styrande.



Figur 3-1. Schakten är inte totalstabil.

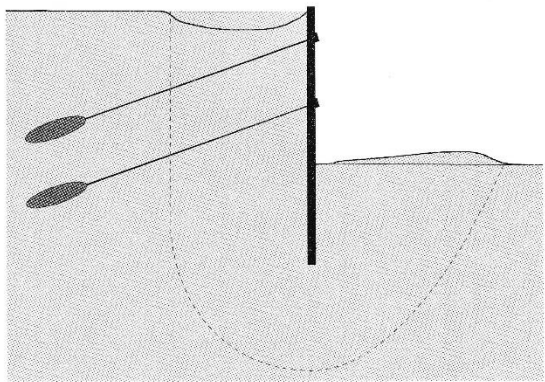


a) förankrad spont

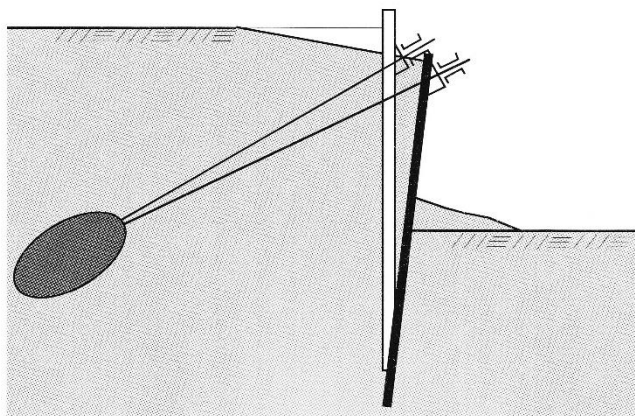


b) konsolspont

Figur 3-2. Spontväggen är inte stabil för jordtrycket.

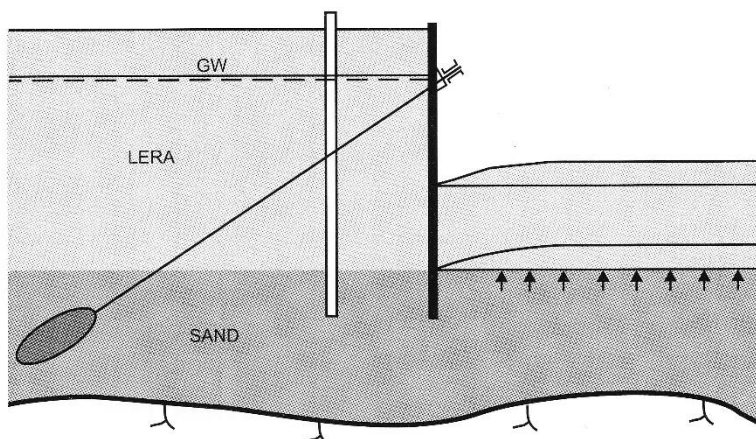


Figur 3-3. Schakten är inte stabil mot bottenuptryckning.

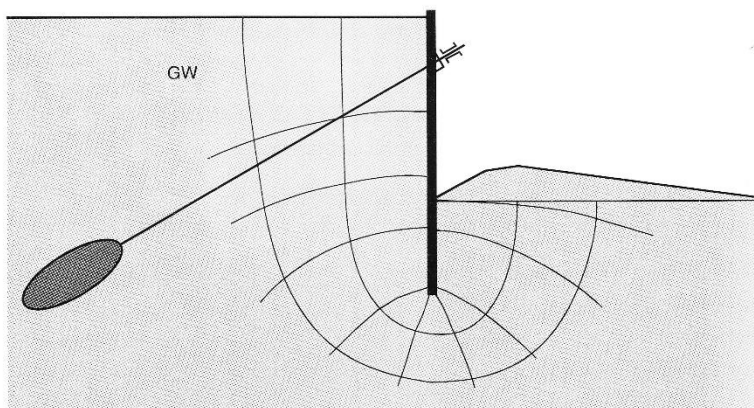


Figur 3-4. Sponten är inte vertikalstabil.

I schaktbotten kan tre olika typer av stabilitetsbrott uppträda, nämligen bottenuptryckning (GEO), se Figur 3-3, hydraulisk uptryckning av botten (UPL), se Figur 3-5, och hydrauliskt grundbrott (HYD), se Figur 3-6.



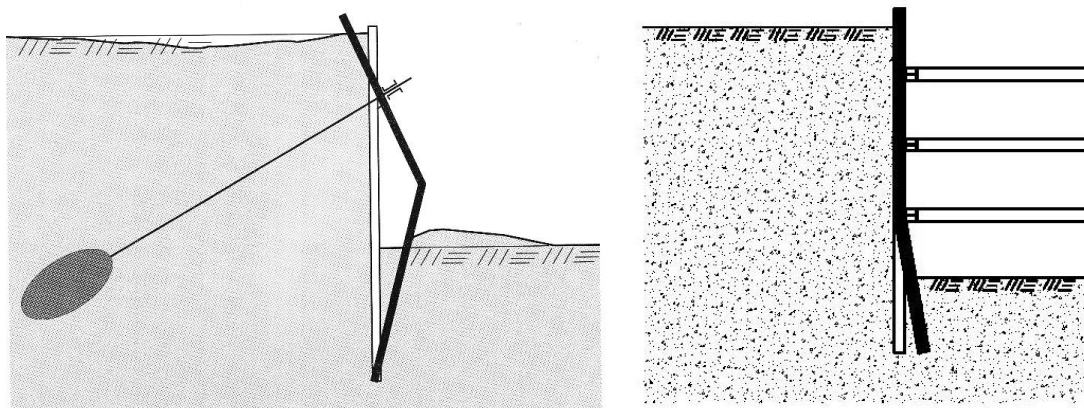
Figur 3-5. Schaktbotten är inte stabil för hydraulisk uptryckning.



Figur 3-6. Schakten är inte stabil på grund av vattenströmning under sponten, hydrauliskt grundbrott.

Brottsituationer som är aktuella för själva spontkonstruktionen (STR) är brott i spontvägg, se Figur 3-7, hammarband, se Figur 3-8, och brott i stämp, se Figur 3-9, eller ankare, se Figur 3-10 och bergdubb, se Figur 3-12. Sker brottet i berget kring dubben är det brottillstånd GEO.

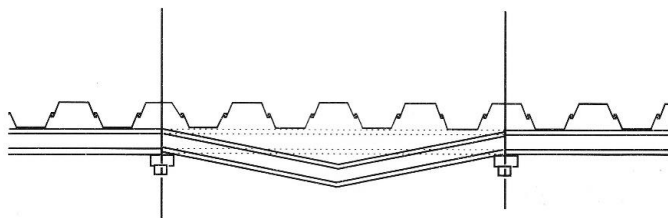
De i figurerna angivna brottmekanismerna är exempel på möjliga brott. De i spontkonstruktionen ingående detaljerna dimensioneras enligt respektive norm, stål enligt SS-EN 1993-5:2007, betong enligt SS-EN 1992-1-1:2005 och trä enligt SS-EN 1995-1-1:2005.



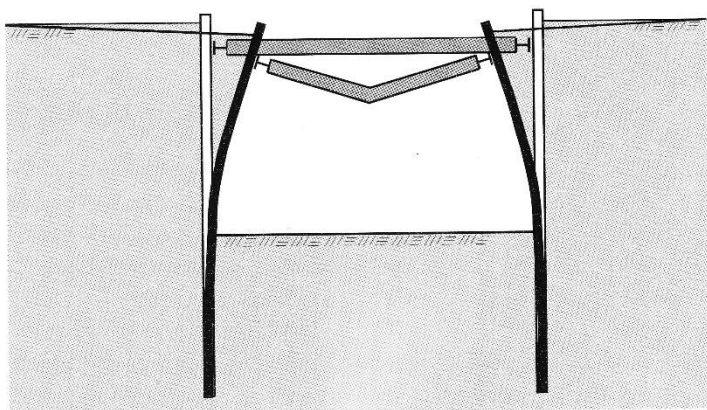
a

b

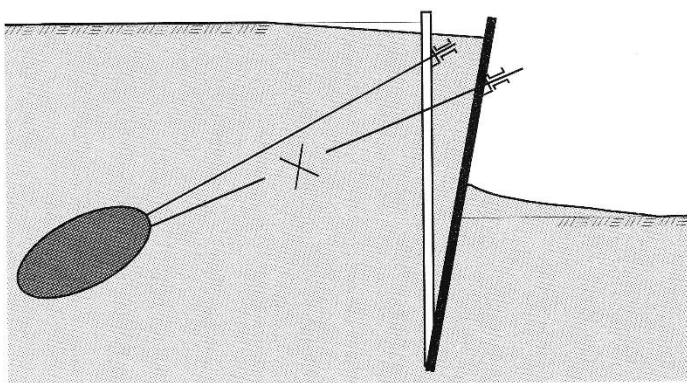
Figur 3-7. Brott i spontväggen. A enbandsspont. B flerbandsspont.



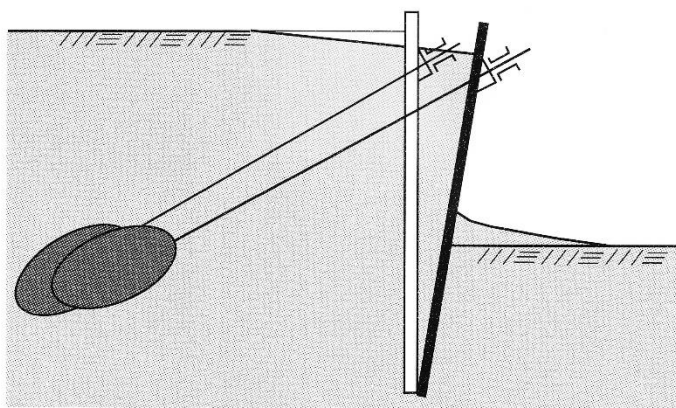
Figur 3-8. Brott i hammarband.



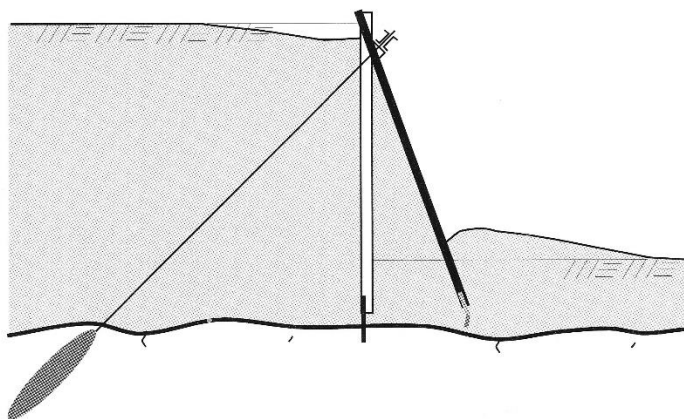
Figur 3-9. Brott i stämp.



Figur 3-10. Brott i ankare.



Figur 3-11. Brott i förankringszon.



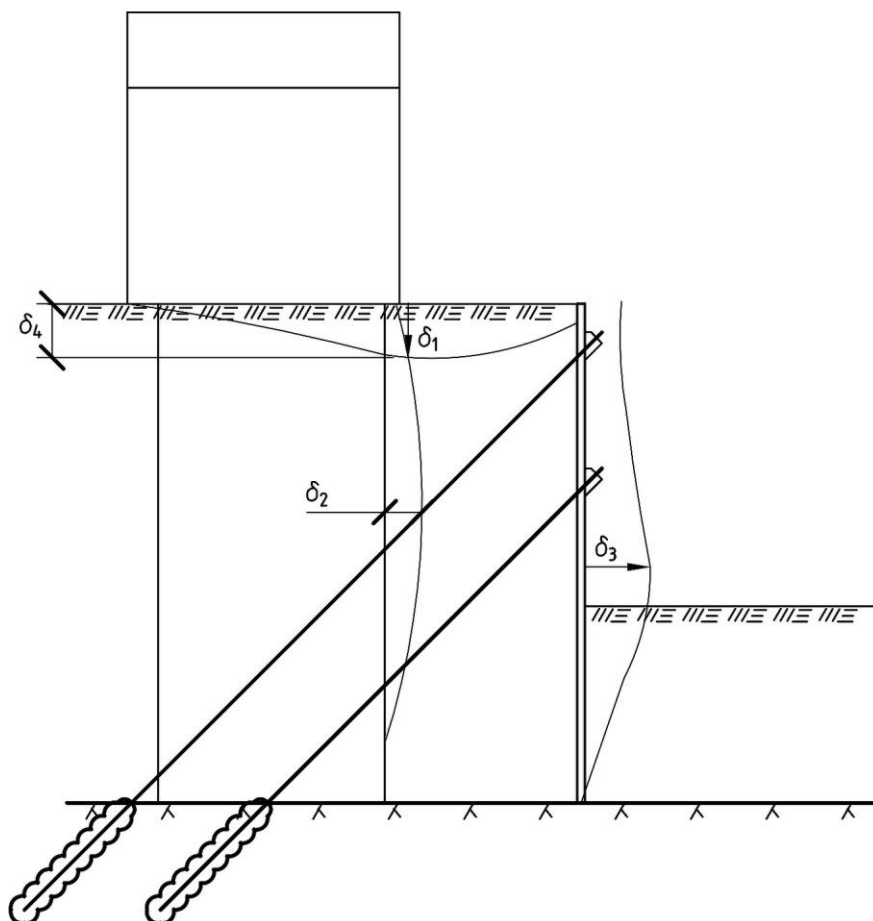
Figur 3-12. Brott i dubb.

Utöver de ovan nämnda brott- och belastningssituationerna kan det finnas andra faktorer som orsakar eller påskyndar brott i spontkonstruktionen och som ska beaktas vid dimensionering. Det kan tex vara tjäl- och isbildning bakom spanten eller pålning och sprängning intill spanten. Det kan också vara olyckslaster i form av ankarbortfall, påkörning mm.

Risker för personskador hanteras med hjälp av säkerhetsklass för spanten, se Avsnitt 2.

3.3 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Vid dimensionering av en spant bestäms normalt bruksgränsen av kravet på acceptabla sättningar och horisontalrörelser bakom spanten. Dessutom tillkommer att det som ska byggas framför spanten skall få plats, inklusive formställningar och dylikt. Detta innebär att sannolikheten för att uppkomna rörelser överstiger vad som kan accepteras ska vara tillräckligt liten. Kraven kan exempelvis vara en sättning, δ_1 , eller sättningsskillnad, δ_4 , hos en befintlig konstruktion, en horisontalrörelse, δ_2 , vid befintliga pålar eller utböjning av själva spanten, δ_3 , se Figur 3-13.



Figur 3-13. Exempel på vertikala och horisontella rörelser bakom en spontschakt.

Den totala rörelse som uppkommer bakom en spont kan klassificeras beroende på orsak. Olika sponttyper och spontkonstruktioner ger olika stora rörelser. Bidrag till rörelser, som uppkommer vid installationen av sponten, låter sig normalt inte beräknas. För att kunna uppskatta den totala rörelser finns därför empiriska diagram se Avsnitt 5.

Om de bedömda rörelserna inte kan accepteras måste åtgärder vidtas. Dessa kan bestå av ökad förspänning, flera förankringsnivåer, styvare spontplankor eller ändrat arbetsutförande. I vissa fall kan grundförstärkning av intilliggande byggnader vara aktuell.

Ett sätt att hantera osäkerheterna i de bedömda markrörelserna bakom sponten är att tillämpa "Observationsmetoden". I princip innebär det att man instrumenterar och övervakar spontkonstruktionen och skaffar sig information om vad som verkligen händer med laster och rörelser under och efter spont- och schaktarbetet och jämför dessa med de prognoser som gjorts. Överskrider de uppsatta gränsvärdena för tillåtna uppmätta krafter och rörelser under arbetets gång, sätts motåtgärder in för att på så sätt förhindra brott och skador i konstruktionen eller omgivningen.

3.4 ALLMÄNT OM DIMENSIONERINGSMETODER

Geokonstruktioner ska verifieras med syfte att kontrollera att inga gränstillstånd överskrider med en eller en kombination av följande metoder:

1. Hävdvunna åtgärder

2. Beräkning
 - a. Analytiska metoder
 - b. Semi-empiriska metoder
 - c. Numeriska metoder
3. Provb belastning och modellförsök
4. Observationsmetod.

Dimensionering genom beräkning utförs oftast med partialkoefficientmetoden.

Med stöd av SS-EN 1990 får beräkning även utföras med sannolikhetsteoretiska metoder.

I följande avsnitt beskrivs grunderna för dimensionering av spontkonstruktioner med

- hävdvunna åtgärder.
- partialkoefficientmetoden

3.5 HÄVDVUNNA ÅTGÄRDER

Verifiering med hävdvunna åtgärder kan, enligt SS-EN 1997-1, tillgripas när beräkningsmodeller inte behövs eller inte är tillämpliga.

Hävdvunna metoder ska ge konservativa lösningar med betryggande säkerhet mot brott och baserad på tidigare erfarenhet.

Tyngdpunkten i verifieringen ska inriktas mot upprättande av specifikationer och kontroll av material, yrkesskicklighet, skydd och underhållsåtgärder. Några exempel på detta är användningen av konstruktionsdetaljer, schaktslädar, spontkassetter eller stödmurselement där standardlösningar finns eller där tillverkaren har satt upp regler för användning av aktuell konstruktion. Dessa regler är oftast förknippade med gränstillstånd STR, varför de olika gränstillstånden kopplade till GEO kan kräva separat verifiering.

3.6 PARTIALKOEFFICIENTMETODEN

Huvudmetoden vid dimensionering enligt Eurokod 7 såväl i brottgräns- som i bruksgränstillståndet är partialkoefficientmetoden.

Dimensionering i brottgränstillståndet innebär att man genom beräkningar visar att dimensionerande bärförmåga R_d är minst lika stor som dimensionerande lasteffekt E_d . Dimensioneringsvillkoret är

$$E_d \leq R_d \quad \text{Ekv 3-1}$$

Dimensionerande lasteffekt E_d beräknas genom att partialkoefficienter appliceras på lasterna eller på lasteffekten:

$$E_d = E\{\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_m; a_d\} \quad \text{Ekv 3-2}$$

eller

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{Rep}; X_k; a_d\} \quad \text{Ekv 3-3}$$

Dimensionerande bärförmåga R_d beräknas genom att partialkoefficienter tillämpas på antingen markens egenskaper eller bärförmågan enligt nedan:

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_m; a_d\} \quad \text{Ekv 3-4}$$

eller

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad \text{Ekv 3-5}$$

där

γ_E = partialkoefficient för lasteffekt, se nationell Bilaga till SS-EN 1997-1

γ_F = partialkoefficient för last, se nationell Bilaga till SS-EN 1997-1

F_{REP} = representativt värde för last

X_k = egenskaps karakteristiska värde

a_d = dimensionerande värde för en geometrisk storhet.

γ_m = partialkoefficient för egenskap enligt Tabell 3-1.

γ_R = partialkoefficient för bärförmåga enligt Tabell 3-1.

Bestämning av dimensionerande materialvärde, $X_d = \frac{X_k}{\gamma_m}$, framgår av Bilaga B. Det karakteristiska värdet, motsvaras av produkten $\eta \cdot \bar{X}$. Där η är omräkningsfaktor och $\bar{X}$ är valt värde.

När man beräknar dimensionerande värde på bärförmåga, (R_d), eller dimensionerande värde på lasteffekt, (E_d), får modellfaktorer, ($\gamma_{R;d}$) respektive ($\gamma_{S;d}$), införas för att säkra att resultatet av beräkningsmodellen antingen är tillförlitligt eller på säkra sidan, se SS-EN 1997-1:2005, Punkt 2.4.7.1(6). Detta förfarande används vid empiriskt bestämda uttryck för lasteffekt, vilket är vanligt vid exempelvis spontdimensionering.

$$E_d = \gamma_{S;d} \cdot E\{F_{rep}; X_k; a_d\} \quad \text{Ekv 3-6}$$

Vid dimensionering med partialkoefficientmetoden ska den fasta partialkoefficienten γ_F för last multipliceras med en partialkoefficient för säkerhetsklass, γ_d . Partialkoefficienten för säkerhetsklass ska inte appliceras på materialegenskaper, se Tabell 3-1.

Partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_d , ska väljas enligt följande:

- Säkerhetsklass 1: $\gamma_d = 0,83$
- Säkerhetsklass 2: $\gamma_d = 0,91$
- Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,00$.

Säkerhetsklass kan variera för olika konstruktionsdelar. För val av säkerhetsklass se Avsnitt 2.

Partialkoefficienter för material (M), lasteffekt (A) och bärförmåga (R) kan kombineras på olika sätt, dimensioneringssätt, för gränstillstånd STR och GEO. Sättet att kombinera partialkoefficienter framgår av SS-EN 1997-1 (2.4.7.3.4). Tre dimensioneringssätt finns nämligen DA1, DA2 och DA3.

Partialkoefficienternas storlek och dimensioneringsätt styrs av nationell Bilaga till SS-EN 1997-1, se även Tabell 3-1.

I de Svenska Nationella Bilagorna anges att dimensioneringssätt 3, DA3, ska användas för stödkonstruktioner, men som framgår i Avsnitt 3.7 är DA3 inte tillräckligt.

SS-EN 1997-1 anger inte vilket dimensioneringssätt som skall användas om numeriska metoder används. I Avsnitt 3.11.2 rekommenderas dock hur sådana metoder bör användas vid dimensionering av sponter.

Tabell 3-1. Kombinationer av partialkoefficienter i dimensioneringssätt DA3.

			DA 3			
			A1	A2	M2	R3
			Konst. laster	Geo. laster	γ_m	γ_R
Last	Permanent	ogynnsam	$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,10$		
		gynnsam	1,00	1,00		
	Variabel	ogynnsam	$\gamma_d \cdot 1,50$	$\gamma_d \cdot 1,40$		
		gynnsam	0	0		
Jord	$\tan \phi$				1,3	
	Effektiv c				1,3	
	Odränerad c_u				1,5	
	Enaxlig tryckh.				1,5	
	Tunghet				1,0	
Spont	Bärighet					1,0
	Glidning					1,0
	Motstånd					1,0

Begreppen Konstruktionslast, Geoteknisk last, Permanent last samt Variabel last - liksom diverse andra centrala begrepp - definieras i "Definitioner" i skriftens början.

Vid revidering av SS-EN 1997-1 2013 anges att ankare i brottgränstillståndet skall uppfylla villkoret

$$E_{ULS;d} \leq R_{ULS;d} \quad \text{Ekv 3-7}$$

där

$$E_{ULS;d} = \text{MAX}(F_{ULS;d}; F_{\text{Serv};d}) \quad \text{Ekv 3-8}$$

där

$$F_{\text{Serv};d} = \gamma_{\text{Serv}} \cdot F_{\text{Serv};k} \quad \text{Ekv 3-9}$$

$F_{\text{Serv};k}$ är karakteristiskt värde för maximal förankringskraft, inklusive effekten av förspänningskraft, tillräckligt för att förhindra bruksgränstillståndet i den uppburna konstruktionen (Bruksgräns).

$F_{ULS;d}$ är dimensionerande värde för den kraft som behövs för att undvika brottgränstillstånd i den uppburna konstruktionen.

γ_{Serv} är en partialkoefficient som sätts i de Nationella Bilagorna. I de Svenska Nationella Bilagorna saknas dock en sådan partialkoefficient. Därför rekommenderas att γ_{Serv} tilldelas samma värde som modellfaktorn $\gamma_{S;d}$ i Tabell 3-2 – dock lägst värdet 1,35.

Dimensionerande lasteffekt i stämp beräknas på samma sätt.

3.7 DIMENSIONERING AV SPONTER I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

3.7.1 Allmänt

Lasteffekten mot en spont förändras med spontens rörelser och beror på flera faktorer. Viktigt att beakta förutom jordens mekaniska egenskaper är konstruktionens styvhet och sprödhet, när stämp och ankare installeras och förspänningens storlek, se Figur 3-14. Lasteffekten vid normala deformationer (Punkt 1) är inte lika med lasteffekten vid stora deformationer (Punkt 2). Kollaps uppkommer när bärförmågan inte är tillräcklig (marken brister, GEO, eller själva konstruktionen överbelastats, STR, se Avsnitt 3-2).

Systemet spontvägg, mothåll och jord med olika styvheter och deformationstålighet kan analyseras med samverkansberäkningar. Vid analytiska jämviktsberäkningar måste ytterligare förenklingar göras eftersom komponenternas deformationstålighet normalt inte beaktas.

Sponten måste kontrolleras för två belastningssituationer. Erforderlig säkerhet skall uppfyllas vid såväl normala deformationer (Punkt 1) som vid stora deformationer (Punkt 2) motsvarande DA3, se Figur 3-14. Detta gäller för såväl analytiska jämviktsberäkningar som samverkansberäkningar.

Spontens konstruktionselement och förbanden mellan dessa utformas för den största dimensionerande lasteffekt som erhålls för dessa två belastningssituationer.

Val av stödkonstruktion diskuteras i Bilaga C.

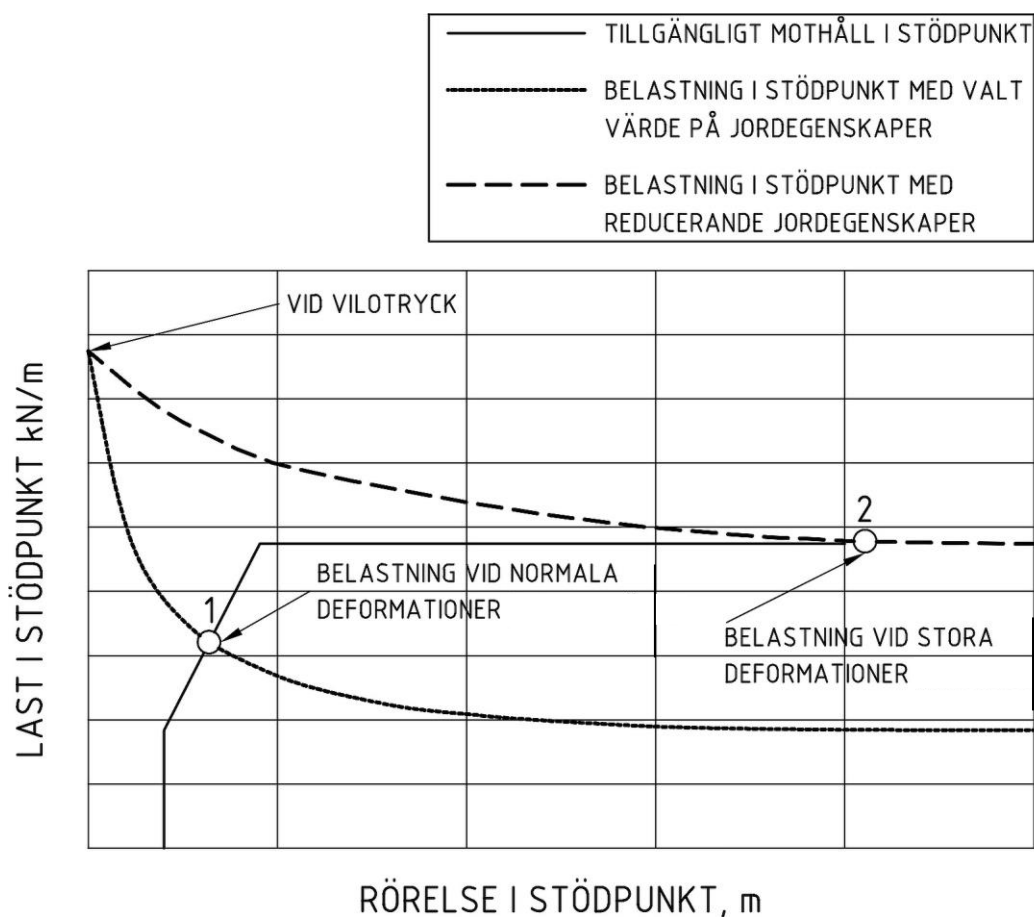
3.7.2 Normala deformationer (Punkt 1)

Beräkningen utförs enligt partialkoefficientmetoden baserat på karakteristiska laster och valda värden på jordens egenskaper, varvid karakteristisk lasteffekt, E_k , erhålls. För att få tillräcklig säkerhet mot brott multipliceras de beräknade lasteffekterna med en modellfaktor, $\gamma_{S;d}$, i enlighet med SS-EN 1997-1, kapitel 2.4.7.1 (6). Modellfaktorns storlek väljs enligt Tabell 3-2.

Dimensionerande lasteffekt (ULS/STR-Punkt 1) i spontens konstruktionselement och förbanden mellan dessa beräknas således enligt:

$$E_{dim} = E_k \cdot \gamma_{S;d}$$

Ekv 3-10



Figur 3-14 Lasteffektens beroende av spontens rörelse (illustrerat som sambandet last-rörelse i en stödpunkt).

Tabell 3-2. Modellfaktorer, $\gamma_{s,d}$, för beräkning av dimensionerande lasteffekt i spontens lasteffekter.

	Modellfaktor
Konstruktionselement som är veka och duktila, t.ex. spont, hammarband, dubb och ankare	$\frac{\gamma_d \cdot 1,40}{\eta_{Pkt\ 1}}$ 1)
Konstruktionselement som är styva och spröda t.ex. stämp	$\frac{\gamma_d \cdot 1,50}{\eta_{Pkt\ 1}}$ 2)
I de fall då belastningen i stort endast består av last från fritt vatten (inte grundvatten)	$\gamma_d \cdot 1,20$

1) Ej mindre än 1,12.

2) Ej mindre än 1,20.

γ_d beror på vald säkerhetsklass och $\eta_{Pkt\ 1}$ är en omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter avseende de byggnadstekniska förhållandena. Faktorn kan delas upp i delfaktorer. Avseende de geotekniska förhållandena kan principerna i Bilaga B nyttjas. Avseende övriga byggnadstekniska

förhållanden kan principerna i Tabell 4-2 och Tabell 4-3 nyttjas. Vid samverkansanalyser kan dessutom andra modelleringsaspekter vägas in.

3.7.3 Stora deformation (Punkt 2)

Beräkningen utförs enligt partialkoefficientmetoden DA3, dvs baserat på dimensionerande värden på laster och jordens egenskaper. De dimensionerande värdena erhålls baserat på de karakteristiska värdena och partialkoefficienterna i Tabell 3-1.

Beräkningen resulterar dels i spontplankornas erforderliga nedslagningsdjup (ULS/GEO – Punkt 2), när så är aktuellt, och dels i dimensionerande lasteffekt (ULS/STR-Punkt 2) i spontens konstruktionselement och förbanden mellan dessa.

Utöver kontroll av sponten avseende GEO/ULS – Punkt 2 (totalstabilitet, bottenuppträckning, rotationsstabilitet och vertikal bärförmåga) skall även övriga möjliga brottgränstillstånd (EQU, UPL och HYD) kontrolleras för att verifiera att tillräcklig säkerhet erhålls med avseende på schaktens och schaktbottens stabilitet.

3.8 DIMENSIONERING AV SPONTER I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd ska följande villkor vara uppfyllt:

$$E_d \leq C_d$$

Ekv 3-11

Där C_d = dimensionerande gränsvärde för det aktuella brukbarhetskriteriet t. ex. tillåten horisontalrörelse bakom sponten. Beräkning av rörelserna sker med valda värden på jordens deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Vanligtvis sker dimensioneringen utifrån empiri. Sker dimensioneringen utifrån beräkningar så måste markrörelser från installation av spont, stag och andra ej beräkningsbara effekter beaktas.

3.9 DIMENSIONERING AV SPONTER MED HÄNSYN TILL OLYCKSLAST

Vid en förankrad spont ska ett ankare vilket som helst kunna falla bort utan att ett fortskridande brott inträffar. Vid kontroll av bortfall av ankare utgår man från belastningen vid bruksgräns, se Avsnitt 6, dvs lasteffekten i Punkt 1 med $\gamma_{s;d}=1,0$.

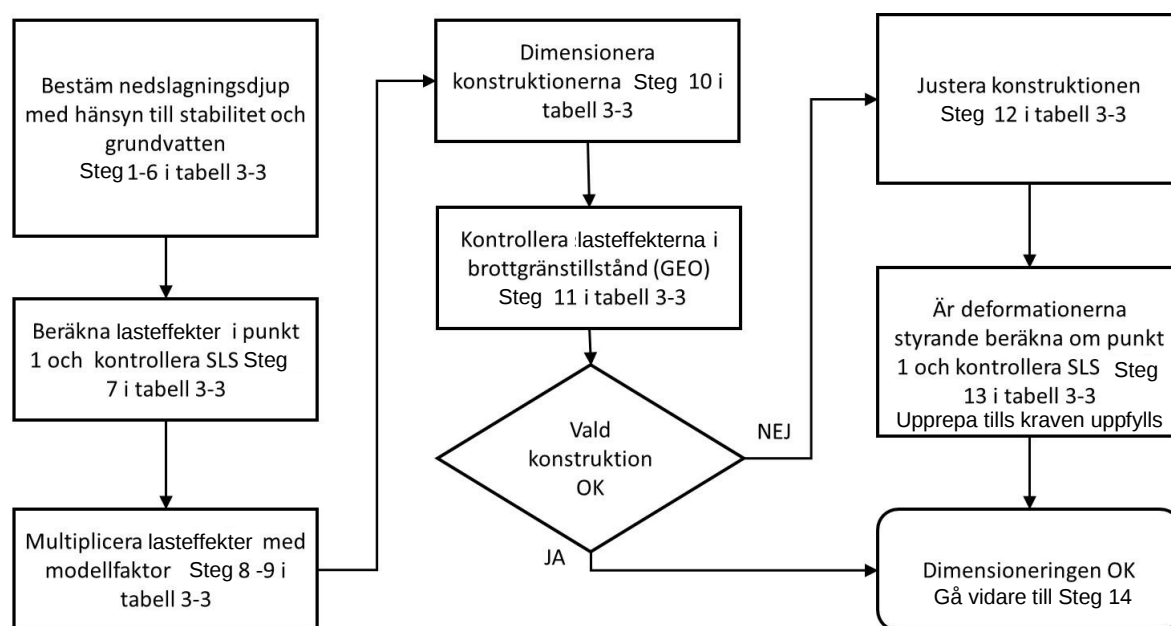
Vid en stämpad spont skall samtliga stämp och deras infästningarna i övriga konstruktionselement dimensioneras för en olyckslast som tillkommer till lasteffekten enligt Avsnitt 3.7. Olyckslasten angriper stämpelet i godtyckligt läge och verkar vinkelrätt mot stämpets längdaxel. Storleken på olyckslasten bestäms utgående från lokala förhållanden, men minst 20 kN skall förutsättas.

Om inte konstruktionen i övrigt tål ett stämpbortfall kombineras olyckslasten med erhållen brottgränslast enligt Avsnitt 3.7. Det största värdet av lasteffekten i Punkt 1 med $\gamma_{s;d}$, enligt Tabell 3-2 respektive lasteffekten i Punkt 2 skall väljas.

3.10 FLÖDESSCHEMA FÖR DIMENSIONERING AV SPONT

Att dimensionera en spont är ett iterativt förfarande där olika brotts- och belastningssituationer ska kontrolleras. För att minimera beräkningsarbetet kan man normalt följa det beräkningsschema som redovisas i Figur 3-15 och Tabell 3-3. Man börjar med att bestämma erforderlig längd på spontplanken. Därefter beräknas lasteffekterna i konstruktionen och konstruktionselementen

dimensioneras. Vid analytiska jämviktsberäkningar antas att lasteffekterna är oberoende av styvheten på konstruktionselementen men vid samverkansberäkningar beaktas att lasteffekterna ändras när styvheten på konstruktionselementen förändras. Vid samverkansberäkningar måste därför flera iterationer utföras mellan beräkning av lasteffekterna och val av konstruktionselement.



Figur 3-15 Flödesschema för dimensionering av spont.

Tabell 3-3. Normal arbetsgång vid dimensionering av spont.

Steg	Aktivitet	Avsnitt
1	Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till grundvattenströmning (HYD) och risk för omgivningspåverkan (SLS). Även kontroll av hydraulisk upptryckning av botten (UPL) vilket avgör eventuella åtgärder kopplade till grundvattensituationen.	4.1
2	Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till totalstabilitet (ULS/GEO-Punkt 2).	4.2
3	Bestäm nedslagningsdjup för att uppnå moment- och horisontell kraftjämvikt för jordtrycket mot sponten (ULS/GEO- Punkt 2).	4.3
4	För spont som stöts på flera nivåer: Bestäm nedslagningsdjup med hänsyn till bottenupptryckning (ULS/GEO- Punkt 2).	4.4
5	För spont med lutande stag: Kontrollera nedslagningsdjup för att uppnå vertikalstabilitet (ULS/GEO- Punkt 2).	4.5
6	Välj det största nedslagningsdjupet enligt Steg 1 – 5 för den fortsatta dimensioneringen. Beräkna dimensionerande lasteffekter i brottgränstillstånd (ULS/STR/GEO- Punkt 2)	4.6
7	Beräkna lasteffekterna i bruksstadiet (SLS/STR) för det valda nedslagningsdjupet. Välj konstruktionselement, förspänningskraft etc. så att deformationskraven vid bruksgränstillståndet (SLS) uppfylls.	5 6 7
8	Bestäm modellfaktorn med hänsyn till säkerhetsklass, undersökningens kvalité och typ av konstruktion i brottgränstillstånd (ULS/STR- Punkt 1).	3.7.2
9	Beräkna dimensionerande lasteffekter i brottgränstillstånd (ULS/STR- Punkt 1) genom att multiplicera beräknade lasteffekter enligt Steg 7 med modellfaktorn enligt Steg 8	3.7.2
10	Dimensionera konstruktionselementen mht de dimensionerande lasteffekterna i Steg 6 och Steg 9 inklusive beaktande av olyckslast.	3.9 7

11	Kontrollera att de valda konstruktionselementen enligt Steg 10 klarar lasteffekten i brottgränstillstånd (ULS/STR - Punkt 2 mht ULS/GEO - Punkt 2), dvs med tillräcklig säkerhet mht totalstabilitet, rotationsstabilitet och vid bottenuppträckning (för spont som stöttas på flera nivåer) respektive vertikalstabilitet (för sponter med lutande stag). Lasteffekten mht olyckslast skall beaktas.	3.9 7
12	Om kontrollen i Steg 11 visar att konstruktionselementen behöver justeras görs detta. Om dimensioneringen baseras på samverkansanalyser behöver Steg 7-11 upprepas till dess att kontrollen i Steg 11 är OK.	7
13	Är deformationerna vid SLS styrande beräkna deformationerna med de justerade konstruktionselementen i Bruksstadiet (SLS).	5
14	Förbanden mellan konstruktionselementen dimensioneras mht maximala lasteffekter	7

3.11 BERÄKNINGSMETODER

3.11.1 Analytiska jämviktsberäkningar

Analytiska jämviktsberäkningar används i denna skrift för beräkningsmetoder där spontens jämvikt och dess lasteffekter baseras på analytiska uttryck eller enklare beräkningsmetoder av typen lamellmetoden (totalstabilitet) och strömlinjenät (grundvattenströmning). Gemensamt för dessa beräkningsmetoder är att varken spontens eller jordens styvhet påverkar beräkningsresultatet.

Analytiska jämviktsberäkningar med fokus på lasteffekterna i sponten är primärt tillämpliga vid situationer där jordtryck kan förutsättas att öka linjärt med djupet. Dessutom förutsätts en likformig mobilisering av jordens hållfasthet runt spontväggen.

Varje geoteknisk brottmekanism studeras var för sig, se Avsnitt 4. Det finns dock fall där de olika mekanismerna kan samverka ogynnsamt, exempelvis hydraulisk uppträckning av botten och bottenuppträckning. I dessa fall rekommenderas en samverkansanalys.

3.11.2 Samverkansberäkningar

3.11.2.1 Allmänt

Samverkansberäkningar används i denna skrift för beräkningsmetoder där spontväggen modelleras som en balk på en serie horisontella fjädrar eller där spontväggen och jorden modelleras med finita elementmetoden eller finita differens metoden. Vid användning av de senare nämnda metoderna kan flera olika brottmekanismer studeras samtidigt. I Bilaga D beskrivs olika typer av samverkansanalyser mer i detalj liksom användning av olika materialmodeller.

Den relativa vidhäftningen mellan jorden och stödkonstruktionen, r , skall väljas utifrån installationsmetod och tiden mellan installation och belastning av sponten. Vidare skall r anpassas efter de omständigheter som råder på arbetsplatsen. Exempelvis kan r behöva reduceras vid vibrationsalstrande arbeten – speciellt vid störningskänsliga jordar.

För traditionell U-spont finns risk att låsglidning, se Avsnitt 7.2.2.8, uppkommer varför samverkansberäkningen skall utföras med respektive utan inverkan av låsglidning.

I de fall där minst ett jordlagers hållfasthet modelleras med den odränerade skjuvhållfastheten, c_u , skall jordtrycket mot spontväggen uppgå till minst vattentrycket $u_{d,sprick}$.

3.11.2.2 Bruksgränstillstånd

Beräkningen av lasteffekterna utförs med karakteristiska värden på lasterna och valda värden på jordens hållfasthetsegenskaper.

3.11.2.3 Brottgränstillstånd

Samverkanberäkningar i brottgränstillstånd kan utföras på två alternativa sätt:

1. Hela beräkningen utförs med reducerade hållfasthetsegenskaper (Punkt 2).
2. Beräkningen påbörjas och fortsätts till varje kritiskt skede med valda värden för jordens hållfasthetsegenskaper (Punkt 1). Vid varje kritiskt skede reduceras jordens hållfasthetsegenskaper med de föreskrivna partialkoefficienterna och effekten studeras separat för varje skede (Punkt 2).

Eurokod SS-EN 1997 ger inga anvisningar för vilket av ovanstående sätt som skall användas. I litteraturen finns jämförelser mellan de två sätten redovisade, Potts och Zdravkovic, 2012. Många författare föredrar alternativ 2 vilket också rekommenderas i denna handbok. Nyttjas alternativ 1 krävs separata beräkningar avseende bruksgränstillståndet som ligger till grund för dimensioneringen i Punkt 1.

3.11.2.3.1 Normala deformationer (Punkt 1)

Beräkningen av jordtryck och påkänningar sker med karakteristiska laster och valda värden för jordens hållfasthetsegenskaper. De dimensionerande lasteffekterna beräknas enligt Avsnitt 3.7.2

3.11.2.3.2 Stora deformationer (Punkt 2)

En komplikation vid användning av samverkansberäkningar i brottgränstillstånd i Punkt 2 är att vid DA3 ska olika partialkoefficienter användas för ogynnsam permanent last respektive variabel last vid beräkning av dimensionerande lasteffekt i spanten, se Tabell 3-1. Vid samverkansberäkningar är detta inte möjligt eftersom lasteffekten i spanten inte är en indataparameter utan ett resultat av analysen. SS-EN 1997-1 (2.4.7.3.2), tillåter därför ett alternativ förfarande där partialkoefficienten för lasten multipliceras med lasteffekterna (moment, tvärkraft, normalkraft, mm i konstruktionselementen och deras förband) istället för med själva lasten. På detta sätt kan numeriska analyser användas med karakteristiska laster och dimensionerande materialvärden. Partialkoefficienterna för last införs således på resultatet av analysen. Eftersom olika partialkoefficienter även skall användas för konstruktiva och geotekniska laster måste beräkningar utföras även för de båda fallen med respektive utan variabla laster.

Analysen blir som följer: Lasteffekterna beräknas utan variabel last ($E_{DA3,1}$) respektive med karakteristisk variabel last på markytan ($E_{DA3,2}$). Dimensionerande lasteffekt beräknas sedan enligt nedan förutsatt att de variabla lasterna är geotekniska laster:

$$E_{dim} = E_{DA3,1} \cdot \gamma_d \cdot 1,10 + (E_{DA3,2} - E_{DA3,1}) \cdot \gamma_d \cdot 1,40 \quad \text{Ekv 3-12}$$

Utgörs den variabla lasten av en konstruktionslast, dvs en last som angriper direkt på spontkonstruktionen, ändras partialkoefficienten 1,40 till 1,50 i ovanstående ekvation och text.

Som en del av analysen skall jordens valda hållfasthetsegenskaper reduceras, exempelvis genom s.k. c/ϕ -reduktion, dvs jordens kohesion och friktionsvinkel reduceras succesivt till dess att brott

erhålls i modellen eller önskad reduktion av jordens hållfasthet har uppnåtts. Den resulterande lasteffekten i spontkonstruktionen utgör indata i Ekv 3-12. Reduktionen motsvarar säkerhetsfaktorn F_{num} för vilken gäller att:

$$F_{\text{num}} \geq \frac{\gamma_m \cdot \gamma_d \cdot 1,1 \cdot \gamma_{R,d}}{\eta} \quad \text{Ekv 3-13}$$

Där

F_{num} = erforderlig säkerhetsfaktor vid numeriska beräkningar. F_{num} måste uppgå till minst 1,3 i lera och 1,2 i friktionsjord.

γ_m = γ_{cu} vid odränerad analys, $\gamma_{\varphi'}$ vid dränerad analys enligt Tabell 3-1

γ_d = beaktar säkerhetsklass enligt Avsnitt 3.6

η = omräkningsfaktor, se Bilaga B

$\gamma_{R,d}$ = modellfaktor som tar hänsyn till övervakningens omfattning. Vid temporära sponter utan mätning av stämp/stagkrafter, horisontaldeformationer och sättningar hos spontväggen sätts $\gamma_{R,d} = 1,0$. Mäts stämp/stagkrafter, horisontaldeformationer och sättning hos spontväggen kan $\gamma_{R,d}$ sättas i intervallet 0,85 - 1,0 beroende på mätningens omfattning och framtaget åtgärdsprogram om krafter och deformationer avviker från upprättade prognoser.

Vid förekomst av friktionsjordar, där hållfastheten definieras av φ' och c' , och kohesionsjordar, där hållfastheten definieras av c_u , utförs en viktning i förhållande till glidyttans längd i respektive material för bestämning av erforderlig storlek på F_{num} . Alternativt reduceras hållfasthetsegenskaperna var för sig i respektive materialtyp. Dilatans effekter kan i vissa fall nyttjas som bidrag till hållfastheten i Punkt 1. Dilatansvinkeln baseras oftast på empiri som $\varphi' - 30^\circ$. Vid detta antagande i Punkt 1 så gäller förstås samma antagande i Punkt 2 där friktionsvinkeln reducerats vilket medför att dilationsvinkeln oftast bör sättas till 0° . Beroende på beräkningsprogram beaktas detta inte automatiskt vid c/ϕ - reduktionen.

3.12 VAL AV BERÄKNINGSMETOD

För val av beräkningsmetod ges följande rekommendationer:

- För enklare sponter och utan krav på speciella begränsningar av markrörelserna bakom sponten kan analytiska jämviktsberäkningar användas.
- För mer komplexa sponter eller där det finns speciella begränsningar av markrörelser rekommenderas att samverkansberäkningar används.

Med komplexa sponter menas i detta sammanhang att spontkonstruktion och jordförhållanden är mindre vanliga, vilket medför att erfarenhet saknas eller är begränsad. I texten anges flera sådana förhållanden där de analytiska beräkningsmetoderna inte är tillräckligt tillförlitliga där det rekommenderas att samverkansanalys utförs. Ytterligare aspekter på val av beräkningsmetod ges i Bilaga E.

Analytiska jämviktsberäkningar kan användas tillsammans med partialkoefficientmetoden. Samverkansanalys kan baseras på såväl partialkoefficientmetoden som sannolikhetsbaserade metoder. Sannolikhetsbaserade analyser görs lämpligen i samband med användning av Observationsmetoden och för konstruktioner i geoteknisk kategori 3, GK3.

4 DIMENSIONERING AV SPONT I BROTTSTADIET

4.1 DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL GRUNDVATTENSTRÖMNING

Grundvattenförhållandena kan leda till två olika typer av instabilitet av schaktbotten:

- hydraulisk upptryckning av botten
- hydrauliskt grundbrott.

Vidare kan omgivande miljö påverkas negativt av för hög grundvattenström in i schakten. Olika metoder för länshållning beskrivs i Bilaga F.

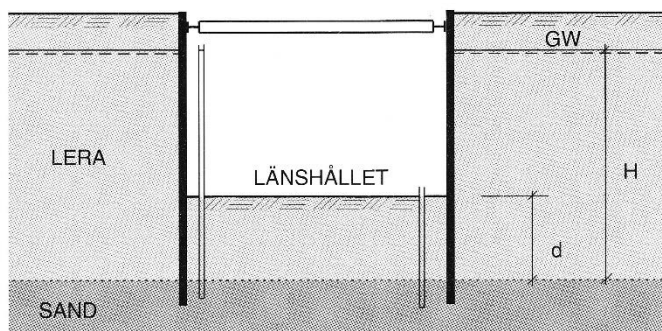
4.1.1 Hydraulisk upptryckning av botten

Hydraulisk upptryckning av botten illustreras i Figur 4-1. Här är jorden närmast under schaktbotten lågpermeabel (tät) och överlagras ett genomsläppligt lager av friktionsjord. Om vattentrycket mot det täta lagrets undersida är större än lagrets tyngd uppkommer teoretiskt lyftning av det täta lagret. Följande villkor ska vara uppfyllt för att undanröja risken för upptryckning av botten.

$$\rho_w \cdot g \cdot H \leq 0,9 \cdot \rho_m \cdot g \cdot d / (\gamma_d \cdot 1,1)$$

Ekv 4-1

Där ρ_m är jordens vattenmättade densitet, ρ_w är vattnets densitet, d är avståndet från lerlagrets underkant till schaktbotten och H är avståndet från lerlagrets underkant till den grundvattennivå som motsvaras av minst 50 års återkomsttid. Vid begränsade storlekar på schakten kan vidhäftningen mellan spont och lera tillgodoräknas.



Figur 4-1. Hydraulisk upptryckning av botten, spont i lera med underliggande friktionsmaterial.

För att undvika hydraulisk upptryckning av botten kan spanten behöva slås till ett tätt lager (berg) eller spontfoten tätas så att vattentrycket kan avsänkas i friktionsjorden under schaktbotten.

4.1.2 Hydrauliskt grundbrott

När schaktbotten utgörs av friktionsmaterial och schakten länshålls kan hydrauliskt grundbrott uppkomma om den uppåtriktade strömninggradienten blir större än ett kritiskt värde, se Figur 4-2.

Hydrauliskt grundbrott uppträder på två i princip olika sätt. I det ena fallet sker grundbrott på begränsade ställen. Vattnet rycker med sig de finare kornen (inre erosion) vilka avsätts kägelformat runt brottställena, s.k. piping. Man får därigenom ett uppluckrat kornskelett, som vid yttre belastning kan störta samman.

I det andra fallet kommer hela jordmassan i flyttillstånd. Jorden uppträder då som en tung vätska utan skjuvhållfasthet. Denna typ av flyttillstånd uppträder vanligen i vattenmättad, löst lagrad friktionsjord, huvudsakligen i silt- och sandjordar.

Om porvattentrycket i två punkter i jorden på inbördes avstånd av l m har en skillnad i stignivå av h m blir gradienten $i = h/l$. Porvattentrycket runt schakten kan beräknas med strömlinjenät, se Figur 4-2, eller med numeriska beräkningsmetoder.

Flyttillståndet inträffar när effektivspänningen i jorden blir noll. Det betyder att jorden helt saknar förmåga att ta upp såväl horisontella som vertikala krafter. Detta inträffar när gradienten är $(\rho_m - \rho_w)/\rho_w$.

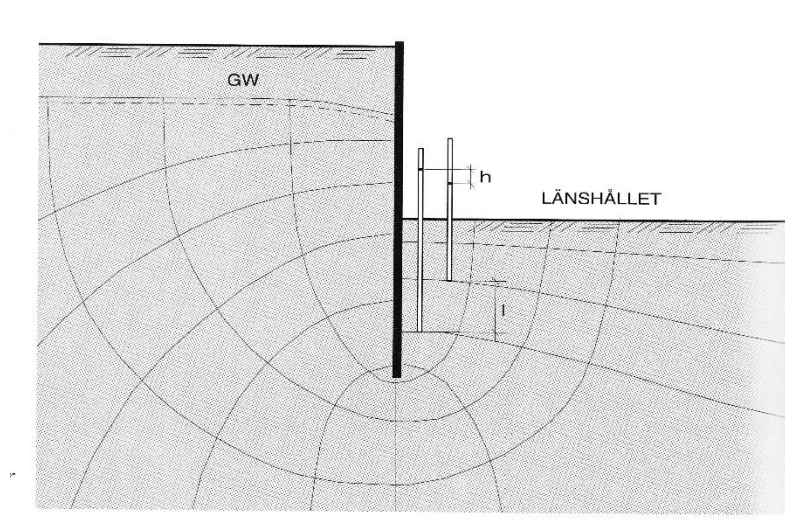
För att undvika hydrauliskt grundbrott måste gradienten vara mindre än ett kritiskt värde, i_{krit} , i alla punkter. Följande villkor ska vara uppfyllt för att undanröja risken för hydrauliskt grundbrott.

$$i < i_{krit} = \frac{(\rho_m - \rho_w)}{(\rho_w \cdot \gamma_{R,d})} \quad \text{Ekv 4-2}$$

där ρ_m är den vattenmättade jordens densitet och ρ_w är vattnets densitet. $\gamma_{R,d}$ väljs till 1,5 för grovkorniga jordar och 2,5 för siltiga jordar. Den kritiska gradienten är för de flesta jordar ca 0,5.

Kontrollen enligt Ekv 4-2 skall utgå från en grundvattennivå på spontens utsida som motsvarar minst 50 års återkomsttid.

Några sätt att minska gradienten är att slå sponten djupare eller att sänka grundvattennivån på spontens utsida.



Figur 4-2. Värdering av risken för hydrauliskt grundbrott med hjälp av strömlinjenät.

4.1.3 Påverkan på omgivande grundvattennivåer

Grundvattenströmning in i schakten kan även påverka omgivande grundvattennivåer. Detta kan innebära att vatten- och energibrunnar påverkas negativt. Äldre grundläggningar med träkonstruktioner kan skadas och konsolideringssättningar av lerlager kan uppkomma. Med hänsyn till risken för påverkan på omgivningen kan därför sponten behöva slås till ett tätt lager och spontfoten tätas för att minska grundvattenströmningen in i schakten.

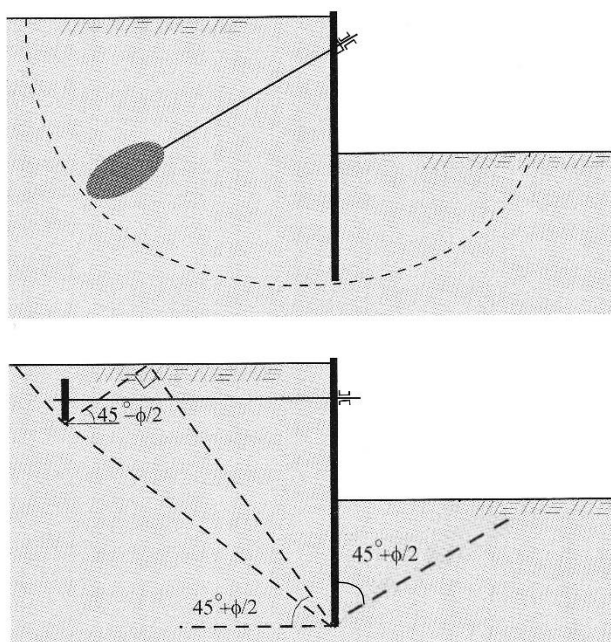
4.2 DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL SCHAKTENS TOTALSTABILITET

4.2.1 Allmänt

Schaktens totalstabilitet kan kontrolleras med glidyteberäkningar på konventionellt sätt eller med finita element- eller finita differens metoder (samverkansberäkning). Kontroll av totalstabiliteten måste göras om markytan bakom spanten varierar eller om det finns belastning på markytan bakom spanten. Det är då inte säkert att rotationsstabilitetskontrollen baserad på beräknade jordtryck är tillräcklig. Problemets komplexitet gör att samverkansberäkningar i många fall är att föredra.

4.2.2 Beräkning med cirkulär cylindriska eller sammansatta glidytor

Konventionella beräkningar utförs lämpligen med ett beräkningsprogram som bygger på någon av de vedertagna lamellmetoderna, se exempelvis Skredkommissionen "Anvisningar för släntstabilitetsutredningar" Rapport 3:95. Såväl cirkulär cylindriska glidytor Figur 4-3 (övre) samt möjliga sammansatta glidytor, exempelvis den antagna i Figur 4-3 (nedre) skall kontrolleras.



Figur 4-3. Kontroll av schaktens totalstabilitet, exempel på potentiella glidytor.

Beräkning ska ske enligt partialkoefficientmetoden, se IEG Rapport 6:2008, rev 1 "Tillämpningsdokument En 1997-1 Kapitel 11 och 12, Slänter och bankar".

Indata i form av jordegenskapers dimensionerande värden ska nyttjas. Dimensionerande värden används även för laster och övriga förutsättningar. För att få en praktisk lösning vid beräkningar med stabilitetsprogram utvecklade för totalsäkerhetsanalyser används beräkning av geoteknisk last för SK2 även för SK1 och SK3. Det innebär i praktiken att inverkan av säkerhetsklass har omformats till att säkerhetsfaktorn som erhålls med stabilitetsprogrammet beräkningsmässigt ska överstiga faktorn F_{EN} enligt Tabell 4-1.

Tabell 4-1. Krav på F_{EN} vid beräkning med stabilitetsprogram.

Säkerhetsklass	Faktor F_{EN} för beräkning med stabilitetsprogram baserade på totalsäkerhet
SK1	0,9
SK2	1,0
SK3	1,1

Om totalstabilitetskontrollen leder till att spontplankorna behöver drivas ned djupare jämfört med rotationsstabilitetskontrollen, Avsnitt 4.3.2.2, innebär det att lasteffekten i spanten är större än vad som erhålls vid rotationsstabilitetskontrollen. Detta innebär att jordtrycket mot spanten som erhålls enligt Avsnitt 4.3 underskattats och således måste revideras.

En förenklad metod för att beakta ovanstående för de fall där förankrade eller stämpade spantar används är att öka det aktiva jordtrycket samt eventuellt minska det passiva jordtrycket vid rotationsstabilitetskontrollen så att samma nedslagningsdjup erhålls vid den kontrollen som vid totalstabilitetsberäkningen. Därefter beräknas lasteffekten i spanten.

För konsolspantar rekommenderas att samverkansberäkningar, FEA, utförs för att kunna bedöma totalstabiliteten. Detta beror på att rotationsstabilitetskontrollen för en konsolspant förutsätter rotation strax ovanför spontfoten vid analytiska jämviktsberäkningar, dvs en helt annan brottmekanism än totalstabilitetsmekanismen.

4.2.3 Samverkansberäkning

Schaktens totalstabilitet kan studeras med samverkansberäkningar, FEA, enligt Avsnitt 3.11.2.3.2. Säkerheten avseende steg 2 i Tabell 3-3 verifieras genom att säkerställa att mobiliserad hållfasthet ej överskrider den tillåtna enligt DA3. Detta kan göras genom att direkt ansätta dimensionerande värden eller genom en succesiv reduktion av hållfastheterna (s.k. c/ϕ -reduktion) till dess önskad totalsäkerhet har uppnåtts.

4.3 ERFORDERLIG UNDERSLAGNING AV SPONTER

4.3.1 Allmänt

Som påtalats i Avsnitt 3.7 skall dimensionering i brottgränstillstånd utföras vid såväl normala deformationer, Punkt 1, som vid stora deformationer. Punkt 2. Avsnitt 4.3 och 4.4 ligger till grund för dimensionerande lasteffekter i Punkt 2.

Konsol- och enbandsspantar kan vara instabila på grund av att säkerheten mot rotation inte är tillräcklig. Detta fall kontrolleras genom att visa att den belastning som spontväggen trycker på jorden under schaktbotten kan tas upp utan att jordbrott uppkommer. Erforderligt nedslagningsdjup och jordtrycket mot spontväggen beräknas genom att studera kraft- och momentjämvikten för själva spontväggen. Analysen resulterar även i den lasteffekt som spanten måste dimensioneras för. I detta avsnitt redogörs för hur nedslagningsdjupet skall bestämmas medan den lasteffekt som uppkommer i förankringarna och spontplankorna behandlas i Avsnitt 4.6.

Kontrollen återkopplar till Steg 3 i Tabell 3-3 och verifierar säkerheten mot jordbrott vid stora deformationer, jämför Avsnitt 3.7.

Vid framtagandet av jordtrycken mot sponten skall bl.a. följande aspekter beaktas, se även Bilaga A

- Jord kan ej ta upp dragkrafter, varför sponten alltid skall kontrolleras för ett minsta jordtryck. För lågpermeabla jordar utgörs detta kontaktryck av det högsta sprickvattentryck som kan uppkomma för en grundvattenyta i nivå med lerlagrets överkant eller motsvarande den naturliga grundvattenytans dimensionerande nivå.
- Tiden från installation av spontplankorna till utförande av schakten avgör vilken vidhäftning som kan tillgodoräknas vid beräkningen av gränsjordtrycken
- Den odränerade skjuvhållfastheten i jorden strax under schaktbotten påverkas av konsolideringsförhållandena vilket ger minskad hållfasthet över tid.

4.3.2 Analytisk jämviktsberäkning

4.3.2.1 Allmänt

Detta gränstillstånd förutsätter att rörelserna är så stora att jordens dimensionerande hållfasthet är fullt mobiliserad, jämför "säkerhet mot brott vid stora deformationer" i Avsnitt 3.7. Jordtrycken mot sponten utgörs då av det aktiva och det passiva jordtrycket. De verkande lasterna är jordens tyngd, vattentryck och olika typer av yttre laster. Den förenklade beräkningen av gränsjordtryck till följd av jordens tyngd och yttre laster framgår av Bilaga A. Dessa jordtryck kan dock behöva modifieras för att bättre beskriva den aktuella situationen med hänsyn till verkligt deformationsmönster och påverkande aktiviteter som uppkommer på byggarbetsplatsen. Vid jämviktsbetraktelserna kan jordtrycken ersättas med resulterande krafter motsvarande integrering av trycket över den yta som trycket verkar på.

Enligt gällande Eurokod och de svenska nationella valen gäller dimensioneringssätt DA3, se Avsnitt 3.6. Detta innebär att följande formella uttryck skall användas för att beräkna dimensionerande lasteffekt, se även Figur 4-4:

$$E_d = E(1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot G_k) + E(\gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_k) + E(1,1 \cdot \gamma_d \cdot P_{w,n}) \quad \text{Ekv 4-3}$$

där G_k och Q_k är resultanten av pådrivande jordtryck mot sponten för de permanenta respektive variabla lasterna. Det dimensionerande värdet för grundvattentryck, $P_{w,n}$ ska motsvara maximinivå alternativt miniminivå. Dimensionerande värde på grundvattentrycket skall motsvaras av den grundvattennivå som motsvaras av minst 50 års återkomsttid om inte spontens utformning och andra förhållanden ger begränsningar eller på annat sätt styr trycknivåerna. Produkten för vattentryck, $1,1 \cdot \gamma_d$, ska vara minst 1,0.

På motsvarande sätt definieras dimensionerande bärförmåga

$$R_d = R(\gamma_{R;d,p} \cdot G_k) \quad \text{Ekv 4-4}$$

4.3.2.1.1 Aktivt tryck från jordens tyngd och vatten

Beräkningar av det aktiva jordtryckets intensitet, σ_{ad} , från jordens tyngd, utförs för friktionsjord med effektivspänningsanalys och för kohesionsjord med totalspänningsanalys, se Bilaga A. Beräkningarna sker med dimensionerande värden på jordens hållfasthetsparametrar och utgår från Rankines jordtrycksteori.

Det pådrivande vattentrycket, u_{da} , beräknas för friktionsjord genom strömningsberäkning, se Bilaga A. I lera räknas endast det vattentryck som överstiger det aktiva jordtrycket, räknat från det högsta av

lerlagrets överkant och grundvattenytans läge. Det aktiva jordtrycket skall uppgå till minst detta sprickvattentryck.

För bestämning av dimensionerande hållfastheter se Bilaga B.

4.3.2.1.2 Passivt tryck från jordens tyngd och vatten

Beräkning av det passiva jordtryckets intensitet, σ_{pd} , från jordens tyngd sker liksom för aktivt jordtryck med utgångspunkt från Rankines jordtrycksteori, se Bilaga A, i form av effektivspänningsanalys för friktionsjord med totalspänningsanalys för kohesionsjord.

Beräkningarna utförs med dimensionerande värden på jordens hållfasthetsparametrar.

Vid kohesionsjord skall konsolideringseffekter beaktas - exempelvis enligt Bilaga A.

Det mothållande vattentrycket, u_{dp} , beräknas för friktionsjord genom strömningsberäkning, se Bilaga A.

Vid Berlinersponter ska det passiva nettojordtrycket beräknas som det minsta jordtrycket enligt Rankines jordtryck eller det genomsnittliga jordtrycket som ger lokala brott mot de bärande vertikala balkarna, se Bilaga A.

4.3.2.1.3 Tryck från yttre laster

Jordtrycket till följd av yttre laster beräknas enligt Bilaga A. Beräkningen ska utgå från det karakteristiska värdet på respektive last. Partialkoefficienter enligt Tabell 3-1 skall nyttjas vid beräkningen av permanenta respektive variabla dimensionerande laster.

4.3.2.1.4 Nettojordtryck

Mot en spont verkar aktivt jordtryck bakom sponten och passivt jordtryck på schaktsidan. Skillnaden mellan det pådrivande och mothållande jordtrycket kallas nettojordtrycket mot spontväggen. Pådrivande last är summan av nettojordtrycket ned till den punkt där nettojordtrycket är noll.

Den maximala mothållande kraften är summan av nettojordtrycket under denna punkt.

4.3.2.1.5 Partialkoefficienter för beräkning av det aktiva jordtrycket

Partialkoefficienten $\gamma_{S;d,a}$ beaktar osäkerheten i den ansatta modellen för beräkning av det aktiva jordtrycket och appliceras på det aktiva jordtrycket, se Ekv 4-3. Förslag på olika faktorer inverkan på värdet av $\gamma_{S;d,a}$ redovisas i Tabell 4-2. Tabellen är uppbyggd på ett basvärde lika med 1,0 som ska justeras beroende på olika inverkan faktorer. Värdet på $\gamma_{S;d,a}$ utanför intervallet 0,9 – 1,2 bör användas med stor eftertanke. Värdet på $\gamma_{S;d,a}$ kan variera i jordprofilen. Att exempelvis tjäle skulle påverka aktivtrycket under schaktbotten är inte troligt, medan pålning utanför schakten kan ha stor inverkan även på djupet.

Tabell 4-2. Förslag till justeringsvärden för partialkoefficienten $\gamma_{S;d,a}$.

Exempel på effekt av	Exempel på förändring av $\gamma_{S;d,a}$ Vid egentygnd och permanent last
Pålning utanför schakten, inom 5 m	Ökas med 0,2
Sprängning	Ökas med 0 – 0,05
Vintertid	Ökas med 0,1 till 0,3 beroende på jordens tjälfarlighet ¹⁾
Övervakning utan larm. Mätning minst 1 gång/dygn	Minskas med 0,1
Övervakning, kontinuerlig mätning med larm	Minskas med 0,2

- 1) Kan påverkas av om mätning av staglast utförs och om beredskap finns för att värma upp spontväggen.

4.3.2.1.6 Partialkoefficienter för beräkning av det passiva jordtrycket

Partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$ beaktar osäkerheten i den ansatta modellen för beräkning av det passiva jordtrycket och appliceras på det passiva jordtrycket. Förslag på olika faktorer inverkan på värdet redovisas i Tabell 4-3. Tabellen är uppbyggd på ett basvärde lika med 1,0 som ska justeras beroende på olika inverkan faktorer. Värdet på $\gamma_{R;d,p}$ utanför intervallet 0,9 – 1,5 bör användas med stor eftertanke. Partialkoefficienten appliceras på det passiva jordtrycket. Värdet på $\gamma_{R;d,p}$ kan variera i jordprofilen.

Tabell 4-3. Förslag till justeringsvärden för partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$.

Exempel på effekt av	Exempel på förändring av $\gamma_{R;d,p}$ Vid egentynngd och permanent last
För spont i friktionsjord kan partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$ beräknas som kvoten mellan K_p -faktor med friktion mot sponten och K_p -faktor utan friktion mot sponten. Dock max 1,5 ¹⁾	Ökas med 0 – 0,5
Pålning in i schakten, inom 5 m	Minskas med 0,1
Sprängning	Minskas med 0 – 0,05
Övervakning utan larm. Mätning minst 1 gång/dygn	Ökas med 0,1
Övervakning, kontinuerlig mätning med larm	Ökas med 0,2

¹⁾ Får inte användas om lera förekommer under schaktbotten eller om friktion mot sponten redan nyttjats vid beräkning av jordtrycket.

4.3.2.2 Erforderligt nedslagningsdjup och lasteffekt i hammarbandet för spontväggen

Erforderligt nedslagningsdjup och lasteffekten i hammarbandet (när så är aktuellt) bestäms utifrån kraft- och momentjämvikt för själva väggen utgående från den resulterande pådrivande belastningen mot spanten för respektive last ($P_{A,i}$) med beaktande av de olika partialkoefficienterna för säkerhetsklass, lasttyp och modellfaktor.

Aktivt jordtryck, beräknas enligt Bilaga A och får ej vara mindre än noll. Det aktiva jordtrycket för permanenta laster justeras i enlighet med Avsnitt 4.3.2.1.5, $\gamma_{S;d,a}$. För täta jordar säkerställs att lasteffekten är minst det högsta sprickvattentryck som kan uppkomma för en grundvattenyta i nivå med lerlagrets överkant eller motsvarande den naturliga grundvattenytans nivå, $u_{d,sprick}$.

Passivt jordtryck beräknas enligt Bilaga A. Det passiva jordtrycket justeras i enlighet med Avsnitt 4.3.2.1.6, $\gamma_{R;d,p}$. För lågpermeabla jordar skall inverkan av konsolideringseffekter på schaktbotten beaktas.

Resulterande vattentrycket i dränerade jordar tas fram, exempelvis med strömningsnät, se Bilaga A.

Resulterande jordtryck för permanenta laster och vattentryck beräknas med definitionerna för lasteffekt och bärförmåga enligt Ekv 4-3 respektive Ekv 4-4.

Högpermeabla jordar: $\sigma'_{res,d} = \sigma'_a \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d - \sigma'_p \cdot \gamma_{R;d,p}$ och $u_{res,d} = (u_a - u_p) \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$

$$\sigma'_{ad} = \sigma'_a \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$$

$$\sigma'_{pd} = \sigma'_p \cdot \gamma_{R;d,p}$$

Lågpermeabla jordar: $\sigma_{res,d} = \max(\sigma_a \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d; u_{d,sprick}) - \sigma_p \cdot \gamma_{R;d,p}$

$$\sigma_{a,d} = \max(\sigma_a \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d; u_{d,sprick})$$

$$\sigma_{p,d} = \sigma_p \cdot \gamma_{R;d,p}$$

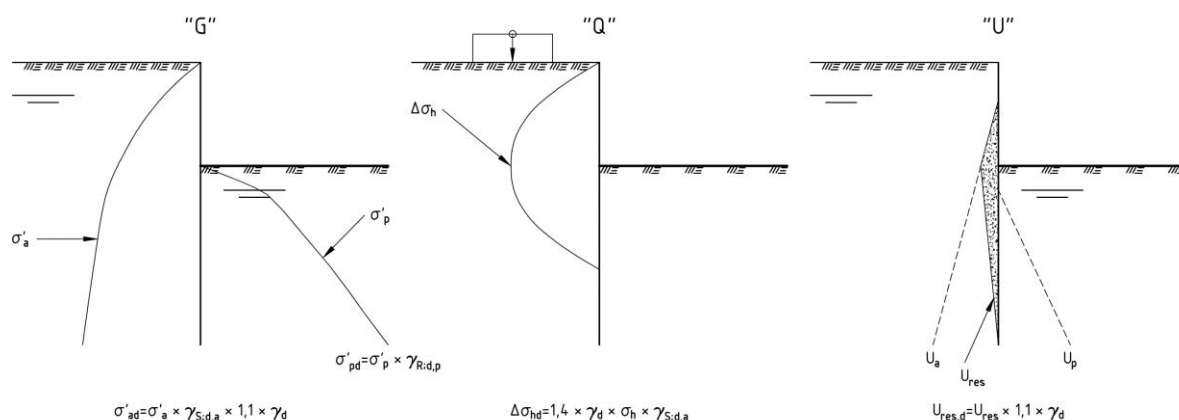
I IEG Rapport 2: 2009 infördes förenklingen att nettojordtrycket, $\sigma_{res,d}$, kunde nyttjas direkt. Pådrivande nettojordtryck betraktas i detta fall som lasteffekt medan mothållande nettojordtryck, och inte det totala passivtrycket, betraktas som bärförmåga. Invändningen jämfört med ovanstående ekvationer är att inverkan av säkerhetsklassen endast blir aktuellt då resulterande nettojordtryck är pådrivande. Samtidigt blir definitionen av $\gamma_{S;d,a}$ respektive $\gamma_{R;d,p}$ annorlunda där den förra blir verksam där nettojordtrycket är pådrivande och den senare där nettojordtrycket är mothållande.¹

Högpermeabla jordar: $\sigma'_{a,d} > \sigma'_{p,d}$ $\sigma_{res,d} = (\sigma'_a - \sigma'_p) \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$ och $u_{res,d} = (u_a - u_p) \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$
 $\sigma'_{a,d} < \sigma'_{p,d}$ $\sigma_{res,d} = (\sigma'_a - \sigma'_p) \cdot \gamma_{R;d,p}$ och $u_{res,d} = (u_a - u_p) \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$

Lågpermeabla jordar: $\sigma_{a,d}^{\square} > \sigma_{p,d}^{\square}$ $\sigma_{res,d} = (\sigma_a^{\square} - \sigma_p^{\square}) \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d$
 $\sigma_{a,d}^{\square} < \sigma_{p,d}^{\square}$ $\sigma_{res,d} = (\sigma_a^{\square} - \sigma_p^{\square}) \cdot \gamma_{R;d,p}$

¹ Att ansätta modellfaktorerna på detta sätt kräver mer eller mindre att modellfaktorn är konstant genom jordprofilen och att den bakomliggande korrigeringen enligt Tabell 4-2 och Tabell 4-3 förändras vid nivån där nettojordtrycket blir noll.

Hur de olika modellfaktorerna på aktiv respektive passiv sida appliceras exemplifieras för en friktionsjord i Figur 4-4, där "G" står för de permanenta jordtrycket mot sponten. "Q" symboliserar det variabla tillskottet och "U" vattentryck. För lera, eller skikt av lera, utgår "U" och "G" baseras då från en totalspänningsbetraktelse, se Bilaga A.



Figur 4-4: Beaktande av säkerhetsklass vid beräkning av dimensionerande lasteffekt till följd av permanenta laster "G", variabla laster "Q" respektive vatten "U" inklusive applicering av korrigeringsfaktorerna $\gamma_{S,d,a}$ och $\gamma_{R,d,p}$. Enligt ursprungsformuleringen i Ekv 4-3 och Ekv 4-4

4.3.2.2.1 Konsolspont

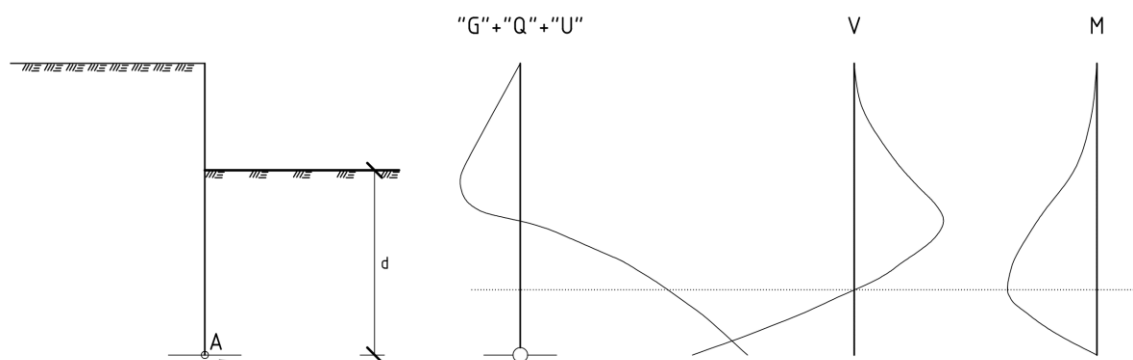
En konsolspont saknar förankring. För att moment- och kraftjämvikt skall råda måste sponten slås så djupt att jordtrycken på aktivsidan respektive passivsidan balanserar varandra. Erforderligt nedslagningsdjup med avseende på rotation bestäms ur följande jämviktsekvation med de generella beteckningarna enligt Figur 4-4 och Figur 4-5. Aktuella lasteffekter mot sponten skall vara de dimensionerande i momentekvationen som beskrivs i Ekv 4-5 där "G", "Q" och "U" korrigerats till dimensionerande tryck.

Momentjämvikt runt A:

$$M("G") + M("Q") + M("U") = 0 \rightarrow d \text{ fås genom passningsberäkning}$$

Ekv 4-5

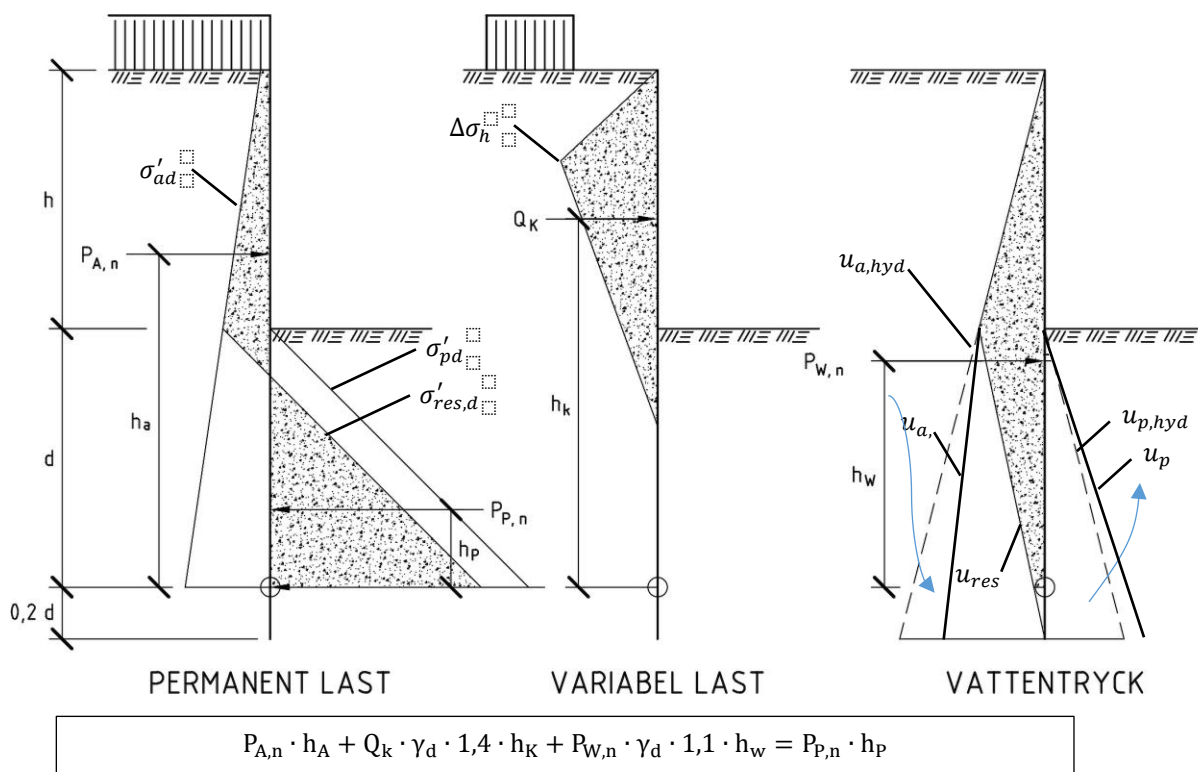
Erforderligt nedslagningsdjup erhålls genom att öka det enligt ovan beräknade djupet, d, med 20 % för att uppfylla horisontaljämvikt.



Figur 4-5: Jämviktsbetraktelse av en konsolspont, jordtryck enligt Figur 4-4. Tvärkraften erhålls genom integration det totala jordtrycket och momentet genom integration av tvärkraften vilka redovisas som schematiska skisser.

Som påtalats i Avsnitt 4.2.2 kan erforderligt nedslagningsdjup enligt ovan beskrivna beräkningar behöva öka för att kravet avseende totalstabilitet skall uppfyllas. I så fall behöver jordtrycket mot sponten modifieras jämfört med de förenklade antaganden som beskrivs i Bilaga A.

Som ett förtydligande exempel visas jämviktsbetraktelsen med utskrivna ekvationer i Figur 4-6 för en konsolspont i friktionsjord där $P_{A,n}$ ansatts som kraftresultanten av det stjälpande dimensionerande permanenta jordtrycket och $P_{P,n}$ som det mothållande dimensionerande permanenta jordtrycket. *Kraftresultanterna för det stjälpande permanenta jordtrycket respektive det mothållande kan likväl utgå från det aktiva respektive det passiva jordtrycket i stället för som här nettojordtrycket.* Q_k är kraftresultaten av det karakteristiska variabla jordtrycket, $\Delta\sigma_h$. $P_{W,n}$ är kraftresultaten av det karakteristiska resulterande vattentrycket, u_{res} .



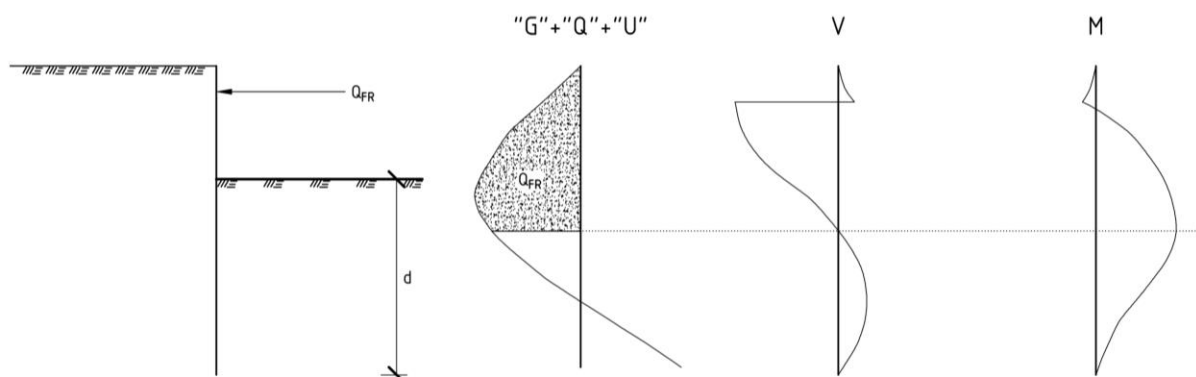
Figur 4-6. Jämviktsbetraktelse för en konsolspont. OBS! Grundvattensituationen innebär strömning runt spontfoten.

4.3.2.2 Spontor förankrade på en nivå

Kraft och momentjämvikt för de respektive lasttyperna beräknas som om sponten vore fritt upplagd och att sponten slås till den nivå där jämvikten precis uppfylls.

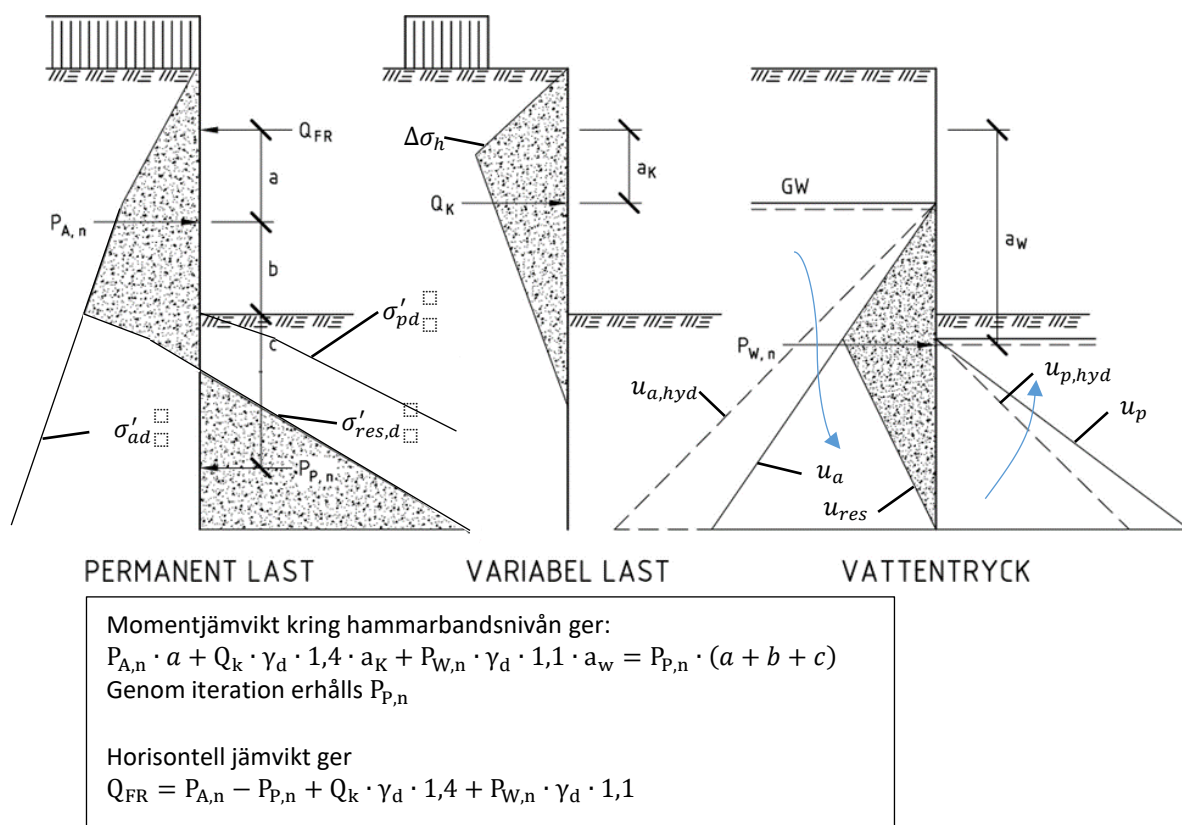
$$\text{Momentjämvikt runt } Q_{Fr}: M("G") + M("Q") + M("U") = 0 \rightarrow d \quad \text{Ekv 4-6}$$

$$\text{Horisontell jämvikt: } Q_{Fr} = H("G") + H("Q") + H("U") \quad \text{OBS} \quad \text{Ekv 4-7}$$



Figur 4-7 Jämviktsbetraktelse av en enbandsspont, jordtryck enligt Figur 4-4. Tvärkraften erhålls genom integration av det totala jordtrycket och momentet genom integration av tvärkraften vilka redovisas som schematiska skisser.

Nedan visas jämviktsbetraktelsen med utskrivna ekvationer i Figur 4-6 för en enbandsspont i friktionsjord. Konceptet är snarlikt för spont i lera och för spont i skiktade jordar.



Figur 4-8 Jämviktsbetraktelse för en enbandsspont. OBS! Grundvattensituationen innebär strömning runt spontfoten.

$P_{A,n}$ har ansatts som kraftresultanten av det stjälpande dimensionerande permanenta jordtrycket och $P_{p,n}$ som det mothållande dimensionerande permanenta jordtrycket. Kraftresultanterna för det stjälpande permanenta jordtrycket respektive det mothållande kan likväl utgå från det aktiva respektive det passiva jordtrycket istället för som här nettojordtrycket. Q_k är kraftresultaten av det karakteristiska variabla jordtrycket, $\Delta\sigma_h$. $P_{W,n}$ är kraftresultaten av det karakteristiska resulterande vattentrycket, u_{res} .

Som påtalats i Avsnitt 4.2.2 kan erforderligt nedslagningsdjup enligt ovan beskrivna beräkningar behöva ökas för att kravet avseende totalstabilitet skall uppfyllas. I så fall behöver jordtrycket mot sponten modifieras jämfört med de förenklade antaganden som beskrivs i Bilaga A.

Den erhållna underslagningen skall nyttjas vid efterföljande värdering av lasteffekterna i spontkonstruktionen. I många fall följs detta schaktskede av ytterligare schakt efter att sponten förankrats vilket kräver djupare spont, alternativt installeras sponten djupare på grund av täthetskrav. Effekten av denna extra underslagning försummas i regel men kan studeras med samverkansanalys.

4.3.2.2.3 Sponten förankrade på en nivå, alternativ metod baserat på nettojordtryck.

För sponter där lera förekommer under schaktbotten kan, som alternativ till den metod som beskrivs i 4.3.2.2.2, konceptet nettojordtryck användas (Sahlström & Stille, 1976), se Figur 4-9. I denna metod ansätts korrigeringarna för säkerhetsklass och nödvändig modellfaktor först i Ekv 4-9 till Ekv 4-11.

Maximalt tillgängligt passivt nettojordtrycket, $\sigma_{p,n}$, under schaktbotten beräknas enligt

$$\sigma_{p,n} = N_{cb} \cdot c_{udb} - (\gamma \cdot H + q_d) \quad \text{Ekv 4-8}$$

där c_{udb} ska väljas som det viktade medelvärde utefter den tänkta glidytan under spontfoten.

Metoden bör primärt användas när följande förutsättningar råder, se även Bilaga A:

- Lerans odränerade skjuvhållfasthet är approximativt konstant med djupet under schaktbotten
- Sprickvattentrycket är mindre än det aktiva jordtrycket enligt Rankine under schaktbotten
- Adekvat vidhäftning kan tillgodoräknas längs huvuddelen av spontväggen
- Belastningssituationen är så kortvarig att hållfasthetsreduktion, till följd av konsolideringseffekter, inte behöver beaktas i jorden närmast under schaktbotten
- Sponten är tillräckligt styv. Vek spont (typ kanalspont eller Berlinerspont) kräver särskilda utredningar

Om någon/några av ovannämnda förutsättningar inte uppfylls är det betydligt svårare att bestämma ett representativt värde på hållfastheten och/eller bärighetsfaktorn - och därmed beräkna nettojordtrycket - jämfört med att beräkna det aktiva och passiva jordtrycket separat. Därför förutsätter efterföljande text och ekvationer att samtliga ovanstående förutsättningar råder.

Bärighetsfaktorn N_{cb} kan, förutsatt att vidhäftningen mellan spont och lera är tillräcklig och det inte föreligger några risker avseende vertikalstabilitet, väljas med utgångspunkt från Avsnitt 4.4.2 med skillnaden att i detta fall är sponten inte stämpad på flera nivåer vilket innebär att i brottgränstillstånd GEO uppstår en brottmekanism som innebär att sponten roterar kring dess förankringsnivå istället för att leran tvingas ned under spontfoten. Denna skillnad kan förenklat beaktas genom att sätta nedslagningsdjupet, Z_T med definition enligt Avsnitt 4.4.2, lika med noll vid bestämning av N_{cb} .

Vid beräkning av nettojordtrycket mot bakåtförankrade sponter i lera med lutande stag och med tillfredställande vertikalstöd eller vid horisontella stag, väljs $N_{cb} \leq 5,7$.

För sponter som ej är spetsbärande eller där vertikalstödet kan störas genom att pålning utförs intill sponten, bör N_{cb} sättas till 4,1. Om pålning skall göras intill spontväggen i högsensitiva eller siltiga leror, bör ett lägre värde, $N_{cb} = 3,6$, användas eftersom spontväggens förmåga att överföra vidhäftningskrafter blir försämrade. En förutsättning för att ovan nämnda N_{cb} värden skall kunna utnyttjas för bakåtförankrade sponter är dock att sponten slås ner under schaktbotten minst motsvarande halva schaktdjupet $H/2$, och att stagens lutning mot horisontalplanet är $\leq 45^\circ$.

Det maximala tillgängliga passiva mothållet blir

$$P_{p,max} = d \cdot \sigma_{p,n} \quad \text{Ekv 4-9}$$

där d är det minsta neddrivningsdjupet i leran som erfordras för jämvikt. Angreppspunkten för det passiva mothållet sätts till mittpunkten på det minsta erforderliga neddrivningsdjupet, d . Det tillgängliga passiva nettomothållet, $P_{p,max}$ inklusive beaktande av modellosäkerheten $\gamma_{R;d,p}$ enligt Tabell 4-3 ska överstiga $P_{p,n}$, dvs:

$$P_{p,n} \leq \gamma_{R;d,p} \cdot P_{p,max} \quad \text{Ekv 4-10}$$

Erforderligt nedslagningsdjup och dimensionerande belastning på hammarbandsnivån beräknas med moment- och kraftjämviktsberäkningarna enligt ekvationerna nedan, se Figur 4-10. Som påtalats i Avsnitt 4.3.2.2 och lågpermeabla jordar skall sprickvattnet inkluderas vid bestämningen av den permanenta stjälpande kraftresultaten, $P_{A,n}$.

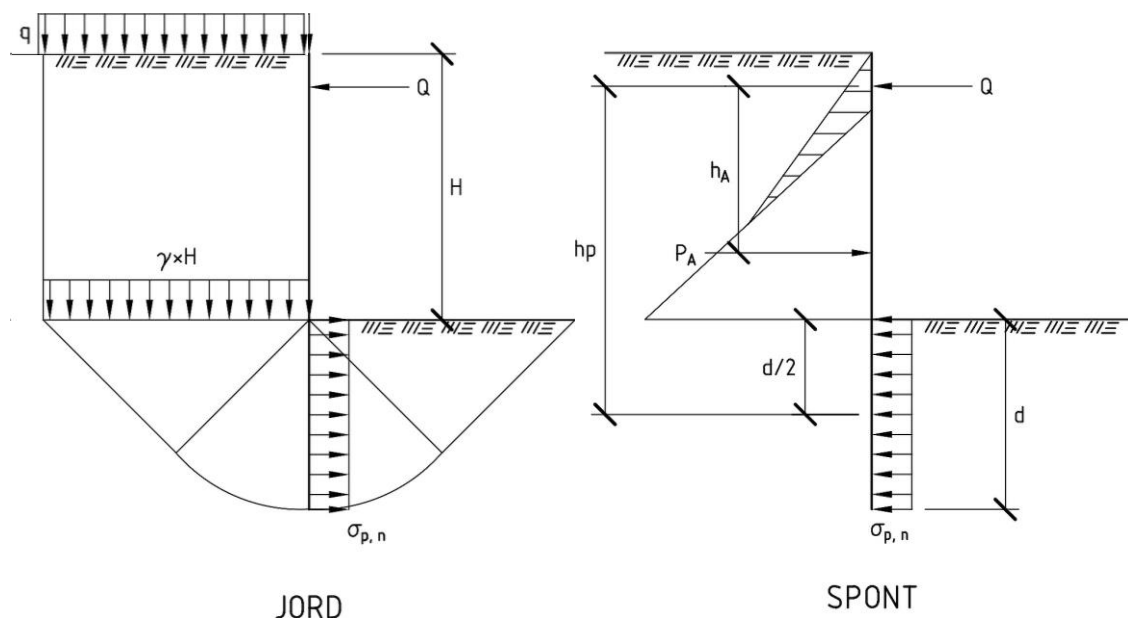
Momentjämvikt kring hammarbandsnivån ger **Fel! Hittar inte referenskälla.:**

$$P_{p,n} = \frac{(P_{A,n} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot a + Q_k \cdot \gamma_d \cdot 1,4 \cdot a_k)}{(a+b+c)} = \frac{M_A}{(a+b+c)} \quad \text{Ekv 4-11}$$

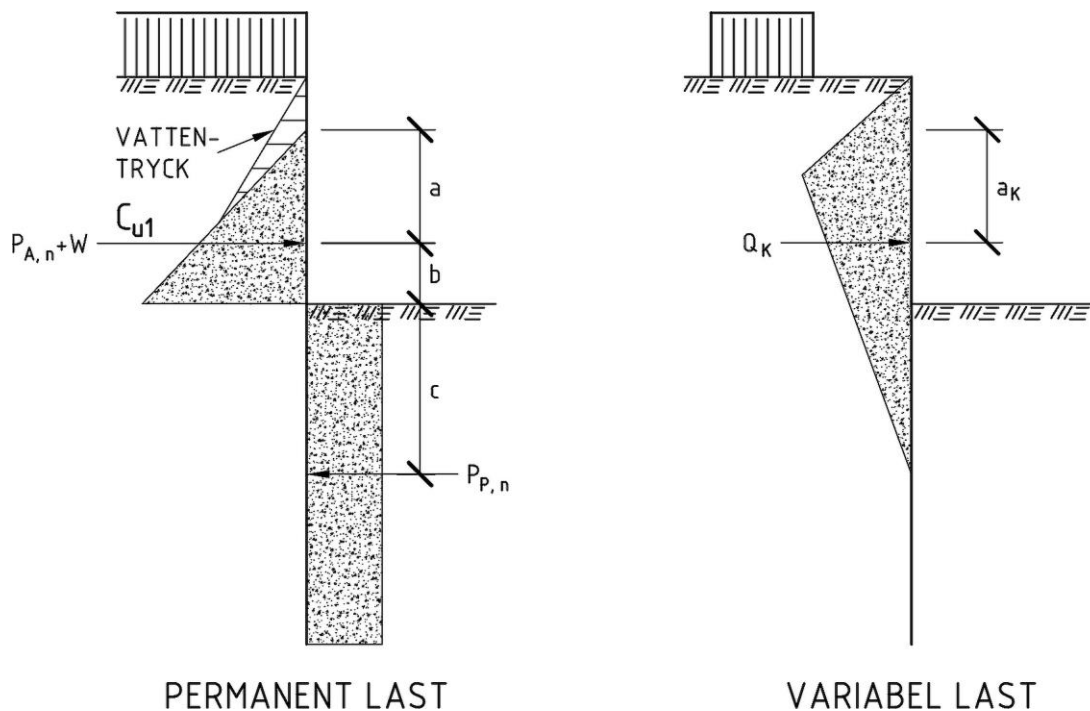
Kraftjämvikt ger

$$Q_{Fr} = P_{A,n} \cdot 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{S;d,a} + Q_k \cdot \gamma_d \cdot 1,4 - \frac{M_A}{(a+b+c)} \quad \text{Ekv 4-12}$$

Genom att utgå från en brottmekanism likt bottenuppträckning, se Figur 4-9 vänster, beräknas möjlig överkapacitet för denna brottmekanism, $\sigma_{p,n}$, enligt Ekv 4-8. Det är denna överkapacitet som nyttjas som mothåll under schaktbotten, se Figur 4-9 höger.



Figur 4-9. Jordtryck mot enbandsspont i lera och belastning på jorden. I den högra figuren kan $\sigma_{p,n}$ betraktas som den maximala pådrivande lasten från leran under schaktbotten kan klar förutom lasteffekten vertikalkrycken.



Figur 4-10. Tryck mot enbandsspont i lera

4.3.2.2.4 Sponter förankrade på två eller fler nivå

Då sponten är förankrad på minst två nivåer finns det goda möjligheter att säkerställa rotationsstabiliteten beroende på hur förankringssystemet är utformat, se vidare under Avsnitt 4.6.1.4.

4.3.3 Samverkansberäkning

Utförs samverkansberäkning kontrolleras denna brottmekanism samtidigt som kontroll av schaktens totalstabilitet, se Avsnitt 4.2.3.

4.4 DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL BOTTENUPPTRYCKNING

4.4.1 Allmänt

Bottenuppressning kan ske för sponter i lera genom att leran pressas under spontfoten och upp i schaktbotten, se Figur 4-11. Denna brottmekanism kan enbart uppstå om sponten är stöttad på flera nivåer på ett sådant sätt att den är förhindrad att rotera.

4.4.2 Analytisk jämviktsberäkning

Traditionellt har bottenuppressning analyserats med teorier framtagna av Terzaghi (1943) och Bjerrum och Eide (1956). Brottet är att likna vid ett bärlighetsbrott för ett djup grundlagt fundament, där den pådrivande lasten är den totala vertikalspänningen på schaktbottens nivå strax utanför sponten. Sponten förutsätts vara oändligt styv och stöttad på flera nivåer. I Figur 4-11 visas aktuell brottfigur.

Baserat på Bjerrum och Eide (1956) kan risken för bottenuppressning kontrolleras enligt

$$\gamma_d \cdot 1,1 \cdot (\rho \cdot g \cdot H + q_p) + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot q_v \leq (N_{cb} \cdot c_{udb} + 2 \cdot c_{udZT} \cdot Z_T / B_{cr}) \cdot \gamma_{R;d,p} \quad \text{Ekv 4-13}$$

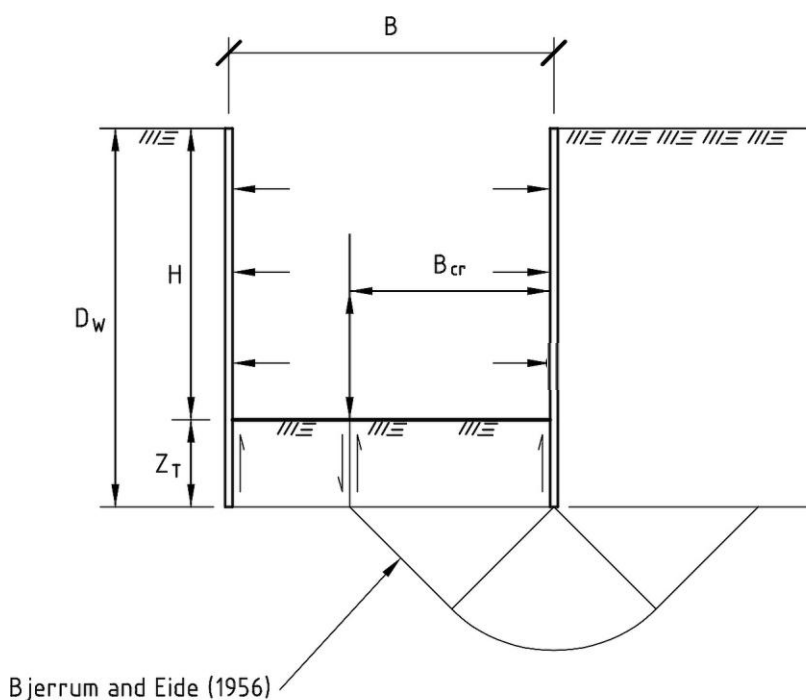
där:

N_{cb} är en bärlighetsfaktor som beror på djup, bredd och längd av schakten, se Figur 4-12, c_{udb} är medelvärde på dimensionerande skjuvhållfasthet längs brottzonen under spontens underkant, c_{udZ_T} är medelvärde på dimensionerande skjuvhållfasthet över djupet Z_T , q_p är en permanent överlast och q_v är en variabel last. Värdet på $\gamma_{R,d,p}$ bestäms enligt Tabell 4-3. Övriga beteckningar framgår i Figur 4-11. Större värde än 7 för bärlighetsfaktorn N_{cb} bör användas försiktigt.

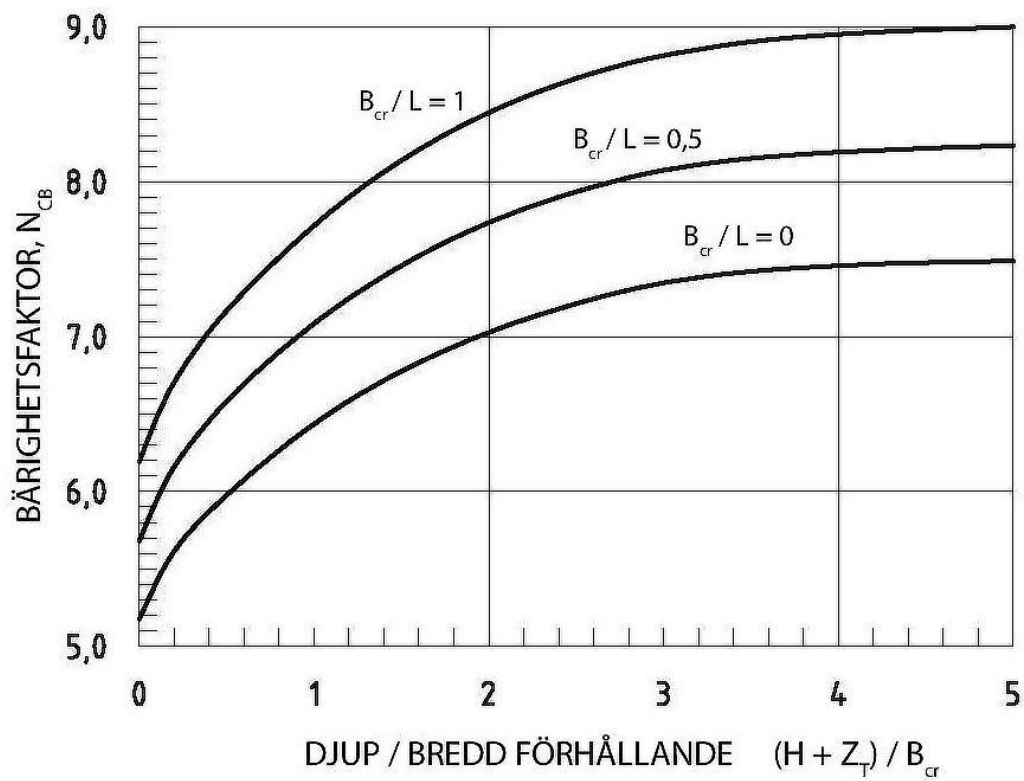
Det är inte säkert att schaktens bredd motsvarar den kritiska bredden, B_{cr} , som ger den lägsta säkerheten. Det är bara om hållfastheten är konstant med djupet som kritisk bredd, B_{cr} , är lika med schaktens bredd. För övriga fall måste man söka sig fram till kritisk bredd. Djupet till fast botten kan också begränsa bredden, B_{cr} . Lutar markytan bakom sponten beräknas H som medelvärde inom ett område som motsvaras av bredden, B_{cr} . På samma sätt beräknas q_p och q_v som ett medelvärde på bredden, B_{cr} .

Om brott i leran under spontfoten ej kan utbildas på grund av bättre jordegenskaper med djupet krävs en mer nyanserad beräkningsmodell.

Utöver kontrollen enligt Ekvation 4-13 skall spontens bärförmåga minst uppfylla kraven från Avsnitt 4.6.1 och ha tillräcklig underslagning avseende övriga kontroller i Tabell 3-3.



Figur 4-11. Illustration av olika brottmekanismer för bottenuptryckning.



Figur 4-12. Bärighetsfaktor som funktion av schaktens geometri. B_{cr} får ej vara större än B .

4.4.3 Samverkansberäkning

Utförs samverkansberäkning kontrolleras denna brottmekanism samtidigt som kontroll av schaktens totalstabilitet, se Avsnitt 4.2.3 och 4.3.3.

4.5 DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL VERTIKALSTABILITET

Vertikalkomponenten från staglaster, påhängslaster från nyttjad vidhäftning, egenvikt av spont och yttre laster på sponten ger en vertikal belastning på spontväggen. För att säkerställa stabiliteten måste spontväggen ha tillräcklig bärförmåga i vertikalled.

4.5.1 Analytisk jämviktsberäkning

För sponter nedslagna i friktionsjord kan spontens vertikala bärförmåga säkerställas genom stoppslagning. Vid stoppslagning för att erhålla tillräcklig vertikalstabilitet räcker det ofta med att stoppslå de spontplankor där stagen skall monteras eller genom att hänga upp sponten i ett antal stålbalkar, valsämnen eller som slagits till stopp. Vid schakt kommer spänningsförhållandena förändras vilket kan reducera den bärförmåga som verifierats vid stoppslagningen. Detta skall ingå i beslutsunderlaget, huruvida sponten kan betraktas som vertikalstabil eller ej.

Om sponten ej är stoppslagen kan erforderlig extra underslagning krävas utöver den underslagning som beräknats enligt steg 1-4 i Tabell 3-3. Denna extra underlagning kan beräknas enligt Figur 4-13. Metoden är att betrakta som en hävdvunnen metod och följer Rapport nr 27, 1974. Metoden bygger på att ingen vidhäftning nyttjats vid beräkningen av det aktiva jordtrycket, samt att beräkningen utförts med karakteristiska hållfasthetsparametrar. Vid mer komplicerade fall och om vertikalstabiliteten är kritisk rekommenderas att samverkansberäkningar utförs.

De mothållande uppåtriktade krafterna utgörs av vertikalkomponenten, P_{PV} , av det passiva jordtrycket, P_P , som erfordras för momentjämvikt, spontens spetsmotstånd samt den mantelfriktion som verkar på spontdelen under en viss punkt B. Punkten B bestäms som den nivå för vilken spontdelen under hammarbandet (vid flera hammarband det nedersta) befinner sig i moment- och horisontelljämvikt under inverkan av angripande jordtryck "G"+"Q"+"U", steg 1-4 i Tabell 3-3.

Jordtrycket på den aktiva sidan ovanför punkt B förutsätts vara horisontellt riktat. Detta antagande är i stort sett riktigt om stagen ej förspännes mer än lika med det totala aktiva jordtrycket. Under punkten B antas jordtrycket på båda sidor om sponten vara lika med det aktiva jordtrycket.

Uppåtriktade kohesionskrafter från lager av kohesionsjord försummas normalt eftersom de har en begränsad effekt. I de fall där det är svårt att uppta vertikalkrafterna på annat sätt, t. ex. vid spontning i mycket djupa lerlager, bör särskild utredning göras för att visa om kohesionen kan tillgodoräknas. Risken för negativ störning av den uppåtriktade kraften på grund av pålning måste dock beaktas.

För spont i friktionsjord kan den dimensionerande väggfriktionen sättas till

$$\delta_k \leq r \cdot \phi_k \quad \text{Ekv 4-14}$$

$r = 1,0$ för rå betong (betong gjuten mot jord)

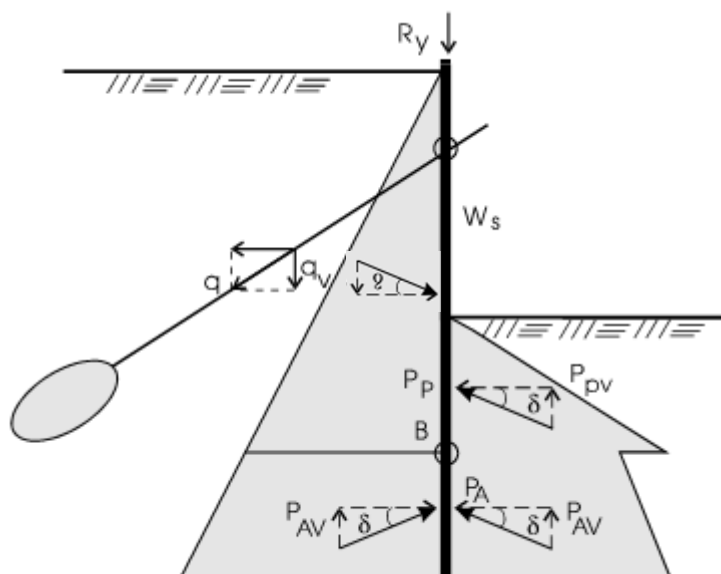
$r = 0,67$ för slät betong (slagna betongpålar) eller släta ytor av annat material t.ex. stål (slagna eller tryckta spontväggar).

Spetsmotståndet i lera försummas normalt. I friktionsjord skall en särskild utredning göras om spetsmotståndet skall nyttjas.

Vertikalstabiliteten är tillräcklig om följande villkor är uppfyllt:

$$P_{PV} + 2 \cdot P_{AV} > F \cdot (q_v + W_s + R_y) \quad \text{Ekv 4-15}$$

där q_v är staglastens vertikalkomponent räknad per meter spontvägg, W_s är vikten av spontväggen, R_y är yttre vertikallast på spontväggen. Vidhäftningen P_{PV} och P_{AV} beräknas med värden på väggfriktionen enligt ovan. En extra säkerhetsfaktor, F , nyttjas och sätts till 1,5.



Figur 4-13. Kontroll av spontens vertikalstabilitet

Vid vertikalbelastningar måste spontvägg och/eller balkar för vertikalstöd kontrolleras enligt Avsnitt 7.2.2.7. OBS! Att aktuella vertikalbelastningar måste räknas om till dimensionerande värden då de i denna hävdvunna metod är karakteristiska.

Nyttjas annan konceptuell modell än den som har sitt ursprung i Rapport nr 27 (1974) är det viktigt att eventuell nyttjad vidhäftning nyttjats på aktivsidan vid beräkningen av de aktiva trycken resulterar i en nedåtriktad påhängslast vilket skall beaktas i den efterföljande kontrollen.

4.5.2 Samverkansberäkning

Utförs samverkansberäkning, i form av finita elementberäkningar, kontrolleras denna brottmekanism samtidigt som kontroll sker av schaktens totalstabilitet, se Avsnitt 4.2.3, 4.3.3 och 4.4.3.

4.6 BERÄKNING AV LASTEFFEKTER I SPONTER VID BROTT I JORDEN

4.6.1 Analytiska jämviktsberäkningar av lasteffekter

4.6.1.1 Allmänt

De lasteffekter som ligger till grund för dimensioneringen av konstruktionselementen kallas dimensionerande lasteffekter, E_d . Hammarbandsreaktionen, $q_{h,ULS,d}$, och spontmomentet $M_{ULS,d}$ tillhör denna kategori. Även tvärkraft och normalkraft skall beaktas och kan få påverkan vid dimensioneringen, se Avsnitt 7.

Vid beräkningar av den dimensionerande lasteffekten vid brottgränstillstånden för konstruktionselement i Punkt 2 (STR) används det jordtryck ("G" + "Q" + "U") som bestäms enligt Avsnitt 4.3. Den permanenta delen av jordtrycket, "G" ska dock omfördelas om sponten är förankrad flera nivåer, se Avsnitt 4.6.1.4. För vissa specialfall som när "Q" utgörs av en variabel last med stor utbredning kan även den variabla lasteffekten ingå i omfördelningen.

Utgående från det beräknade aktiva nettotrycket kan sedan de dimensionerande lasteffekterna beräknas beroende på konstruktionstyp, säkerhetsklass, partialkoefficient för lasten och med beaktande av modellosäkerheten. Beräkningen ska baseras på den sammanlagda effekten av lasterna på sponten, vilket beskrivits i Avsnitt 4.3.2 och framförallt i Figur 4-4.

4.6.1.2 Konsolspont

4.6.1.2.1 Nedslagningsdjup

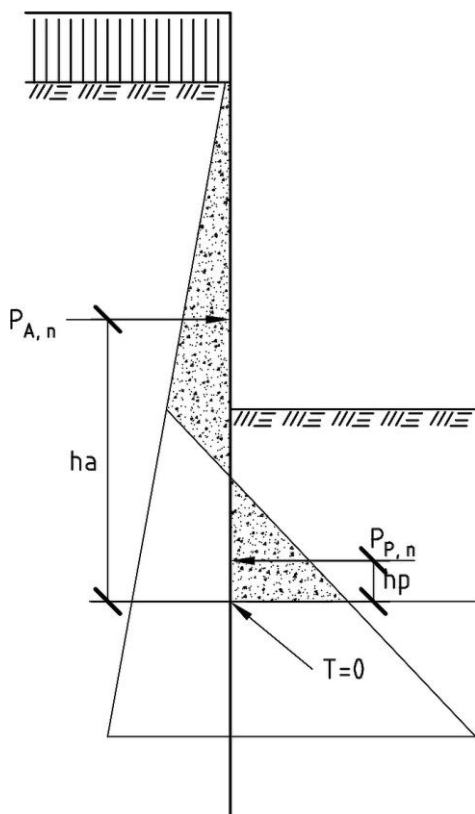
Spontens minsta nerslagningsdjup under schaktbotten, vilket behövs för beräkning av lasteffekten, beräknas med passningsförfarande som beskrivs i Avsnitt 4.3.2.2.1.

4.6.1.2.2 Spontmoment

Maximalt dimensionerande spontmoment erhålls där tvärkraften är noll, se Figur 4-14, $P_{A,n}$ och $P_{P,n}$ är summerade pådrivande respektive mothållande dimensionerande kraftresultat från "G"+"Q"+"U".

$$M_{ULS,d} = P_{A,n} \cdot h_a - P_{P,n} \cdot h_p$$

Ekv 4-16



Figur 4-14. Beräkning av maximalt moment. Kraftresultanterna P inkluderar här den dimensionerande effekten av permanenta, variabla jordtryck samt effekten dimensionerande effekt från vatten.

4.6.1.3 Sponter förankrade på en nivå

4.6.1.3.1 Nedslagningsdjup

Spontens minsta nedslagningsdjup under schaktbotten, vilket behövs för beräkning av lasteffekten, beräknas med passningsförfarande som beskrivits i Avsnitt 4.3.2.2.2. Minsta nedslagningsdjup är det djup som uppfyller kraven. Detta betyder att den dimensionerande lasten som verkar på det passiva mothållet precis motsvaras av den dimensionerande passiva bärförmågan.

4.6.1.3.2 Hammarbandsreaktion

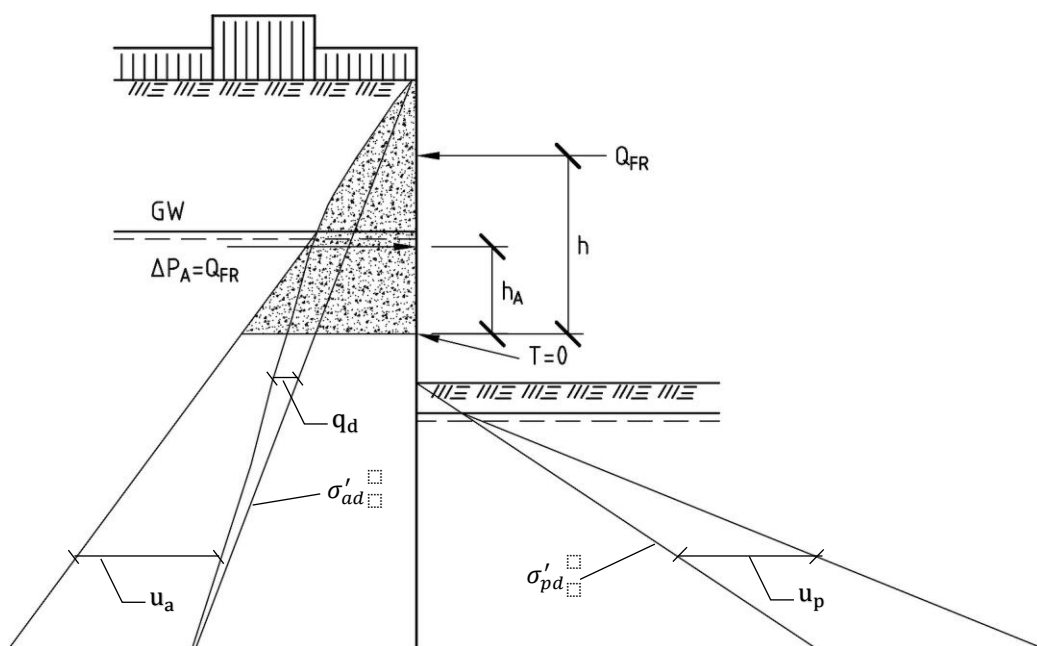
Det dimensionerande värdet på hammarbandsreaktionen, $q_{h,ULS,d}$, erhålls genom att summera tillskotten från de olika lasterna enligt ekvation 4-7 alternativt 4-12 för leror om förutsättningarna för i Avsnitt 4.3.2.2.3 är uppfyllda. Detta ger:

$$q_{h,ULS,d} = Q_{FR} \quad \text{Ekv 4-17}$$

4.6.1.3.3 Spontmoment

Maximalt dimensionerande fältmoment erhålls där tvärkraften är noll, se Figur 4-15. Det dimensionerande momentet $M_{ULS,d}$ beräknas därefter med beaktande av modellosäkerheten, $\gamma_{S;d,m}$, enligt:

$$M_{ULS,d} = \gamma_{S;d,m} \cdot Q_{FR} \cdot (h - h_A) \quad \text{Ekv 4-18}$$



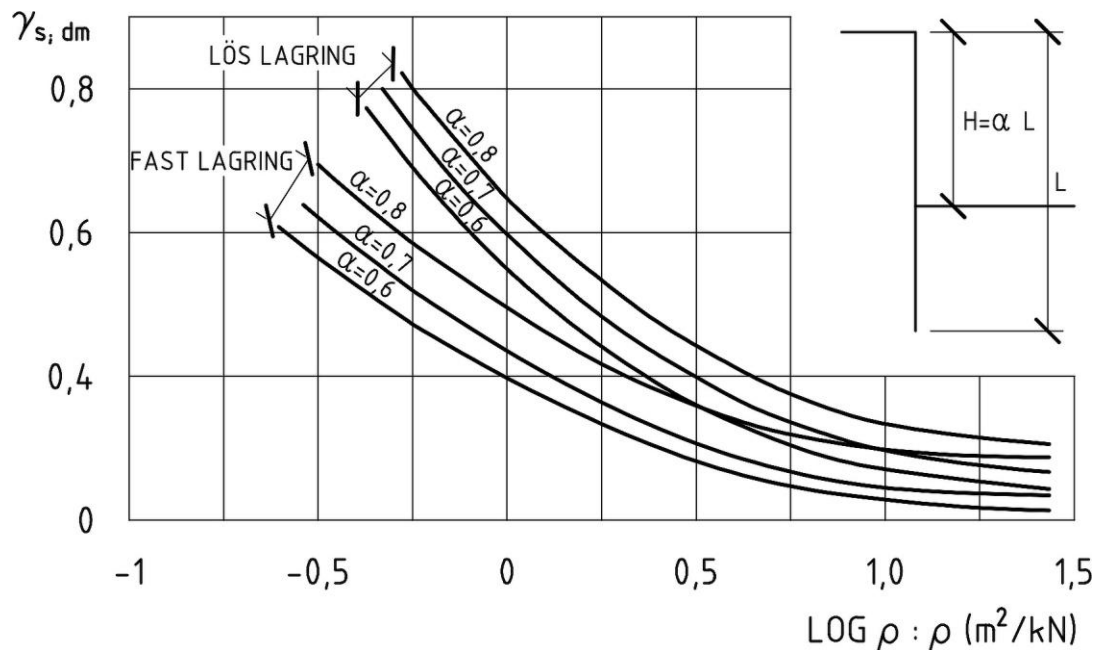
Figur 4-15 Beräkning av maximalt fältmoment under antagande att spanten är fritt upplagd. ΔP_A i figuren är kraftresultaten av det totala jordtrycket ned till nivån tvärkraften är noll. Notera att den raka linjen för "G" över och under grundvattenytan förutsätter olika hållfastheter och/eller tungheter i materialet

För sponter slagna i lås i friktionsjord kan modellosäkerheten, $\gamma_{S;d,m}$, uppskattas utifrån spontväggen styvhet ρ och faktorn α som är förhållandet mellan schaktdjup och spontplankornas längd, Figur 4-16. Styvheten beräknas med följande uttryck:

$$\rho = \frac{L^4}{E \cdot I} \quad \text{Ekv 4-19}$$

Metoden är baserad på de modellstudier och analyser som utfördes av Rowe, 1952. Möjlig reduktion beror på en valvbildning i jorden bakom spanten i vertikalled samt att en högre mobiliseringsgrad erhålls på passivsidan nära schaktbotten. Metoden, värden enligt Figur 4-16, är endast tillämpbara på momentet orsakat av effektivspänningarna och inte det bidrag som fås från grundvatten bakom spanten.

För sponter i lera får det framräknade momentet ej reduceras utan att inspänningsförhållandena utreds. Metoden får inte kombineras med samverkansberäkningar eller användas för konsolsponter.



Figur 4-16 Momentreduktion för sponter i friktionsjord som funktion av spontväggens styvhet, Rowe 1952.

4.6.1.4 Flerbandssponter

4.6.1.4.1 Allmänt

Jordtrycken mot sponten beräknas inledningsvis på samma sätt som för en spont förankrad på en nivå enligt tidigare avsnitt. De tidigare schaktskedena kommer dock att påverka hur jordtrycket kan antas fördelas mellan de olika förankringsnivåerna.

Flerbandssponter är statiskt obestämda varför en förenkling av jordtrycksbilden görs. Den förenklade (omfördelade) jordtrycksbilden baseras på mätningar av förankringslaster vid flerbandsponter (Peck, 1969). Grundtanken med omfördelningen enligt Peck (1969) var att hitta en modell för att bestämma maximal lasteffekt på varje hammarbandsnivå med beaktande av samtliga schaktskeden.

Omfördelningen görs enbart av bidraget till jordtrycket från permanenta laster. Bidraget till jordtrycket från variabla laster och vattenlaster beräknas separat enligt samma förfarande som för konsol- och enbandssponter. Notera att metoden baseras på mätningar i situationer som motsvarar Punkt 1 i SLS vilket inte är samma sak som Punkt 2 och ULS.

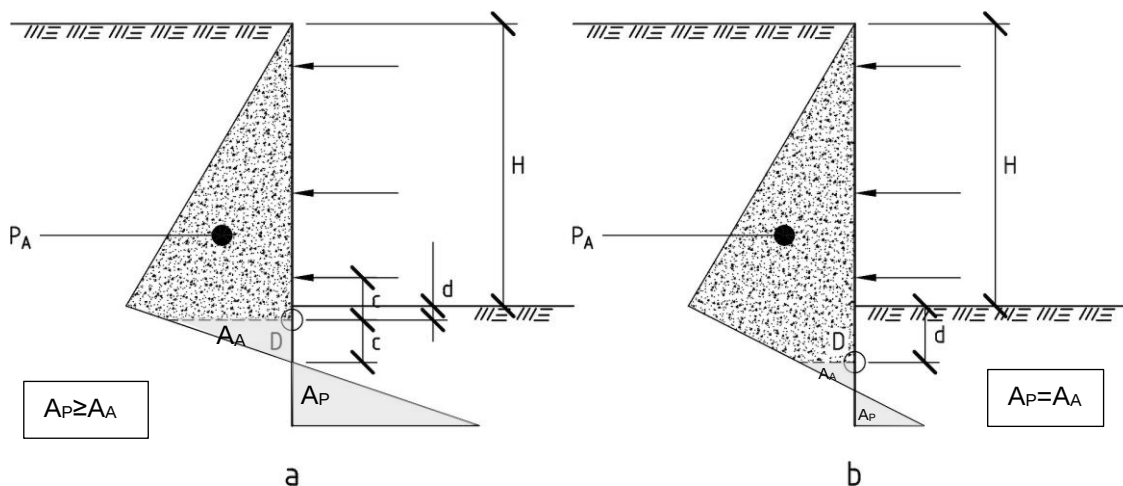
Den omfördelningsprincip som redovisas här utgår från Stille (1976).

Konstruktionen av den omfördelade jordtrycket inleds med att de aktiva och passiva jordtrycken mot sponten, till följd av enbart permanenta laster, beräknas med utgångspunkt från Rankines jordtrycksteori, se Bilaga A. Beräkning utförs med dimensionerande värden på jordens hållfasthet. I lågpermeabla jordlager skall det aktiva jordtrycket uppgå till minst sprickvattentrycket. Därefter beräknas kraftresultaten av det resulterande dimensionerande permanenta nettojordtrycket, P_A , som antas att bidra till lasteffekten i hammarbanden. För att detta skall kunna göras behöver nivån för D-punkten dock bestämmas, se Figur 4-17 och Figur 4-18. D-nivån delar avståndet mellan det nedre hammarbandet och den nivå där det aktiva nettojordtrycket är noll i två lika stora delar, förutsatt att horisontell jämvikt erhålls under D-punkten. I annat fall kommer större andel av det totala pådrivande nettojordtrycket behöva tas upp av förankringssystemet vilket innebär att D-punkten behöver sänkas.

För att denna förenklade beräkningsmodell skall vara tillämplig krävs att:

- resultanten till det aktiva nettojordtrycket, inklusive effekten av variabel last och vattenlast, under D-nivån inte överstiger resultanten till det passiva nettojordtrycket. Om så inte är fallet behöver sponten förlängas så att detta villkor uppfylls alternativt måste sponten dubbas. En eventuell dubb skall dimensioneras för en dimensionerande lasteffekt som medför horisontell kraftjämvikt under D-nivån
- den totala kraftresultaten inklusive lasteffekterna från variabel last och vattenlast ned till bedömd omfördelningsnivå är belägen ovanför den nedre förankringsnivån. Om så inte är fallet (jfr situationen i Figur 4-18b för vilken det troligen även kommer att vara problem med bottenuppträckningen) finns stor risk att rotation inträffar runt den nedre förankringsnivån. En sådan rotation kommer påverka ovanliggande jordtryck och påverka lasteffekten i ovanliggande förankringsnivåer. Stor risk finns även att merparten av hela det pådrivande jordtrycket hamnar i den understa förankringsnivån. I dessa fall rekommenderas samverkansberäkningar alternativt att sponten förlängs så mycket att det omfördelade jordtryckets resultant hamnar ovanför den nedre förankringsnivån

För svävande sponter i lera kan flera olika fall inträffa som framgår av Figur 4-18 a-c. För fall a där D enligt definitionen skall ligga över schaktbotten medräknas nettojordtrycket dock ned till schaktbotten. Vid en jämförelse mellan Figur 4-18 c och d skall D väljas till den lägsta nivån av dessa bägge fall.



Figur 4-17 Bestämning av D-punkten och kraftresultaten av det sammanlagda nettojordtrycket P_A för sponter i friktionsjord som är förankrade på flera nivåer.



4.6.1.4.2 Nedslagningsdjup

Sponthandboken

hammarbandslasterna och spontmomenten varför nedslagningsdjupet kan behöva ökas om lasteffekterna blir för stora.

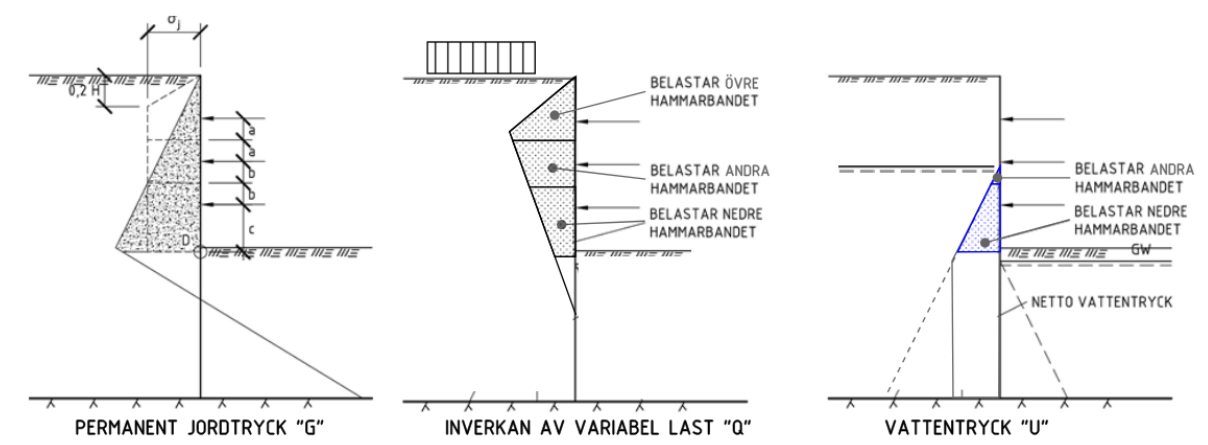
4.6.1.4.3 Hammarbandsreaktion

Vid beräkning av de dimensionerande hammarbandsreaktionerna ska hänsyn tas till alla verkande laster och deras osäkerheter genom modellfaktorer och partialkoefficienter enligt Ekv 4-3 och Ekv 4-4.

Först måste resultanten till det dimensionerande aktiva nettojordtrycket av permanent last, $P_{A(G),d}$, omfördelas. Trycket, σ_i , mot väggen beräknas med följande ekvation:

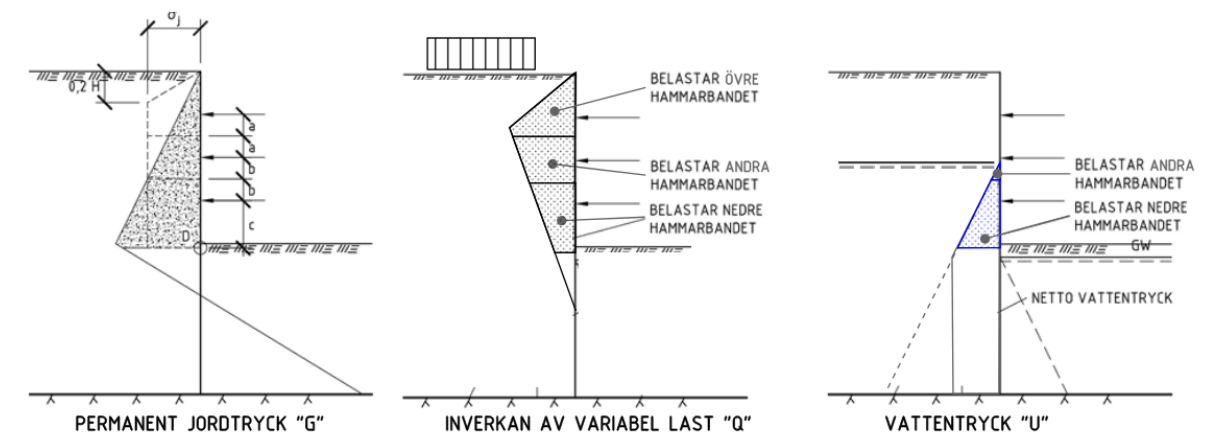
$$\sigma_i = \frac{P_{A(G),d}}{0,9H+d} \quad \text{Ekv 4-20}$$

Den permanenta lastens bidrag till den dimensionerande lasteffekten, $q_{h,ULS}$, på varje hammarbandsnivå kan därefter beräknas genom att lasten mellan två hammarbandsnivåer fördelas lika på hammarbandsnivåerna, se



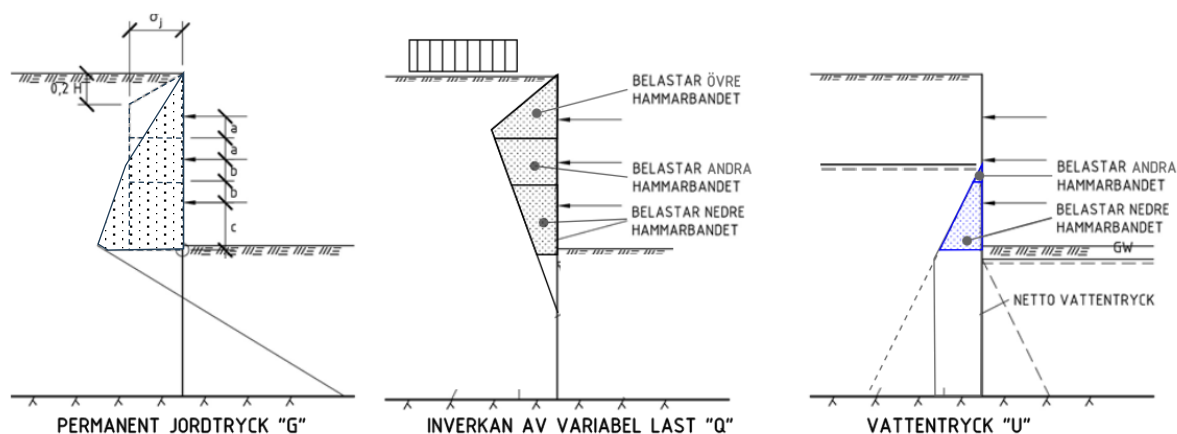
Figur 4-19.

Om pådrivande vattentryck i friktionsjord eller tryck från variabel last förekommer över D-nivån ska detta bidrag fördelas på hammarbandsnivåerna genom samma enkla regel som den som nyttjas för trycket till följd av den permanenta lasten, se



Figur 4-19. Sprickvatten i lera är däremot av en annan karaktär och ingår i $P_{A(G),d}$.

Enligt definitionen av D-nivån skall mothållande horisontella krafter överstiga eller vara lika med de pådrivande dimensionerande krafterna under D-nivån, vilket kräva att spontfoten förankras med dubb.



Figur 4-19. Omfördelat permanent jordtryck samt uppdelning av inverkan variabel last och vattentryck mellan förankringsnivåerna för en flerbands-spont.

4.6.1.4.4 Moment i spontvägg

Omfördelningsprincipen som Peck förslog (1969) var endast baserad på mätningar av maximala förankringslaster och inte i egentlig mening anpassad för momenten i sponten. Den svenska tillämpningen (Sahlström och Stille, 1979; Ryner *et al*, 1996) har dock nyttjats utan kända problem varför metoden bedöms vara verifierad.

Dimensionerande moment kan uppkomma som konsolmoment i spontväggen vid den översta förankringsnivån. Mellan två hammarbandsnivåer är spontväggen mer eller mindre inspänd och detta ger normalt mindre moment. Under den understa nivån kan spontväggen antingen verka som en konsol eller vara fritt upplagd eller delvis inspänd. De nedan föreslagna ekvationerna för beräkning av momenten i spontväggen ger värden som erfarenhetsmässigt är rimliga. För mer nyanserad analys av spontmomenten rekommenderas att samverkanberäkningar utförs.

Momentbidraget från den permanenta lasten kan beräknas enligt:

- För konsolmoment vid översta hammarbandsnivån:

$$M_{ULS,1} = 0,1 \cdot H \cdot \sigma_i \cdot \left(\frac{0,2 \cdot H}{3} + e \right) + \frac{\sigma_i \cdot e^2}{2} \quad \text{Ekv 4-21}$$

med beteckningar enligt Figur 4-20 a och b.

eller om den övre hammarbandsnivån sitter högre än $0,2 \cdot H$ från överkant spont:

$$M_{ULS,1} = \frac{\sigma_{i,1} \cdot h_1^2}{6} \quad \text{Ekv 4-22}$$

där $\sigma_{i,1}$ är intensiteten av det omfördelade dimensionerande trycket i nivå med den övre hammarbandsnivån:

$$\sigma_{i,1} = \frac{h_1}{0,2 \cdot H} \cdot \sigma_i \quad \text{Ekv 4-23}$$

och h_1 är avståndet från spontöverkant till den övre hammarbandsnivån.

- För moment mellan två hammarbandsnivåer gäller:

$$M_{ULS,n} = \frac{\sigma_i \cdot l^2}{12} \quad \text{Ekv 4-24}$$

där l är avståndet mellan hammarbandsnivåerna.

- Under den understa hammarbandsnivån kan två principiellt olika fall inträffa. Under förutsättning att pådrivande permanent jordtryck under D-nivån inte är större än σ_i och att spanten är slagen så djupt att tillräckligt stort passivt jordtryck kan mobiliseras under schaktbotten för att utgöra ett bra upplag för krafterna ("G"+"Q"+"U") under den nedersta förankringsnivån, se Figur 4-20 a, kan momentet beräknas på säkra sidan enligt:

$$M_{ULS,u} = \frac{\sigma_i \cdot l^2}{8} \quad \text{Ekv 4-25}$$

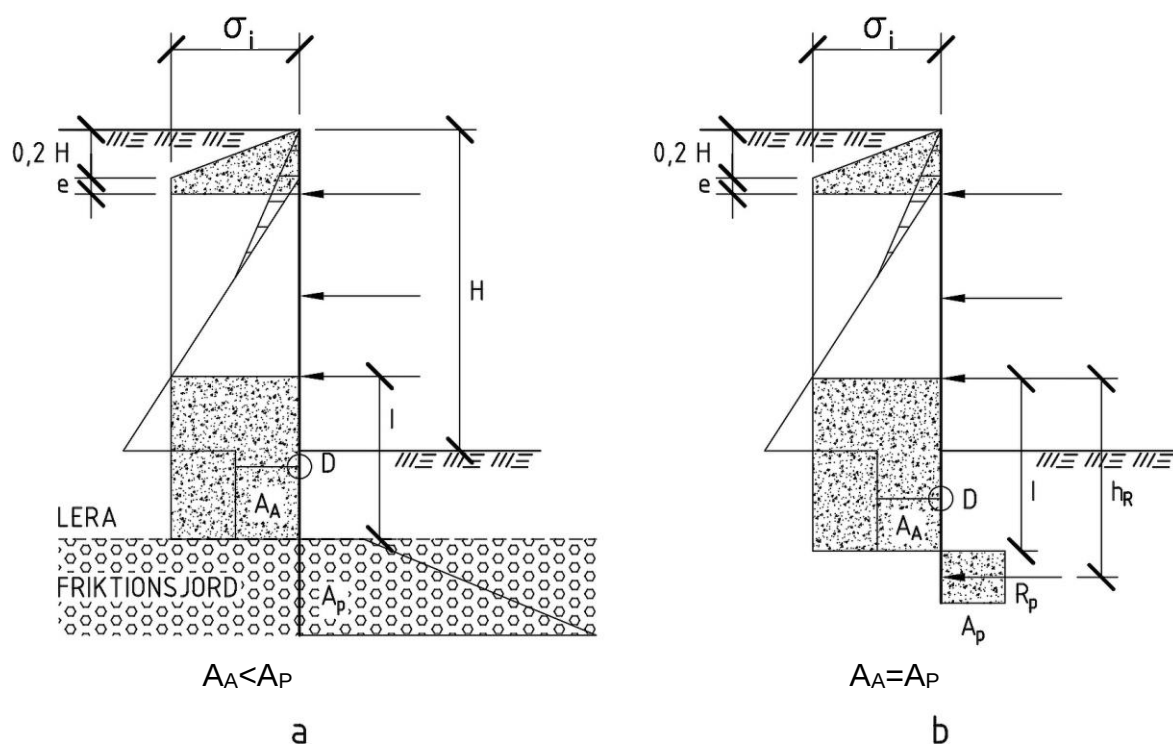
Under samma förutsättningar, men då det passiva jordtrycket inte räcker till att skapa ett tillfredställande upplag för krafterna under den nedersta förankringsnivån, se Figur 4-20 b, ska spanten dimensioneras för det största av följande värden:

$$M_{ULS,u} = \frac{\sigma_i \cdot l^2}{8} \quad \text{Ekv 4-26}$$

eller konsolmomentet:

$$M_{ULS,u} = \frac{\sigma_i \cdot l^2}{2} - R_p \cdot h_R \quad \text{Ekv 4-27}$$

där R_p är kraftresultaten av mothållet ($=A_p$) och h_R är hävarmen för kraftresultaten.



Figur 4-20 . Beräkning av dimensionerande spantmoment för spantar i lera med flera förankringsnivåer till följd av dimensionerande permanenta jordtryck.

Bidragen från vattenlast i friktionsjord samt från variabel yttre last hanteras separat. Momentbidragen kan beräknas utifrån samma antagande av upplag och inspänningsförhållanden som gjorts för den permanenta lasten. Skulle även det permanenta jordtrycket vara högre än σ_1 under D-punkten skall även momentbidraget från detta högre tryck adderas till de erhållna momenten från ekvation 4-25 till ekvation 4-27.

4.6.2 Samverkansberäkning

Utförs samverkansberäkning beräknas lasteffekten i sponten samtidigt som kontroll sker av schaktens totalstabilitet, se Avsnitt 4.2.2.

Enklare samverkansberäkningar (fjäderprogram som inte utgår från in-situ spänningar) rekommenderas ej då denna typ av beräkningar ej är anpassad för omfördelningsprincipen.

5 JORD- OCH SPONTRÖRELSE I BRUKSSTADIET

5.1 ALLMÄNT

Kontroll måste utföras att jord- och spontrörelser i bruksstadiet inte ger skador på omgivningen. Detta innebär att de förväntade jordrörelserna inte får överstiga åsatta gränsvärden för spanten samt omgivande konstruktioner och anläggningar. Kontrollen syftar också till att säkerställa arbetsmiljön och spantens verkningsätt mot gjorda antaganden.

5.2 FAKTORER SOM PÅVERKAR JORDRÖRELSENAS STORLEK

Jordrörelser som sker kring en spantad schakt beror på ett antal faktorer såsom:

- Säkerhet mot bottenuppträckning
- Typ av jord
- Konsolidering på grund av portrycksförändringar
- Väggtyp
 - Spontplankor
 - Berlinerspont med utfackning
 - Borrade rörspont
 - Insitu-tillverkad vägg t.ex. jetpeltvägg
 - Sekantpålsvägg
 - Slitsmur av betong
- Styvheten hos det vertikalt bärande systemet
- Styvheten hos det horisontalt bärande systemet
 - Stämp
 - Stag
- Förspänning av stag/stämp
- Horisontellt och vertikalt avstånd mellan horisontellt bärande system
- Konstruktionsordning
- Fackmannamässigt utförande
- Hur länge schakten står öppet.

Direkt och kvantitativ modellering av jordrörelser kring en förankrad spant är svårt, eftersom den totala rörelsen beror på en komplex samverkan mellan ovanstående faktorer i tre dimensioner. Därför måste uppskattning av jordrörelserna kring en spant baseras på en kombination av beräkningar och

empiriska metoder samt ingenjörsmässiga avväganden och erfarenheter. Det är också nödvändigt att man i samband med utförandet följer upp rörelserna så att man kan sätta in motåtgärder i tid om rörelserna närmar sig uppsatta gränsvärden.

I princip gäller att den totala rörelsen, δ_{tot} , är lika med

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_{\text{installation}} + \delta_{\text{stag}} + \delta_{\text{schakt}} + \delta_{\text{övrigt}} + \delta_{\text{avetablering}} + \delta_{\text{dragning}} \quad \text{Ekv 5-1}$$

där

$\delta_{\text{installation}}$ är den rörelse som installation av spontväggen orsakar

δ_{stag} är den rörelse som installation av stag orsakar

δ_{schakt} är den rörelse som själva urschaktningen orsakar

$\delta_{\text{övrigt}}$ är övriga rörelser som uppkommer av t ex påslagning i schakten, genom slarv eller grundvattenströmning, yttre laster och tidsrelaterade effekter

$\delta_{\text{avetablering}}$ är den rörelse som avetablering tex avspänning av förankringar orsakar.

δ_{dragning} är den rörelse som dragning av spontväggen orsakar.

Sponten/väggen och arbetsutförandet ska dimensioneras så att rörelserna vid bruksgräns understiger de satta gränsvärdena:

$$\delta_{\text{tot}} < \delta_{\text{gräns}} \quad \text{Ekv 5-2}$$

Där $\delta_{\text{gräns}}$ är ett larmvärde. $\delta_{\text{gräns}}$ kan vara rörelse i vertikalled, horisontalrörelse, differensrörelse mellan två punkter eller relativrörelse.

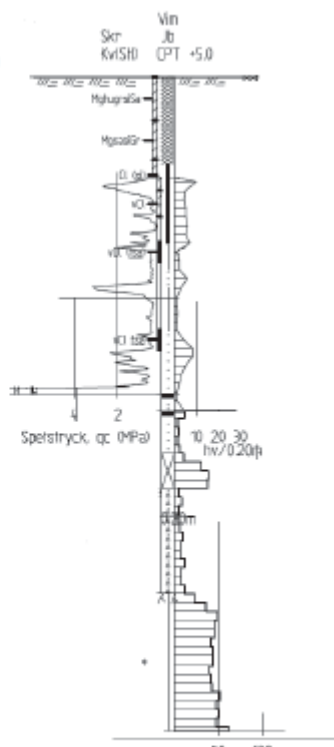
5.3 RÖRELSE PÅ GRUND AV INSTALLATION AV SPONTVÄGG

Den stödjande väggen kan installeras genom slagning, borring eller utgrävning av paneler. Slagning ger upphov till vibrationer och vid urgrävning kan bärigheten försämrats. Alla metoder ger upphov till buller i olika omfattning. Storleken på rörelserna vid installation av vägg beror på grundförhållanden, installationstid, använd metod och kvalitet på utförandet. Skadliga rörelser vid installation orsakas vanligtvis av oönskade vibrationer och överschaktning.

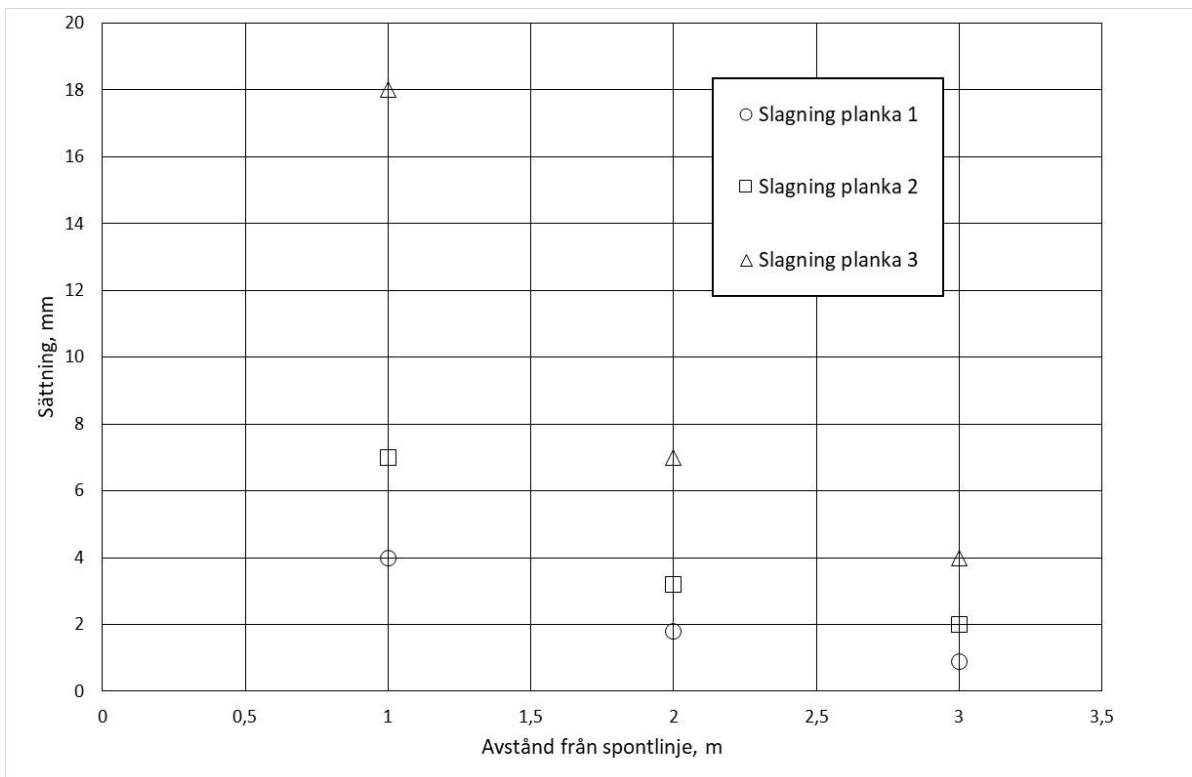
5.3.1 Slagning av spont

Spont kan installeras genom slagning (fallhejare, luft-, diesel- eller hydraulhejare), vibrering eller tryckning. Slagning/vibrering av spont ger upphov till vibrationer som ger sättningar om jorden är packningsbenägen. Dessa sättningar kan sprida sig långt från sponten. Borttagning av hinder i marken kan orsaka större rörelser än själva installationen av spontväggen.

För större spontprojekt och där det kan vara svårt att bedöma om det går att slå spont och vilka sättningar spontslagning kan orsaka är det motiverat att göra provslagning av spont där drivbarhet och sättningar i omgivningen mäts. I Figur 5-1 visas exempel på uppmätt sjunkning som funktion av tiden vid provspontning med vibrohejare. I figuren redovisas också intilliggande sondering. I Figur 5-2 redovisas uppmätta sättningar på olika avstånd från spontlinjen mitt för de slagna plankorna.



Figur 5-1. Uppmätt sjunkning som funktion av tiden vid provspontning och intilliggande sondering.



Figur 5-2. Uppmätta sättningar på olika avstånd från spont vid provslagning.

5.3.2 Neddrivning av Berlinerspont

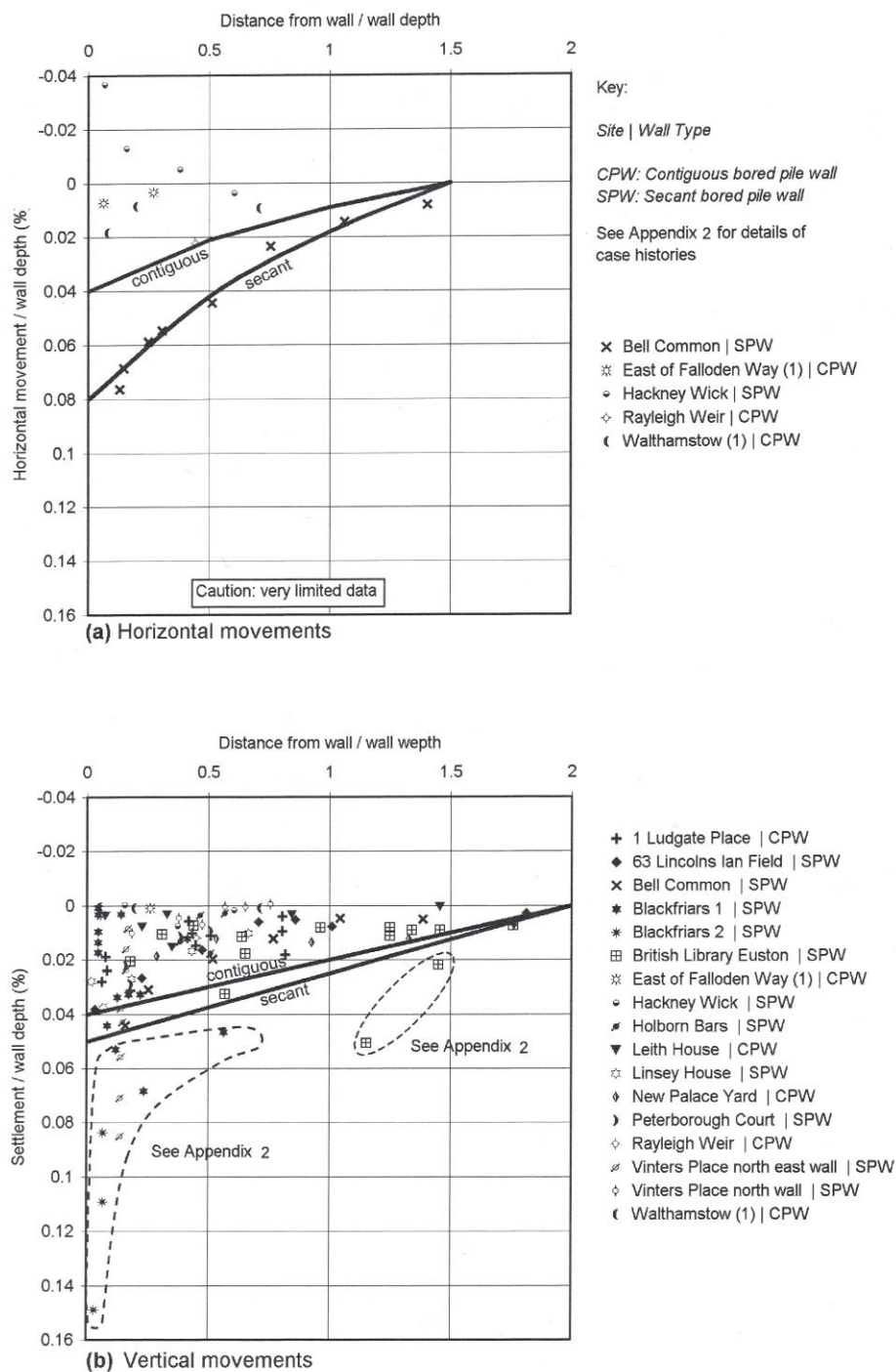
Installation av själva balkarna/rören i en Berlinerspont ger vanligtvis små rörelser i omgivningen. Schakt och installation av utfackningen mellan balkar/rör kan däremot orsaka avsevärda rörelser särskilt i grovt friktionsmaterial. Dessa rörelser är svåra att kvantifiera och beror mycket på utförarens yrkesskicklighet.

5.3.3 Borrning av rörväggar

Installation av väggar som utgörs av borrade rör ger vanligtvis bara rörelser lokalt kring röret. Installeras rören genom borrning med sänkhammare kan dock okontrollerade sättningar uppkomma i finkorniga jordar vid borrning under grundvattenytan på grund av materialtransport in mot rörbotten. Typ av hammare och typ av borrhona har stor betydelse för slutresultatet. Vanligtvis ger borrning med luftdrivna hammare större risk för materialtransport än vattendrivna hammare. Operatörens yrkesskicklighet har dock stor betydelse.

Vid installation av rör som drivs ned genom rotation och grävs ur separat kan materialtransport kraftigt minskas genom att rörets underkant förläggs djupare än schaktbotten i röret och att vattennivån i röret hålls på omgivningens trycknivå.

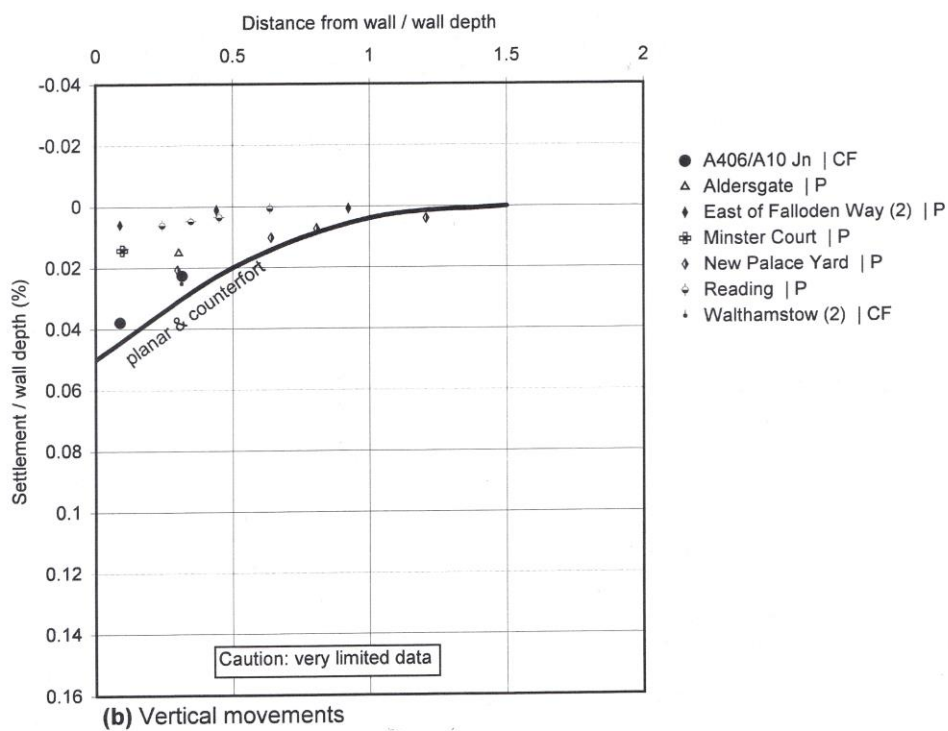
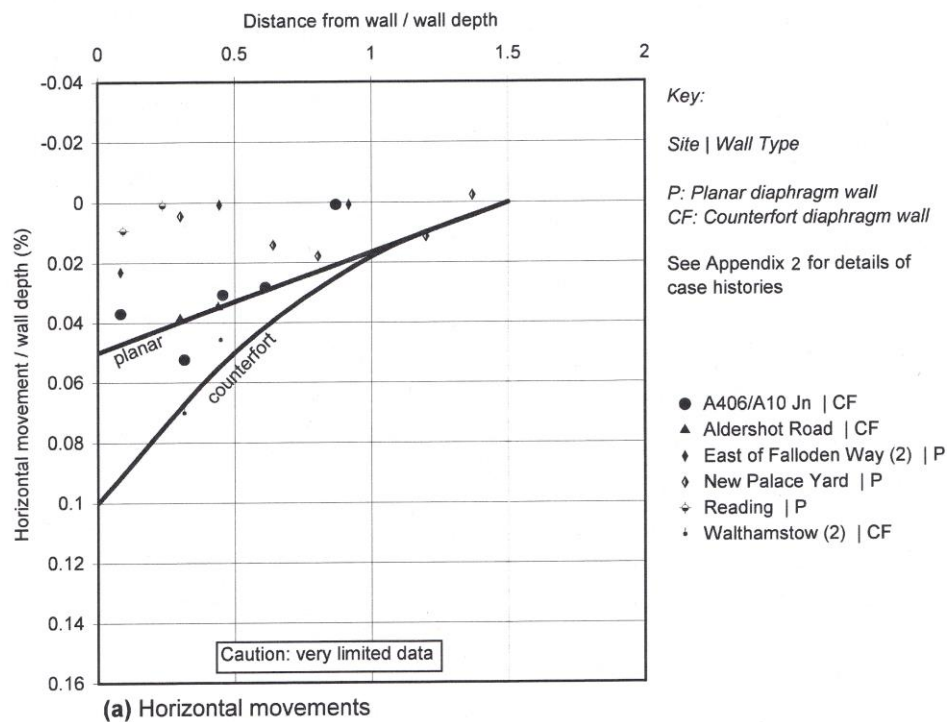
Exempel på uppmätta jordrörelser kring borrade väggar i fast lera redovisas i Figur 5-3.



Figur 5-3. Uppmätta horisontella och vertikala rörelser vid installation av borrade väggar i fast lera. Från CIRIA C760.

5.3.4 Installation av slitsmurar

Vid grävning av slitsmurspaneler stabiliseras schakten med en stödvätska. Storleken på de rörelser som uppkommer vid grävning av slitsen beror på säkerheten mot brott för slitsschakten. Det kritiska är nivån på den stabiliserande stödvätskan i schakten i förhållande till omgivande grundvattenyta. Exempel på redovisade mätningar i litteraturen av sättningar och horisontalrörelser vid installation av slitsmurar redovisas i Figur 5-4.

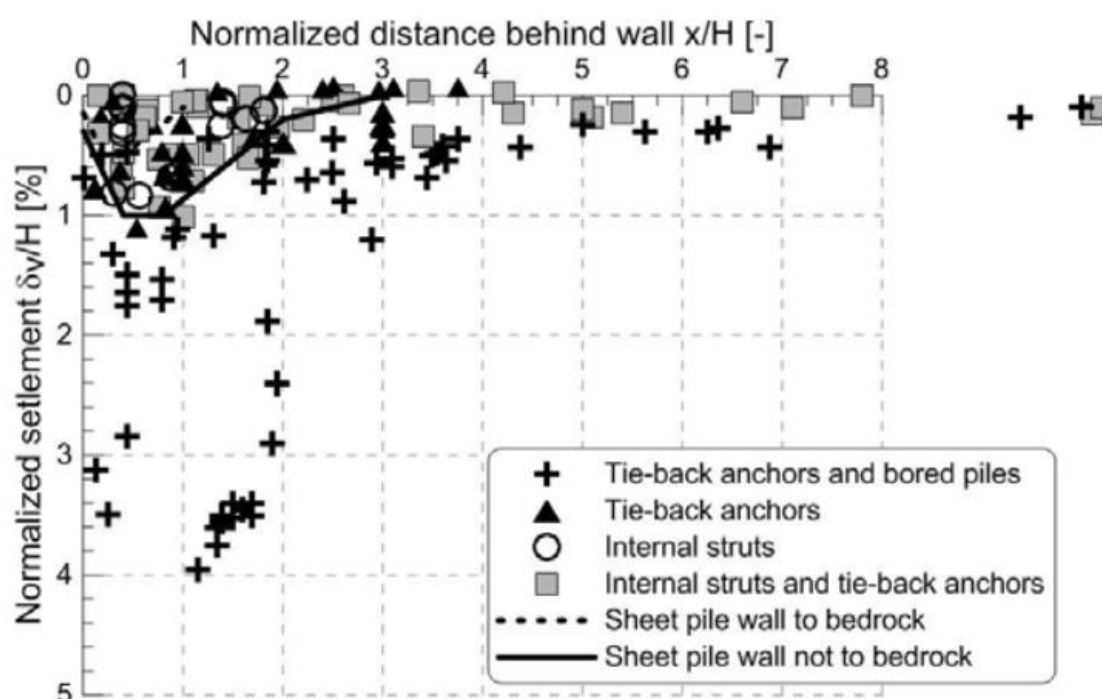


Figur 5-4. Uppmätta horisontella och vertikala jordrörelser vid installation av slitsmurar i fast lera. Från CIRIA C760.

5.4 RÖRELSER PÅ GRUND AV BORRNING AV STAG

Vid borrning för förankring kan omlagring av jorden uppkomma långt från sponten/väggen, i gator och intill eller under grannfastigheter. Av denna anledning är det viktigt att borrhingsarbetet minimeras. Det är alltså inte självklart att en kraftigt dimensionerad förankring ger små skador i omgivningen, i vissa fall är det snarare tvärt om. Dessutom är det viktigt att välja den borrhmetod, topphammare eller sänkborr, som är bäst lämpad med hänsyn till den aktuella jordsammansättningen och grundvattenytans läge, så att störningen minimeras. Vanligtvis ger en vattendriven sänkborrhammare mindre omlagring än en luftdriven hammare. Stabilisering av borrhålet med borrhväska kan vare ett sätt att minska rörelserna på grund av borrning.

Langford et al 2016 har redovisat uppmätta sättningar från olika projekt se Figur 5-5. Projekt där man både borrar stag bakom sponten och pålar i schakten uppvisar betydligt större uppmätta sättningar än projekt där man stöttar väggen med stämp



Figur 5-5. Uppmätta sättningar normaliserade mot schaktdjup och som funktion av normaliserat avstånd från spontväggen, från Langford J. et al 2016.

5.5 RÖRELSER PÅ GRUND AV SCHAKT

Jordrörelser på grund av schakt framför en spontvägg påverkas av följande:

- Spänningsändringar på grund av schakt
- Jordens hållfasthet och styvhet
- Ändring av grundvattenförhållanden
- Väggens styvhet och den mothållande konstruktionens styvhet.
- Dimensionerna på schakten
- Kvalitén på utförandet

- Hur länge schakten står öppen.

Utformningen av spontkonstruktionen och schaktningsförfarande har störst inverkan på storleken av jordrörelserna. Bristfälligt utförande och dålig kontroll av utförande (t.ex. schaktdjup) är andra källor till oönskade jordrörelser.

Rörelserna i spontkonstruktionen och omgivande jord på grund av schakt kan analyseras med samverkansberäkningar. Metoden bör användas parallellt med uppföljning i fält. Det måste vara möjligt att göra förnyade analyser för att ändra jordparametrarna och ta hänsyn till konstruktionsförändringar. Förbättrade jordparametrar fås bäst genom att jämföra tidiga mätningar i fält med resultat från beräkningar. Ansvarig Geokonstruktör skall vara engagerad i byggfasen och följa uppförandet under urschaktning för att verifiera dimensioneringsförutsättningarna och vid behov justera dimensioneringen.

De två viktigaste variablerna vid samverkansberäkningar för att prognosticera rörelser är jordens styvhet och storleken på det initiala horisontaltrycket. Båda parametrarna påverkar de beräknade rörelsernas storlek.

Erfarenheten har visat att jordens styvhet bestämd med hjälp av småskaliga fältförsök eller laboratorieförsök är mindre än vad som kan tillbakaräknas från fältmätningar vid urschaktning. Det är framförallt vid små töjningar mindre än 0,01% som jorden är betydligt styvare än vad som kan bestämmas vid konventionella försök. Beräkningar med materialmodeller som tar hänsyn till detta ger bättre överensstämmelse med fältmätningar, framförallt vad gäller utbredningen av rörelserna utanför schakten.

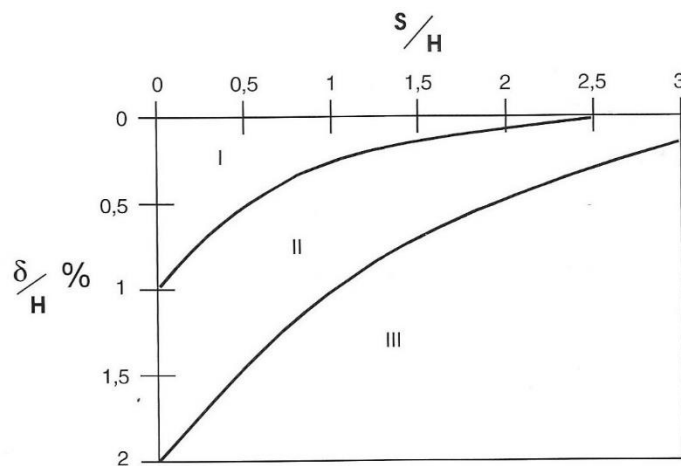
5.6 RÖRELSE PÅ GRUND AV VATTENSTRÖMNING

Sättningar på grund av vattenströmning kan uppkomma dels genom att finare partiklar följer med utpumpat vatten dels genom att sänkning av portrycket ger upphov till konsolideringssättningar i framförallt lera. För att minska risken att finare material pumpas bort måste pumpbrunnar och pumpgroppar förses med filter som förhindrar materialtransport. Skadliga portryckssänkningar förhindras genom att göra schakten tät eller att kompensera med infiltration av vatten.

5.7 UPPSKATTNING AV TOTALA JORDRÖRELSESNAS STORLEK

5.7.1 Allmänt

Uppskattning av storleken och fördelningen av sättningar bakom sponter illustrerades först av Peck, 1969, se Figur 5-6. Den horisontella axeln visar avståndet från schakten dividerat med maximalt schaktdjup. På vertikala axeln avläses sättningen i procent av det maximala schaktdjupet.



- I: Friktionsjord eller lera ($C_u > 30 \text{ kPa}$)
 II: a: Löst lagrad friktionsjord eller lera ($C_u < 30 \text{ kPa}$) med antingen begränsat lerdjup under schaktbotten eller stort lerdjup under schaktbotten, men $N_b < N_{cb}$.
 b: Svåra arbetsförhållanden för spontning och schaktning.
 III: Lera med stor måktighet med $N_b > N_{cb}$.
 S: Avstånd från schakt
 H: Max schaktdjup
 δ : Sättning
 N_b : $(q + g_p H) / C_u$

Figur 5-6. Sättningar bakom öppen schakt, efter Peck, 1969.

I figuren visas att sättningar i första hand beror på i vilken typ av jord som schakten sker. Storleken på sättningarna bakom en spont beror emellertid på ett antal samverkande faktorer som beskrivits ovan. Rörelsebilden beror till stor del på typ av vägg och läget på det horisontellt bärande systemet enligt Canadian Foundation Engineering Manual, 2006. Innan stag monteras får sponten en tillskottsrorelse enligt a) i Figur 5-7. När stag monterats sker tillskottsrorelsen mer med djupet enligt b) i Figur 5-7. Totala rörelsen blir enligt c) i Figur 5-7.

För den generaliserade vertikālrorelsen bakom sponten kan förenklade matematiska approximationer enligt nedan användas

Kurva 1

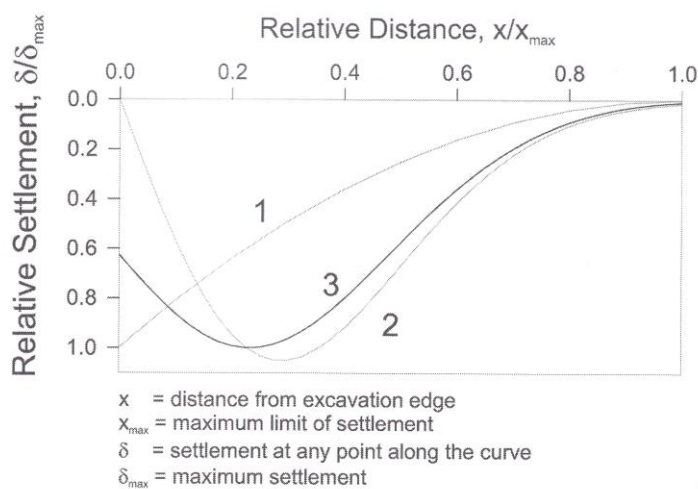
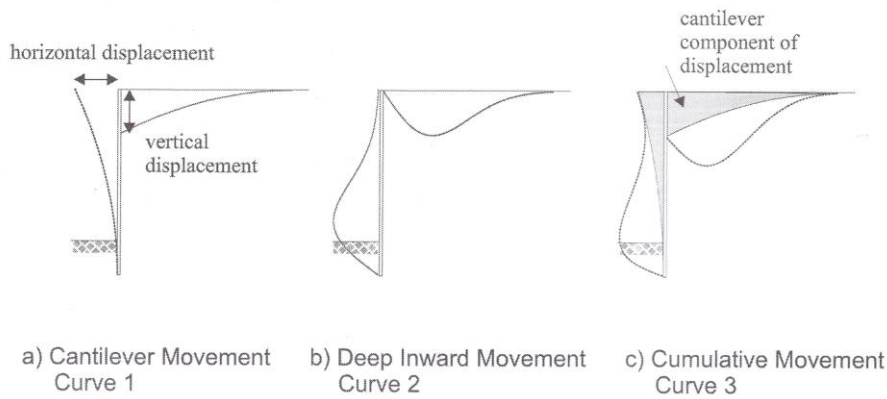
$$\delta_{s,1} = \delta_{\max,1} \cdot \left(\frac{x_{\max} - x_1}{x_{\max}} \right)^2 \quad \text{Ekv 5-3}$$

Kurva 2

$$\delta_{c,1} = \delta_{\max,2} \cdot 6 \cdot \left(\frac{x_1}{x_{\max}} \right) e^{-6(x_1/x_{\max})^2} \quad \text{Ekv 5-4}$$

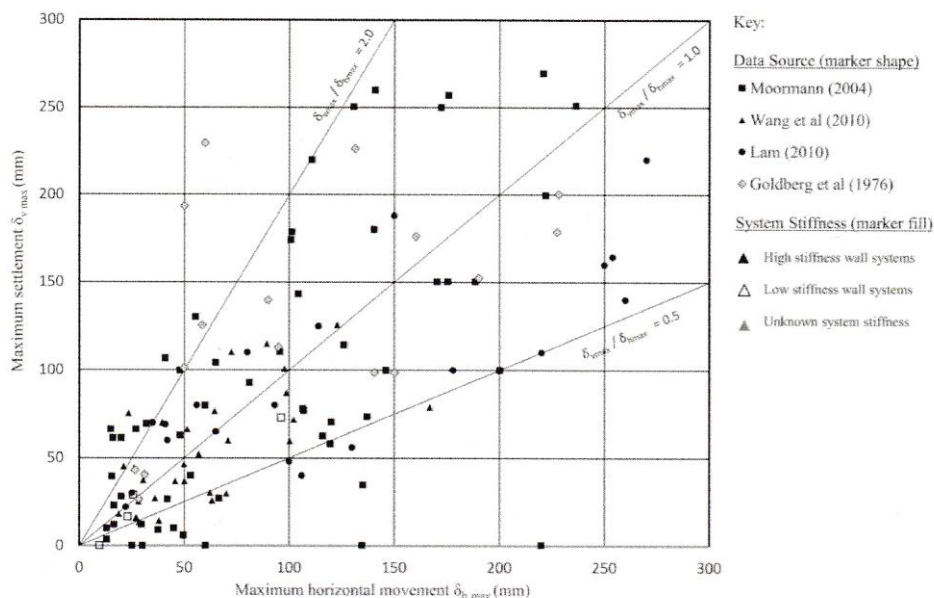
Om de maximala värdena, $\delta_{\max,1}$, $\delta_{\max,2}$ och influensområdets storlek, $x_{\max}$, för kurva 1 och kurva 2 kan uppskattas kan den totala vertikālrorelsen beräknas enligt Ekv 5-5.

$$\delta_1 = \delta_{s,1} + \delta_{c,1} \quad \text{Ekv 5-5}$$



Figur 5-7. Generella rörelsebilder bakom schakter och deras matematiska approximationer, från Canadian Foundation Engineering Manual 4th edition, 2006. Observera att kurvorna är normaliserade till respektive kurvas maxvärde.

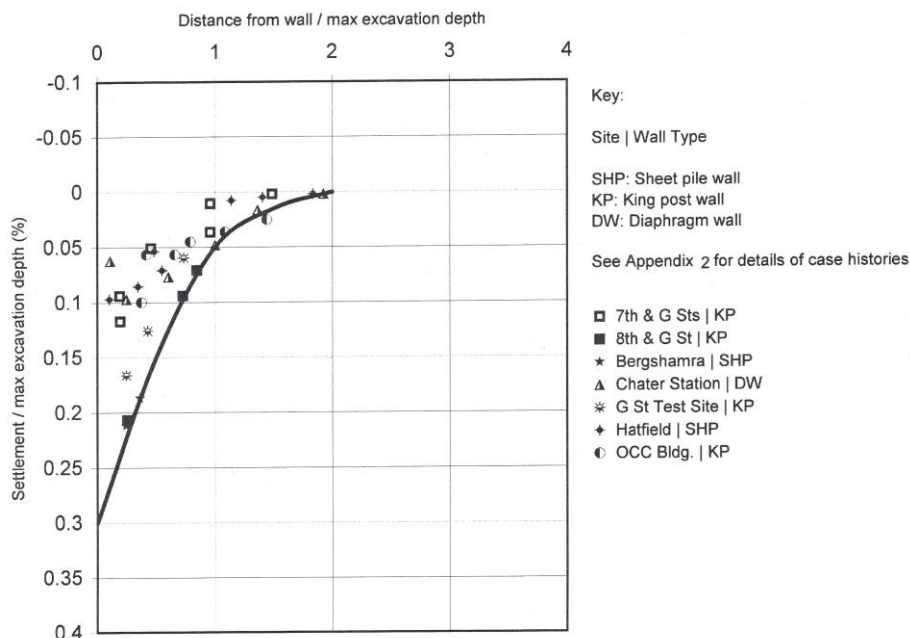
I Figur 5-8 visas uppmätta förhållanden mellan maximal vertikalrörelse, $\delta_{v\max}$, bakom spontväggen och maximal horisontell rörelse, $\delta_{h\max}$ hos spontväggen. Figuren visar att $\delta_{v\max}/\delta_{h\max}$ kan variera mellan 0,5 till 2,0 med ett typiskt värde lika med 1,0. Om man beräknar eller uppskattar spontväggens horisontalrörelse kan vertikalrörelsen bakom spanten uppskattas och vice versa.



Figur 5-8. Samband mellan horisontalrörelse, δ_{hmax} och vertikalarörelse, δ_{vmax} . Från CIRIA C760.

5.7.2 Sättningar i friktionsjord

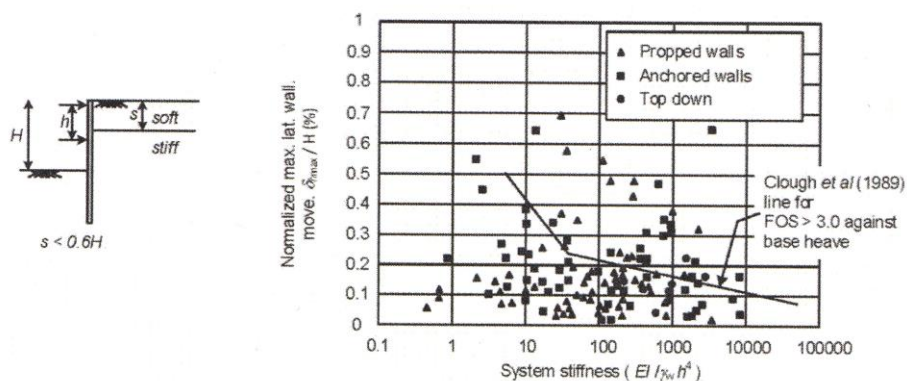
Om det horisontella bärande systemet installeras så snart som aktuell schaktnivå nåtts kan man förvänta en maximal sättning av 0,2 % till 0,3 % av schaktdjupet beroende på väggens styvhet, fackmässigt utförande och grad av förspänning av det bärande systemet. Influensområdet för schakter i sand är ca två gånger schaktdjupet, se Figur 5-9.



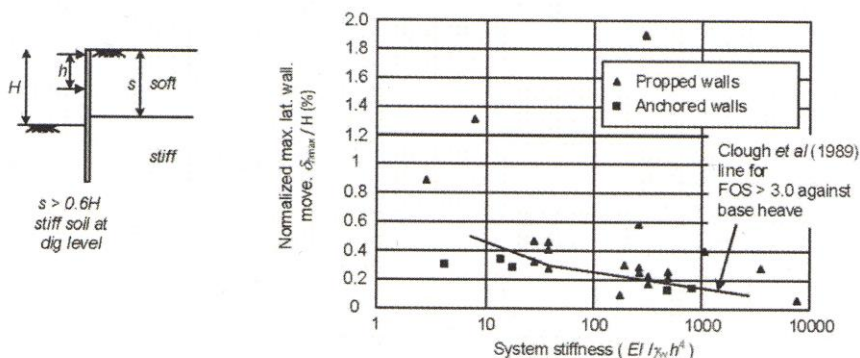
Figur 5-9. Sammanställning av uppmätta sättningar kring schakter i sand, från CIRIA C760 2017.

5.7.3 Horisontalrörelser och sättningar i lös till fast lera.

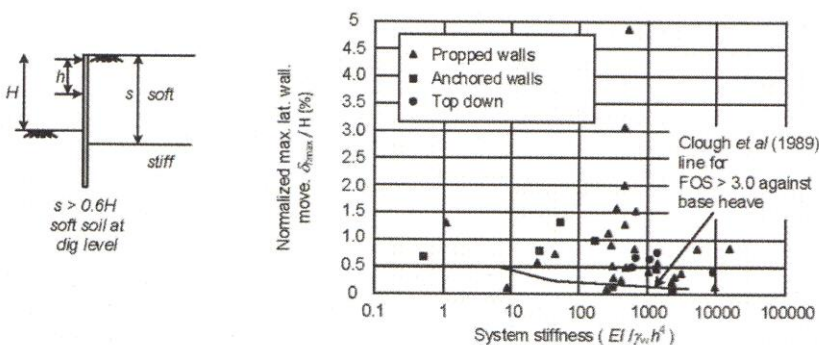
Long (2001) sammanställde en databas med ca 300 fältmätningar av spontväggars horisontalrörelse i fast jord men även med varierande mäktighet av lösare jord. Data plottades mot systemstyvheten, $E \cdot I / \gamma_w \cdot h^4$, som definierades av Clough et al 1989. Mätt maximal horisontalrörelse, δ_{hmax} , varierar med mäktigheten på lös jord och systemstyvheten, se Figur 5-10.



a Walls with $s < 0.6H$ – stiff soil at formation level



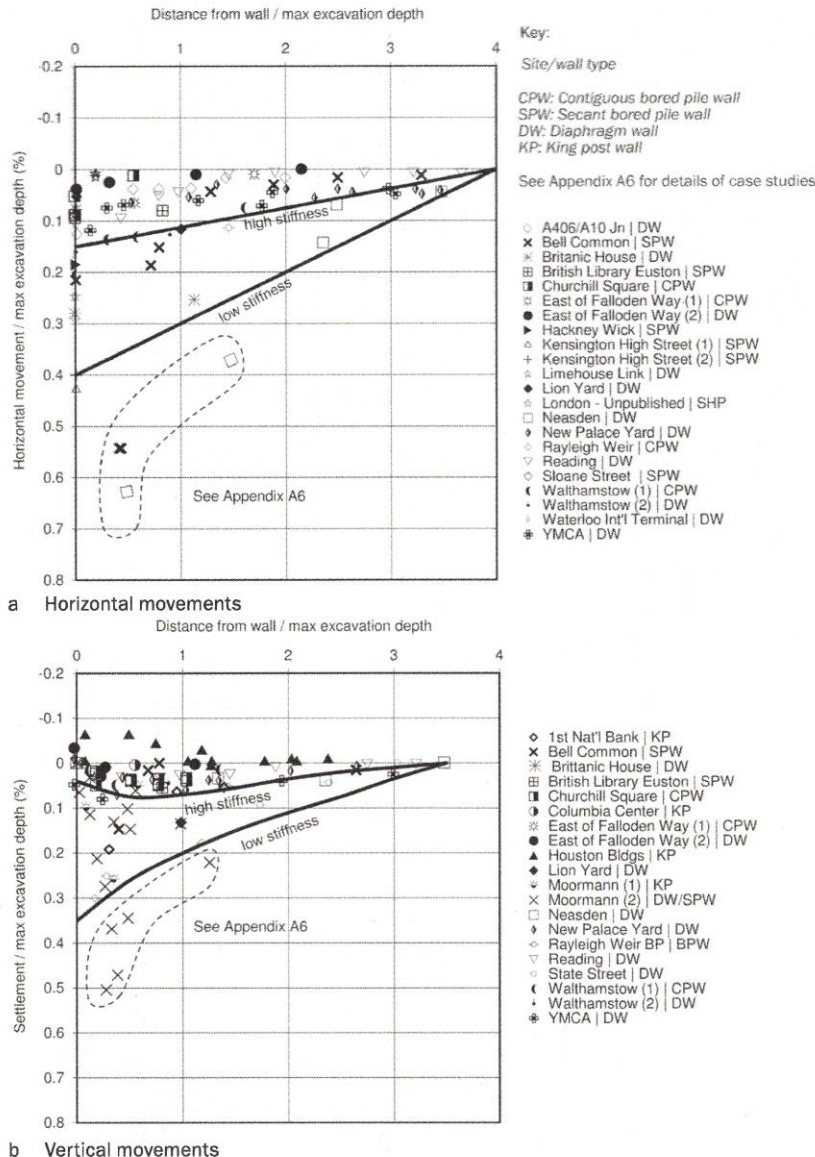
b Walls with $s > 0.6H$ – stiff soil at formation level



c Walls with $s > 0.6H$ – soft soil at formation level

Figur 5-10. Normaliserad maximal horisontalrörelseutböjning hos spontväggar som funktion av systemstyvhet, från Long, 2001.

Uppmätt fördelning av rörelser bakom sponter i fast lera redovisas i Figur 5-11. Influensområdet för sättningar är ca 4 gånger schaktdjupet.



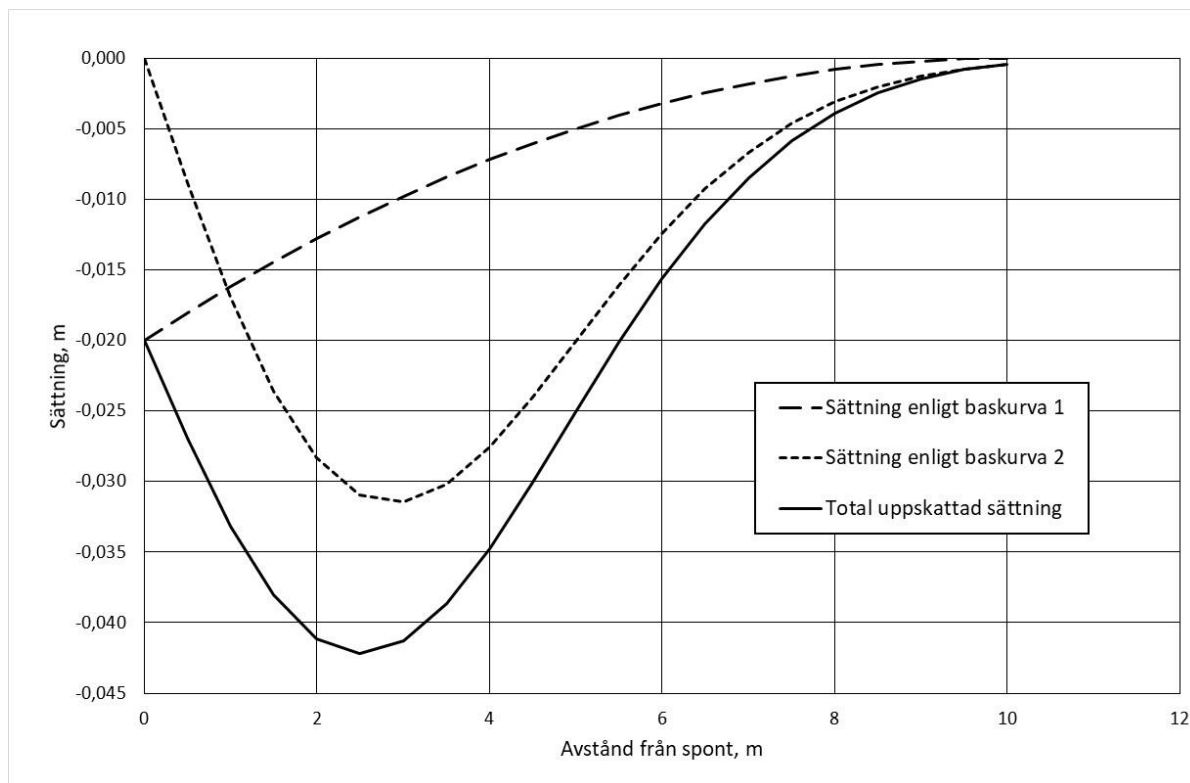
Figur 5-11. Sammanställning av rörelsemätning bakom sponter i fast lera, från CIRIA C760 2017.

5.8 REKOMMENDERAD ARBETSGÅNG FÖR ATT UPPSKATTA RÖRELSE BAKOM SPONT

Följande arbetsgång rekommenderas för att uppskatta horisontalrörelse hos spontväggen och vertikalarörelse hos markytan bakom en spontkonstruktion där resultatet av beräkningarna sammanvägs med empiriska erfarenheter:

- Uppskatta influensområdet storlek med hänsyn till schaktdjup och jordförhållanden, se Figur 5-9, och Figur 5-11.
- Uppskatta spontens utböjning i horisontalled vid schakt till fullt djup. Uppskattningen kan göras med en samverkansanalys, genom empiriska erfarenheter eller lokala erfarenheter från den aktuella platsen. Den uppskattade horisontalrörelsen delas upp i de två baskurvorna, konsolutböjning (kurva 1) och utböjning mot djupet (kurva 2), se Avsnitt 5.7.

- Uppskatta maximala vertikālreelsen för respektive kurva. Kan inte annat anses bättre sätt vertikālreelsens maxstorlek lika med spontens maximala horisontālreelse för respektive baskurva.
- Beräkna vertikālreelsens variation bakom sponten för respektive baskurva och summan av vertikālreelsen, se Figur 5-12. Den beräknade vertikālreelsen justeras med hänsyn till tillskott i rörelse från borring av stag och eventuella konsolideringssättningar.



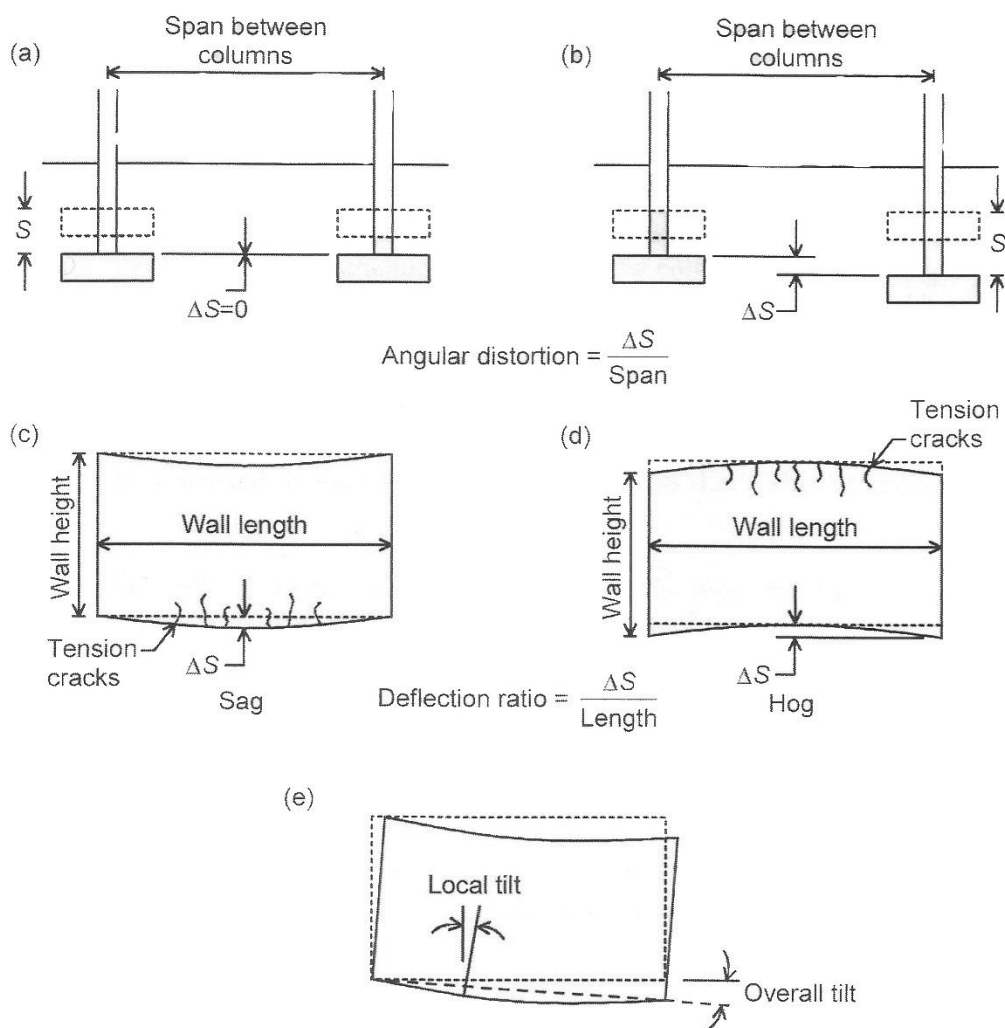
Figur 5-12. Exempel på uppskattad vertikālreelse bakom spont, schaktdjup 5 meter.

5.9 ANSÄTTNING AV VÄRDEN PÅ TILLÅTNA RÖRELSER

För att kunna sätta en gräns för tillåten rörelse i bruksgränstillståndet, $\delta_{gräns}$, måste en inventering av konstruktioner och deras grundläggning inom influensområdet utföras. Status och därtill relaterade gränsvärden ska fastställas för varje konstruktion. Influensområdets storlek beror på jordförhållandena och ligger normalt mellan 2 – 3 gånger schaktdjupet.

Gränsvärdet kan vara relaterad till rörelse i vertikalled och horisontalled, en differensrörelse mellan två punkter eller relativ vertikālreelse (vertikālreelse/längd). Figur 5-13 och Tabell 5-1 kan användas för ansättning av gränsvärden. Spontkonstruktionens utformning och aktiviteter i schakten kan påverka gränsvärdets storlek, för att säkerställa arbetsmiljön.

De horisontella jordrörelserna påverkar även pålar inom influensområdet. En påle belastas då omgivande jord rör sig mot eller från pålen. Rörelser vinkelrätt mot pålaxeln orsakar böjning av pålen vilket kan minska pålens axialkapacitet. Ökat momentet i pålen och ökad utböjning på den kritiska knäcklängden minskar pålens axialkapacitet. Vid stora jordrörelser kan böjbrott ske vid den aktuella lasten på pålen. För kontroll av inverkan av jordrörelser på pålar hänvisas till Pålkommisionens Rapport 101.



Figur 5-13. Illustration av olika (differens) rörelsetyper hos ytligt grundlagda fundament, från Burland och Wroth, 1974.

Tabell 5-1. Riktlinjer för gränsvärden vad gäller sättning hos bärande väggar, Poulos et al. 2001.

Typ av skada	Kriterium	Gränsvärde
Konstruktiv skada	Vinkeländring	1/150 – 1/250
Sprickbildning	Vinkeländring	1/500 1/1000 – 1/1400 ändfack
Synlig lutning	Lutning	1/300
Anslutning till ledningar	Total sättning	50 – 75 mm: sand 50 – 135 mm: lera
Sprickbildning vid "sag"	Relativ sättning	1/2500: vägg längd/höjd = 1 1/1250: vägg längd/höjd = 5
Sprickbildning vid "hog"	Relativ sättning	1/5000: vägg längd/höjd = 1 1/2500: vägg längd/höjd = 5

5.10 SÄTT ATT REDUCERA JORDRÖRELSENA

5.10.1 Allmänt

Det finns flera sätt att reducera storleken på jordrörelserna kring en schakt. Nedan redovisas ett förslag som bygger på Adenbrooke et al, 2000. De utgår från ett flexibilitetstal, Δ :

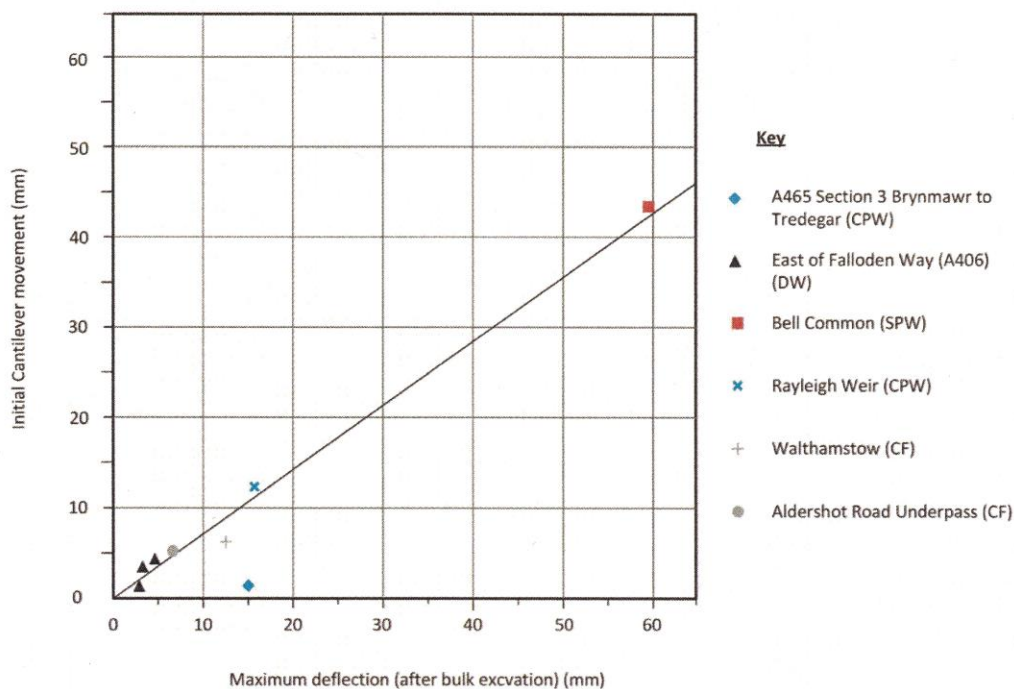
$$\Delta = E \cdot I / h^5 \quad \text{Ekv 5-6}$$

där $E \cdot I$ är elasticitetsmodulen multiplicerad med yttröghetsmomentet hos spontväggen räknat per meter spont/vägg och, h , är medelavståndet mellan hammarbanden i vertikalled.

Spontkonstruktioner med samma värde på Δ ger samma storlek på jordrörelser i horisontalled. Genom att ändra $E \cdot I$ och h kan man enkelt se hur man kan påverka storleken på jordrörelsen.

Därutöver bör man beakta följande:

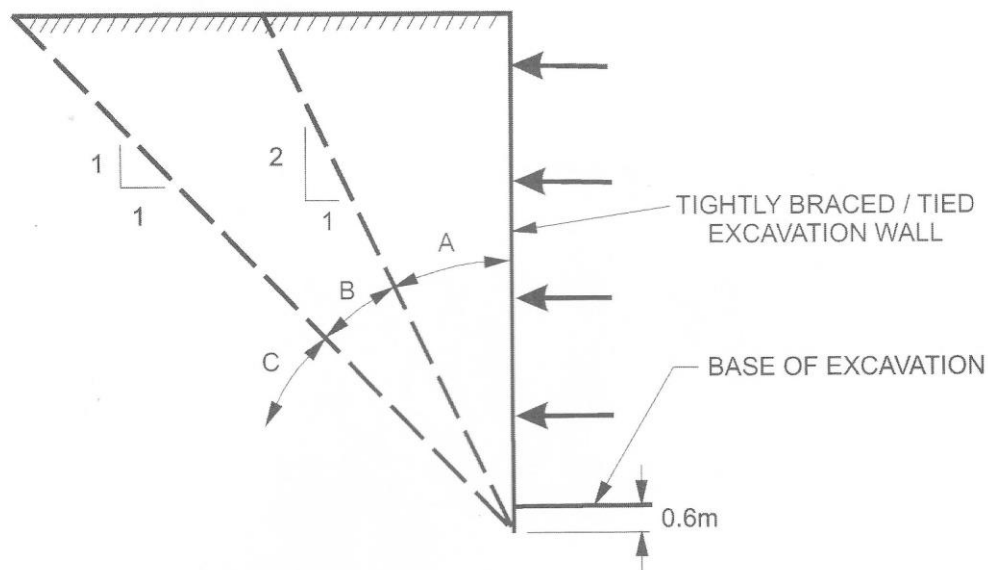
- Det horisontella bärsystemet kan göras styvare genom att minska det horisontella och/eller vertikala avståndet mellan det horisontella bärande systemet. För att minimera jordrörelserna bör ett vertikalt avstånd mellan hammarbanden på mindre än 4 m eftersträvas. Ett vertikalt avstånd mellan hammarbandsnivåer på 2,5 m anses dock som ett minimum.
- Det vertikalt bärande systemet kan göras styvare genom att använda grövre plankor/balkar eller grövre rör.
- Minimera djupet på första schaktetappen. Det översta hammarbandet bör placeras så högt som möjligt och installeras så fort som möjligt. Rörelse vid detta skede utgör stor del av totala rörelsen, se Figur 5-14.
- Lokala bankar på schaktsidan kan öka det passiva mothållet innan det horisontalt bärande systemet installeras. Detta bör dock användas med eftertanke.
- Högre förspänning av stag och stämp ger mindre jordrörelser. Man måste dock ta hänsyn till risken för passivbrott bakom väggen.
- Noggrann kontroll att ingen överschaktning sker.
- Minimera tiden som schakten står öppen.



Figur 5-14 Konsolskedets rörelse som del av maximal rörelsen vid schakt till fullt djup, från CIRIA C760 2017.

5.10.2 Grundförstärkning av närliggande konstruktioner

Grundförstärkning av intilliggande konstruktioner kan vara ett sätt att minska inverkan av jordrörelser som orsakas av schakten. Grundförstärkningen i sig kan ge upphov till sättningar som är större än vad en väl dimensionerad och väl utförd schaktning ger upphov till. Zonerna som illustreras i Figur 5-15 (Canadian Foundation Engineering Manual, 2006) kan användas som allmänna riktlinjer för val av åtgärder, men är inte anpassade efter lokala geotekniska förutsättningar som mycket väl kan kräva andra lutningskriterier för gränsen mellan zon A-B och zon B-C samt att utgångspunkten skall ligga grundare eller djupare än 0,6m under schaktbotten. Grundförstärkning enbart av fundament inom zon A kan ge sättningsskillnader inom konstruktionen som man måste beakta när man bestämmer utbredningen av det område som grundförstärkning bör utföras inom.



- Zon A:** Fundament inom denna zon kan behöva grundförstärkas. Vid dimensionering av sponten måste hänsyn tas till horisontalt och vertikalt tryck mot väggen av icke grundförstärkta fundament. Horisontala och vertikala rörelser hos fundament inom denna zon relativt varandra måste också beaktas.
- Zon B:** Fundament inom denna zon behöver normalt inte grundförstärkas. Vid dimensionering av sponten måste hänsyn tas till horisontalt och vertikalt tryck mot väggen av icke grundförstärkta fundament.. Horisontala och vertikala rörelser hos fundament inom denna zon relativt varandra måste också beaktas.
- Zon C:** Fundament inom denna zon behöver normalt inte åtgärdas. Lastökning på väggen av fundament inom denna zon tas normalt inte hänsyn till.

Figur 5-15 Riktlinjer för grundförstärkning av intilliggande konstruktioner, från Canadian Foundation Engineering Manual, 2006.

6 BERÄKNING AV LASTEFFEKTER I BRUKSSTADIET

6.1 ALLMÄNT

Analysen skall beakta samverkan mellan spontkonstruktionen och jorden. Detta görs enklast med samverkansberäkning, se Avsnitt 6.2. Exempel på en analytisk jämviktsberäkning för att värdera lasteffekten redovisas i Avsnitt 6.3

För att säkerställa att den belastningssituation som uppkommer i bruksstadiet, inklusive förväntade variabla överlaster, har tillräcklig säkerhetsmarginal mot brott beräknas lasteffekterna i konstruktionselementen och deras förband. Framräknade lasteffekter multipliceras med modellfaktor $\gamma_{S;d}$ enligt Tabell 3-2 vid beaktande av ULS/STR – Punkt 1.

6.2 SAMVERKANSBERÄKNING

Samverkansberäkning utförs med valda värden på jordparametrar och karakteristiska laster, se Bilaga D. Detta resulterar bl a i lasteffekterna $q_{h, \text{serv}, i}$ för de olika stödpunkterna och M_{Serv} för spontan vilka är laster som förväntas vid mätning, beroende av närvaro av variabel last eller ej. Dessa förväntade lasteffekter med inverkan av variabel last förses med modellfaktor, $\gamma_{S;d}$, enligt Tabell 3-2, vilket är Steg 8 och 9 i Tabell 3-3 vilket ger dimensionerande lasteffekter i Punkt 1. Dessa jämförs med dimensionerande lasteffekter i Punkt 2. De största av dessa lasteffekter för respektive konstruktionsdel skall slutligen nyttjas vid den kommande dimensioneringen av konstruktionselementen och tillhörande förband.

6.3 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING

6.3.1 Allmänt

De dimensionerande lasteffekterna utgörs av den sammanlagda effekten från permanenta laster, variabla laster och vattentryck. Liksom vid dimensionering med hänsyn till risk för brott i jord beräknas bidragen var för sig. Beräkning av dimensionerande lasteffekter utförs med empiriska regler och valda värden på parametrarna samt lämpligt valda modellfaktorer, se Tabell 3-2.

Kontrollen återkopplar till Steg 7-9 i Tabell 3-3 och verifierar säkerheten vid normala belastningar, jämför Avsnitt 3.7.

6.3.1.1 Lasteffekt till följd av förspänning

Studier av spontväggars uppförande (Stille 1976) visar att jordtryckets storlek och fördelning mot spontväggen utan att bruksgränstillståndet överskreds i huvudsak beror på följande faktorer:

- Schaktgropens dimensioner
- Jordens egenskaper
- Förspänningslasten i stagen eller stämp

För att uppskatta belastningen mot sponter och därmed lasteffekterna i bruksstadiet, Punkt 1 enligt Figur 3-14, kan en empirisk metod (Stille 1976) användas som bygger på mätningar mot sponter, se Figur 6-1.

Metoden är kalibrerad för en glatt vägg och utan säkerhet på jordens hållfasthetsegenskaper. Beräkningar ska därför alltid utföras med valda värden på jordparametrarna och med K_a - och K_p - faktorer utan nyttjande av friktion eller vidhäftning vid beräkning av aktivt och passivt jordtryck. För sponter i lera beräknas nettojordtrycket under schaktbotten som skillnaden mellan aktivt och passivt jordtryck med hänsyn tagen till vidhäftning mellan lera och spont, se Bilaga A. Alternativt beräknas nettojordtrycket med hjälp av N_{cb} faktorn se Avsnitt 4.3.2.2.3. En totalsäkerhetsfaktor F_s nyttjas på resulterande mothållande jordtryck under schaktbotten.

De mätningar med tillhörande beräkningar som ligger till grund för metoden baseras på förhållanden utan variabel last ("Q") och utan inverkan av vattentryck ("U") (Stille, 1976).

Den totala horisontella lasten på hammarbanden Q_{tot} till följd av de permanenta jordtrycken räknad per krönmeter spontvägg kan tecknas som en funktion av aktivt netto jordtryck $P_{A,n}$ och förspänningslasten $Q_{tot,pr}$ i stagen enligt

$$Q_{tot} = 0,8 \cdot Q_{FR(G)} + 0,4 \cdot Q_{tot,pr} \quad \text{Ekv 6-1}$$

Denna formel är giltig inom intervallet

$$0,5 \leq \frac{Q_{tot,pr}}{Q_{FR(G)}} \leq 1,33 \quad \text{Ekv 6-2}$$

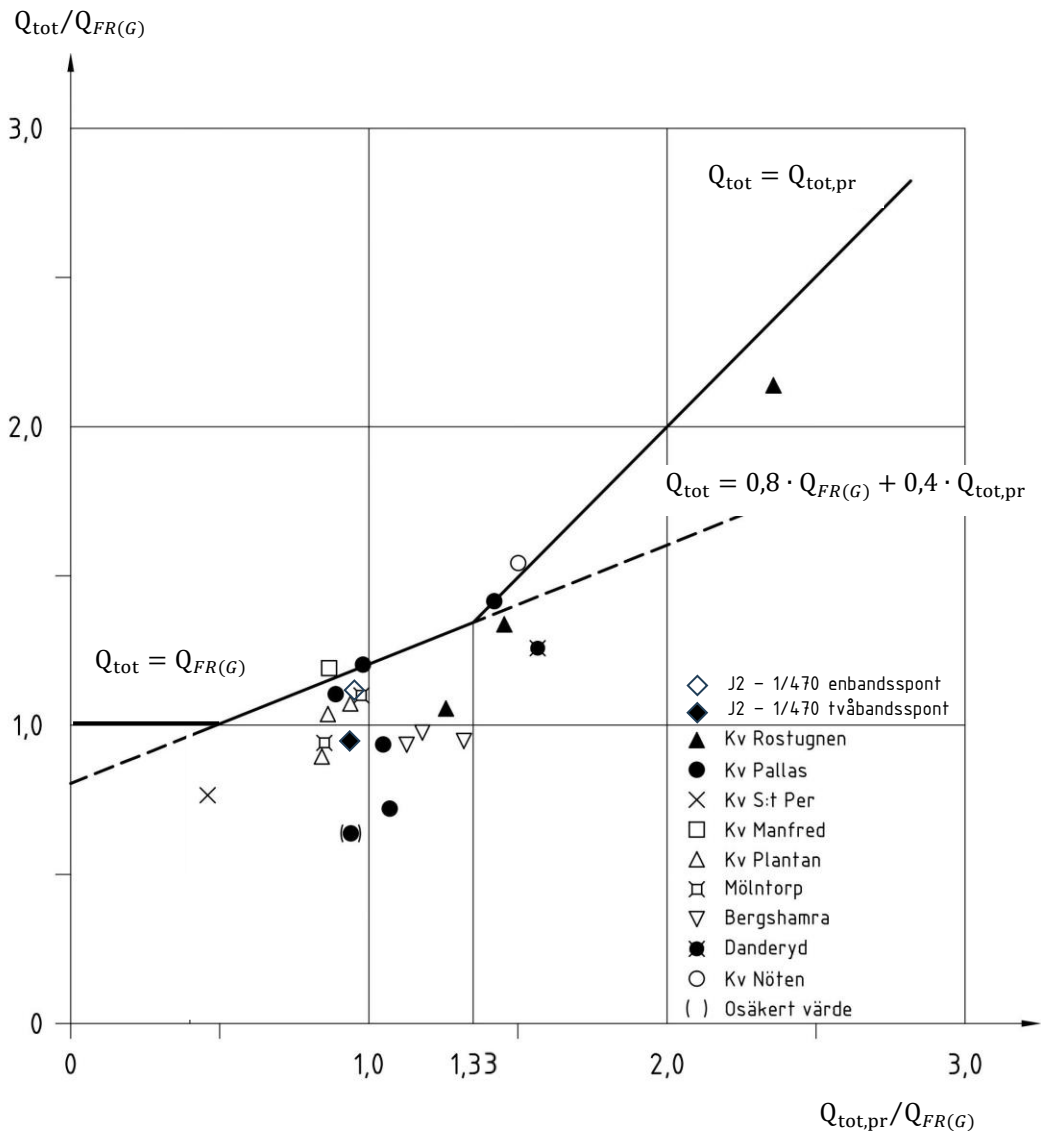
För $\frac{Q_{tot,pr}}{Q_{FR(G)}} > 1,33$ gäller ekvationen

$$Q_{tot} = Q_{tot,pr} \quad \text{Ekv 6-3}$$

Se Figur 6-1.

Där $Q_{FR(G)}$ är delresultanten av det aktiva nettojordtryck, $P_{A(G),n}$, som verkar mot sponten och som bärs av förankringarna utan beaktande av förspänningen. För enbandsspont beräknas $Q_{FR(G)}$ i ekvation 6-1 till 6-3 samt i Figur 6-1 som permanent del av hammarbandsreaktion, Q_{Fr} , som erfordras för att sponten skall vara i jämvikt, se Figur 6-2, jämför även med Figur 4-15 där dimensionerande tryck ersätts med karakteristiska. För flerbandsponter bestäms $Q_{FR(G)}$ som det permanenta resulterande jordtryck som verkar över en kritisk punkt D, se Figur 4-17 och Figur 4-18. $Q_{tot,pr}$ är den totala horisontella komponenten av förspänningslasten uttryckt i kraft per längdmeter hammarband. Vid en stämpad konstruktion där stämpan har hög styvhet jämfört med ett ankare antas en fiktiv förspänning lika med $0,8 \cdot Q_{FR(G)}$.

Lägsta tillåtna förspänning är 50% av $Q_{FR(G)}$ vilket ger den nedre intervallbegränsningen i Ekv 6-2.



Figur 6-1 Uppmätta samband mellan staglaster, aktivt jordtryck och förspänningslaster (Stille, 1976). Kompletterat med observationer redovisade i Förankrade Spontar (Sahlström, Stille 1979) samt mätningar från Götatunneln (Kullingsjö, 2007). Notera att original figuren justerats genom att $P_{A,n}$ ersätts med $Q_{FR(G)}$.

6.3.1.2 Vattentryck och variabel last

Vattentrycket beräknas genom analys av grundvattenströmningen in i schaktgropen. Trycket mot sponten från variabel last beräknas enligt Bilaga A. Karakteristiska värden skall användas på vattentryck och variabel last.

Förspänningen kommer även ha inverkan på lasteffekten från variabla laster. En hög förspänning ger en mindre eftergivlig konstruktion vilket genererar högre lasteffekter. Vid beräkningar med elasticitetsteorin kan det vara en god regel att välja k i Ekv A 3-1 närmare 2 vid höga förspänningar och styva förankringar och ner mot 1 då förspänningen är låg och förankringen är vek.

6.3.2 Beräkning av laster mot enbandssponter exklusive förspänning, samt erforderlig underslagning

Nettojordtrycket, inverkan av laster bakom spanten och vattentryck mot spanten beräknas enligt Bilaga A. Beräkningarna utgår från aktivt och passivt jordtryck och med valda värden på hållfasthetsparametrar och karakteristiska laster. I friktionsjord ser lastfördelningen mot spanten i princip ut enligt Figur 6-2 och i en lera i princip enligt Figur 6-3.

Graden av mobiliseringen av det passiva nettojordtrycket bestäms av kravet på jämvikt.

6.3.2.1 Friktionsjord:

Momentjämvikt kring hammarbandsnivån i friktionsjord, se Figur 6-2 ger

$$\sigma_{P,erf} = \frac{2 \cdot (P_{A(G),n} \cdot a + Q_k \cdot a_k + P_{W,n} \cdot a_w)}{d \cdot (a+b+c)} \quad \text{Ekv 6-4}$$

Kraftjämvikt ger

$$Q_{FR} = P_{A(G),n} + Q_k + P_{W,n} - \frac{\sigma_{P,erf} \cdot d}{2} \quad \text{Ekv 6-5}$$

Där Q_{FR} kan delas upp i $Q_{FR(G)}$, $Q_{FR(Q)}$ och $Q_{FR(U)}$ se vidare Ekv 6-13 och 6-14

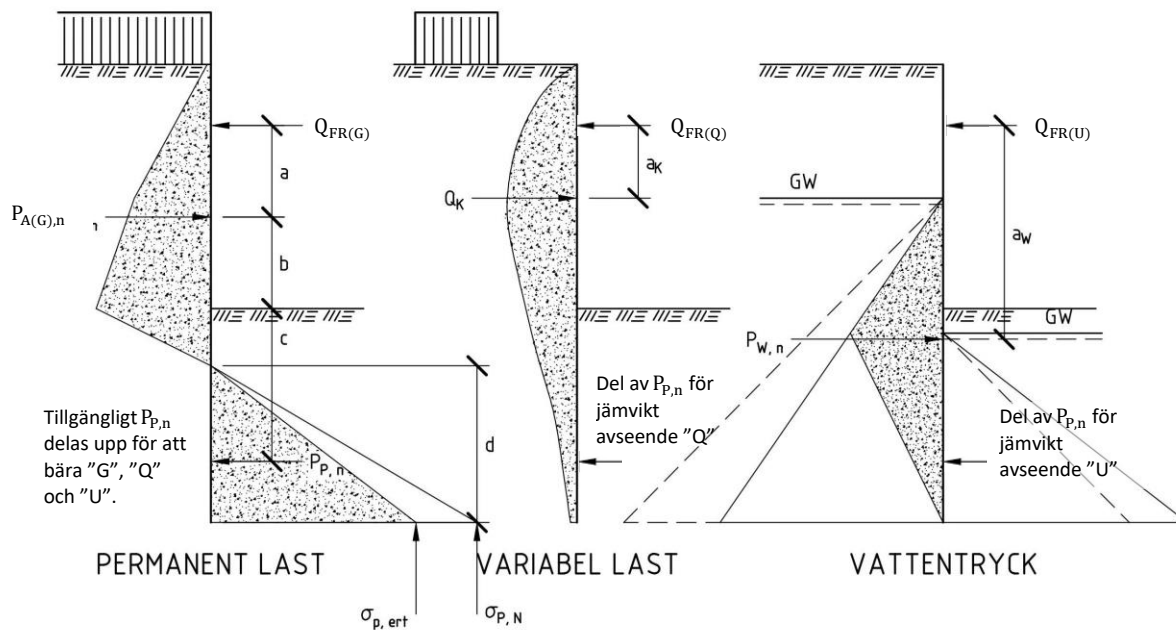
Det tillgängliga passiva nettojordtrycket, $P_{P,n}$, skall överstiga det som erfordras för jämvikt med en faktor, F_s , dvs

$$P_{P,n} \geq F_s \cdot \frac{\sigma_{P,erf} \cdot d}{2} \quad \text{Ekv 6-6}$$

eller

$$\sigma_{P,N} \geq F_s \cdot \sigma_{P,erf} \quad \text{Ekv 6-7}$$

Det tillgängliga passiva nettojordtrycket beräknas enligt Bilaga A. Faktorn, F_s , skall ses som en totalfaktor som beaktar både modellosäkerheten och osäkerheten i jordens hållfasthet och last. F_s , sätts till 1,3.



Figur 6-2 Belastning mot enbandsspont i friktionsjord med olika grundvattenytor på den aktiva sidan respektive passiva sidan.

6.3.2.2 Lera:

Momentjämvikt kring hammarbandsnivån i lera, se Figur 6-3 ger

$$\sigma_{p,erf} = \frac{P_{A(G),n} \cdot a + Q_k \cdot a_k}{d \cdot (a+b+c)} \quad \text{Ekv 6-8}$$

Notera att det är viktigt att nyttja rätt tryckfördelning och rätt tyngdpunktsläge för $P_{p,n}$, Ekv 6-8 baseras på konstant nettojordtryck under schaktbotten.

Kraftjämvikt ger

$$Q_{FR} = (P_{A(G),n} + W) + Q_k - \sigma_{p,erf} \cdot d \quad \text{Ekv 6-9}$$

Där Q_{FR} kan delas upp i $Q_{FR(G)}$ och $Q_{FR(Q)}$ se vidare Ekv 6-13 och 6-14.

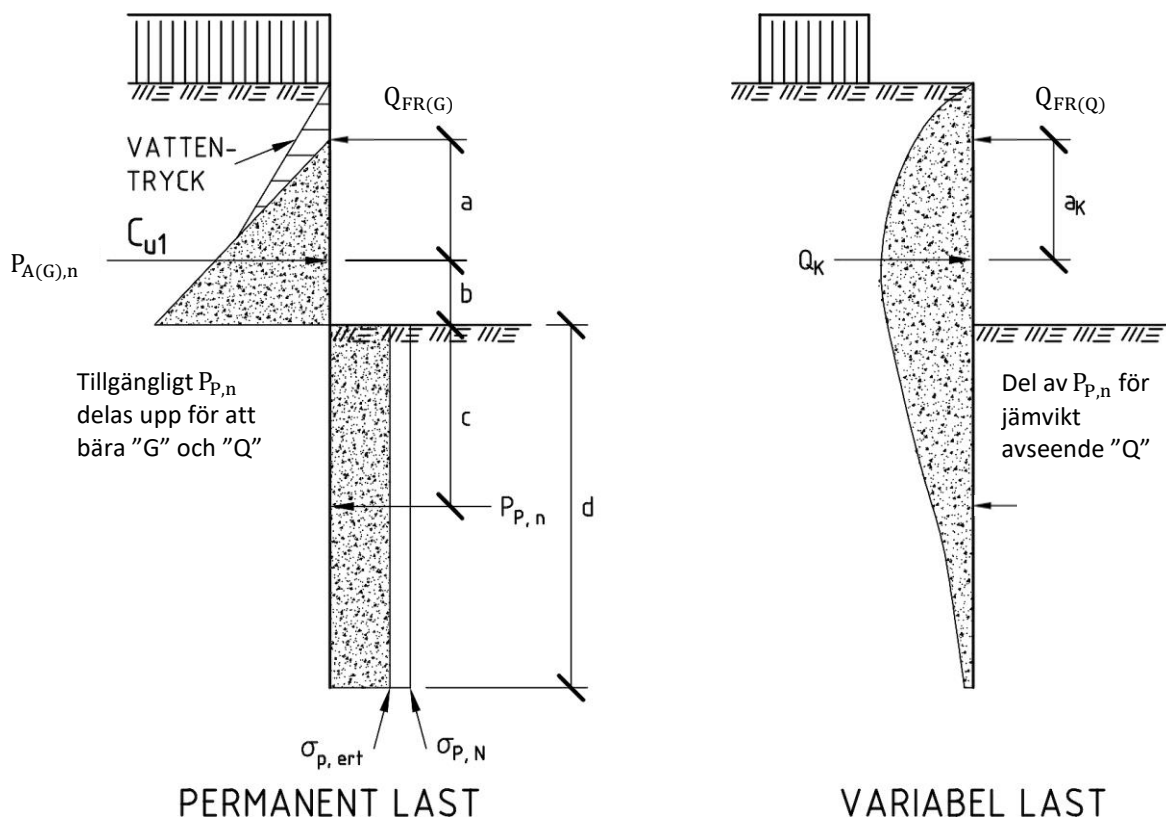
Det tillgängliga passiva nettojordtrycket, $P_{p,n}$, skall överstiga det som erfordras för jämvikt med en faktor, F_s , dvs

$$P_{p,n} \geq F_s \cdot \sigma_{p,erf} \cdot d \quad \text{Ekv 6-10}$$

eller

$$\sigma_{p,N} \geq F_s \cdot \sigma_{p,erf} \quad \text{Ekv 6-11}$$

Det tillgängliga passiva nettojordtrycket beräknas enligt Bilaga A. Faktorn, F_s , sätts till 1,3.

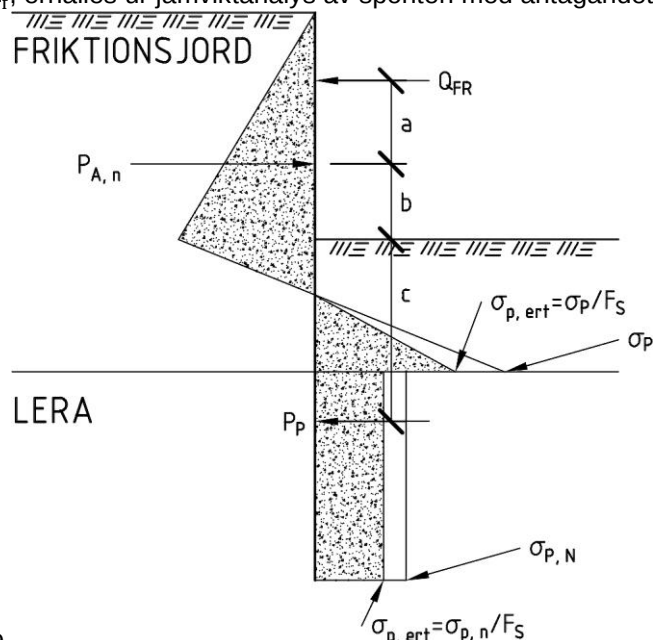


Figur 6-3. Belastning mot spont i lera vid konstant hållfasthet under schaktbotten och/eller att den alternativa metoden nyttjas, vilket kräver en rad förutsättningar, se Avsnitt 4.3.2.2.3. OBS! Skrafferat vattentryck avser sprickvattentryck och skall inkluderas i $P_{A(G),n}$

6.3.2.3 Skiktade jordar:

Vid en kombination av lera och friktionsmaterial alternativt att olika hållfasthetsegenskaper råder under schaktbotten gäller följande:

Det tillgängliga resulterande passiva mothåll, $\Sigma P_{p,max}$, beräknas som summan av mothållet för skikten. Mothållets läge beräknas som den ekvivalenta tyngdpunkten för det passiva nettotrycket. Erforderligt mothåll, $\Sigma P_{p,erf}$, erhålles ur jämviktanalys av spanten med antagandet att mothållet har samma



tyngdpunkt, se

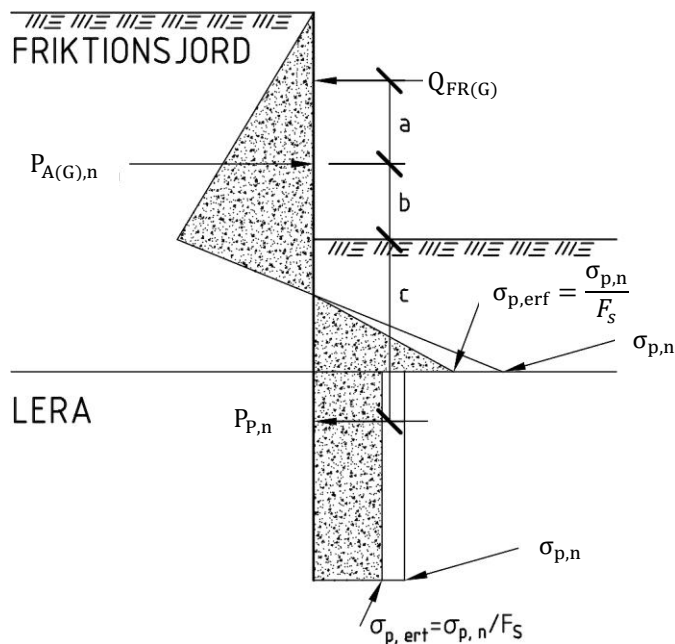
Figur 6-4. Följande villkor skall vara uppfyllt.

$$\Sigma P_{p,max} > \Sigma P_{p,erf} \cdot F_s$$

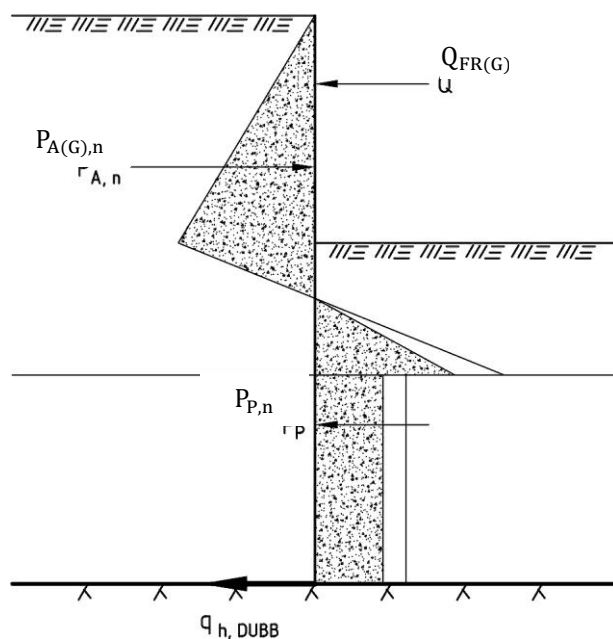
Ekv 6-12

Där F_s skall vara 1,3.

Om tillgängligt resulterande passivt mothåll, $\Sigma P_{p,max}$, inte är tillräckligt för att spanten skall bli rotationsstabil beräknas den horisontella dubblast, $q_{h,dubb}$, som behövs för att uppfylla rotationsstabiliteten, se Figur 6-5. Notera dock att för det skisserade jordtrycket erfordras ingen dubb. Den horisontella dubblasten är en snittkraft som skall multipliceras med modellfaktor, $\gamma_{s,D}$, enligt Tabell 3-2 för att erhålla den dimensionerande dubblasten, $q_{h,Ed}$.



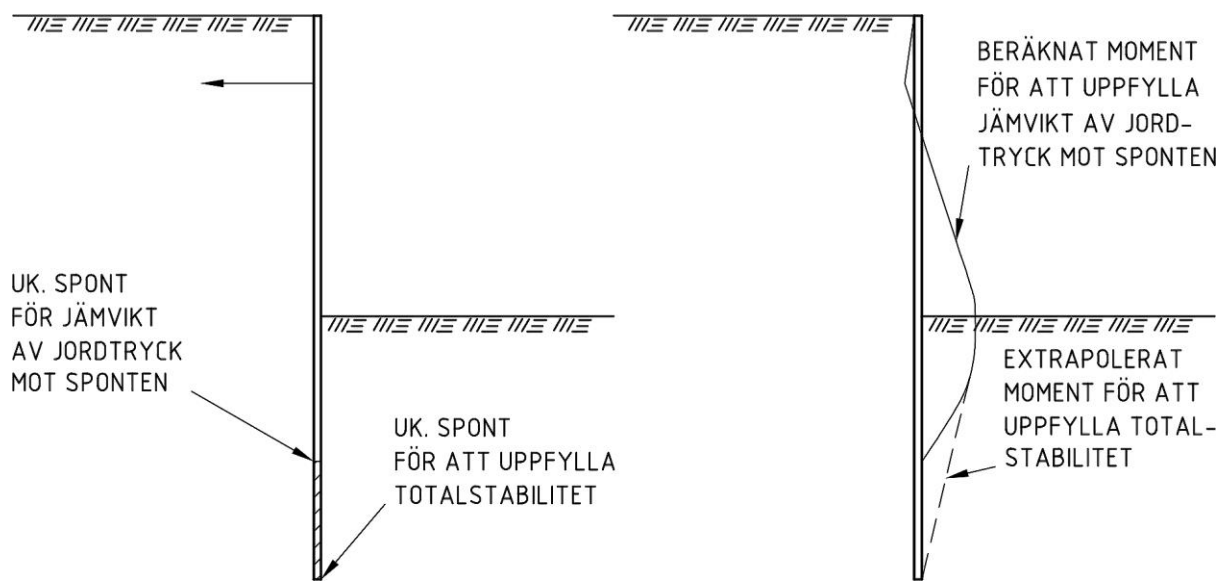
Figur 6-4. Jordtryck mot spont i skiktad jord.



Figur 6-5. Jordtryck mot spont i skiktad jord med dubb.

6.3.3 Beräkning av lasteffekterna för enbandssponter i Punkt 1

För att kunna beräkna lasteffekterna i spontkonstruktionen måste erforderligt nedslagningsdjup under schaktbotten fastställas så spanten är i jämvikt. Detta sker genom passningsförfarande så att Ekv 6-4 - 6-6 uppfylls för spont i friktionsjord och Ekv 6-7 - 6-9 för spont i lera. För det mer generella fallet (skiktade jordar eller varierande hållfasthet) kombineras dessa ekvationer så jämvikt erhålls samtidigt som ekvation 6-12 uppfylls. Det verkliga nedslagningsdjupet kan vara större på grund av totalstabilitet eller annan beräkning enligt Avsnitt 4. Man gör i denna empiriska metod för Punkt 1 antagandet att lasteffekten inte ökar på grund av det större nedslagningsdjupet, se Figur 6-6.



Figur 6-6 Extrapolering av moment för bruksgränstillståndet.

6.3.3.1 Hammarbandsreaktion

Dimensionerande hammarbandsreaktion utgörs av summan av bidragen från jordtryck, vattentryck och variabel yttre last.

Bidraget av jordtrycket på hammarbandsreaktionen, $q_{h, \text{serv}}$, är lika med Q_{tot} enligt ekvation 6-1 eller 6-3. $P_{A,n}$ i ekvation 6-1 eller 6-3 ersätts med Q_{FR} beräknad enligt följande

$$Q_{\text{FR}(G)} = \frac{P_{A,n}(b+c)}{a+b+c} \quad \text{Ekv 6-13}$$

varefter erhålls

$$q_{h, \text{serv}} = Q_{\text{tot}} + Q_{\text{FR}(Q)} + Q_{\text{FR}(U)} = Q_{\text{tot}} + \frac{Q_k(a+b+c-a_k)}{(a+b+c)} + \frac{P_{W,n}(a+b+c-a_w)}{(a+b+c)} \quad \text{Ekv 6-14}$$

Som tidigare nämnts är diagrammet i Figur 6-1 främst baserat på situationer utan inverkan av variabel last och fritt vatten. Syftet med förspänningen är att reducera deformationerna vilket återspeglas på större laster i stödpunkterna.

6.3.3.2 Moment i spontväggen

Beräkning av momentet, M_{serv} , för konsolsponter och i spontväggar förankrade på en nivå utförs på samma sätt som visas i Avsnitt 4.6.1 men med den jordtryckfördelningen som beräknas enligt Avsnitt 6.3.2. För att ta hänsyn till inverkan av förspänningslasten i förankrade sponter ersätts $P_{A,n}$ med Q_{tot} beräknat enligt ekvation 6-1 eller 6-3. Därtill kommer effekten av det resulterande vattentrycket och från variabla laster se även Figur 6-7.

6.3.4 Beräkning av laster mot flerbandssponter

Jordtrycksfördelning mot sponter med flera hammarband beräknas enligt Avsnitt 4.6.1.4 men med valda värden på jordens egenskaper. För att ta hänsyn till inverkan av förspänningslasten, $Q_{\text{tot}, \text{pr}}$, ersätts $P_{A(G),n}$ med Q_{tot} beräknat enligt ekvation 6-1 eller 6-3.

6.3.5 Beräkning av snittkrafter i flerbandssponter.

Beräkning av hammarbandsreaktioner, $q_{h, \text{serv}}$, och moment, M_{serv} , i sponter med fler hammarbandsnivåer utförs på samma sätt som visas i Avsnitt 4.6.1.4 men med den jordtryckfördelning som beräknats enligt Avsnitt 6.3.4.

6.3.6 Lathund för lasteffekter i Punkt 1.

Kontrollen i Punkt 1 är en del av dimensioneringen av en spont, se Tabell 3-3, steg 7. Denna kontroll kan brytas ned i följande arbetsgång.

- a. Beräkna de permanenta jordtrycken mot sponten med karakteristiska hållfastheter. Aktivt respektive passivt jordtryck med antagandet av glatt vägg vid friktionsjord. Modellfaktorer som beskrivs i Avsnitt 4.3.2.1.5 och Avsnitt 4.3.2.1.6 nyttjas ej.
- b. Mothållande resulterande jordtryck reduceras med $F_s = 1,3$. Detta ger "G".
- c. Beräkna inverkan variabla överlaster (karakteristiska). "Q"
- d. Beräkna resulterande vattentryck i dränerade jordar (förväntat utgående från MW). "U"

konsolspont

- e. Beräkna erforderlig underslagning avseende rotation genom rotationsjämvikt med beaktande av "G", "Q" och "U"
- f. Bestäm slutlig erforderlig underslagning genom att förlänga underslagningen med 20% för att säkerställa horisontell jämvikt. *Empiriskt antagande.*
- g. Beräkna maximalt stödmoment, M_{serv} .

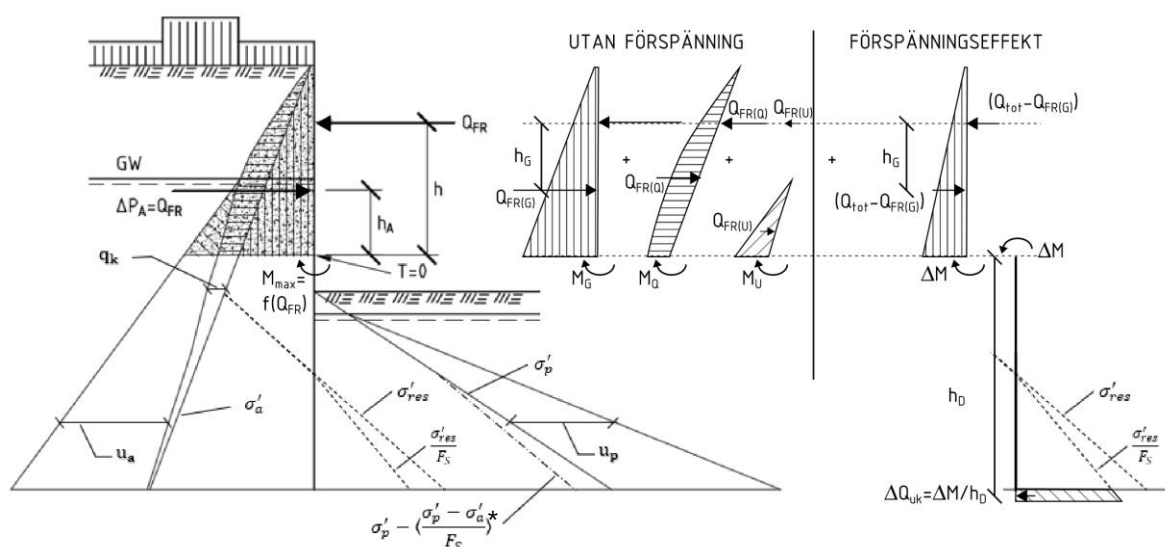
enbandsspont

- e. Beräkna erforderlig underslagning genom rotation kring stödpunkten
- f. Horisontell jämvikt ger total hammarbandsreaktion, Q_{FR} , exklusive förspänningseffekt, Ekv 6-5 och Ekv 6-9.
- g. Beräkna nivån där tvärkraften är noll. Nivån där integralen av såväl "G", "Q" och "U" är lika med Q_{FR} . De enskilda integralerna är $Q_{FR(G)}$, $Q_{FR(Q)}$ och $Q_{FR(U)}$.
- h. Beräkna maximalt spontmoment utan beaktande av förspänning.
- i. Baserat på deformationskraven ansätts en förspänning, $Q_{tot,pr}$, vilket ger total horisontell last på hammarbanden Q_{tot} till följd av de permanenta jordtrycken, Ekv 6-1 till Ekv 6-3.
- j. Lasteffekten i stödpunkten beräknas som $q_{h,serv} = Q_{tot} + Q_{FR(Q)} + Q_{FR(U)}$
- k. Spontmomentet efter beaktande av förspänningen, M_{serv} , beräknas genom att ersätta $Q_{FR(G)}$ i den tidigare momentberäkningen med Q_{tot} . Detta kommer ge ett momentbidrag $\Delta M = (Q_{tot} - Q_{FR(G)}) \cdot h_G$, där h_G är avståndet mellan tyngdpunkten för de permanenta jordtrycken och stödpunkten.
- l. Detta momentbidrag påverkar erforderlig underslagning alternativt så ökar dubblasten vilket ger $q_{h,dubb\ serv} = q_{h,dubb} + \frac{\Delta M}{h_D}$ där h_D är avståndet mellan nivån där maxmomentet uppträder och underkant spont, se Figur 6-7.

flerbandsspont

- Bestäm D-punkten som ligger till grund för omfördelningen av "G", jämför Figur 4-19.
- $Q_{FR(G)}$ bestäms som summan av det permanenta jordtrycket ned till D-punkten
- Q_{tot} beräknas enligt Ekv 6-1 till Ekv 6-3 där $Q_{tot,pr}$ ansätts som summan av förspänningslasterna för de olika hammarbandsnivåerna
- σ_i beräknas i enlighet med Ekv 4-20 som $\sigma_i = \frac{Q_{tot}}{0,9H+d}$
- Q_{tot} för de enskilda hammarbanden fördelas enligt principen i Figur 4-19
- $Q_{FR(Q)}$ och $Q_{FR(U)}$ för de enskilda hammarbanden fördelas enligt principen i Figur 4-19
- Lasteffekten i de enskilda stödpunkterna beräknas som $q_{h,serv,i} = Q_{tot,i} + Q_{FR(Q),i} + Q_{FR(U),i}$
- Spontmomentet efter beaktande av förspänningen, M_{serv} , bestäms i enlighet med Avsnitt 4.6.1.4.4

Erhållna $q_{h,serv,i}$ för de olika hammarbandsnivåerna är vad som förväntas vid mätning, inklusive eventuell variabel last. M_{serv} är förväntat maximalt böjmoment. Dessa förväntade lasteffekter förses med modellfaktor, $\gamma_{S,d}$, enligt Tabell 3-2, vilket är Steg 8 och 9 i Tabell 3-3 vilket ger dimensionerande lasteffekter i Punkt 1. Dessa jämförs med dimensionerande lasteffekter i Punkt 2. De största av dessa lasteffekter för respektive konstruktionsdel skall slutligen nyttjas vid den kommande dimensioneringen av konstruktionselementen och tillhörande förband.



Figur 6-7: Kraftspel för en enbandsspont i Punkt 1

t.v. Aktuella jordtryck "G", "Q" och "U". Säkerhet appliceras på mothållande nettojordtryck. Momentmax beräknas.

mitt. De olika jordtrycken "G", "Q" och "U" separeras för att värdera effekten av förspänning

t.h. Beräkning av maximalt fältmoment under antagande att sponten är fritt upplagd. ΔP_A i figuren är kraftresultaten av det totala jordtrycket ned till nivån tvärkraften är noll.

Notera 1: Den raka linjen för "G" över och under grundvattenytan är inte realistisk utan förutsätter olika hållfastheter och tungheter i materialet.

Notera 2: Den skisserade erforderliga underslagningen är inte tillräcklig, vilket blir uppenbart när effekter av "U" och "Q" läggs på den slutliga nettojordtrycket.

*Notera 3: (x) är lika med x då $x \geq 0$ annars 0 (rampfunktion).

7 DIMENSIONERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT

7.1 DIMENSIONERANDE LASTEFFEKT

7.1.1 Allmänt

Bärförmågan hos spontens olika konstruktionselement ska kontrolleras. Det kan vara spontvägg, hammarband, svetsförband, stämp, stag och dubb samt utfackning och kantbalk. Verifiering av konstruktionen kan ske genom beräkningar eller genom hänvisning till hävdvunna metoder (SS-EN1997).

Dimensionering genom beräkning av betong, stål och träkonstruktioner behandlas i respektive materialnorm. SS-EN 1992 handlar om dimensionering av betongkonstruktioner. I SS-EN 1993 beskrivs hur dimensionering av stålkonstruktioner skall utföras och i SS-EN 1995 beskrivs dimensionering av träkonstruktioner.

Lasteffekter från permanenta, variabla och olyckslaster skall beaktas. Temporära sponter behöver inte kontrolleras för utmattning av trafiklast som överförs via jorden till spontväggen. Exempel på utformning av konstruktionsdetaljer ges i Bilaga G.

7.1.2 Lasteffekter

Dimensionerande lasteffekt i brottgränstillståndet, snittkrafter i spont, M_{Ed} , N_{Ed} , T_{Ed} , och belastning på hammarband/dubb, $q_{h,Ed}$, för varje förankringsnivå har beräknats för två belastningssituationer. Ett fall där man har studerat säkerheten mot brott vid stora deformationer, se Avsnitt 4., Dimensionerande snittkrafter för detta fall är:

$$M_{ULS,d}$$

$$N_{ULS,d}$$

$$T_{ULS,d}$$

$$q_{h,ULS,d}$$

Det andra fallet syftar till att visa att det finns en tillräcklig säkerhet mot brott vid normal belastning, se Avsnitt 6. Dimensionerande snittkrafter för detta fall är:

$$M_{Serv} \cdot \gamma_{S;d}$$

$$N_{Serv} \cdot \gamma_{S;d}$$

$$T_{Serv} \cdot \gamma_{S;d}$$

$$q_{h,Serv} \cdot \gamma_{S;d}$$

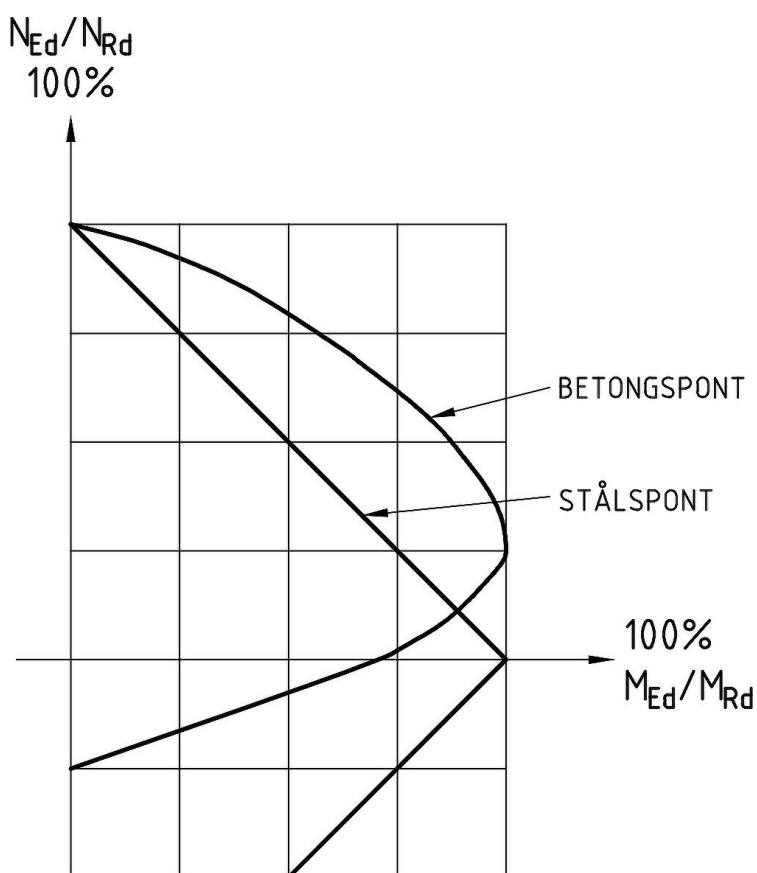
Där $\gamma_{S;d}$ är en modellfaktor enligt tabell 3-2 som ska ge säkerhet mot brott.

Spontkonstruktionen ska dimensioneras för den största snittkraft som uppkommer i något av dessa beräkningsfall.

7.2 DIMENSIONERING AV SPONTVÄGG

7.2.1 Allmänt

En spontväggs tvärsnittskapacitet för normalkraft och böjande moment kan redovisas grafiskt med s.k. tvärsnittskapacitetskurvor, se Figur 7-1. Tvärsnittskapacitetskurvorna i brottgränstillstånd ser olika ut för en stålspont och en spontvägg av armerad betong. En stålspont har störst momentkapacitet när normalkraften är noll medan en spontvägg av armerad betong har störst momentkapacitet vid en viss tryckkraft i väggen.



Figur 7-1. Tvärsnittskapacitetskurvor i brottgränstillstånd utan hänsyn till knäckning.

7.2.2 Spontvägg av stål

Spontvägg av stål ska dimensioneras enligt SS-EN 1993-5:2007.

Vid dimensionering av spontvägg av stål kan följande principiella arbetsgång tillämpas:

- Bestäm tvärsnittsklass med hänsyn till eventuell avrostning. Normalt dimensioneras inte temporära sponter för avrostning.
- Kontrollera om hänsyn till lokal inverkan av vattentryck måste tas
- Beräkna bärförmågan för moment utan hänsyn till normalkraft och tvärkraft
- Kontrollera om bärförmågan för moment måste reduceras med hänsyn till tvärkraftens, V_{Ed} , storlek

- Kontrollera om hänsyn måste tas till knäckning vid belastning med moment, M_{Ed} , normalkraft, N_{Ed} , och tvärkraft, V_{Ed}
- Kontroll av koncentrerade laster, där lasten från förankring eller stämp förs in i spontväggen.

7.2.2.1 Beständighet

Vid verifiering av en sponts bärförmåga ska hänsyn tas till korrosion för de delar som är i kontakt med vatten eller jordmaterial. Dimensioneringen utförs med en bedömd storlek på korrosionen och benämns normalt rostmån. Reduktionen beror på erforderlig livslängd och gäller både bruks- och brottgränstillståndet. Temporära sponter i jord (livslängd < 3 år) behöver normalt inte dimensioneras för korrosion. Om spont är i kontakt med jordmaterial eller vatten på båda sidor gäller korrosionsvärdena på vardera sidan. Om jordmaterialets eller vattnets aggressivitet är olika på respektive sida om spontväggen får olika korrosionshastigheter förutsättas. För spont i jord över lägsta grundvattenytan och med en livslängd av 120 år gäller rostmån enligt Tabell 7-1. Linjär extrapolering till kortare tider kan ske dock inte kortare än 10 år. Om konstruktionen i sin helhet är belägen under lägsta grundvattenytan räcker det med en rostmån på 1,2 mm för 120 år.

Tabell 7-1. Rostmån för spont i jord vid livslängd 120 år. Kommande nationell Bilaga till SS-EN 1993-5 Avsnitt 4.4.

Förhållanden	Rostmån , mm
På luftsida av spont, normal atmosfär	1,2
På luftsida av spont, marin miljö	2,4
Ostörd jord (sand, grusiga moräner)	1,5
Ostörd jord (lera, silt, leriga/siltiga moräner)	2,5
Packad icke aggressiv fyllning (okontrollerad naturlig jord)	3,0
Icke packad icke aggressiv fyllning (okontrollerad naturlig jord)	3,5
Förorenad naturlig jord och jord i industriområde	3,5
Aggressiv naturlig jord (kärr, gyttja, torv etc.)	3,5
Aggressiv fyllning (askor, slagg rtc.)	7,0

En spont i vatten som passerar genom vattenlinjen utsätts för kraftigt förhöjd korrosion i vattenlinjen. De första genomgående hålen kommer att uppträda i en 15 mm tjock spont redan efter 50 år. För längre livslängder krävs i detta fall andra korrosionsskyddande åtgärder än rostmån i vattenlinjen. Vidtas endast lokala åtgärder i vattenlinjen så kan övriga delar dimensioneras på basis av rostmån. För livslängden 120 år krävs rostmånen 5,5 mm i sötvatten och 9 mm i bräckt/salt vatten.

Exponeras konstruktionen för strömmande vatten eller propellerrörelser krävs extra rostmån. Ökningen av korrosionshastigheten kan utvärderas på basis av flödeshastighetens årsmedelvärde, se Swera KIMAB rapport 11659:4.

Vid projektering av byggnation i bräckt/salt vatten ska även risk för mikrobiell korrosion kontrolleras, se kommande nationell Bilaga till SS-EN 1993-5, Avsnitt 4.4.

7.2.2.2 Egenskaper för stålmaterial

Nominella värden för sträckgräns, f_{yk} , och brottgräns, f_{uk} , framgår av Tabell 7-2.

Tabell 7-2. Nominella värden för sträckgräns f_y och brottgräns f_u för varmvalsad stålspons enligt EN 10248-1.

Stål enligt EN 10027	f_{yk} [MPa]	f_{uk} [MPa]
S240 GP	240	340
S270 GP	270	410
S320 GP	320	440
S355 GP	355	480
S390 GP	390	490
S430 GP	430	510

Elasticitetsmodul, E , är lika med 210 GPa.

Skjuvmodul, G , är lika med 81 GPa.

Tvärkontraktionstal, ν , inom elastiskt område är lika med 0,3. Vid modellering av spontväggar med två dimensionella plattelement bör ν sättas lika med noll.

Termisk längdutvidningskoefficient, α , är lika med $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

7.2.2.3 Hänsyn till lokal inverkan av vattentryck

Kontroll utförs enligt SS-EN 1993-5 Avsnitt 5.2.4.

Om vattentryckskillnaden är större än 5 m för Z-spont och 20 m för U-spont ska vattentryckets inverkan på den lokala plåtböjningen i tvärriktningen beaktas vid beräkning av systemets bärförmåga för böjning.

Följande förenklade metod får användas vid verifiering av Z-spont:

Inverkan av vattentryckskillnaden beaktas genom en reduktion av sträckgränsen

$$f_{y,red} = \rho_p \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-1}$$

Där ρ_p erhålls från Tabell 7-3. Reduktionsfaktorer ρ_p för Z-spont vid olika vattentryckskillnader. (enligt tabell 5-2 SS-EN 1993-5:2007)

Tabell 7-3. Reduktionsfaktorer ρ_p för Z-spont vid olika vattentryckskillnader. (enligt tabell 5-2 SS-EN 1993-5:2007)

w	(b/t _{min}) = 20	(b/t _{min}) = 30	(b/t _{min})=40	(b/t _{min})=50
5,0	1,00	1,00	1,00	1,00
10,0	0,99	0,97	0,95	0,87
15,0	0,98	0,96	0,92	0,76
20,0	0,98	0,94	0,88	0,60

Förklaring

b är flänsbredden, b bör inte sättas mindre än $c/\sqrt{2}$, där c är livets lutande höjd.

Definition av b se Tabell 7-4.

t_{min} är det mindre värdet av t_f eller t_w

t_f är flänstjockleken

t_w är livtjockleken

w är vattentrycksskillnaden i m.v.p

7.2.2.4 Tvärsnittsklasser

Stålsponters hänförs till fyra olika klasser beroende på tvärsnittets utformning enligt SS-EN 1993-5:2007 5.2.1.

För de olika klasserna gäller

- Klass 1. Tvärsnitt för vilka plastisk analys och metoden med omfördelning av moment får användas, förutsatt att tvärsnittet har tillräcklig rotationskapacitet.
- Klass 2. Tvärsnitt där elastisk systemanalys krävs, men där bärförmågan kan beräknas med antagande om plasticerat tvärsnitt.
- Klass 3. Tvärsnitt som bör dimensioneras med en elastisk systemanalys och antagandet om en elastisk spänningsfördelning över tvärsnittet.
- Klass 4. Tvärsnitt där buckling påverkar tvärsnittets bärförmåga. (Dimensionering av spont med tvärsnittsklass 4 tas ej upp i denna skrift utan hänvisning sker till Bilaga A till SS-EN 1993-5:2007)

En given spontprofil kan ändra klass vid avrostning eftersom tvärsnittet förändras. Begränsningarna för tvärsnittsklass 1, 2 och 3 för stålspont, då hänsyn tagits till eventuell reduktion av tjockleken på grund av korrosion framgår av Tabell 7-4.

Tabell 7-4. Klassning av tvärsnitt. (enligt tabell 5-1 SS-EN 1993-5:2007)

Klassificering		Z-profil				U-profil	
Klass 1		– samma gränser gäller som för klass 2 – rotationskapaciteten måste kontrolleras					
Klass 2		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$	
Klass 3		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [MPa]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Förklaring b : den plana delens flänsbredd mätt mellan hörnradierna, förutsatt att kvoten $r/t_f \leq 5,0$. Om $r/t_f > 5$ bör en mer detaljerad metod användas; t_f : tjocklek för flänsar med konstant tjocklek; r : centrumlinjens radie i hörnet mellan liv och fläns; f_y : sträckgräns. ANM. För klass 1 tvärsnitt bör verifieras att tvärsnittets plastiska rotationskapacitet inte är mindre än den rotationskapacitet som krävs för det aktuella fallet. Anvisningar för denna verifikation (kontroll av rotationskapacitet) ges i bilaga C.							

Enligt SS-EN 1993-1-1:2005 Avsnitt 5.6 har en bärverksdel med konstant tvärsnitt tillräcklig rotationskapacitet om bärverksdelen tillhör klass 1 vid flytleden och livavstyvningar sätts in om transversallasten vid flytleden överstiger 10 % av bärförmågan för tvärkraft. Dvs normalt behöver rotationskapaciteten inte kontrolleras.

7.2.2.5 Bärförmåga för moment

Kontrollen sker enligt SS-EN 1993-5 Avsnitt 5.2.2.

Vid avsaknad av tvärkraft och normalkraft ska dimensioneringsvärdet, M_{Ed} i varje tvärsnitt uppfylla kravet

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad \text{Ekv 7-2}$$

där $M_{c,Rd}$ är tvärsnittets dimensionerande bärförmåga för böjmoment.

För tvärsnittsklass 1 och 2 gäller:

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-3}$$

För tvärsnittsklass 3 gäller:

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y$$

Ekv 7-4

där

W_{el} är det elastiska böjmotståndet bestämt för en hel vägg.

W_{pl} är det plastiska böjmotståndet bestämt för en hel vägg.

β_B är en faktor som beaktar eventuellt bristande skjuvkraftskapacitet i spontlåsen. Faktorn har följande värden:

$\beta_B = 1,0$ för Z-spont

$\beta_B \leq 1,0$ för U-spont, se separat avsnitt nedan

7.2.2.6 Reduktion av bärförmåga för moment med hänsyn till tvärkraftens storlek

Den dimensionerande bärförmågan för moment $M_{c,RD}$ ska reduceras med hänsyn till tvärkraftens storlek V_{ED} se nedan.

Tvärkraftens dimensioneringsvärde V_{Ed} bör i varje tvärsnitt uppfylla kravet:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Ekv 7-5

där

$V_{pl,Rd}$ är den dimensionerande plastiska bärförmågan för tvärkraft för ett liv

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}}$$

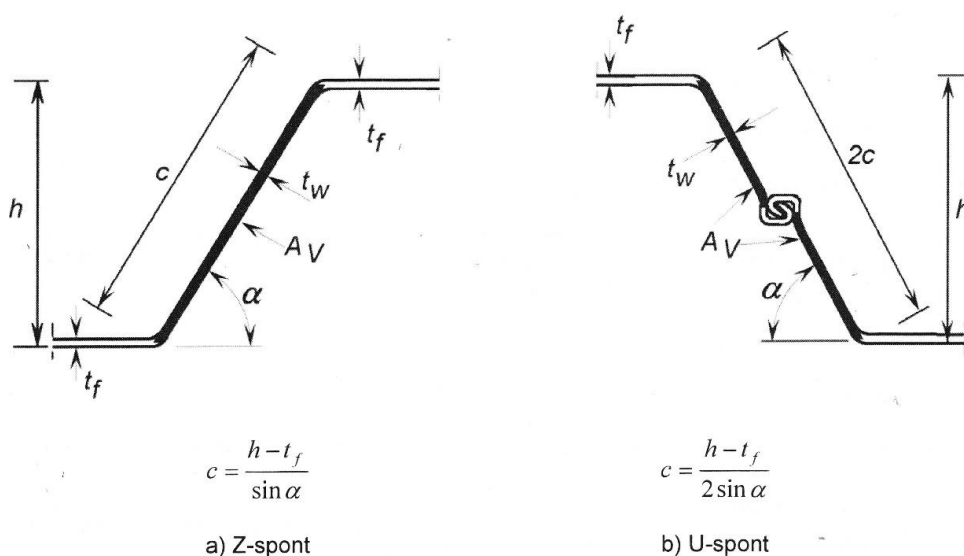
Ekv 7-6

A_v är den projicerade skjuvarean för livet, vars riktning överensstämmer med V_{Ed}

För livet i ett U-tvärsnitt eller ett Z-tvärsnitt får den projicerade skjuvarean A_v bestämmas enligt följande, beteckningar se Figur 7-2.

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f)$$

Ekv 7-7



Figur 7-2. Definition av skjuvarean. (enligt fig. 5-1 SS-EN 1993-5:2007)

Spontlivets bärförmåga för skjuvbuckling behöver bara verifieras om $c/t_w > 72 \cdot \varepsilon$. (ε enligt Tabell 7-4). För normala ej avrostade sponttvärsnitt behöver denna kontroll ej göras.

Den dimensionerande bärförmågan för moment $M_{c,Rd}$ behöver inte reduceras om dimensioneringsvärdet för tvärkraft V_{Ed} är högst 50 % av den dimensionerande plastiska bärförmågan för tvärkraft $V_{pl,Rd}$.

Om V_{Ed} överstiger 50 % av $V_{pl,Rd}$ ska tvärsnittets dimensionerande bärförmåga för moment reduceras till $M_{V,Rd}$. Den reducerade dimensionerande plastiska bärförmågan för moment med hänsyn till tvärkraften är:

$$M_{V,Rd} = \left[\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_y^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right] \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-8}$$

Men $M_{V,Rd} < M_{c,Rd}$

med:

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad \text{Ekv 7-9}$$

Om stålsponten är uppbyggd av U-profiler där profilerna har sammanfogats med svetsning eller stukning för att möjliggöra överföring av skjuvkraft i spontlåsen, bör förbindningarna verifieras med antagandet att all skjuvkraft överförs via dessa förbindningar.

7.2.2.7 Bärförmåga för böjd, tryckt och skjuvbelastad spont

Kontrollen sker enligt SS-EN 1993-5 Avsnitt 5.2.3.

Knäckning behöver inte beaktas i kombination med böjning och tryck om:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \quad \text{Ekv 7-10}$$

där N_{Ed} är tryckkraftens dimensioneringsvärde,

N_{cr} är spontens kritiska knäcklast, beräknad med en lämplig modell för jordmaterialet och då endast hänsyn tas till de tryckkrafter som verkar på sponten.

Alternativt får N_{cr} bestämmas som:

$$N_{cr} = E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \pi^2 / l^2 \quad \text{Ekv 7-11}$$

där

β_D är reduktionsfaktor av $E \cdot I$ som tar hänsyn till reduktion på grund av förmåga att överföra skjuvkraft i spontlåsen.

l är knäcklängden enligt Figur 7-3 med fritt lagrat eller av jorden delvis inspänt stöd, eller enligt Figur 7-4 med inspänt stöd.

Om mothållet vid spontfoten $F_{Q,Ed}$ är tillräckligt för ett ledat stöd i jordmaterialet får l sättas till avståndet mellan spontfoten och det horisontella stödet, se Figur 7-3. Det får antas att ett fritt stöd i jordmaterialet ger tillräcklig inspänning för att det förenklade tillvägagångssättet om spontfoten är fixerad i berggrund, eller om spontfoten motstår en horisontell tilläggskraft $F_{Q,Ed}$ genom passivt jordtryck eller friktion enligt Figur 7-5.

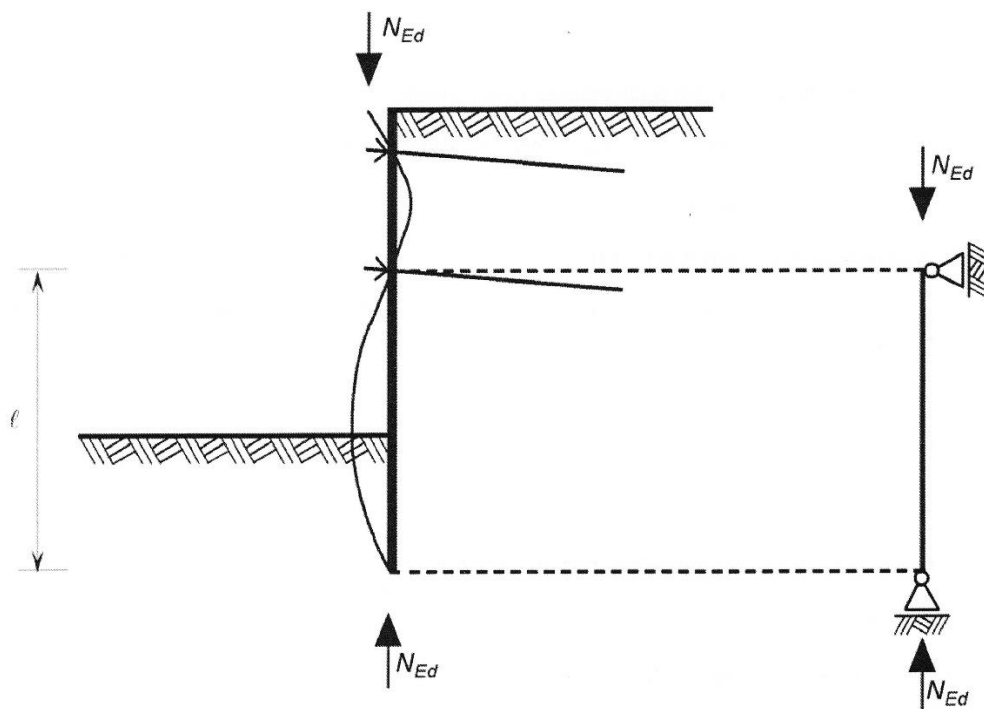
$$F_{Q,Ed} = \pi \cdot N_{Ed} \left(\frac{d}{l} + 0,01 \right)$$

Ekv 7-12

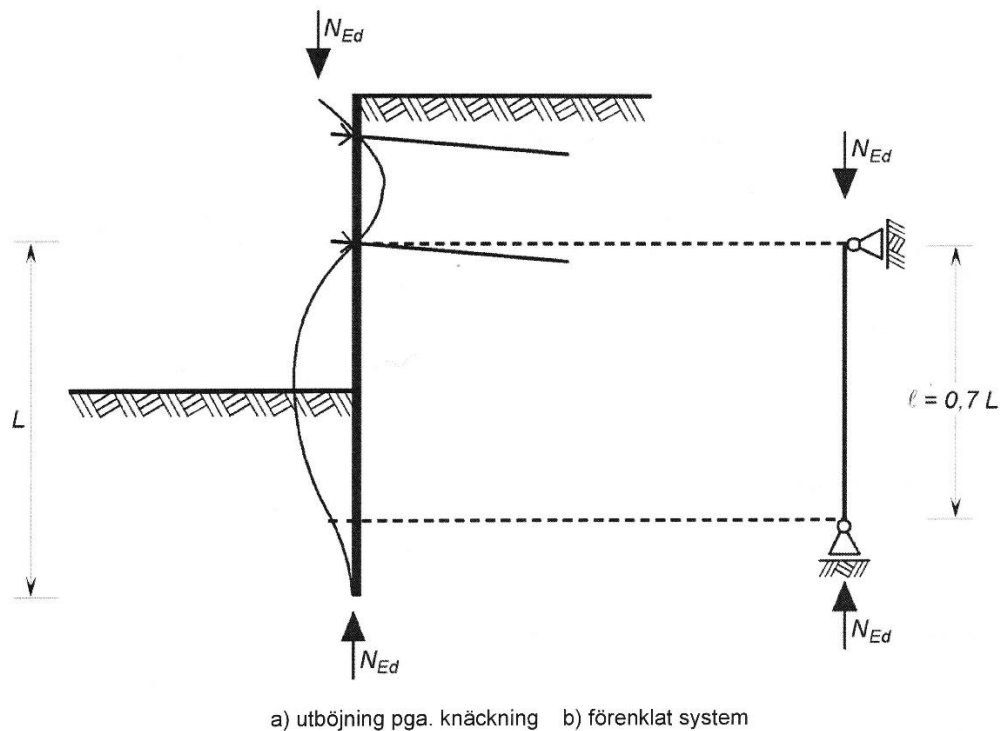
där d är spontväggens största utböjning relativt dess stöd enligt första ordningens teori. Om jordmaterialets bärförmåga är fullt utnyttjad och friktion saknas, kan stöd för kraften $F_{Q,Ed}$ erhållas genom att öka spontens neddrivningsdjup med Δh enligt Figur 7-5.

Om tillskottsförskjutningen av ett horisontellt stöd (förankring, hammarband) till följd av en upplagsreaktion på $N_{Ed}/100$ är mindre än $1/500$ får stödet antas ge tillräckligt mothåll för att anses oeftergivligt.

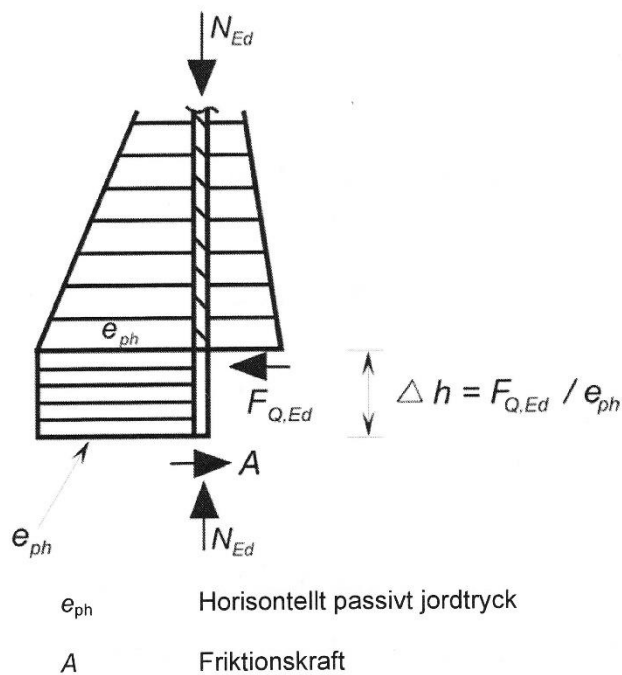
Om systemet inte kan anses oeftergivligt ska en detaljerad knäckningsanalys utföras, baserad på metoderna i SS-EN 1993-1-1.



Figur 7-3. Möjlig metod för bestämning av knäcklängden. Ledat upplag i mark (enligt fig. 5-2 SS-EN 1993-5:2007).



Figur 7-4. Möjlig metod för bestämning av knäcklängden. Fast inspänt upplag i mark. (enligt fig. 5-3 SS-EN 1993-5:2007).



Figur 7-5. Tillkommande horisontell kraft $F_{Q,Ed}$. (enligt fig. 5-4 SS-EN 1993-5:2007).

Om villkoret

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

Ekv 7-13

inte är uppfyllt ska bärförmågan för knäckning verifieras enligt:

För tvärsnitt i klass 1, 2, och 3:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + 1,15 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Ekv 7-14}$$

där

$N_{pl,Rd}$ är tvärsnittets dimensionerande plastiska bärförmåga ($A \cdot f_y / \gamma_{m0}$)

$M_{c,Rd}$ är tvärsnittets dimensionerande bärförmåga för moment

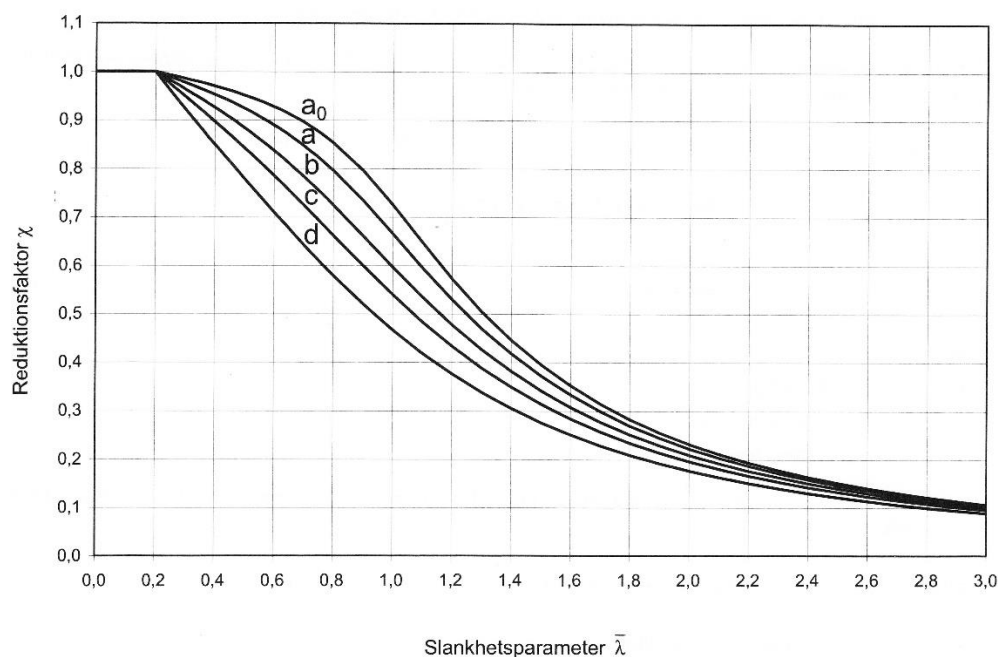
χ är reduktionsfaktor för knäckning enligt kurva d med slankhetsparametern, $\bar{\lambda}$ enligt Figur 7-6

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Ekv 7-15}$$

där

N_{cr} är den kritiska knäcklasten bestämd enligt ovan

A är tvärsnittsarean.



Figur 7-6. Knäckningskurvor. (enligt fig. 6.4 i SS-EN 1993-1-1:2005).

Normalkraftens inverkan på bärförmågan för det plastiska momentet i tvärsnittsklass 1, 2 och 3 får försummas om:

- För Z-tvärsnitt i klass 1 och 2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,1 \quad \text{Ekv 7-16}$$

- För U-tvårsnitt i klass 1 och 2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,25 \quad \text{Ekv 7-17}$$

- För tvårsnitt i klass 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,1 \quad \text{Ekv 7-18}$$

Om normalkraften överstiger ovan angivna gränsvärden och tvärkraft V_{Ed} inte överstiger den dimensionerande plastiska bärförmågan för tvärkraft $V_{pl,Rd}$ reduceras bärförmågan för plastiskt moment enligt:

- Tvårsnitt i klass 1 och 2:

- För Z-tvårsnitt

$$M_{N,Rd} = 1,11 \cdot M_{c,Rd} \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right) \text{ men } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \text{Ekv 7-19}$$

- För U-tvårsnitt

$$M_{N,Rd} = 1,33 \cdot M_{c,Rd} \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right) \text{ men } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \text{Ekv 7-20}$$

- Tvårsnitt i klass 3:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right) \quad \text{Ekv 7-21}$$

där

$M_{N,Rd}$ är den reducerade bärförmågan för moment med hänsyn till normalkraften.

Om tvärkraften V_{Ed} överstiger 50 % av $V_{pl,Rd}$ skall dimensionerande bärförmåga för moment och normalkraft beräknas med en reducerad sträckgräns $f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$ där $\rho = (2 \cdot V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$.

7.2.2.8 Reduktionsfaktorer för låsglidning

Enligt SS-EN 1993-5 Avsnitt 5.2.2 och Avsnitt 6.4 ska böjmotstånd och böjstyvhet reduceras med hänsyn till låsglidning för spont av typen U-profil.

För spont av typen U-profil med låsen i neutrala lagret kan glidning inträffa, varför böjmotstånd, W , och tröghetsmoment, I , ska reduceras enligt följande:

$$W_{eff} = \beta_B \cdot W_{spontvägg} \quad \text{Ekv 7-22}$$

$$I_{eff} = \beta_D \cdot I_{spontvägg} \quad \text{Ekv 7-23}$$

Den andel skjuvkraft som kan överförs via spontlåsen i U-spont påverkas starkt av:

- Typ av jordmaterial som sponten slagits i
- Aktuell sponttyp

- Neddrivningsmetod
- Om spontlåsen behandlats med olja eller tätningssmedel innan slagning

I svenska förhållanden rekommenderas att reduktionsfaktorerna väljs med ledning av Tabell 7-5.

Tabell 7-5. Reduktionsfaktorer för U-spont vid olika jordförhållanden.

Jordförhållanden	β_B	β_D
Fritt i vatten	0,4 – 0,5	0,2 – 0,3
Gyttja	0,6 – 0,7	0,4 – 0,5
Lera	0,8 – 0,9	0,6 – 0,8
Friktionsjordar med finmaterial	0,9 – 1,0	0,8 – 1,0

Slås dubbla plank som är sammanfogade genom svetsning eller med stukpunkter sätts β_B och β_D lika med 1,0.

7.2.2.9 Kontroll av bärförmåga där förankringslast eller stämplast förs in i spontväggen

Man skiljer mellan två fall, ett fall där lasten förs in direkt på spontplankornas fläns och ett fall där lasten förs in via ett hammarband utanför sponten. Kontrollen utförs enligt SS-EN 1993-5 Avsnitt 7.4.3.

7.2.2.10 Kontroll när lasten förs in direkt på fläns

Spontens bärförmåga ska verifieras för den förankringskraft som förs in i dess fläns via brickan då hammarband är placerade bakom väggen, se Figur 7-7, eller om hammarband saknas, se Figur 7-8.

Flänsens bärförmåga:

$$F_{Ed} \leq R_{Vf,RD} \quad \text{Ekv 7-24}$$

där

F_{Ed} är dimensioneringsvärdet för den lokal kraft som verkar transversellt mot flänsen

$R_{Vf,Rd}$ är den dimensionerande bärförmågan för flänsen under brickan, som ges av

$$R_{Vf,Rd} = 2,0 \cdot (b_a + h_a) \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{Ekv 7-25}$$

där

b_a är brickans bredd

f_y är sträckgränsen för sponten

h_a är brickans längd, dock $\leq 1,5 \cdot b_a$

t_f är flänsens tjocklek

Livens bärförmåga för dragkraft

$$F_{Ed} \leq R_{tw,Rd}$$

Ekv 7-26

där

$R_{tw,Rd}$ är den dimensionerande bärförmågan för dragkraft för 2 liv, som ges av

$$R_{tw,Rd} = 2,0 \cdot h_a \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Ekv 7-27

där

t_w är livets tjocklek

Brickans bredd

$$b_a \geq 0,8 \cdot b$$

Ekv 7-28

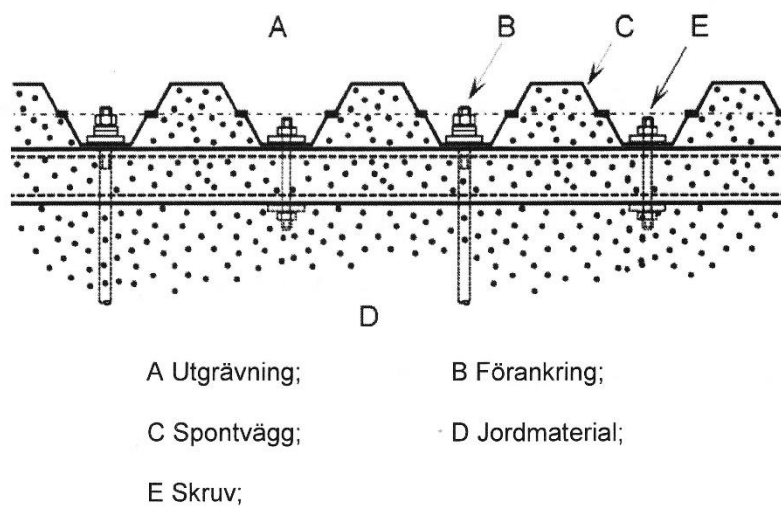
där

b_a är brickans bredd

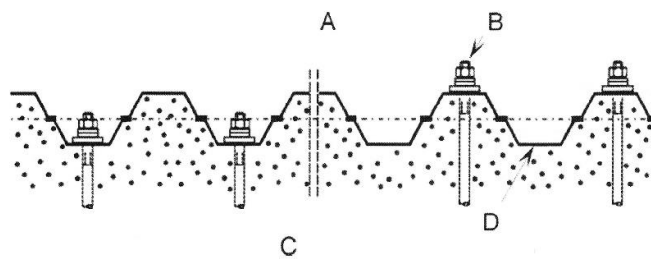
b är flänsens bredd.

Brickans tjocklek

Brickan bör kontrolleras för böjning och bör ha en tjocklek av minst $2 \cdot t_f$.



Figur 7-7. Exempel på förankring med hammarband bakom spontväggen.



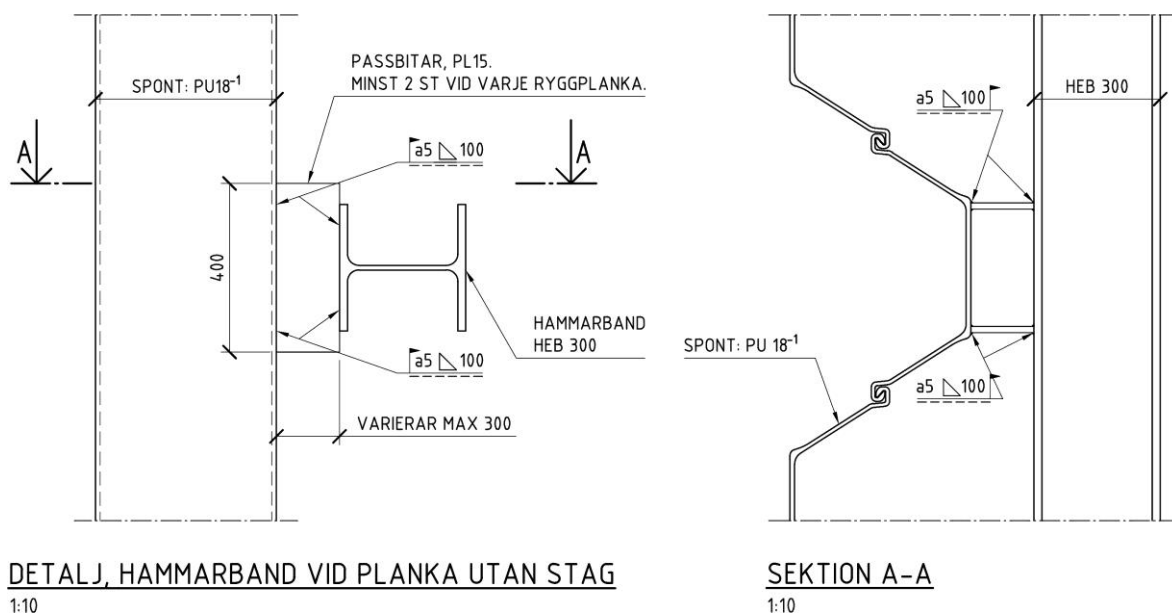
A Utgrävning; B Förankring;
C Jordmaterial; D Spontvägg

a) förankring infäst i spontväggens profilbotten b) förankring infäst i spontväggens profiltopp

Figur 7-8. Exempel på förankring utan hammarband.

7.2.2.11 Lasten förs in via hammarband utanför sponten

Mellan hammarband och spont monteras passbitar se Figur 7-9. Monteras passbitarna så att lasten förs in i övergången spontrygg spontliv behöver ingen kontroll utföras. Begränsning av passbitarna bredd bör införas med hänsyn till knäckning av passbiten. Dimension på svetsar och plåttjocklek måste dimensioneras från fall till fall.



Figur 7-9. Exempel på passbitar mellan hammarband och spont.

7.2.3 Spontvägg av betong

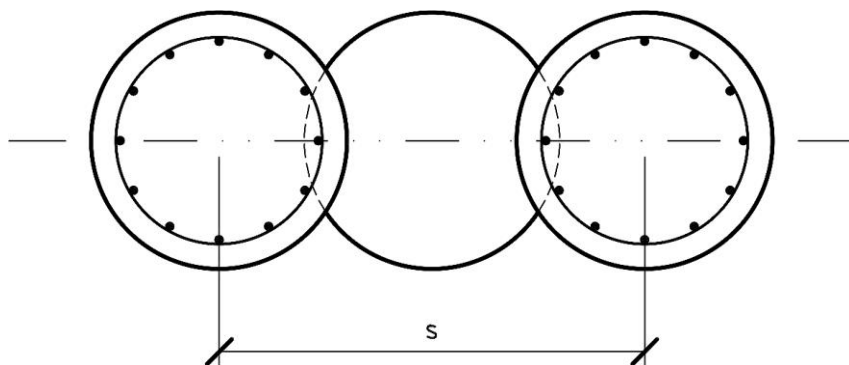
7.2.3.1 Allmänt

Spontvägg av betong ska dimensioneras enligt SS-EN 1992-1-1.

Vid dimensionering av spontvägg av betong ska följande kontrolleras:

- Väggens momentkapacitet med hänsyn till normalkraft
- Väggens skjuvmotstånd och behov av skjuvarmering.

Vid kontroll av sekantpåleväggar förutsätts att bara den armerade sekantpålen tar last. Dimensionerande snittkrafter per meter vägg multipliceras med avståndet mellan de armerade sekantpålarna för att få dimensionerande snittkrafter per sekantpåle, se Figur 7-10.

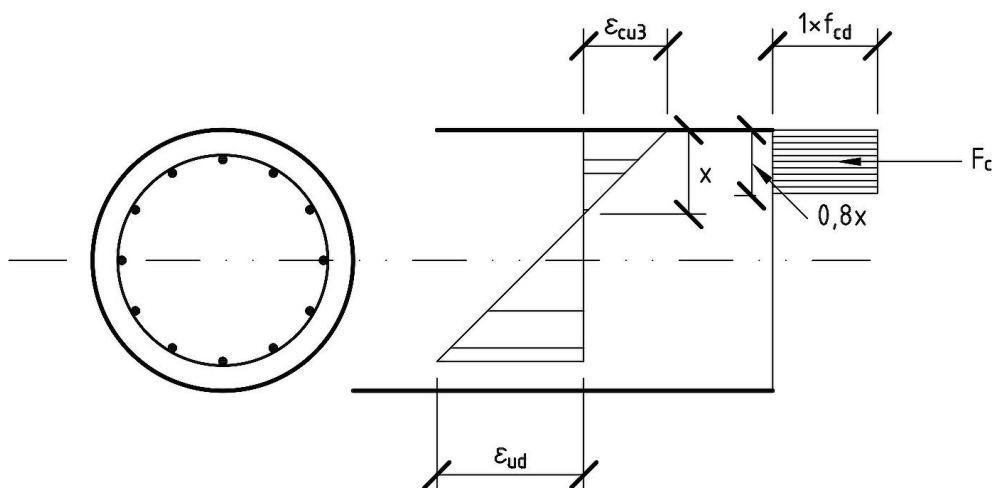


Figur 7-10. Sekantpålevägg.

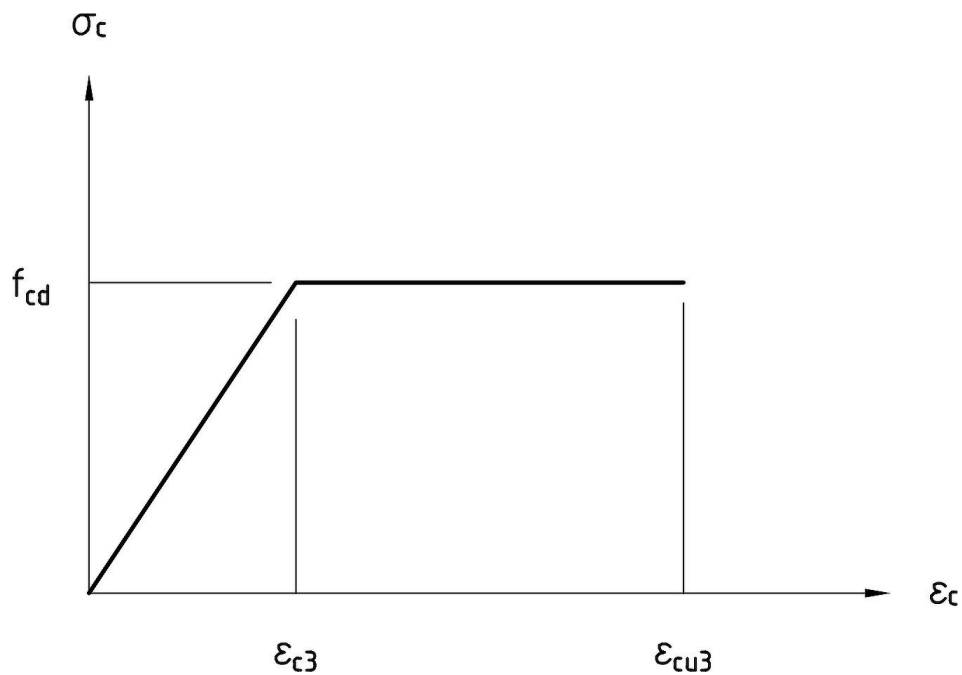
7.2.3.2 Böjning med axiallast

Vid bestämning av momentkapaciteten görs följande antaganden:

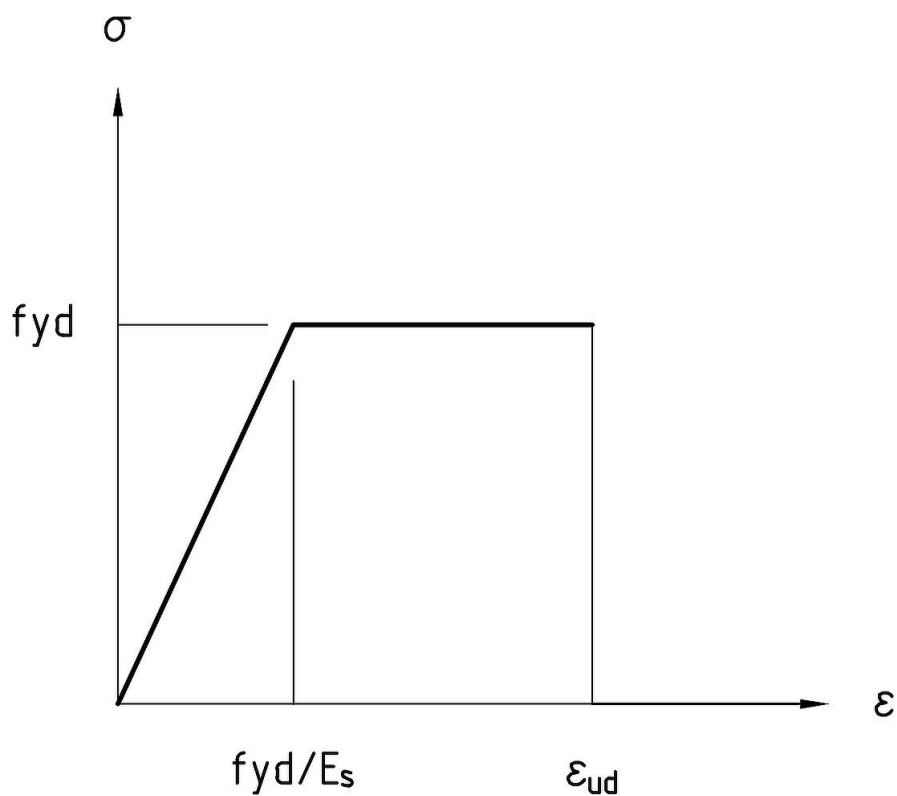
- Plana snitt förblir plana, töjningsfördelning över tvärsnittet enligt Figur 7-11
- Töjningen i armeringen är lika stor som i omgivande betong
- Draghållfasthet i betongen försummas
- Spänningen i betongen vid tryck antas enligt Figur 7-12 och Figur 7-11
- Spänningen i armeringen bestäms enligt Figur 7-13.



Figur 7-11. Töjnings- och spänningsfördelning över tvärsnittet vid brottgränstillståndet.



Figur 7-12. Spänning – töjningskurva för betong.



Figur 7-13. Spänning – töjningskurva för armering.

Vid utformning av armeringskorgen bör det fria avståndet mellan vertikala armeringsjärn inte vara mindre än 100 mm för att betongen skall kunna flyta ut mellan järnen vid gjutning.

Sätts förankringar i de armerade delarna av en sekantpålevägg är risken stor att två motstående armeringsjärn skadas vid borrning av hål för förankringen. Detta måste man ta hänsyn till vid kontroll av momentkapaciteten vid förankringsnivåerna.

För betongen gäller:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad \text{Ekv 7-29}$$

där

α_{cc} är koefficient som tar hänsyn till långtidseffekter. Sätts lika med 1,0.

γ_c är partialkoefficient för betong lika med 1,5.

f_{ck} , E_{cm} , ϵ_{c3} och ϵ_{cu3} väljs beroende på hållfasthetsklass för betongen enligt tabell 3.1 i SS-EN 1992-1-1:2005.

För armering gäller:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{Ekv 7-30}$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} \quad \text{Ekv 7-31}$$

där

γ_s är partialkoefficient för armeringsstål lika med 1,15.

f_{yk} , ϵ_{uk} väljs enligt Bilaga C till SS-EN 1992-1-1:2005. E_s kan sättas till 200 GPa.

Genom att anta en placering av och dimension på armeringen kan sedan momentkapacitet och tillhörande normallast beräknas genom att variera avståndet x i Figur 7-11. Den längsgående armeringen i sekantpålen väljs så att alla kombinationer av dimensionerande axiellast och dimensionerande moment ligger inom kapacitetskurvan se Figur 7-1.

Alternativt kan man använda ett beräkningsprogram som beräknar kapaciteten för ett armerat betongtvärsnitt.

7.2.3.3 Kontroll av skjuvning

Vid verifiering av skjuvmotstånd har följande symboler definierats i normen:

$V_{Rd,c}$ är dimensionerande skjuvmotstånd utan skjuvarmering

$V_{Rd,s}$ är dimensionerande skjuvmotstånd som kan tas av skjuvarmering

$V_{Rd,max}$ är dimensionerande högsta skjuvmotstånd som tas av konstruktionen och som begränsas av krossning av betongen i den tryckta strävan mellan över och underkant.

Delar utan skjuvarmering:

Dimensionerande skjuvmotstånd för delar utan skjuvarmering beräknas som det minsta av:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ekv 7-32}$$

eller

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ekv 7-33}$$

där

f_{ck} är i MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ med } d \text{ i mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

A_{sl} är arean på dragarmeringen som sträcker sig $(l_{bd} + d)$ utanför den sektion som studeras se Figur 7-14

b_w är smalaste bredden i den dragna zonen

d enligt Figur 7-14

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ i MPa}$$

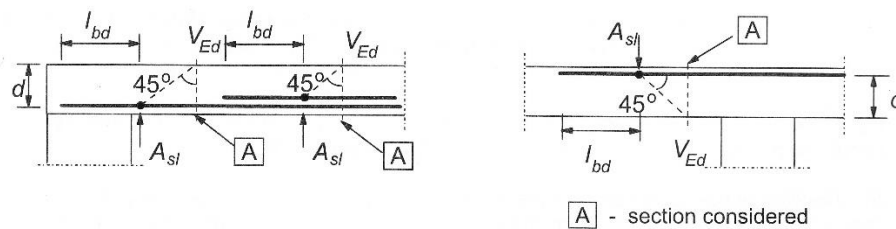
N_{Ed} är normal kraft i sektionen

A_c är betong arean i sektionen

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$k_1 = 0,15$$



Figur 7-14. Definition av A_{sl} . Figur 6.3 i SS-EN 1992-1-1:2005.

Delar med skjuvarmering:

Delar som behöver skjuvarmering kontrolleras enligt SS-EN 1992-1-1 Avsnitt 6.2.3.

För delar med skjuvarmering blir skjuvmotståndet, V_{Rd} , det minsta av

$$V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{Ekv 7-34}$$

eller

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad \text{Ekv 7-35}$$

där

A_s är tvärsnittsarean på skjuvarmeringen

z är inre hävarm lika med $0,9 \cdot d$

s är avståndet mellan skjuvarmeringen

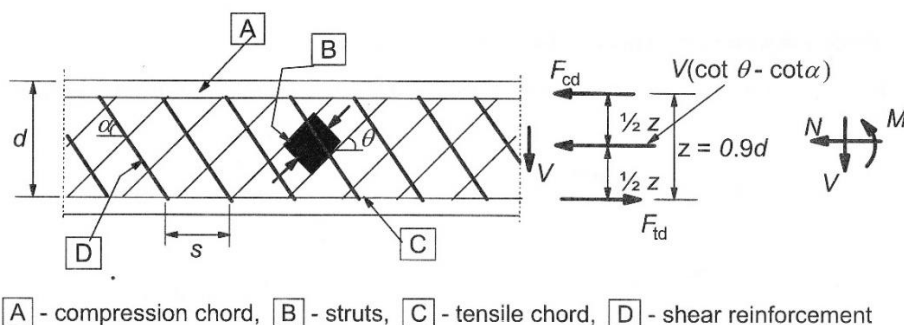
f_{ywd} är dimensionerande sträckgräns för skjuvarmeringen

α_{cw} är en koefficient som tar hänsyn till spänningstillståndet i den tryckta strävan, sätts lika med 1,0 för icke förspända konstruktioner

v_1 är en reduktionsfaktor för betong som spricker i skjuvning. $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ (f_{ck} i Mpa)

θ, α, d och z enligt Figur 7-15.

Värdet på $\cot \theta$ begränsas enligt $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.



Figur 7-15. Definition av vinklar och avstånd. Figur 6.5 i SS-EN 1992-1-1:2005.

7.3 DIMENSIONERING AV HAMMARBAND OCH STÄMP

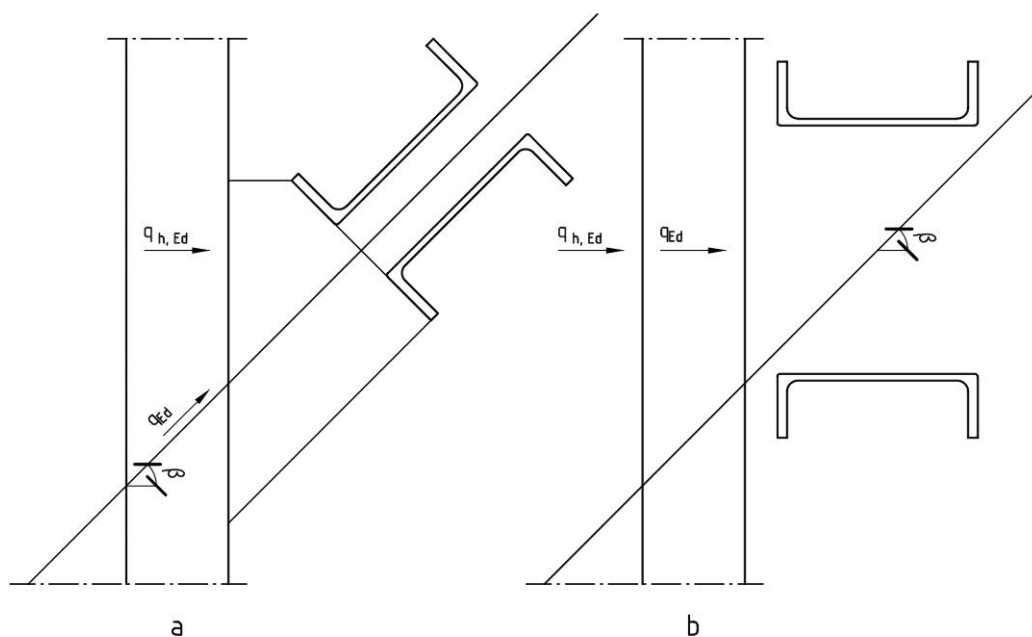
7.3.1 Allmänt

Hammarbanden ska dimensioneras för den hammarbandsbelastning, $q_{h,Ed}$, som räknas fram med hänsyn till jordtryckens storlek, se Avsnitt 7.1. För lutande hammarband som monteras parallellt med ankarstången blir belastningen parallellt med balkliven

$$q_{Ed} = \frac{q_{h,Ed}}{\cos \beta}$$

Ekv 7-36

Se Figur 7-16.



Figur 7-16. Belastning på hammarband.

Vid dimensionering av hammarband måste man skilja mellan hammarband som förankras med ankare och de som stöts med stämp.

7.3.2 Hammarband som förankras med ankare

Hammarband som förankras med ankare ska dimensioneras för ankarebortfall, dvs ett ankare vilket som helst skall kunna brista utan att fortskridande brott inträffar. Detta lastfall betraktas som ett olyckslastfall. Mätningar vid simulerade ankarbortfall har visat att lastökningen i intilliggande ankare var låg, mindre än 25 %, om förankringarna var förspända så att förspänningen översteg jordtrycket enligt Rankine.

Vid dimensionering av hammarbandsbalken för ankarbortfall måste hänsyn tas till att belastningen på hammarbandet ej är jämnt fördelad på grund av omfördelning av lasten vid ankarbortfallet. För att få en mer rättvis beräkning krävs en modell med en balk på elastiska stöd med belastning som varierar med utböjningen. I praktiken kan gränslastmetoden användas för beräkning av dimensionerande snittkrafter vid ankarbortfall.

Dimensionerande snittkrafterna blir då:

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{serv;k} \cdot (2 \cdot c)^2}{16} \quad \text{Ekv 7-37}$$

$$T_{Ed} = q_{serv;k} \cdot c \quad \text{Ekv 7-38}$$

där

c är det generella avståndet mellan ankare innan ankarbortfall sker

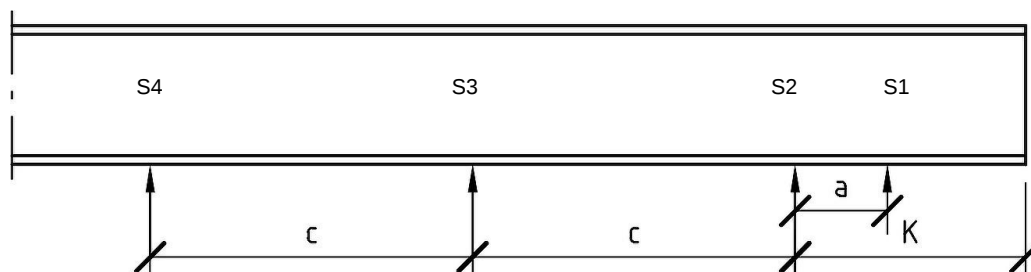
$q_{serv;k}$ är karakteristisk last för bruksgräns i balklivets riktning med hänsyn tagen till förspänningslast.

Vid avslutning av hammarband sätts dubbla ankare, se Figur 7-17. Väljs konsolens längd, K , lika med

$$K = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot c \quad \text{Ekv 7-39}$$

blir konsolmomentet lika med dimensionerande moment för innerfack. Avstånd, a , väljs efter delning i spontplankor normalt 400 – 600 mm. Även ett bortfall på stag S2 i Figur 7-17 kräver en detaljstudie, då hammarbandet ej kan betraktas som fast inspänd till höger om stag S1. I det specialfallet blir

$M_{y,Ed} = \frac{q_{serv;k} \cdot (c+a)^2}{11,7}$ utifrån gränslastteorin och antagandet om fast inspänning till vänster (vid S3) och ledad till höger (vid S1).



Figur 7-17. Delning vid ändfack.

Om ankarkraften kontrolleras regelbundet under byggtiden och jämförs med beräknade ankarkrafter samt om förspänningen överstiger aktivt jordtryck enligt Rankine kan belastningen $q_{serv;k}$ reduceras med 20 %.

Tvärsnittet kontrolleras för böjmoment och tvärkraft, se nedan.

Hammarbandet skall även kontrolleras i brottgränstillståndet för belastningen q_{Ed} . Dimensionerande snittkrafter om gränslastmetoden används blir.

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot c^2}{16} \quad \text{Ekv 7-40}$$

$$T_{Ed} = q_{Ed} \cdot c/2 \quad \text{Ekv 7-41}$$

Om elastisk beräkning utförs blir dimensionerande snittkrafter

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot c^2}{12} \quad \text{Ekv 7-42}$$

$$T_{Ed} = q_{Ed} \cdot c/2 \quad \text{Ekv 7-43}$$

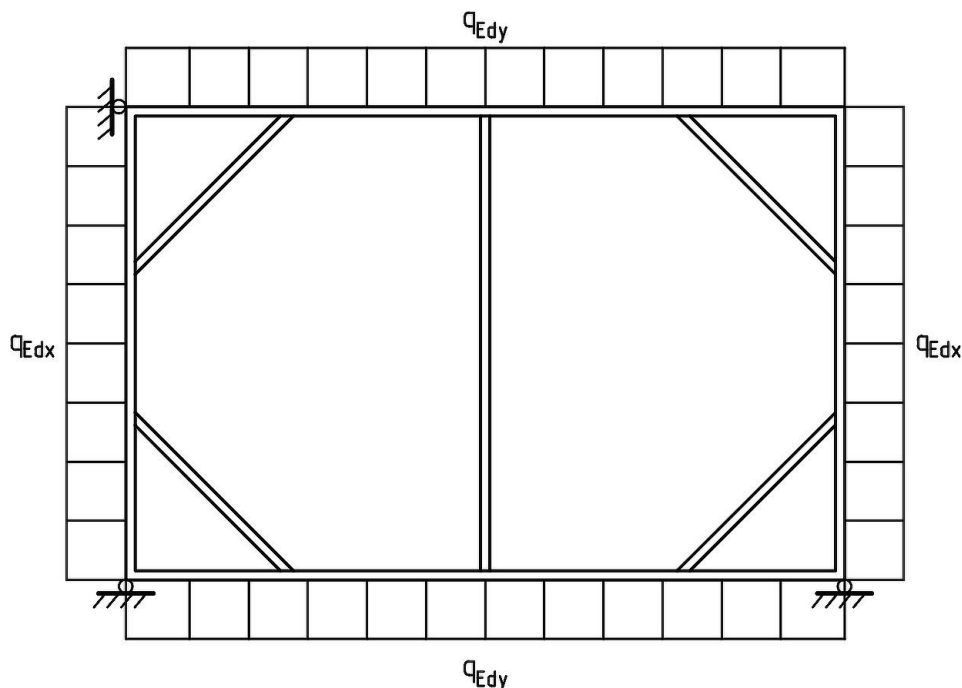
Tvärsnittet kontrolleras för böjmoment och tvärkraft, se nedan.

7.3.3 Hammarband som stöttas med stämp

För ett hammarband som stöttas med stämp måste snittkrafterna N_{Ed} , M_{Ed} och T_{Ed} beräknas för varje del av bärverket. Detta kan göras med en ramanalys, se Figur 7-18. Alternativt kan snittkrafterna beräknas med en förenklad jämviktsbetraktelse där stämpan antas ledat infäst i hammarbandet. En stämpad konstruktion behöver inte dimensioneras för att en godtycklig stämp antas falla bort. Eftersom ett brott i en stämp kan medföra allvarliga konsekvenser så kan det vara lämpligt att använda ett konservativt betraktelsesätt vid dimensionering av stämpan och dess infästningar.

Förväntad tillskottslast på grund av stämpens temperaturvariation skall kunna fördelas ut till jorden via hammarband och spont.

Utför man en ramanalys måste man först kontrollera att ramen är i jämvikt för de hammarbandslaster som påförs ramen, t.ex om olika hammarbandslaster har beräknats för motstående sidor måste den största av dessa laster påföras ramen. Är geometrin sådan att ramen vill rotera måste hammarbandslastens fördelning justeras så att ramen i sin helhet är rotationsstabil. För att ramprogrammet skall kunna beräkna lasterna i ramen måste deformationsvillkor ges för minst tre punkter se Figur 7-18. Alternativt låses två punkter och en av dessa punkter i två riktningar.



Figur 7-18. Stämpad hammarbandskonstruktion.

Ramanalysen kan göras med ett kommersiellt program som beräknar snittkrafter enligt 1:a ordningens teori men även kan beräkna snittkrafter enligt 2:a ordningens teori där hänsyn tas till initialkrokighet. Normalt gör programmen även tvärsnittskontroll med hänsyn till bärförmåga och kontroll av instabilitet i varje bärverksdel. Det är dock av största vikt att deformationsmönstret värderas samt att de för programmet "nödvändiga" stödpunkterna, rullager i Figur 7-18, ej erhåller några laster. Ramen skall vara i kraftbalans i sig själv. Uppkommer inte detta kommer på grund av obalans mellan sidorna, av lastskäl eller geometriska skäl, skall linjelasterna justeras till dess balans erhållits.

7.3.4 Dimensionering av hammarband.

7.3.4.1 Allmänt

Varje bärverksdel skall kontrolleras med avseende på:

- Bärförmåga för tvärsnitt
- Bärförmåga med hänsyn till instabilitet
- Bärförmåga för knutpunkter.

Tvärsnitt för balkar, rör och vinkelstång delas in i olika klasser för att fastställa i vilken grad bärförmåga och rotationskapacitet för ett tvärsnitt begränsas av buckling. Fyra klasser definieras enligt följande.

- 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.

Klassificeringen av ett tvärsnitt i tvärsnittsklass beror på förhållandet mellan bredd och tjocklek för tryckbelastade tvärsnittsdelar, se Tabell 5.2 i SS-EN 1993-1-1:2005.

7.3.4.2 Krav på tvärsnitt för plastisk global analys

För en bärverksdel med konstant tvärsnitt kan tillräcklig rotationskapacitet antas finnas vid en flytled om båda följande villkor uppfylls:

- Bärverksdelen tillhör klass1 vid flytleden
- Där en transversallast som överstiger 10 % av bärförmågan för tvärkraft angriper livet vid flytleden ska livavstyvningar insättas inom ett avstånd längs med bärverksdelen om $h/2$ från flytleden, där h är tvärsnittets höjd på detta ställe.

7.3.4.3 Bärförmåga för tvärsnitt

Som en approximation på konservativa sidan för alla tvärsnittsklasser kan en linjär summering av utnyttjandegraderna för varje spänningsresultant användas.

För tvärsnitt i klass 1, 2 eller 3 belastad med en kombination av $N_{E,d}$, $M_{y,E,d}$ och $M_{z,E,d}$ kan metoden användas genom att tillämpa följande villkor:

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} + \frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d}} + \frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d}} \leq 1 \quad \text{Ekv 7-44}$$

där $N_{R,d}$, $M_{y,R,d}$ och $M_{z,R,d}$ är dimensioneringsvärden för bärförmåga beroende på tvärsnittsklass inklusive den reduktion som kan orsakas av tvärkrafter.

7.3.4.4 Bärförmåga för moment

Bärförmågan för moment kring en tyngdpunktsaxel för ett tvärsnitt bestäms enligt följande:

För tvärsnitt i klass 1 och 2

$$M_{c,R,d} = M_{pl,R,d} = W_{pl} \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-45}$$

För tvärsnitt i klass 3

$$M_{c,R,d} = M_{el,R,d} = W_{el,min} \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-46}$$

7.3.4.5 Bärförmåga för dragkraft

Dimensionerande bärförmåga för dragkraft för tvärsnitt utan hål blir:

$$N_{t,R,d} = A \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-47}$$

7.3.4.6 Bärförmåga för tryckkraft

Dimensionerande bärförmåga för ett tvärsnitt med jämnt fördelad tryckkraft $N_{c,Rd}$ ska bestämmas enligt:

För tvärsnitt i klass 1, 2 eller 3

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-48}$$

7.3.4.7 Bärförmåga för tvärkraft

Om vridning ej förekommer är dimensionerande plastisk bärförmåga för tvärsnitt:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) \quad \text{Ekv 7-49}$$

där

A_v är skjuvarean (skjuvarean bestäms enligt SS-EN 1993-1-1:2005).

Vid dimensionerande elastisk bärförmåga för tvärkraft måste följande villkor för en kritisk punkt i tvärsnittet vara uppfyllt:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3})} \leq 1,0 \quad \text{Ekv 7-50}$$

För I- eller H-tvärsnitt kan skjuvspänningen i livet bestämmas enligt:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ om } A_f / A_w \geq 0,6$$

där

A_f är arean för en fläns

A_w är livarean $A_w = h_w \cdot t_w$.

För övriga fall hänvisas till Avsnitt 6.2.6 i SS-EN 1993-1-1:2005.

7.3.4.8 Reduktion av bärförmåga för moment med hänsyn till tvärkraftens storlek

Om tvärkraften, V_{Ed} , är mindre än 50 % av den plastiska bärförmågan, $V_{pl,Rd}$, för tvärkraft kan dess inverkan på bärförmågan för moment försummas förutom där skjuvbuckling reducerar bärförmågan.

Är tvärkraften, V_{Ed} , större än 50 % av den plastiska bärförmågan, $V_{pl,Rd}$, reduceras bärförmågan för moment till bärförmågan för tvärsnittet beräknad med en reducerad sträckgräns lika med:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-51}$$

där

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{Ekv 7-52}$$

$V_{pl,Rd}$ är dimensionerande plastisk bärförmåga för tvärkraft se ekv 7-49.

För I-tvärsnitt med lika flänsar och böjning kring den styva axeln kan den reducerade plastiska bärförmågan bestämmas med följande uttryck:

$$M_{y,V,Rd} = \left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot (A_w)^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_y \text{ dock } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad \text{Ekv 7-53}$$

där $M_{y,c,Rd}$ är dimensionerande bärförmåga för enbart moment och

$$A_w = h_w \cdot t_w \quad \text{Ekv 7-54}$$

7.3.4.9 Normalkraftens inverkan på plastisk bärförmåga för moment

För tvärsnitt i klass 1 och 2

För ett rektangulärt tvärsnitt utan hål gäller:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2 \right] \quad \text{Ekv 7-55}$$

För dubbelsymmetriska I- och H-tvärsnitt eller dubbeltvärsnitt med flänsar, behöver inte hänsyn tas till normalkraftens inverkan på den plastiska bärförmågan för moment kring y-y axeln om båda följande villkor är uppfyllda:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Ekv 7-56}$$

och

$$N_{Ed} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-57}$$

För dubbelsymmetriska I- och H-tvärsnitt, behöver hänsyn inte tas till normalkraftens inverkan på den plastiska bärförmågan för moment kring z-z axeln om:

$$N_{Ed} \leq h_w \cdot t_w \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-58}$$

För tvärsnitt av valsade I- och H-tvärsnitt samt för svetsade I- och H-tvärsnitt med lika flänsar beräknas den reducerade bärförmågan för moment enligt:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5 \cdot a) \text{ men } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{För } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{För } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

där

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f)/A \text{ men } a \leq 0,5.$$

För tvärsnitt i klass 3

Om tvärkraft inte förekommer ska dimensionerande längsgående spänning, $\sigma_{x,Ed}$ på grund av moment och normalkraft uppfylla följande villkor:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y \quad \text{Ekv 7-59}$$

7.3.4.10 Kontroll vid punktlaster

Utför man en plastisk analys av ett hammarband måste livavstyvningar monteras vid varje punkt där flyttled kan utbildas och transversallast angriper, dvs där stag eller stämplast förs in. För detta fall behöver ingen ytterligare kontroll vid punktlasterna genomföras.

Utför man en elastisk analys av hammarbandet och inte monterar livavstyvningar ska balklivets bärförmåga kontrolleras med hänsyn till intryckning enligt SS-EN 1993-1-5 Avsnitt 6.

7.3.5 Dimensionering av stämp

7.3.5.1 Allmänt

Stämp måste kontrolleras för instabilitet. Stämpan ska även dimensioneras för en extern transversallast. Storleken på lasten ska bestämmas utifrån bedömning av aktuellt arbetsutförande och verksamhet. Om inget annat kan bevisas var rimligt sättas lasten lika med 20 kN som antas angripa i stämpens mittpunkt. Detta lastfall betraktas som ett olyckslastfall.

Förväntad tillskottslast på grund av stämpens temperaturvariation ska inkluderas. Tillskottslasten kan minskas genom isolering av stämpan. Eventuell tillskottslast skall kunna föras vidare ut i jorden via hammarband och spont. Detta kräver en iterativ process av hela systemet.

7.3.5.2 Bärförmåga vid instabilitet vid böjda och tryckta bärverksdelar med konstant tvärsnitt

Delar som påverkas av böjning och normalkraft ska uppfylla villkoren:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{RK}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,RK}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,PK}} \leq 1 \quad \text{Ekv 7-60}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{RK}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,RK}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,RK}} \leq 1 \quad \text{Ekv 7-61}$$

där

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ är dimensionerande tryckkraft och maximalt moment kring y-y och z-z axeln längs med bärverksdelen

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ är tillskottsmoment på grund av tyngdpunktens förskjutning, se Tabell 7-6.

χ_y och χ_z är reduktionsfaktorer på grund av böjknäckning

χ_{LT} är reduktionsfaktor på grund av vridknäckning och böjvridknäckning

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} är interaktionsfaktorer som bestäms enligt metod 1 i Bilaga A till SS-EN 1993-1-1:2005.

Beräkning av interaktionsfaktorerna är komplicerat och det är lätt att göra fel därför rekommenderas att ett kommersiellt ramanalysprogram används där denna beräkning sker med automatik.

Tabell 7-6. Värderna för A_i , W_i och $\Delta M_{i,Ed}$. (enligt tabell 6.7 i SS-EN 1993-1-1:2005)

Klass	1	2	3
-------	---	---	---

A_i	A	A	A
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$
$\Delta M_{y,ED}$	0	0	0
$\Delta M_{z,ED}$	0	0	0

7.3.5.3 Tryckta bärverksdelar med konstant tvärsnitt

En tryckt bärverksdel ska kontrolleras med hänsyn till instabilitet enligt följande:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Ekv 7-62}$$

där

N_{Ed} är dimensioneringsvärdet för tryckkraften

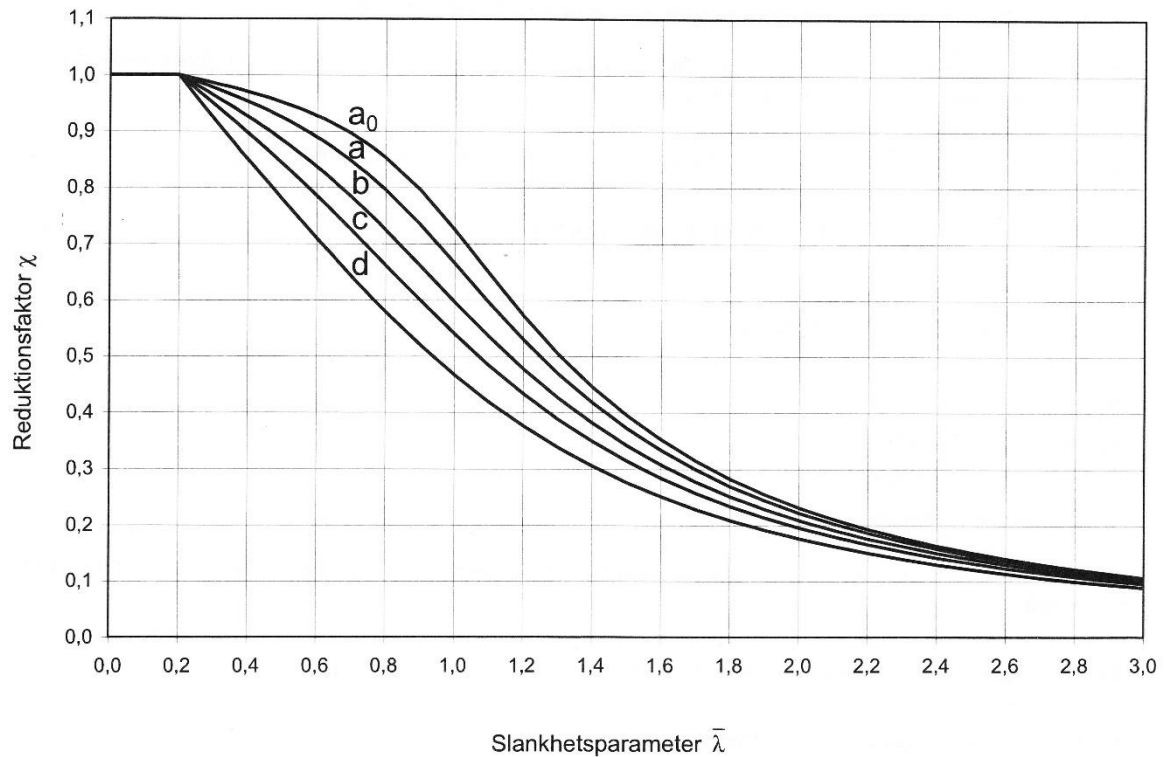
$N_{b,Rd}$ är dimensioneringsvärdet för bärförmågan vid instabilitet för den tryckta bärverksdelen.

Dimensioneringsvärdet för tryckkraft för en tryckt bärverksdel ska bestämmas enligt:

För tvärsnitt i klass 1,2 och 3

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-63}$$

där χ är reduktionsfaktor för relevant instabilitetsmod, se Figur 7-19.



Figur 7-19. Knäckkurvor enligt fig.6.4 i SS-EN 1993-1-1:2005.

Slankhetsparametern $\bar{\lambda}$ ges av:

För tvärsnitt i klass 1, 2 och 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \quad \text{Ekv 7-64}$$

där

L_{cr} är knäcklängden i det plan som beaktas

i är tröghetsradien bestämd för bruttotvärsnittet

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ i N/mm}^2)$$

För böjknäckning hämtas lämplig knäckningskurva från tabell 6.2 i SS-EN 1993-1-1:2005.

7.4 KONTROLL AV SVETSAR

En kälsvets dimensionerande bärförmåga är tillräcklig om följande två villkor är uppfyllda

$$\sqrt{\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_v^2 + \tau_{par}^2)} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad \text{och} \quad \sigma_v < \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{Ekv 7-65}$$

där

f_u är nominell brottgräns för den svagare av de förbundna konstruktionsdelarna

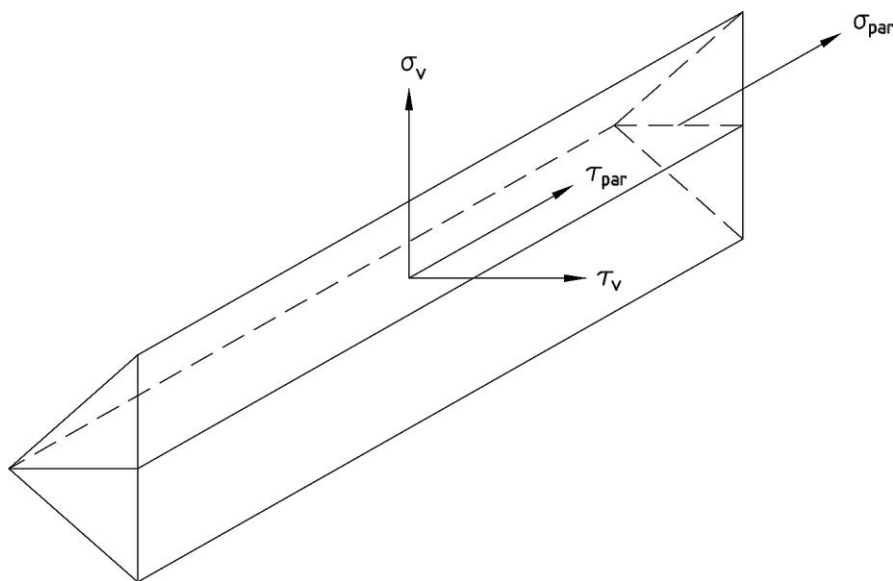
β_w är en koefficient som beror på stålsort enligt tabell 4.1 i SS-EN 1993-1-8:2005.

γ_{M2} är partialkoefficient lika med 1,2

σ_v är normalspänning vinkelrätt mot a-måttet

τ_v är skjuvspänning vinkelrätt mot svetsens längdaxel

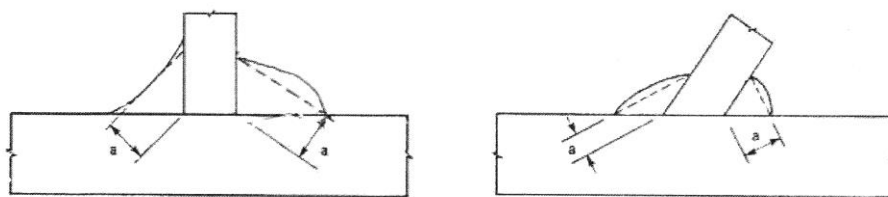
τ_{par} är skjuvspänningen parallellt med svetsens längdaxel, se Figur 7-20.



Figur 7-20. Spänningar över svetsarean i kälsvets.

Effektiv svetslängd, l_{eff} , för en kälsvets bör tas som den längd över vilken svetsen har full storlek. Den får sättas till hela svetslängden minskad med två gånger det effektiva a-måttet.

En kälsvets effektiva a-mått bör sättas till höjden i den största triangel som kan inskrivas mellan fogytorna svetsytan, mätt vinkelrätt den yttersta sidan i denna triangel, se Figur 7-21.



Figur 7-21. A-mått för kälsvets.

Beräkningsmässig svetsarea A_w sätts till $A_w = \sum a \cdot l_{eff}$

7.5 KONTROLL AV KONSOLPLÅT FÖR HAMMARBAND

Konsolplåtarna skall dimensioneras för största staglasten. Vanligtvis blir det provdragningslasten som fördelas på två konsolplåtar.

Kontroll av knäckning:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,RD}} \leq 1,0 \quad \text{Ekv 7-66}$$

där

N_{Ed} är dimensioneringsvärdet för tryckkraften

$N_{b,RD}$ är dimensioneringsvärdet för bärförmåga vid instabilitet för den tryckta bärverksdelen

$$N_{B,RD} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Ekv 7-67}$$

där

χ är reduktionsfaktor för relevant instabilitetsmod

A är tvärsnittsarea

f_y är stålets sträckgräns

γ_{M1} är lika med 1,0

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{Ekv 7-68}$$

där

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

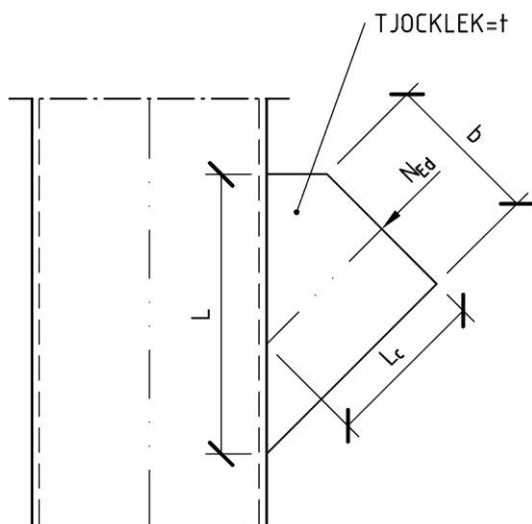
α är en imperfektionsfaktor = 0,49 motsvarande knäckkurva c enligt tabell 6.1 i SS-EN 1993-1.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_c^2}$$

där

E är stålets elasticitetsmodul = 210 GPa

$I = \frac{b \cdot t^3}{12}$ beteckningar enligt Figur 7-22.



Figur 7-22. Konsol för hammarband.

Dimensionering av svets i längsled:

Bärförmågan för en kälsvets anses tillfredställande om i varje punkt längs svetsen, resultanten till alla krafter per längdenhet som överförs av svetsen uppfyller följande villkor:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad \text{Ekv 7-69}$$

där

$F_{w,Ed}$ är dimensioneringsvärdet av kraften på svetsen per längdenhet

$F_{w,Rd}$ är svetsens dimensionerande bärförmåga per längdenhet.

Effektiv svetslängd $l_{eff} = l - 2 \cdot a$

a är svetsens a mått.

Belastning parallellt med svets per längdenhet

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot \sin \alpha}{2 \cdot l_{eff}} \quad \text{Ekv 7-70}$$

där

N_{Ed} är dimensionerande last per konsolplåt.

α är vinkel på ankarna. Lasten fördelas på två svetsar

Dimensionerande skjuvhållfasthet för svetsen

$$\tau_{par} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad \text{Ekv 7-71}$$

där

γ_{M2} är partialkoefficient lika med 1,2.

f_u är nominell brottgräns för det svagare materialet

β_w är koefficient som beror på stålqualität enligt tabell 4.1 i SS-EN 1993-1-8. Är lika med 0,9 för S355.

Svetsens dimensionerande bärförmåga per längdenhet

$$F_{w,Rd} = \tau_{par} \cdot a$$

Ekv 7-72

7.6 DIMENSIONERING AV ANKARE

7.6.1 Allmänt

Ankarna ska dimensioneras på grundval av den hammarbandsbelastning, $q_{h,Ed}$, som räknats fram med hänsyn till jordtryckens storlek i brottgräns, se Avsnitt 7.1. Ankarna skall dessutom dimensioneras för ankarbortfall. Dvs ett ankare vilket som helst, i en hammarbandskonstruktion ska kunna lossna eller brista utan att ett fortskridande brott inträffar. Detta lastfall betraktas som ett olyckslastfall. Som olyckslast används den beräknade belastningen på hammarbandet som behövs för att innehålla bruksgränstillståndet, $q_{serv;k}$

Belastningen på varje ankare blir i brottgräns

$$F_{ULS;Ed} = \frac{q_{h,Ed} \cdot c}{\cos \beta_{stag}}$$

Ekv 7-73

där

$q_{h,Ed}$ är dimensionerande horisontell hammarbandslast

c är avståndet mellan ankare

β_{stag} är ankarets lutning mätt från horisontalplanet.

Vid ankarbortfall blir belastningen på intilliggande ankare

$$F_{ALS;Ed} = 1,5 \cdot \frac{q_{serv;k} \cdot c}{\cos \beta_{stag}}$$

Ekv 7-74

Om minst 10 % av ankarna kontrolleras regelbundet med avseende på ankarkraft och att förspänning görs till minst aktivt nettojordtryck beräknat med valda värden på jordens hållfasthet kan ett värde lika med

$$F_{ALS;Ed} = 1,3 \cdot \frac{q_{serv;k} \cdot c}{\cos \beta_{stag}}$$

Ekv 7-75

användas.

I brottgränstillståndet ska villkoret

$$F_{Rd} \geq F_{ULS;Ed}$$

Ekv 7-76

vara uppfyllt, där F_{Rd} är den minsta lastkapaciteten med hänsyn till ankarmaterialet (strukturell bärförmåga) eller med hänsyn till förankringszonen (geoteknisk bärförmåga) enligt nedan.

7.6.2 Strukturell bärförmåga

Linankare

För linankare beräknas dimensionerande bärförmåga för linan enligt SS-EN 1992-1-1:2005 Avsnitt 3.3

$$F_{tg,Rd} = \frac{A_g \cdot f_{p0,1k}}{\gamma_S}$$

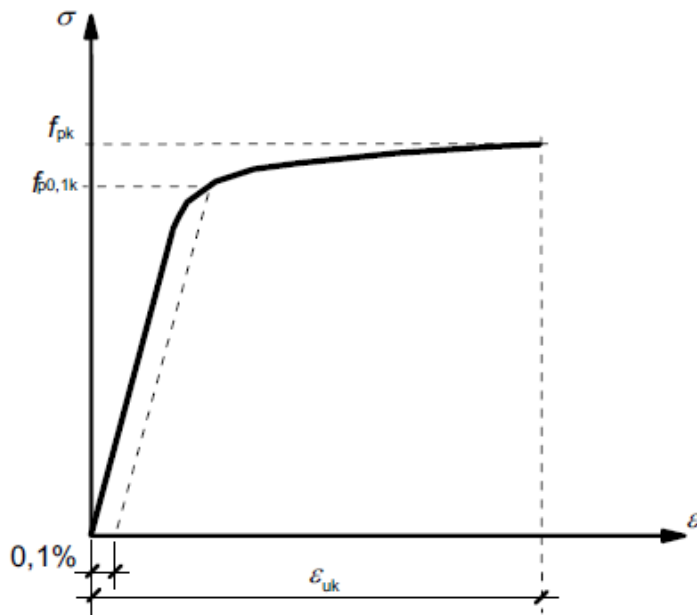
Ekv 7-77

där

A_g = bruttoarean för förankringens tvärsnitt

$\gamma_S = 1,15$ se SS-EN 1992-1-1:2005 tab 2.1N

Sträckgränsen $f_{p0,1k}$ definieras enligt nedanstående figur.



Stångankare

För stångankare beräknas dimensionerande bärförmåga för stången enligt SS-EN 1993-5:2007 Avsnitt 7.2.

Minsta av $F_{tg,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ förankringsstången

och $F_{tt,Rd} = \frac{k_t \cdot f_{ua} \cdot A_S}{\gamma_{M2}}$ den gängade delen

där

A_g = bruttoarean för förankringstångens tvärsnitt

f_y = sträckgränsspänning

$\gamma_{M0} = 1,0$

k_t = om ingen särskild hänsyn tagits till lastpåverkningar som kan orsaka böjning av förankringsstången kan faktorn k_t sättas till 0,75. Om förankringsstångens anslutning mot spanten utformas så att böjning av stången undviks kan faktorn k_t sättas till 0,9.

f_{ua} = förankringsstångens brottdraghållfasthet.

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

$\gamma_{M2} = 1,2$ för stångstag.

Vid olyckslast begränsas bärförmågan av samma uttryck men med γ_S och $\gamma_{M2} = 1,0$

Vid bruksgräns begränsas bärförmågan $F_{t,Rd}$ av följande uttryck.

$$F_{t,ser} \leq F_{t,Rd} \leq \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}}$$

Ekv 7-78

där

A_s = är den mindre av: spänningsarean för den gängade delen och förankringstången nettoarea.
 $\gamma_{Mt,ser}$ är 1,0 enligt val i nationell Bilaga.

7.6.3 Maximal provdragningslast

Vid provdragningsstag får spänningen i stålet vid provdragningslasten, P_p , högst uppgå till det minsta av 95% av sträckgränsen, f_y , och 80% av brottlasten, f_{ua} , enligt SS-EN ISO 22477-5:2018.

7.6.4 Geoteknisk bärförmåga

7.6.4.1 Geoteknisk bärförmåga baserad på beräkningar

Den geotekniska bärförmågan för en mantelburen förankringskropp i brottgräns kan beräknas enligt följande uttryck.

$$F_{ULS,Rd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_m} \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

Ekv 7-79

där

f_{sk} är karakteristisk vidhäftning mellan jord och förankringskropp

γ_m partialkoefficient för material lika med 1,5

D är diametern på förankringskroppen

L är längden på förankringskroppen.

Värdet på vidhäftningen mellan jord och förankringskropp kan uppskattas enligt Tabell 7.7.

Förankringskroppens diameter, D , kan bli 1,2 – 2,5 gånger större än borrkronans diameter i friktionsjord. De lägre värdena erhålls i lågpermeabel jord, medan de högre värdena erhålls i friktionsjord med hög permeabilitet.

I lera kan förankringskroppens diameter bli mellan 1,0 – 1,4 gånger större än borrkronans diameter.

I berg blir förankringskroppen lika med borrkronans diameter.

Vid förankring i berg måste även dimensionerande bärförmåga med hänsyn till brott mellan ingjutning och stång samt med hänsyn till brott i bergmassan kontrolleras, se Avsnitt 7.8.2 och 7.8.3.

Tabell 7-7. Karakteristiska värden för vidhäftning, f_{sk} , (kPa) mellan cementbruk och jord. Efter Rapport 102, Pålkommisionen.

LERA & SILT	Relativ fasthet	CPT, q_r (MPa)	Odränerad skjuvhållfasthet (kPa)
1,0 – 2,0 C_{uk}	Mycket lös	0,1 – 0,8	<12,5
1,5 – 2,5 C_{uk}	Lös	0,5 – 2,0	12,5 - 25
2,5 – 3,5 C_{uk}	Medelfast	2,0 – 5,0	25 - 50
1,5 – 2,5 C_{uk}	Fast	5,0 -10,0	50 - 100
1,5 – 2,0 C_{uk}	Mycket fast	> 10,0	>100
SAND & GRUS	Relativ fasthet	Viktsondering V_{im} (hv/0,2 m)	Hejarsondering H_fA (sl/0,2 m)
50 -100	Mycket lös	<10	<5
100 - 150	Lös	10 - 30	5 - 10
150 - 200	Medelfast	20 - 60	7 -15
200 - 250	Fast	40 - 100	10 - 40
250 - 300	Mycket fast	>80	>30
VITTRAT BERG	Grad av vittring		
500	Utbredd		
750	Begränsad		
OVITTRAT BERG			
1000	Mjukt berg		
1500	Hårt berg		

7.6.4.2 Geoteknisk bärförmåga utvärderad från provdragning

Provdragning av stag ska utföras enligt standard SS 27104:2016 "Provning av geotekniska konstruktioner - Förankringar".

Den geotekniska bärförmågan utvärderas ur provdragningslasten enligt

$$F_{ULS,k} = \frac{(F_{ULS,m})_{min}}{\xi_{ULS}} \quad \text{Ekv 7-80}$$

där $F_{ULS,m}$ är det minsta av provdragningslasten, P_p , och den last som uppnås utan att krypningen blir större än tillåten. Tillåtet värde på 'krypningen' α är 2 mm.

ξ_{ULS} är 1,0 under förutsättning att godkännande provningen har utförts på samtliga förankringar.

Dimensionerande geoteknisk bärförmåga blir

$$F_{ULS,Rd} = \frac{F_{ULS,k}}{\gamma_{a;acc;ULS}} \quad \text{Ekv 7-81}$$

där $\gamma_{a;acc;ULS}$ är en partialkoefficient som tar hänsyn till mätutrustningens noggrannhet, I Sverige har värdet satts till 1,05

7.6.5 Dimensionerande bärförmåga

För i stort sett alla på marknaden förekommande stag är det provdragningslasten som är begränsande för den dimensionerande bärförmågan. Det finns inte någon lastsituation, brottgräns, bruksgräns eller olyckslast, som medger att stagen utnyttjas hårdare än provdragningslasten dividerad med 1,05. För GWS- och GEWI-stagen gäller ett försumbart lägre värde för brottgränsen.

7.7 DIMENSIONERING AV DUBB

Dubb ska dimensioneras för det moment som uppkommer om det blir ett glapp mellan spont och berg. Bärförmåga för ingjutningen i berg ska även kontrolleras.

7.7.1 Dimensionering med hänsyn till moment

För varje dubb gäller:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad \text{Ekv 7-82}$$

där

M_{Ed} är dimensionerande moment

M_{Rd} är dimensionerande bärförmåga för moment.

Belastningen N_{Ed} på varje dubb blir

$$N_{Ed} = q_{h,dubb} \cdot c \quad \text{Ekv 7-83}$$

där

$q_{h,dubb}$ är den dimensionerande horisontella belastningen på dubbnivån

c är avståndet mellan dubbarna.

Dimensionerande moment i dubb förutsatt att dubben bara är ingjuten i berg blir

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot d \quad \text{Ekv 7-84}$$

där

$d = b + 0,06$ m och b = avståndet mellan spontplankans underkant och berg, se Figur 7-23.

Om borring av dubb utförs genom ett i förväg fastsvetsat rör på sponten och bergdubben kringgjuts både i berg och rör sätts d lika med

$$d = \frac{\text{bavstånd(spont-berg)} + 0,06}{2} \quad \text{Ekv 7-85}$$

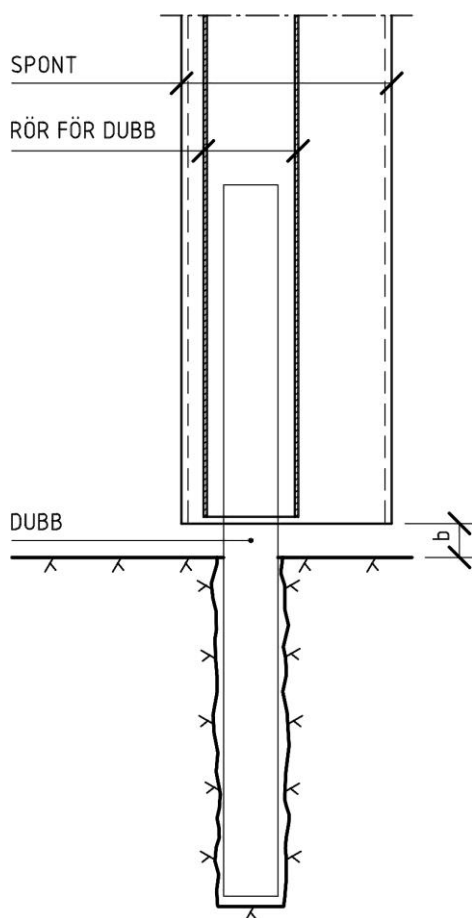
Dimensionerande bärförmåga för dubben beräknas enligt

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{Ekv 7-86}$$

där

W_{pl} är dubbens plastiska böjmotstånd

f_y är stålets sträckgräns.



Figur 7-23. Förutsättningar för dimensionering av dubb.

7.7.2 Dimensionering med hänsyn till ingjutningsbrukets tryckhållfasthet och bergets tryckhållfasthet

För varje dubb gäller:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{Ekv 7-87}$$

Maximal bärförmåga, N_{RD} , s.k. dymlingseffekt beräknas enligt BBK 04, 6.8.3a, där hänsyn tas till det minsta värdet av ingjutningsbrukets och bergets hållfasthet enligt:

$$N_{Rd} = \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y} \quad \text{Ekv 7-88}$$

där

f_{cc} är ingjutningsbrukets tryckhållfasthet, är bergets tryckhållfasthet lägre än ingjutningsbrukets tryckhållfasthet används bergets tryckhållfasthet

f_y är stålets sträckgräns

ϕ är dubbens diameter.

Dubbens längd i berg sätts till 0,5 m. Vid dubblaster större än 300 kN kan längre dubbar erfordras. Detta ska kontrolleras genom särskilda utredningar.

7.7.3 Dimensionering med hänsyn till spontplankans kapacitet

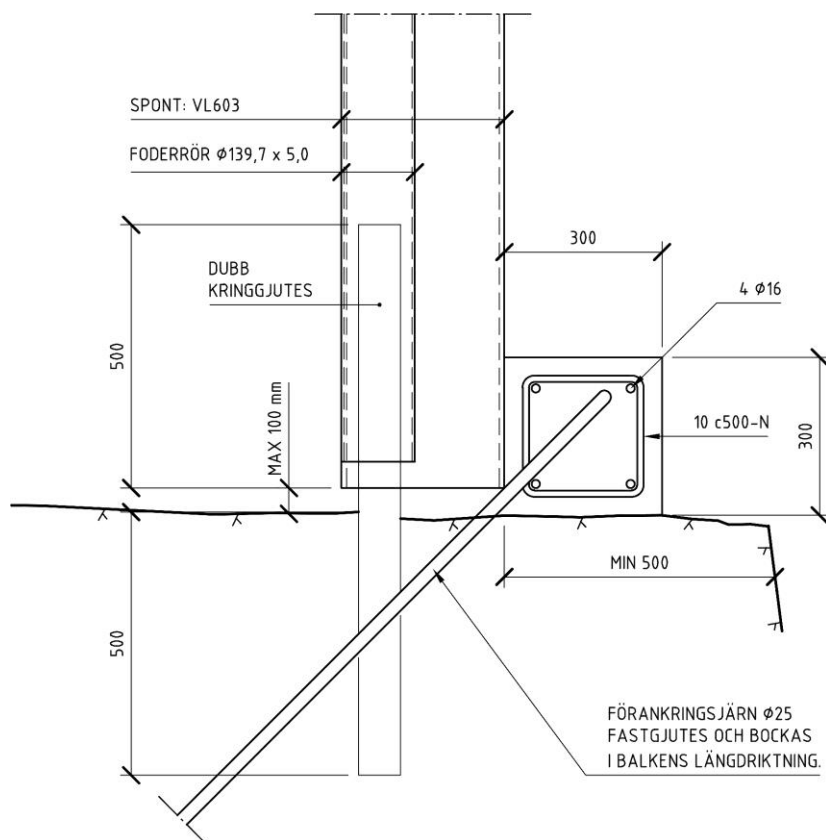
Vid dubblaster större än 300 kN bör man även kontrollera att spontplankan klarar av att ta upp dubblasten.

Vid fastsvetsade foderrör skall de visas att infästningen mellan rör och spont är tillräcklig.

7.8 DIMENSIONERING AV KANTBALK

7.8.1 Allmänt

Där sprängning kommer att ske framför en spont ska en kantbalk gjutas som förankras i bakomliggande berg med bultar, se Figur 7-24. Kantbalkens uppgift är att kunna ta upp belastningen från dubben om berget faller ut framför dubben vid sprängning.



Figur 7-24. Exempel på spontfot med dubb och förankrad kantbalk.

Dimensionerande belastning på kantbalken

$$N_{Ed} = q_{h,dubb}$$

Ekv 7-89

där

$q_{h,dubb}$ är den horisontella belastningen på dubbnivån

Dimensionerande moment och tvärkraft i kantbalk

$$M_{Ed} = \frac{q_{h,dubb} \cdot c^2}{16}$$

Ekv 7-90

$$V_{Ed} = q_{h,dubb} \cdot c/2$$

Ekv 7-91

där

c är avståndet mellan förankringsbultarna. Då lasteffekten baseras på gränslastteorin och kontinuerlig balk kan det finnas fog för ytterligare kontroller vid avslut av kantbalken, jämför Avsnitt 7.3.2

Dimensionerande last i förankringsjärn

$$F_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{\cos \beta} \cdot 2$$

Ekv 7-92

där

β är vinkel mellan bultens riktning och horisontalplanet.

Förankringens dimensionerande bärförmåga är lika med det minsta av dess strukturella bärförmåga och dess geotekniska bärförmåga.

Dimensionerande strukturell bärförmåga hos förankringsjärnen

$$F_{Rd} = A_f \cdot f_y \quad \text{Ekv 7-93}$$

Den geotekniska bärförmågan kan begränsas av ett av tre brott nämligen:

- Brott mellan ingjutning och stål
- Brott mellan ingjutning och berg
- Brott i bergmassan.

7.8.2 Den dimensionerande bärförmågan med hänsyn till brott mellan ingjutning och stång

Dimensionerande vidhäftningsspänning mellan ingjutning och kamstål kan beräknas enligt Avsnitt 8.4.2 i SS-EN 1992-1-1:2005

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad \text{Ekv 7-94}$$

där

$f_{ctk,0,05}$ är karakteristisk draghållfasthet hos ingjutningen

γ_c är partialkoefficient för betong lika med 1,5

η_1 är en koefficient som tar hänsyn hur bra ingjutningen blir, kan sättas till 0,7

η_2 är relaterad till stångdiametern, ϕ

$\eta_2 = 1,0$ för $\phi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ för $\phi > 32 \text{ mm}$

α_{ct} kan sättas lika med 1,0.

För injekteringsbruk är $f_{0,05}$ lika med 2,0 MPa vilket ger f_{bd} lika med 2,1 MPa om $\phi \leq 32 \text{ mm}$

Den dimensionerande bärförmågan med hänsyn till brott mellan ingjutning och stål blir

$$F_{cs,RD} = l \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} \quad \text{Ekv 7-95}$$

där

l är ingjutningslängd

d_s är stångens diameter.

7.8.3 Dimensionerande bärförmåga med hänsyn till brott mellan ingjutning och berg

Den dimensionerande bärförmågan med hänsyn till brott mellan ingjutning och berg kan beräknas enligt

$$F_{cr, RD} = \frac{l \cdot \pi \cdot d_h \cdot f_{s,k}}{\gamma_c}$$

Ekv 7-96

där

d_h är borrhålets diameter

$f_{s,k}$ är karakteristisk vidhäftningsspänning mellan ingjutning och berg.

För järn förankrade i granit eller gnejs kan $f_{s,k}$ sättas lika med 1,5 MPa. För andra bergarter hänvisas till BYGG G15:42 och Tabell 7-7.

7.8.4 Med hänsyn till brott i bergmassan

Brott i bergmassan kan beräknas efter antagandet att den bergvolym (3D-volym) som dras loss motsvarar en kon med toppvinkeln 60° där ankarändan befinner sig i konens spets, se Figur 7-25. Inverkan av intilliggande förankringar ska tas hänsyn till när konens volym beräknas. Kraft i vertikalled

$$W = V \cdot \gamma_{\text{berg}} + \sigma_v \cdot A_k$$

Ekv 7-97

där

V är bergkonens volym (3D-volym med hänsyn till avstånd mellan förankringar)

γ_{berg} är bergmassans tunghet

σ_v är vertikalspänning mot bergöverytan

A_k konens horisontella yta i bergytan.

Kraften, $F_{r, RD}$, som erfordras för att dra ut bergkonen beräknas genom kraftjämvikt, se Figur 7-25. Friktionsresultanten, R , beräknas så att villkoret

$$T = N \cdot \tan \phi_{rd}$$

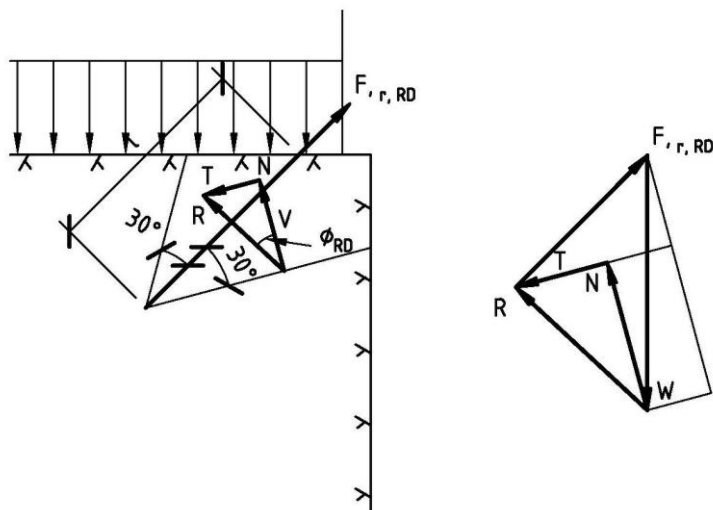
Ekv 7-98

uppfylls där

N är normalkraften mot sprickplanet där glidning sker

ϕ_{rd} är dimensionerande värde på friktionsvinkeln för glidning längs sprickplanet.

Vid odränerade förhållanden måste hänsyn tas till dimensionerande vattentryck vid beräkning av $F_{r, RD}$.



Figur 7-25. Brottfigur i bergmassan.

Längden, l , beräknas så att villkoret

$$F_{Ed} \leq F_{r,RD}$$

Ekv 7-99

Uppfylls.

Ingjutningslängden väljs till den längsta av de längder som beräknats med hänsyn till brott mellan ingjutning och stång, brott mellan ingjutning och berg och brott i bergmassan.

7.8.5 Förankringslängd i kantbalken

Förankringsjärnen bokas in i kantbalken. Förankringslängden i kantbalken ska vara tillräcklig för att ta upp den dimensionerande förankringskraften F_{Ed} .

Vidhäftningen mellan betong och kamjärn, f_{bd} , är enligt Avsnitt 8.4.2 i SS-EN 1992-1-1:2005

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Ekv 7-100

där

f_{ctd} är dimensionerande draghållfasthet hos betongen

η_1 är en koefficient som tar hänsyn hur bra ingjutningen blir och som kan sättas till 0,7

η_2 kan sättas lika med 1,0.

Grundförankringslängden enligt Avsnitt 8.4.2 i SS-EN 1992-1-1:2005

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd})$$

Ekv 7-101

där

ϕ är stångens diameter

f_{yd} är dimensionerande spänning i stången.

Dimensionerande förankringslängd enligt Avsnitt 8.4.4 i SS-EN 1992-1-1:2005

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

Ekv 7-102

där

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ och α_5 bestäms enligt tabell 8.2 i SS-EN 1992-1-1:2005

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \emptyset; 100 \text{ mm}\}$$

7.8.6 Dimensionering av kantbalk med hänsyn till momentkapacitet

Materialegenskaper betong:

$$f_{cd} = \frac{a_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Ekv 7-103

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c}$$

Ekv 7-104

där

f_{cd} är dimensionerande tryckhållfasthet för betong

f_{ctd} är dimensionerande draghållfasthet för betong

a_{cc} är koefficient som tar hänsyn till långtidseffekter, i detta fall lika med 1,0

f_{ck} är karakteristisk tryckhållfasthet för betongen

f_{ct} är karakteristisk draghållfasthet för betongen

γ_c är partialkoefficient för betong lika med 1,5.

Materialegenskaper armering:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Ekv 7-105

där

f_{yd} är dimensionerande sträckgräns för armering

f_{yk} är karakteristisk sträckgräns för armering

γ_s är partialkoefficient för armering lika med 1,15.

Under antagande om rätlinjig töjningsfördelning i tvärsnittet och att betongstukningen i den tryckta kanten är ϵ_{ck} fås enligt Figur 7-26

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (d - x)/x$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \cdot (x - d')/x$$

där

$$d = h - d_{täck} - d_{arm}$$

$d_{täck}$ är armeringens täckskikt

d_{arm} är armeringens diameter.

Axiell kraftjämvikt enligt Figur 7-26 ger följande samband

$$F'_s + 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} - F_s = N \quad \text{Ekv 7-106}$$

Momentekvation ger

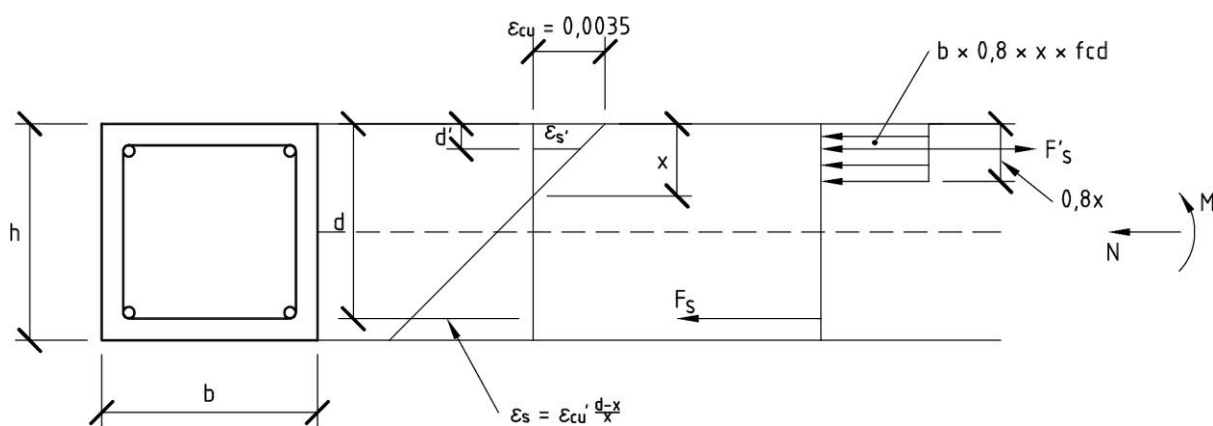
$$M = F_s \cdot d + N \cdot \frac{h}{2} - 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x/2 - F'_s \cdot d' \quad \text{Ekv 7-107}$$

$$\epsilon'_s < \epsilon_{sy} \Rightarrow F'_s = E_{sd} \cdot \epsilon'_s \cdot A'_s \quad \epsilon_s < \epsilon_{sy} \Rightarrow F_s = E_{sd} \cdot \epsilon_s \cdot A_s$$

$$\epsilon'_s > \epsilon_{sy} \Rightarrow F'_s = f_{yd} \cdot A'_s \quad \epsilon_s > \epsilon_{sy} \Rightarrow F_s = f_{yd} \cdot A_s$$

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_{sd}}$$

Genom att sätta $N = 0$ kan x beräknas och tillhörande momentkapacitet M_{Rd} .



Figur 7-26. Böjning med normalkraft.

Kontroll av erforderlig tvärkraftsarmering

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \text{Ekv 7-108}$$

$$V_{Rd} = V_{ccd} + V_{Rd,s} \quad \text{Ekv 7-109}$$

En konstruktionsdel med konstant tvärsnittsform och som inte påverkas av axial normalkraft har en tvärkraftskapacitet som är

$$V_{ccd} = b_w \cdot d \cdot f_v \quad \text{Ekv 7-110}$$

där

b_w är balkens minsta bredd

d är tvärsnittets effektiva höjd

f_v beräknas enligt

$$f_v = \xi \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot 0,3 \cdot f_{ctd} \quad \text{Ekv 7-111}$$

där

ρ är böjarmeringsinnehållet beräknat för minsta böjarmeringsarean på dragna sidan $\leq 0,2$

ξ är en faktor som beaktar inverkan av effektiv höjd är lika med 1,4 – d om $d < 0,5$

f_{ctd} är betongens dimensionerande draghållfasthet

Delar som behöver skjuvarmering kontrolleras enligt SS_EN 1992-1-1 Avsnitt 6.2.3.

För delar med bara vertikala skjuvarmering blir skjuvmotståndet, V_{Rd} , det minsta av

$$V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \quad \text{Ekv 7-112}$$

och

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / 2 \quad \text{Ekv 7-113}$$

där

A_s är tvärsnittsarean på skjuvarmeringen

z är inre hävarm lika med $0,9 \cdot d$

s är avståndet mellan skjuvarmeringen

f_{ywd} är dimensionerande sträckgräns för skjuvarmeringen

α_{cw} är en koefficient som tar hänsyn till spänningstillståndet i den tryckta strävan, sätts lika med 1,0 för icke förspända konstruktioner

v_1 är en reduktionsfaktor för betong som spricker i skjuvning. $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ (f_{ck} i Mpa)

7.9 DIMENSIONERING AV UTFACKNING VID BERLINERSPONTER

7.9.1 Allmänt

Utfackningen mellan balkar/rör ska ta upp det horisontella jordtrycket över schaktbotten bakom sponten och föra lasten till balkarna/röret. Denna lastöverföring kan ske genom själva utfackningen eller i samverkan mellan jord och utfackning. Följande utförande av utfackningen förekommer:

- Sprutbetongvalv som för jordtrycket till balkarna/rören
- Utfackning med trä som samverkar med jorden och för lasten till balkarna
- Utfackning med plåt som för jordtrycket till balkarna/rören.

7.9.2 Utfackning med sprutbetongvalv

Ett valv av sprutbetong tar upp det horisontella trycket, σ_z , och för det till balkarna/rören se Figur 7-27.

Tjockleken på sprutbetongvalvet, t_c , kan beräknas enligt:

$$t_c = \frac{\sigma_z \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot f_{ccd}}$$

Ekv 7-114

där

σ_z är det dimensionerande aktiva jordtrycket vid en enbandsspont eller det dimensionerande omfördelade jordtrycket vid en flerbandsspont

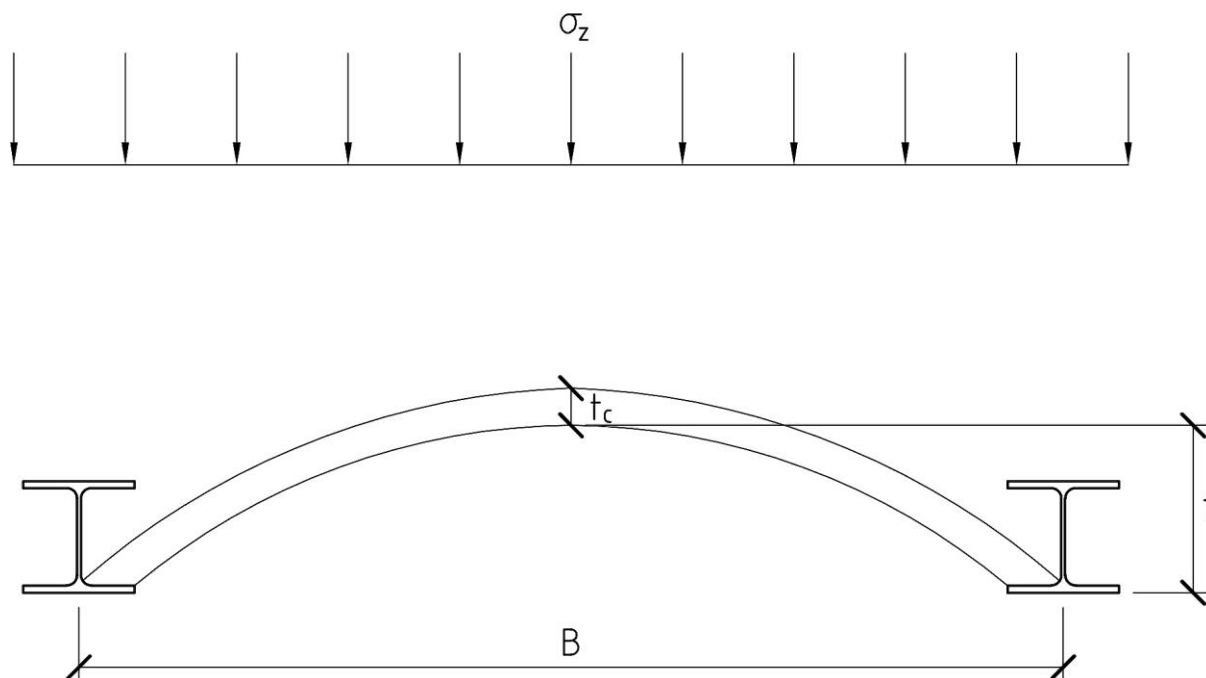
B är avståndet mellan balkarna/rören

f är pilhöjden på valvet se Figur 7-27

t_c är tjockleken på sprutbetongvalvet

f_{ccd} är sprutbetongens dimensionerande tryckhållfasthet.

Lämplig storlek på pilhöjden, f, är ca 10% av avståndet mellan balkar/rör, B.



Figur 7-27. Utfackning med sprutbetongvalv.

7.9.3 Utfackning med trä

Ett valv i jorden tar upp det horisontella trycket, σ_z , och för det till balkarna/rören se Figur 7-28. För att valvet i jorden ska vara stabilt behövs ett mottryck mot valvet σ_{3d} . Träutfackningen ska dimensioneras för det mottryck som jorden behöver för att kunna bilda ett valv och föra lasten till balkarna, se Figur 7-28.

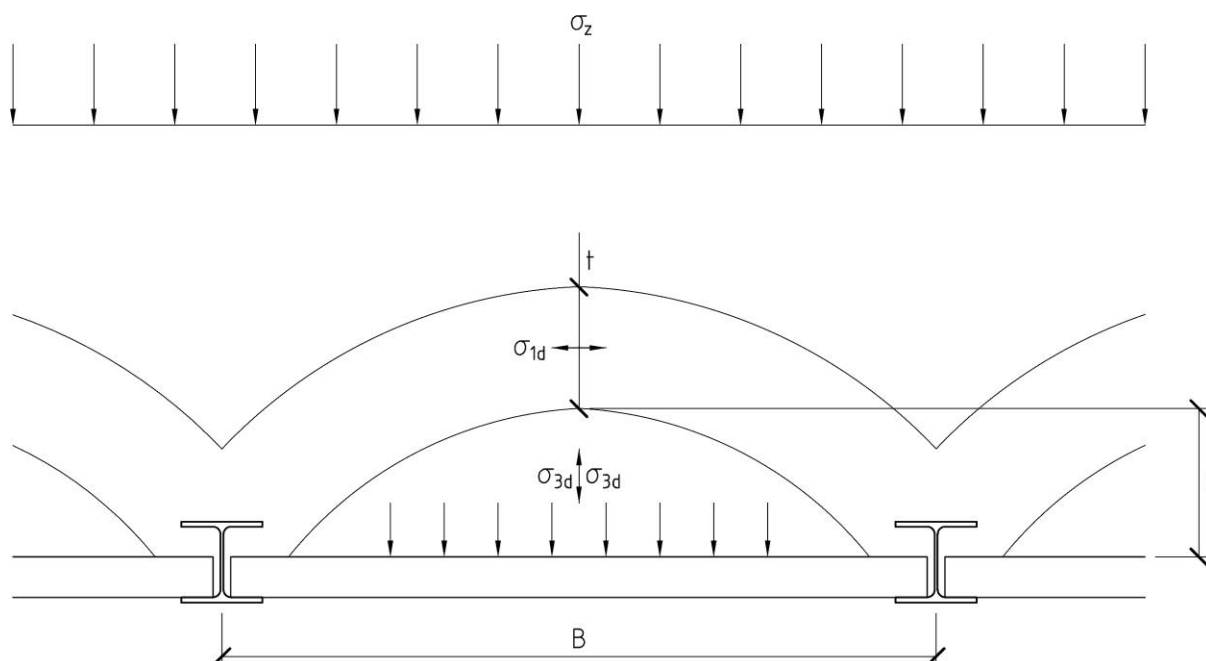
Den horisontella tryckspänningen, σ_{1d} , i jordvalvet blir

$$\sigma_{1d} = \frac{\sigma_z \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot t}$$

Ekv 7-115

med beteckningar enligt Figur 7-28.

Pilhöjden, f , kan antas till ca 30 - 40 % av B . Valvet tjocklek, t , antas lika med balkbredden eller rördiametern.



Figur 7-28. Utfackning med trä.

Belastningen på utfackningen kan beräknas enligt

$$\sigma_{3d} = \frac{\sigma_{1d}}{K_{pd}} \quad \text{Ekv 7-116}$$

där

K_{pd} är dimensionerande värde på den passiva jordtryckskoefficienten, K_p , för jordmaterialet.

Dimensionerande moment i träutfackningen blir

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_{3d} \cdot B^2}{8} \quad \text{Ekv 7-117}$$

Utfackningens bärförmåga blir

$$M_{Rd} = \frac{f_{m,d} \cdot t_w^2}{6} \quad \text{Ekv 7-118}$$

där

t_w är tjockleken på virket i utfackningen

$f_{m,d}$ är dimensionerande böjhållfasthet för virket i utfackningen

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \quad \text{Ekv 7-119}$$

$f_{m,k}$ är karakteristiskt värde på böjhållfastheten enligt SS-EN 338

γ_M är partialkoefficient för materialegenskapen lika med 1,3

k_{mod} är en korrektionsfaktor som tar hänsyn till inverkan av lastvaraktighet och fuktkvot. Bestäms enligt tabell 3.1 i SS-EN 1995-1-1:2005. Lämpligt värde är 0,7.

7.9.4 Utfackning med plåt

Plåten förutsätts böja ut och jordtrycket tas upp genom membranverkan i plåten se Figur 7-29. Antar man att plåtens utböjning följer en parabelbåge kan den dimensionerande dragkraften i plåten beräknas enligt

$$F_{Ed} = \frac{\sigma_z \cdot B^2}{8 \cdot f} \quad \text{Ekv 7-120}$$

Plåtens bärförmåga för dragkraft är

$$F_{Rd} = \frac{f_y \cdot t_s}{\gamma_{M0}} \quad \text{Ekv 7-121}$$

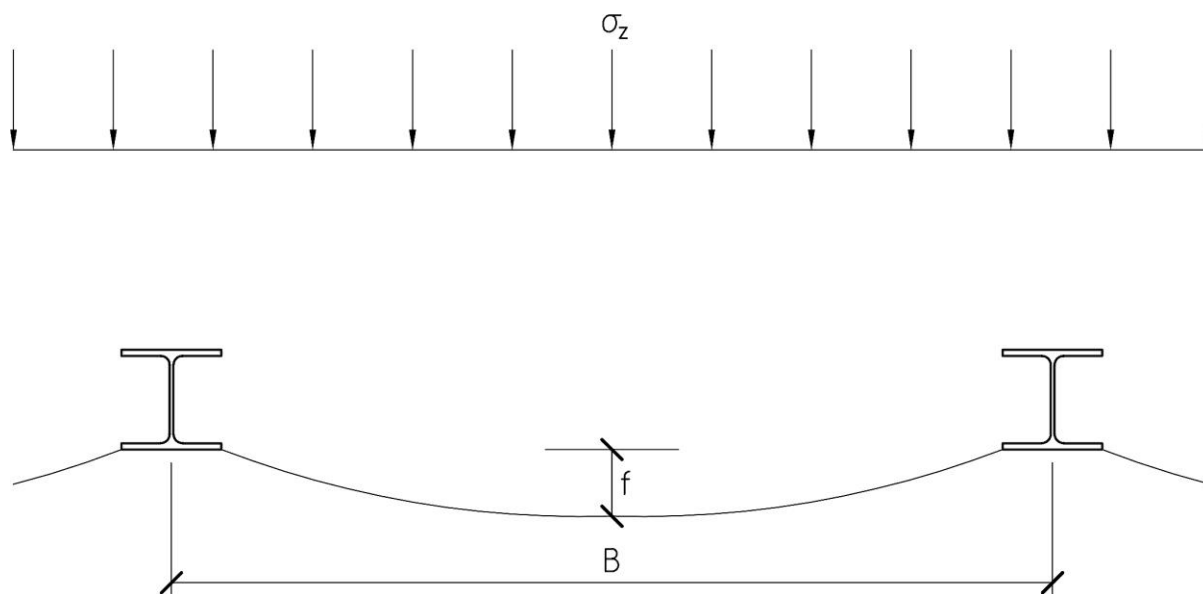
där

f_y är sträckgränsen för plåtmaterialet

t_s är plåtens tjocklek.

γ_{M0} är lika med 1,0.

Storleken på pilhöjden, f , väljs till några centimetrar.



Figur 7-29. Utfackning med plåt.

8 KVALITETSSÄKRING

8.1 ALLMÄNT

En väsentlig del av ett spontarbete är uppföljning av utförandet och av konstruktionens funktion. Allmänna krav på kvalitetsskontroll och övervakning beror på spontens geotekniska kategori, se Avsnitt 2.3.5.

Av stor betydelse är nivån för underkant spont, som helst bör ritas upp i elevation. Ur denna kan man utläsa dels om spanten i huvudsak nått erforderligt djup, dels vilket material som spanten stannat i eller mot. Speciellt viktigt är detta för dubbade spantar, där kombinationen av protokoll från borringen av dubben och inmätning av spontunderkanten talar om vilka delar av spanten som behöver kompletterande åtgärder. Dessutom bör information inhämtas från entreprenören för att man ska få en uppfattning om hur slagningsarbetet gått, om block påträffats m.m.

Vidare bör eventuell grundvattensänkning kontrolleras och provdragningsprotokoll för stag granskas. Mätning av rörelser och krafter säkerställer ytterligare att dimensioneringen av konstruktionen stämmer med verkligheten och att påverkan på omgivningen är acceptabel.

I geoteknisk kategori 1 och 2 kan uppföljningen utföras av ansvarig spontkonstruktör. I kategori 3 skall uppföljningen kompletteras med en till projektet oberoende granskare (GK3 granskare) med syfte att bevaka tredje parts intresse. Denna granskning ersätter inte parternas egna granskning och ansvar. Arbetet utförs genom egna analyser och genom regelbundna möten med parterna. Granskningen skall redovisas skriftligen.

Det finns flera standarder för arbetenas utförande som har relevans för spontningsprojekt. Dessa är följande:

- SS-EN 12063 Utförande av geokonstruktioner – Spantar
- SS-EN 1536 Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar
- SS-EN 14199:2015 Utförande av geokonstruktioner -Mikropålar
- SS-EN 1537:2013 Utförande av geokonstruktioner – Förankringar
- SS-EN ISO 22477-5:2018 Provning av geokonstruktioner – Del 5: Provning av förankringar
- SS-EN 12715 Utförande av geokonstruktioner - Injektering

Dessa standarder beskriver vad som ska göras men innehåller också alternativa utföranden som vid behov kan specificeras i handlingarna för spontarbetena. De utgör därmed viktiga underlag till projekteringen.

8.2 KONTROLLPROGRAM

8.2.1 Allmänt

För att erforderliga kontroller ska utföras vid rätt tillfälle skall kontrollprogram upprättas. Omfattningen beror på den geotekniska kategori som spanten har klassats som, se Avsnitt 2.2 och 2.3.5.

Kontrollprogrammet kan bestå av flera separata delar. Lämpligen görs ett kontrollprogram som behandlar själva utförandet av sponten och ett kontrollprogram som behandlar kontrollen av omgivningspåverkan.

Även en detaljerad utförandeplan med arbetsordning och restriktioner är viktig för att ge Den ansvarig Geokonstruktören möjlighet att styra utförandet. Många gånger är det lämpligt med en eller flera "Tullgränser" i arbetsgången som innebär att Den ansvarig Geokonstruktören ska informeras och ge sitt godkännande innan arbetet får fortsätta.

8.2.2 Kontroller avseende utförande

Exempel på kontroller avseende utförande redovisas i Tabell 8-1. Där anges hur och till vem kontrollerna skall redovisas.

Tabell 8-1. Exempel på kontroll avseende utförande av spont.

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Spontprofil med ÖK och UK spont	På ritning	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Nivå för bedömd uppmätt bergnivå vid borrhning av dubb	På ritning	"
Djup borrar i berg, ev. vattenförluster eller förekomst av sprickor	På ritning	"
Nivå underkant dubb, nivå på överkant installerad dubb	På ritning	"
Borrhning av stag, längd till berg, borrarad längd i berg	Protokoll för varje stag	"
Provdragning av stag enligt SS 27104:2016.	Protokoll för varje stag	"

Om tätning av spontfot utförs med jetinjektering ska kontrollprogrammet kompletteras med kontroll av detta se Tabell 8-2. Exempel på kontroll av jetinjektering redovisas i Tabell 8-3.

Om berget under sponten tätas med ridåinjektering ska kontrollprogrammet kompletteras med kontroller av detta förfarande. Tabell 8-4 redovisar exempel på kontroll av ridåinjektering.

Tabell 8-2. Exempel på kontroller avseende utförande av jetinjektering

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Borrsjunkning, spolflöde, spoltryck och matningskraft vid förborrning	Protokoll för varje hål	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Tryck, flödeflöde, lyft- och rotationshastighet	Protokoll för varje pelare	”
lakttagelser avseende returflöde, (stopp/avbrott)	Protokoll	”
Nivå på över- och underkant jetpelarförstärkning	På ritning.	”

Tabell 8-3. Exempel på kontroller avseende utförande av jetinjektering

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Kärnprovtagning. Läge och omfattning av avgörs av ansvarig Geokonstruktör.	Foto på kärnor	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare”
Provtryckning av borrhärnor. Läge och omfattning avgörs av ansvarig Geokonstruktör	Protokoll	”

Tabell 8-4. Exempel på kontroller avseende ridåinjektering

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Fortlöpande provning av injekteringsbruk	Protokoll från varje provning	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
För varje injekteringshål upprättas protokoll med följande: Nivå uk foderrör Nivå uk borrhål Resultat från vattenförlustmätning/nivå Blandning Injekteringstryck Injekterad mängd per nivå	Protokoll för varje injekteringshål	"

Om grundvattenytan ska avsänkas inom sponten ska kontrollprogrammet kompletteras med kontroller av detta. Syftet med kontroll av grundvattenytan inom sponten är att avgöra om grundvattensänkningen fungerar som avsett. Resultatet av kontrollen användas som underlag för eventuella kompletteringar. Exempel på kontroll redovisas i Tabell 8-5 och exempel på mätintervall i Tabell 8-6.

Tabell 8-5. Exempel på kontroller avseende grundvattensänkning inom spont.

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Dokumentation av brunnsinstallation avseende jordlagerföljd och installationsnivåer för filter.	Protokoll för varje brunn	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Pumpad vattenmängd från varje filterbrunn	Redovisas i databas	"
Grundvattennivåer i grundvattenrör inom spont.	Redovisas i databas	"
Provtagning av utgående vatten från slamavskiljare och oljeavskiljare. Omfattningen av provtagningen avgörs i samråd med Tillsynsmyndighet	Protokoll	Tillsynsmyndighet

Tabell 8-6. Exempel på mätintervall vid kontroll av grundvatten inom spont.

Kontroll	Mätintervall
Vattenmängd från pumpar	Vid start av pumpning avläses givarna varje arbetsdag När grundvattenytan är stabil på avsedd nivå eller lägre avläses den pumpvolymen1 gång per vecka
Grundvattenrör inom spont	Vid start av pumpning avläses grundvattenytan varje arbetsdag. När grundvattenytan är stabil på avsedd nivå eller lägre avläses rören1 gång per vecka

8.2.3 Kontroller avseende omgivningspåverkan

Tabell 8-7 visas exempel på kontroller avseende omgivningspåverkan. Resultaten av mätningarna och kontrollerna under entreprenadtiden kan nyttjas för att vid behov styra arbetena, förändra det planerade utförande eller vidta andra åtgärder.

Tidpunkter och intervall för de olika kontrollerna ska anges, se exempel i Tabell 8-8. Vid behov kan mätintervallen förtätas alternativt förlängas och antalet mätpunkter ändras.

För varje kontroll avseende omgivningspåverkan skall ett varselvärde och ett larmvärde anges. Varselvärdet är till för att alla inblandade ska bli medvetna om att förändringar sker och i god tid innan larmvärdet uppnås ges möjlighet att ändra arbetsmetod. Larmvärde utgör gräns för acceptabelt beteende. En analys av hur långt arbetet har fortskridit och hur mycket som återstår får avgöra huruvida använd arbetsmetodik kan fortgå eller måste förändras. Exempel på larmvärden redovisas i Tabell 8-9.

Resultatet av avvägningar och inmätningar ska redovisas i tabellform med totaldifferens samt differens mot närmast föregående mättillfälle.

Tabell 8-7. Exempel på kontroller avseende omgivningspåverkan.

Kontroll	Redovisning	Redovisas för
Mätning av spontrörelser enligt mängdbeskrivning	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Mätning av spontens utböjning enligt mängdbeskrivning	Redovisas i databas	"
Mätning av stagkrafter enligt mängdbeskrivning	Redovisas i databas	"
Avvägning av dubbar på omgivande konstruktioner enligt ritning.	Redovisas i databas	"
Avvägning av dubbar längs ledningar enligt ritning	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör Ledningsägare
Inklinometermätning enligt ritning	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Vibrationsmätning på ledningar vid jordschakt och spontningen enligt ritning	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör Ledningsägare
Grundvattennivåer i grundvattenrör utanför spont enligt ritning.	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör och GK3 granskare
Portrycksmätningar enligt ritning	Redovisas i databas	Ansvarig Geokonstruktör

Tabell 8-8. Exempel på mätintervall.

Kontroll	Mätintervall
Avvägning: Anläggningar	Vid schakt och spontningsarbete minst 2 gånger per vecka. Efter färdig schakt minst 1 gång var tredje vecka.
Avvägning ledningar	Vid schakt och spontningsarbete minst 2 gånger per vecka. Efter färdig schakt minst 1 gång var tredje vecka.
Vibrationsmätning på ledningar	Kontinuerligt vid schakt och spontning inom 50 m från ledning
Ankarlast	Efter varje schaktetapp och förspänning av respektive nivå, dock minst 1 gång per vecka Efter färdig schakt minst 1 gång per 1 vecka.
Inklinometermätningar	Efter varje schaktetapp och förspänning av respektive nivå, dock minst en gång per vecka. Efter färdig schakt minst 1 gång per månad och vid behov.
Grundvattenrör enligt ritning.	Vid inledning av grundvattensänkning inom spont 2 gånger per vecka När grundvattenytan inom spont nått stabila förhållanden minst 1 gång var tredje vecka.

Tabell 8-9. Exempel på larmvärden.

Kontroll	Varselvärde	Larmvärde
Avvägning. Anläggningar och konstruktioner	± 5 mm från nollmätning Differensrörelse mellan två mättillfällen > 3 mm.	Acceptabelt värde med hänsyn till risk för skador
Avvägning ledningar	50% av acceptabelt värde	Acceptabelt värde med hänsyn till risk för skador
Vibrationsmätning på ledningar vid jordschakt och spontning	3 mm/s	Acceptabelt värde med hänsyn till risk för skador, I många fall ca 5 mm/s
Staglast	Lasten överstiger 50% av provdragningslasten	Lasten överstiger 90% av provdragningslasten Staglasten har halverats från uppspanning.
Inklinometermätningar		Anges separat för varje inklinometererrör

9 LITTERATUR

- Aas G. Stability problems in a deep excavation in clay. Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechn. Engineering, St. Lois, 1984
- Addenbrooke T. I., Potts D. M och Danee B. Displacement flexibility number for multipropped retaining wall design. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. 2000.
- Atkin J. H. och Sällfors G. Experimental determination of soil properties. In Proc. 10th ECSMFE. 1991.
- Bjerrum L. och Eide O. Stability of strutted excavations in clay. Geotechnique Vol 6. 1956.
- Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04.
- Burland J. B. och Wroth C. P. Settlement of buildings and associated damage. Settlement of Structures, 1974.
- Canadian Foundation Engineering Manual, 4th edition, Canadian Geotechnical Society 2006.
- CIRIA C760, Guidance on embedded retaining wall design, London 2017.
- CIRIA C580, Embedded retaining walls guidance for economic design, London 2003.
- Grimstad G., Andresen L. och Jostad H. P. NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. International journal for numerical methods in geomechanics, no 36 2012.
- Handboken BYGG Geoteknik. 1984.
- Handboken BYGG, Allmänna grunder, 1B, 1972.
- IEG rapport 2:2009, rev 1. Tillämpningsdokument. Stödkonstruktioner. EN 1997-1 kapitel 9.
- IEG rapport 4:2010. Tillståndsbedömning/klassificering av naturliga slänter och slänter med befintlig bebyggelse och anläggningar.
- IEG rapport 7:2010, rev 1. Tillämpningsdokument. Förankringar. EN 1997-1 kapitel 8.
- Janbu, N. 1954. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Harvard Soil Mechanics Series, 46, 811.
- Karlsrud K. och Andresen L. Design and performance of deep excavations in soft clays. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, 2008.
- Karstunen M. *et al.* Effect of anisotropy and destructuration on the behaviour of Murro test embankment. ASCE International Journal of Geomechanics 5 (2), 2005.
- Karstunen M. och Amavasai A. Soft soil modelling and parameter determination. Research report for BIG project Aa2015-06, CTH, 2017.
- Kullingsjö A. Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings. Doktorsavhandling, CTH, 2007.

- Langford J., Karlsrud K., Lande E. J., Baardvik G. och Engen A. Begrensskade- Limitation of Damage Caused by Foundation and Ground Works. Grundläggningdagen Stockholm 2016.
- Long, M. Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Mars 2001.
- Massarsch K. R., Fellenius B. H. och Bodare A. Fundamentals of the vibratory driving of piles and sheet piles. Ernst & Sohn Verlag, Geotechnik 2017.
- Pestana J et al. Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part I – sand behaviour, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2022.
- Pestana J et al. Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part 2 – clay behaviour, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2022.
- Peck R. B. Deep excavations and tunnelling in soft ground. State of the Art Report. Proc. of the 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng. 1969.
- Poulos H. G., Carter J. P. och Small J. C. Foundations and retaining structures – Research and Practice. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2001.
- Potts D. M. och Zdravkovic I. Accounting for partial material factors in numerical analysis. Geotechnique 62 no. 12, 2012.
- Pålkommisionen Rapport 99. Vibratorers användningsmöjligheter vid drivning av pålar och spont. 2000. Pålkommisionen Rapport 100. Kohesionspålar. 2004.
- Pålkommisionen Rapport 101. Transversalbelastade pålar – statiskt verkningssätt och dimensioneringsanvisningar. 2006.
- Pålkommisionen Rapport 102. Injekterade pålar. 2004.
- Rapport nr 27, 1974, Förankring av provisoriska sponter. Statens planverk, Stockholm.
- Rosenblueth E. Point estimates for probability moments. Proc. of Nat. Acad. Sci. USA Vol 72 No 10. 1975.
- Rowe, P, 1952, Anchored sheet-pile walls. Proc. Inst. Civ. Engrs, vol. 1. London.
- Ryner A., Fredriksson A. och Stille H. Sponthandboken. T18:1996.
- Sahlström, P O. och Stille H. Förankrade Sponter. T30:1979.
- SGI Information 1. Jords egenskaper. 2008.
- SGI Information 3. Skjuvhållfasthet – utvärdering i kohesionsjord, 2007.
- SGI Information 8. Hållfasthet i friktionsjord. 1989.
- SGI Information 16. Siltjordars egenskaper. 1998.

- Skredkommissionen Rapport 3:95, 1995. Anvisningar för släntstabilitetsutredningar.
- SS-EN 1990 Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk
- SS-EN 1992-1-1:2005 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
- SS-EN 1993-1-1:2005 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
- SS-EN 1993-5:2007 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner Del 5: Pålar och spont
- SS-EN 1993-1-5:2006 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner Del 1-5: Plåtbalkar
- SS-EN 1993-1-8:2005 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner Del 1-8: Dimensionering av knutpunkter och förband
- SS-EN 1995-1-1:2004 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner
- SS-EN 1997-1:2005 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler
- SS-EN 1997-2:2007 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 2: Marktekniska undersökningar
- SS-EN 12063 Utförande av geokonstruktioner – Spontar
- SS-EN 1536 Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar
- SS-EN 14199:2015 Utförande av geokonstruktioner -Mikropålar
- SS-EN 1537:2013 Utförande av geokonstruktioner – Förankringar
- SS-EN ISO 22477-5:2018 Provning av geokonstruktioner – Del 5: Provning av förankringar
- SS-EN 12715 Utförande av geokonstruktioner - Injektering
- Stille H. Behaviour of anchored sheet pile walls. Royal Institute of Technology Department of Soil and Rock mechanics, Doktorsavhandling, KTH, Stockholm 1976.
- Svensk Byggnorm. SBN 1975.
- Svenska Geotekniska Föreningen. Rapport 2:2012, Triaxialförsök.
- Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner. Dokument-ID TRVINFRA-00230
- Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics. 1943.
- Westerberg E., Massarsch K. R. och Eriksson K. Soil resistance during vibratory pile driving. Proceedings International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT 95. Vol. 3, pp. 241 – 250. 1995.
- Williams B. P. och Waite D. The design and construction of sheet cotterdams. SP95, CIRIA 1993.

- Whittle A.J och Kavvadas M.J, Formulation of MIT-E3 Constitutive Model for Overconsolidated Clays, Journal of Geotechnical Engineering, Volume 120, Issue 1, 1993

1 GRUNDLÄGGANDE JORDTRYCKSTEORIER

1.1 ALLMÄNT

I denna bilaga redovisas de jordtrycksteorier som ligger till grund för dimensioneringsmetodiken beskriven i handboken. Vidare beskrivs grundläggande begrepp som sambandet mellan rörelser och jordtryck samt de spänningsvägar som finns.

En stödkonstruktion kommer utsättas för krafter från den jord som den skall hålla tillbaka. Vilka krafter som utvecklas mot stödkonstruktionen beror till stor del på hur stora rörelser som kan tillåtas samt det initiala tryck som råder (vilojordtrycket).

Vid horisontell markyta och horisontella jordlager är det effektiva vilojordtrycket proportionellt mot det effektiva vertikala jordtrycket på djupet, z , enligt följande:

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad \text{Ekv A 1-1}$$

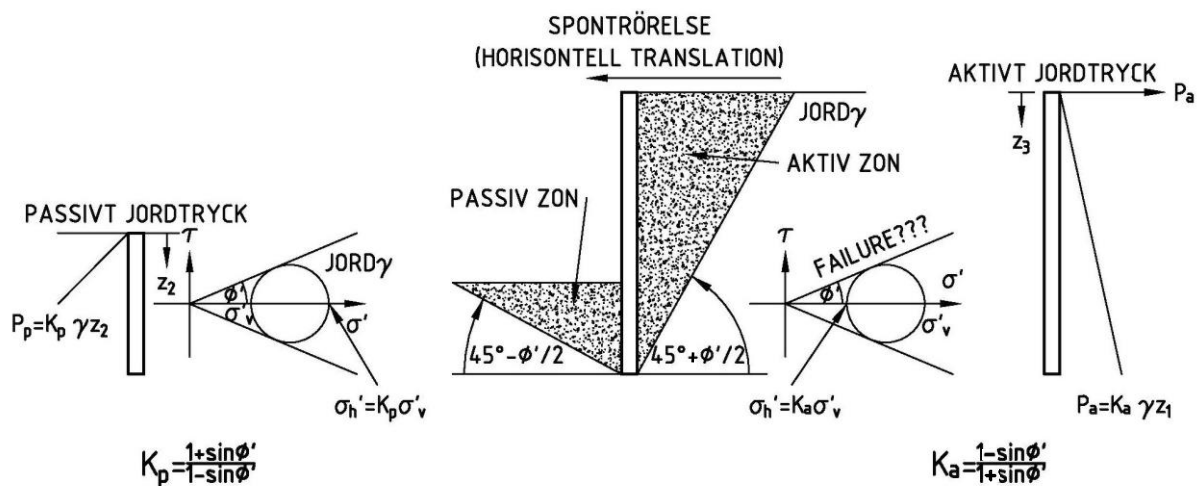
där

K_o är vilojordtryckskoefficienten

σ'_v är den effektiva vertikalspänningen och

σ'_h är det effektiva horisontella vilojordtrycket.

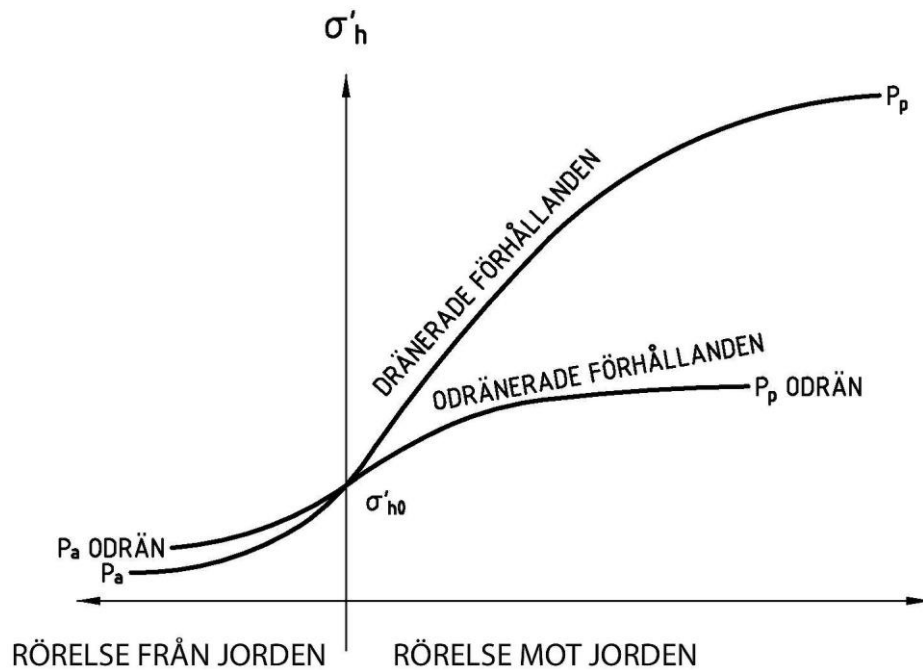
Beroende på rörelser i jordvolymen kommer jordens hållfasthet mobiliseras alltmer tills dess att jordens hållfasthet nyttjats maximalt och brottgränsjordtrycken "aktivt" respektive "passivt" jordtryck uppnås, se Figur A 1-1.



Figur A 1-1. Exempel på gränsjordtryck i friktionsjord och glatt vägg.

Generellt krävs stora rörelser mot jorden för att utveckla passivt jordtryck jämfört med de rörelser som krävs från jorden för att utveckla aktivt jordtryck. Redovisat spännings deformationssamband, Figur A 1-2, är giltigt vid konstant vertikalspänning, σ'_v . Det som skiljer mellan dränerade och odränerade förhållanden är förändringar i portrycket vilket påverkar effektivspänningarna, såväl det vertikala som det horisontella.

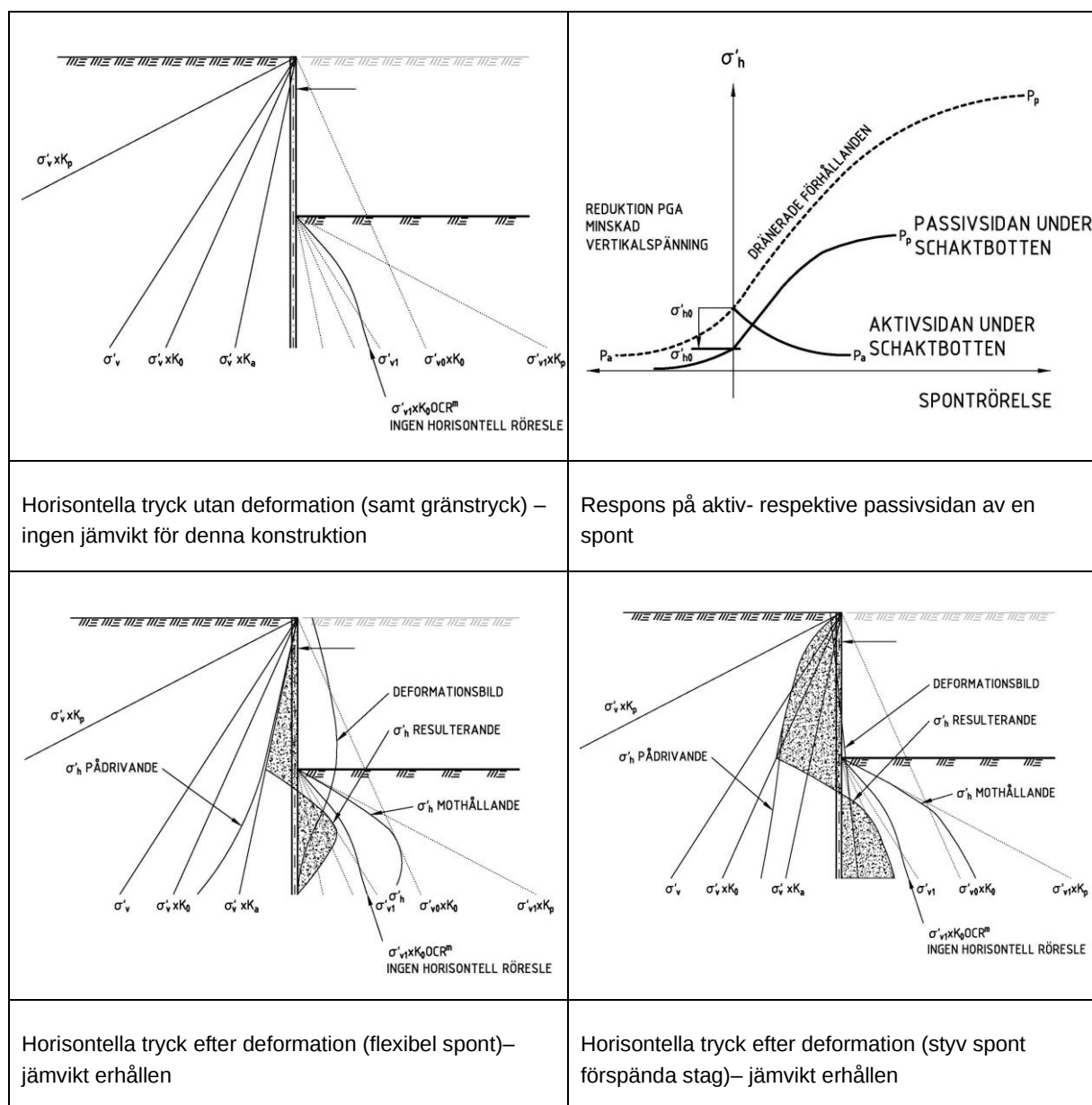
BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-2. Spännings deformationssamband för jordmaterial.

Då schakt utförs på passivsidan kompliceras situationen. Kraft- och deformationssambandet för en typisk stödkonstruktion, visas i Figur A 1-3, under dränerade förhållanden utan inverkan av vatten. Innan schakt råder vilojordtryck. Vid schaktning så avlastas den vertikala lasten på jorden. Detta resulterar i en avlastning i horisontalled. Det resulterande trycket (Vilotrycket innan avschaktning minskat med avlastningen) kan dock aldrig var större än det passiva brottjordtrycket. Detta gäller i området alldeles under schaktbotten. Inga ytterligare rörelser kommer att krävas i detta område för att mobilisera passiva brottjordtrycket. Däremot mot djupet kommer det att krävas rörelser som normalt är större än de som krävs för att utbilda aktivt jordtryck.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-3. Kraft-deformationssamband för en typisk stödkonstruktion.

Bakom stödkonstruktion kommer jordtrycket att minska och därmed kvoten mellan det horisontella och vertikala trycket (jordtryckskoefficienten). Det nedre gränsvärdet för jordtryckskoefficienten beskrivs av K_a , vilket innebär att 100 % av jordens hållfasthet mobiliserats.

På schaktsidan minskar vertikalspänningarna samtidigt som sponten rör sig mot schakten. Det övre gränsvärdet för jordtryckskoefficienten beskrivs av K_p , vilket innebär att 100 % av jordens hållfasthet mobiliserats.

Vilket jordtryck som råder mot sponten beror på flera faktorer däribland spontens styvhet och hur väggen samverkar med jorden. I figur A 1-3. skissas två tänkbara ytterligheter av utbildat jordtryck mot sponten för ett kohesionsfritt dränerat material. Först en flexibel spont som tillåts deformeras. Jordens hållfasthet utnyttjas väl, särskilt i fältmitt, vilket leder till relativt lågt spontmoment och stödreaktion. Den andra ytterligheten är en styv spont med kraftig förspänning vilket tryckt tillbaka sponten i övre delen. Eftersom sponten är styv kommer jordens hållfasthet mobiliseras först på större djup. Detta leder till stora spontmoment men mindre deformationer.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

Den ovan beskrivna komplexiteten har medfört att de klassiska brottgränsjordtrycken har justerats med empiriska faktorer för att enkla analytiska beräkningar skall kunna användas. I handboken finns en sådan empirisk metod beskriven, se avsnitt 6. Utgångspunkten är gränsjordtrycken baserade på valda värden justerade med avseende på eventuell förspänning av stag eller stämp samt en totalsäkerhet på resulterande nettojordtryck på passivsidan.

Komplexiteten innebär att samverkansberäkningar i många fall kan vara lämpliga att använda, exempelvis finita elementanalyser. Dock ställs ytterligare krav på jordmekanisk förståelse och hur jorden bäst beskrivs.

1.2 AKTIVT JORDTRYCK

Beräkningar av det aktiva jordtryckets intensitet σ_a utförs för friktionsjord med effektivspänningsanalys och för kohesionsjord med totalspänningsanalys.

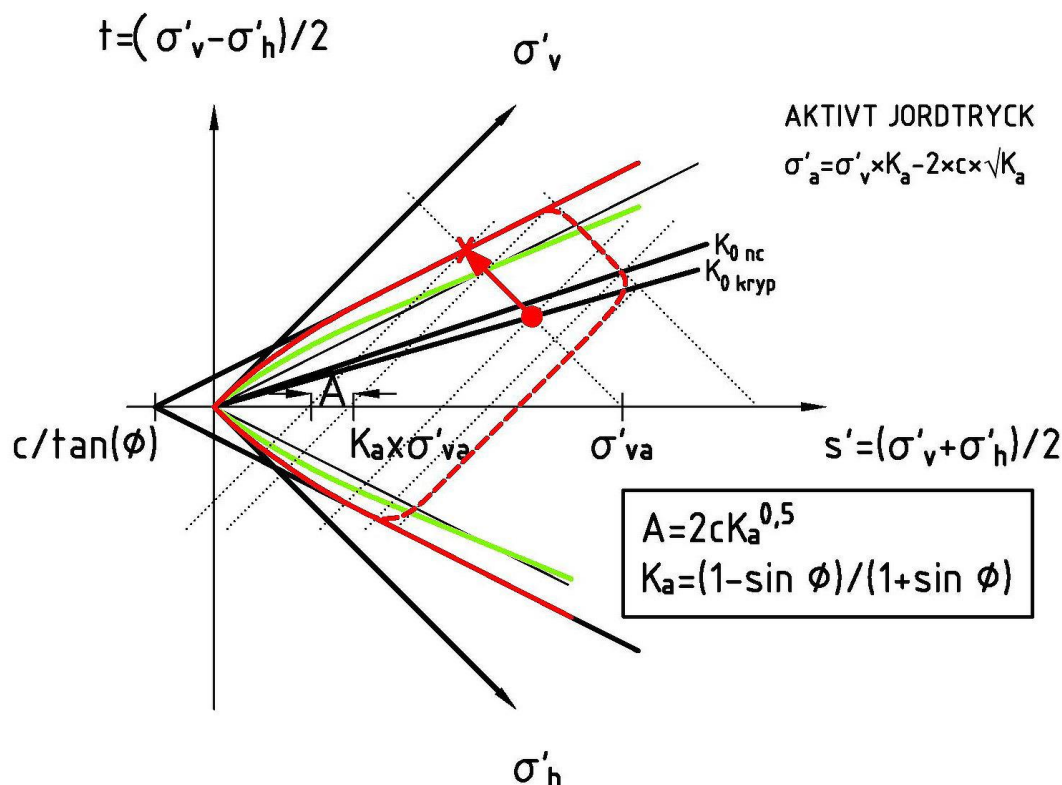
För visualisering se Figur A 1-4.

Generell formel vid horisontell markyta, glatt och vertikal vägg (Rankines jordtryck) är

$$\sigma'_a = ((\sigma_v - u_a) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \cdot c) \quad \text{Ekv A 1-2}$$

vilken vanligtvis förenklas till

$$\sigma'_a = \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot \sqrt{K_a} \cdot c \quad \text{Ekv A 1-3}$$



Figur A 1-4. Visualisering av aktivt jordtryck. Heldragna röda linjer visar brottlinjen som ofta approximeras med Mohr Coulomb's brottvillkor med ett kohesionsintercept c . Streckad röd linje representerar förkonsolideringstrycket som till stor del påverkar det odränerade beteendet. Grön linje representerar största tillåtna mobiliserade hållfasthet. Röd pil symboliserar spänningsvägen för ett dränerat fall.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

I friktionsjord förenklad till:

$$\sigma'_a = (\sigma_v - u_a) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ekv A 1-4}$$

Utöver jordtrycket kommer även vattentrycket, u_a , att verka mot sponten i friktionsjord.

I lera förenklad till:

$$\sigma_a = (\sigma_v - 2 \cdot c_u) \quad \text{Ekv A 1-5}$$

ϕ , c är dränerade hållfastheter och c_u är odränerad hållfasthet och u_a är portryck på aktiv sidan.

För bestämning av hållfastheter se Bilaga B.

Det aktiva jordtrycket i lera kan enligt ekvationen bli negativt. Eftersom jorden inte kan uppta dragkrafter kommer sprickor att uppkomma. Såsom beskrivs i avsnitt 4 och 6 kan dessa sprickor fyllas med vatten varför minsta trycket som råder kommer att vara ett sprickvattentryck.

För att ta hänsyn till lutande markytor, lutande spont och friktion mot sponten kan i friktionsjord Coulombs ekvation nyttjas för beräkning av K_a , dock med försiktighet vid friktionsvinklar större än 35 grader.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cdot \cos(\phi_a + \omega) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_a) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\phi_a + \omega) \cdot \cos(\alpha - \omega)}} \right]^2} \quad \text{Ekv A 1-6}$$

där ϕ är materialets friktionsvinkel

ω är spontens lutning, positivt från jorden in mot schakten

ϕ_a är jordmaterialets friktion mot sponten, normalt sätts detta inte högre än $2/3$ av ϕ .

α är markytans lutning, se Figur A 1-5.

För kohesionsjor dar finns inte motsvarande analytiska lösningar.

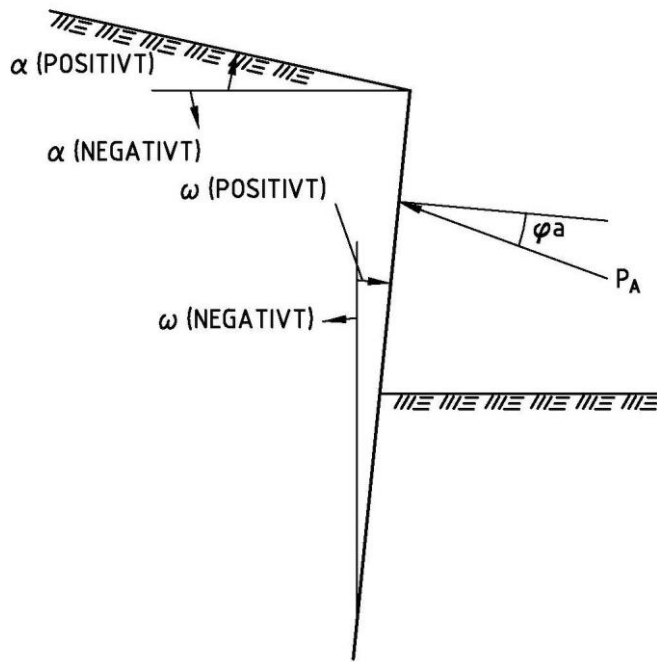
För att beakta råheten mellan spont och lera kan följande empiriska uttryck användas

$$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot C_u \cdot \sqrt{1 + r} \quad \text{Ekv A 1-7}$$

Där r är relativ vidhäftning.

Den vidhäftning som mobiliseras är ett komplext samspel av såväl det horisontella som vertikala kraftspelet på sponten. I de empiriska sambanden som beskrivs i handboken har vidhäftningen beaktats genom val av N_{cb} värdet, se avsnitt A-2.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-5. Definition av vinklar. P_A är det totala jordtrycket och baseras på summan av vertikalspänningen räknat från spontens överkant multiplicerat med K_a .

1.3 PASSIVT JORDTRYCK

Beräkning av passivt jordtryck sker liksom för aktivt jordtryck med utgångspunkt från Rankines jordtryck.

Beräkningarna av det passiva jordtryckets intensitet σ_p utförs för friktionsjord med effektivspänningsanalys och för kohesionsjord med totalspänningsanalys.

För visualisering se Figur A 1-6.

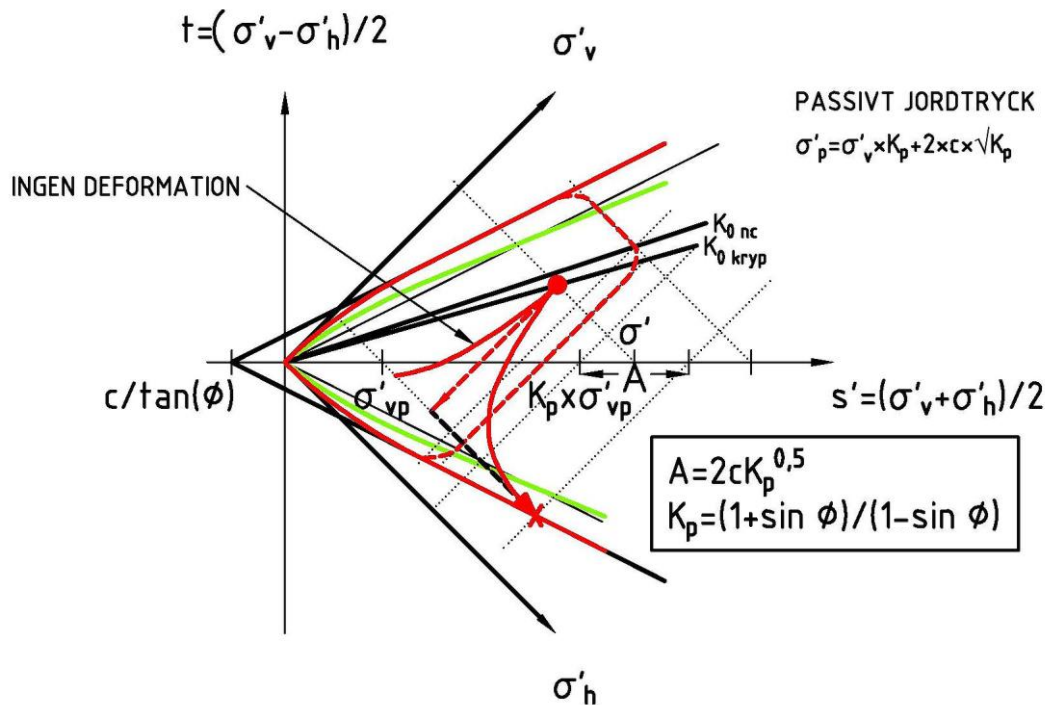
Generell formel, vid horisontell markyta och schaktbotten samt glatt och vertikal vägg är

$$\sigma'_p = (\sigma_v - u_p) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot c \quad \text{Ekv A 1-8}$$

vilket kan förenklas till:

$$\sigma'_p = \sigma'_v \cdot K_p + 2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c \quad \text{Ekv A 1-9}$$

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-6. Visualisering av övre gränsvärdet för horisontaltrycket innan brott uppkommer Heldragna röda linjer visar brottlinjen som ofta approximeras med Mohr Coulomb's brottvillkor med ett kohesionsintercept c . Streckad röd linje representerar förkonsolideringstrycket som till stor del påverkar det odränerade beteendet. Grön linje representerar största tillåtna mobiliserade hållfasthet. Röd pil symboliserar spänningsvägen för ett dränerat fall.

För friktionsjord erhålles:

$$\sigma'_p = (\sigma_v - u_p) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ekv A 1-10}$$

Utöver jordtrycket kommer även vattentrycket, u_p , att verka mot spanten.

För lera erhålles:

$$\sigma_p = (\sigma_v + 2 \cdot c_u) \quad \text{Ekv A 1-11}$$

För att ta hänsyn till lutande markytor, lutande spont och friktion mot spanten kan i friktionsjord Coulomb's ekvation nyttjas för beräkning av K_p dock med försiktighet vid friktionsvinklar större än 35 grader.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cdot \cos(\omega - \phi_a) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\phi + \phi_a) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\omega - \phi_a) \cos(\alpha - \omega)} \right]^2} \quad \text{Ekv A 1-12}$$

där ϕ är materialets friktionsvinkel

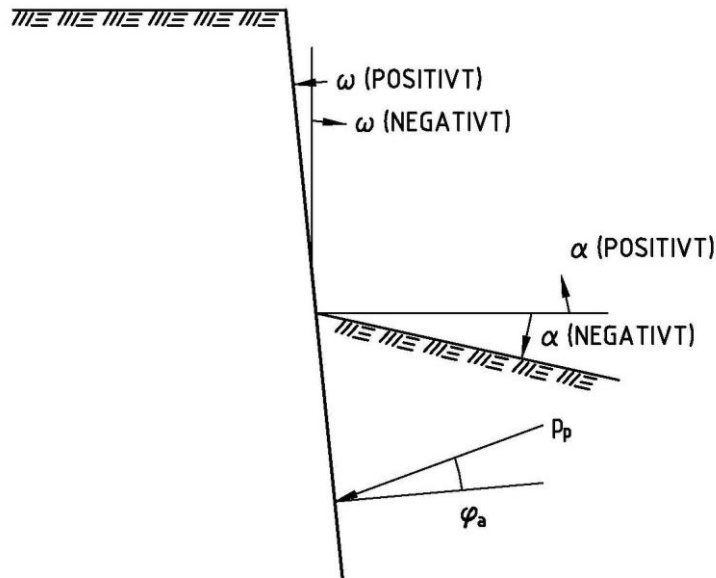
ω är spontens lutning, positivt från jorden in mot schakten

ϕ_a är jordmaterialets friktion mot spanten

α är markytans lutning, observera att α är negativ när schaktdjupet ökar med avståndet från spanten, se Figur A 1-7.

K_p bör begränsas så att nyttoeffekten efter beaktande av vidhäftningen begränsas till max 50% relativt om vidhäftning ej beaktas.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-7. Definition av vinklar.

För kohesionsjordar finns inte motsvarande analytiska uttryck.

I lera kan följande empiriska uttryck användas för att beakta råheten mellan spont och jord

$$\sigma_p = \sigma_v + 2 \cdot C_u \cdot \sqrt{1 + r} \quad \text{Ekv A 1-13}$$

Där r är relativ vidhäftning.

Den vidhäftning som mobiliseras är ett komplext samspel mellan såväl det horisontella som vertikala krafterna mot sponten. I de empiriska sambanden som beskrivs i handboken har vidhäftningen i lera beaktas genom val av bärighetsfaktor och för friktionsjordar i de empiriska sambanden.

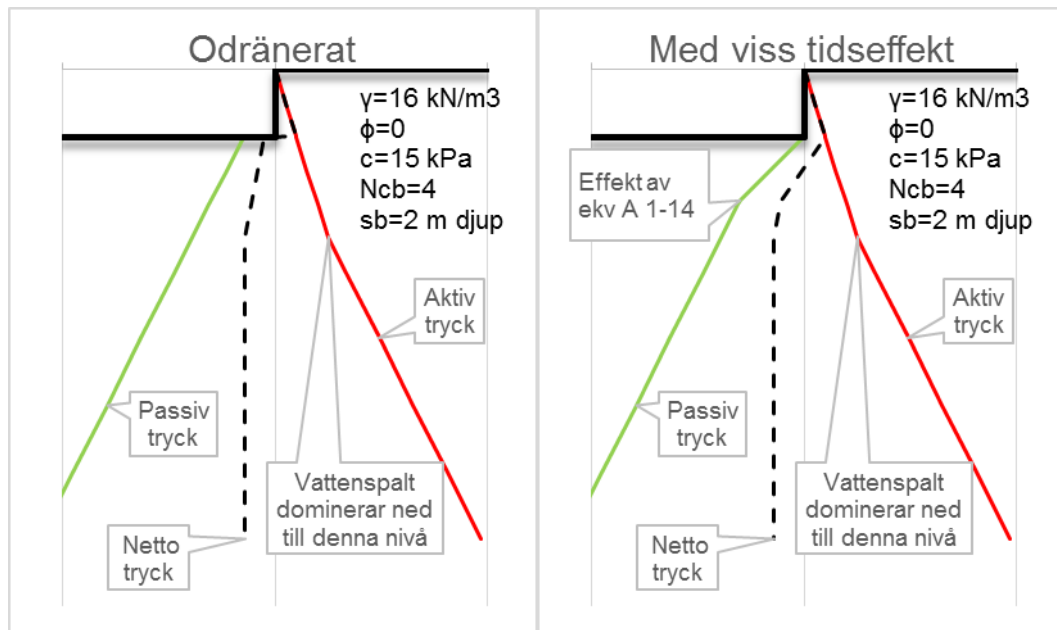
1.4 TIDSFÖRLOPP

Beräkning av jordtryck i svenska jordar sker normalt med en mycket förenklad modell av tidsförloppet vad gäller portrycksutvecklingen. Friktionsjordar anses vara fullt dränerade medan leror anses vara odränerade. Mellanjordarter uppvisar under korta tidsförlopp odränerade förhållanden medan de är dränerad under längre tid. För dessa jordar är det därför viktigt att beakta portrycksutjämnningen och störningar på passiv sidan alldeles under schaktbotten under sponten livslängd.

I rapport C760 från Ciria rekommenderas allmänt vid odränerad analys att σ_p truneras så att det är 0 i schaktbotten och stiger linjärt till det som beräknats vid störningsdjupet L . En uppskattning av djupet L kan fås med följande ekvation baserad på konsolideringskoefficienten, c_v uttryckt i m^2/dygn , och tiden, t i dygn:

$$L = \sqrt{12 \cdot c_v \cdot t} \quad \text{Ekv A 1-14}$$

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 1-8. Exempel på jordtryck för en konsolspons (figuren tv. visar rent odränerade förhållanden, figuren th. visar partiellt dränerad förhållanden enligt principen i ekv A 1-14)

Schaktbotten förväntas uppträda mer och mer dränerat med tiden. Effekten på passiva jordtrycket visas i Figur A1-8 till vänster med ett rent odränerat jordtryck och till höger med ett jordtryck som trunkerats enligt ekvation A 1-14. Effekten förväntas fortgå till dess att det erhållna passivjordtrycket reducerats till ett som motsvaras av dränerat passiv brott enligt ekvation A 1-10 och med ett hydrostatiskt vattentryck räknat från schaktbotten.

Effekten enligt Figur A 1-8 kan uppkomma relativt snabbt. Speciellt kritiskt kan det vara för konsolsponter som förlorar stor del av mothållet där det behövs som bäst, eller förankrade sponter med relativt liten underslagning. Viss försiktighet kan krävas redan inom några dagar. Effekten förväntas återspeglas i en med tiden ökad deformation av sponten.

I mellanjordarter (silt och lerig silt) och starkt överkonsoliderade leror eller sponter i lera som skall fungera under lång tid kan portrycksutjämningen ske under spontens livslängd. Beräkning med odränerade hållfastheter kan då ge värden på osäkra sidan. I dessa fall bör en effektivspänningsbaserad kopplad finita element analys utföras. Detta förutsätter att man använder en materialmodell som ger realistiska porövertryck vid belastningsförändringar.

2 NETTOJORDTRYCK MOT SPONT

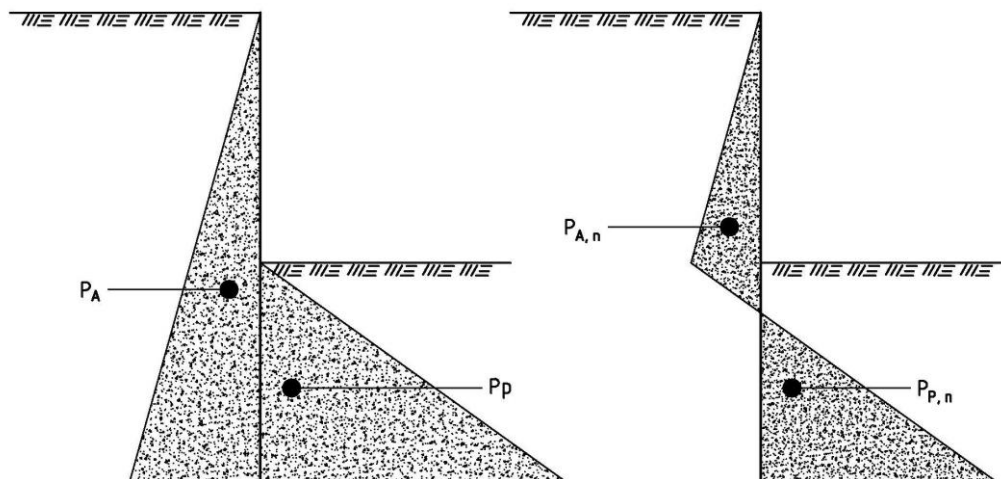
2.1 DET ALLMÄNNA FALLET

Mot en spont verkar i princip aktivt jordtryck bakom sponten och passivt jordtryck på schaktsidan, se Figur A 2-1. Skillnaden mellan det passiva jordtrycket och aktiva jordtrycket mot sponten under schaktbotten kallas för nettojordtrycket. Man måste särskilja mellan det nettojordtryck som erfordras för att spontväggen skall vara i jämvikt och det nettojordtryck som maximalt kan mobiliseras vid jordbrott.

Ett negativt nettojordtryck beräknad för maximal mobilisering av jordens hållfasthet betyder att det verkar på den aktiva sidan. Ett positivt nettojordtryck är mothållande, dvs. ett passivt nettojordtryck. Detta kan ses som den ökande belastning som sponten kan påföra jorden innan jordbrott uppkommer.

Aktiva och passiva brottjordtrycket och därmed brottnettojordtrycket beror på rörelsebilden. Rankines jordtryck motsvaras av en rotation av spontväggen kring en punkt som ligger vid spontens underkant eller lägre.

Vid annan rörelsebild kan brottnettojordtrycket mot spontväggen ändras. Exempelvis gäller det om sponten är stämpad och om man efter slutförd schakt gjuter betong på schaktbotten för att möjliggöra demontage av stämp. I samband med demontaget kommer sponten rotera runt betongplattan vilket kommer att förändra nettojordtrycksbilden under schaktbotten.



Figur A 2-1. Olika jordtryck mot spont samt motsvarande krafter P_A , $P_{A,n}$ och P_P , $P_{P,n}$.

Brottnettojordtrycket i friktionsjord kommer att öka linjärt med djupet. Vid lera med konstant skjuvhållfasthet kommer nettojordtrycket att vara konstant och oberoende av djupet. För sponter i friktionsjord har därför inverkan av vidhäftning mindre påverkan på spontdjup och moment än vid sponter i lera. Olika sätt att beakta vidhäftningen vid sponter i lera har därför tagits fram.

För brott i homogen lera, vars odränerade skjuvhållfasthet beskrivs av ett enda värde c_u , definieras ofta bärförmågan utifrån $R = N_c \cdot c_u$ där N_c , bärighetsfaktorn, är en geometrifiktor som, för en given/studerad brottmekanism, är en multiplikator som omvandlar lerans odränerade skjuvhållfasthet till geoteknisk bärförmåga, R . Lasteffekten definieras oftast som skillnaden i vertikalkraft mellan pådrivande sida med eventuella variabla överlastar och mothållande sida (schaktsidan), E .

Beroende på hur den konceptuella modellen ser ut erhålls olika värden på N_c . Exempelvis för bärighet (vertikalt belastat fundament på horisontell markyta) erhålls $N_c=5,14$ för långsträckta fundament utan

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

beaktande av vidhäftning under fundamentet och $N_c=5,7$ med beaktande av full vidhäftning under fundamentet. Janbu presenterade motsvarande värden för släntstabilitet **Fel! Hittar inte referensskälla..** För en vertikal släntlutning erhålls $N_c=3,83$ samt för en släntlutning flackare än ca 50 grader erhålls 5,53 (förutsatt lera till stort djup under schaktbotten) vilket känns igen från "direktmetoden". För glatta sponter är $N_c=4,0$ och 5,14 vid full vidhäftning. Utöver detta betraktas lokala laster olika i då de aktuella brottmekanismerna studeras, vilket kan leda till skillnader i resultat.

För sponter där lera förekommer under schaktbotten används ofta nettojordtrycket, $\sigma_{p,netto}$, (Sahlström & Stille, 1976) utgående från schaktens bärighetsfaktor, N_{cb} , istället för skillnaden mellan Rankins aktiva och passiva jordtryck. Nettojordtryckets intensitet $\sigma_{p,netto}$ blir

$$\sigma_{p,netto} = N_{cb} \cdot c_u - (\gamma \cdot H + q) \quad \text{Ekv A 2-1}$$

De olika värdena på N_{cb} som kan komma i fråga beror på hur vidhäftningen på såväl passiv sidan som aktiva sidan kommer att mobiliseras och påverkas av yttre arbeten som pålning.

Nedanstående ekvation för $\sigma_{p,netto}$ erhålls som skillnaden mellan aktivt och passivt jordtryck under schaktbotten med hänsyn till vidhäftning mot sponten enligt ekvation A 1-7 och A 1-13. Där r_p och r_a är relativ vidhäftning på passiv respektive aktiv sida av sponten.

$$\sigma_{p,netto} = 2 \cdot c_u \cdot [\sqrt{1+r_p} + \sqrt{1+r_a}] - (\gamma \cdot H + q) \quad \text{Ekv A 2-2}$$

Jämförelse mellan ekv A 2-1 och ekv A 2-2 visar att N_{cb} kan sättas lika med

$$N_{cb} = 2 \cdot [\sqrt{1+r_p} + \sqrt{1+r_a}] \quad \text{Ekv A 2-3}$$

Vid förankrade sponter med vertikalstöd som tar upp den nedåtriktade komponenten av stagkraften används normalt $N_{cb}=5,7$. Detta motsvaras av full vidhäftning på både aktiv och passiv sidan ($r_a=1,0$ och $r_p=1,0$). Vidhäftningen på den aktiva sidan kan dock skilja sig från den passiva sidan. För svävande sponter måste vidhäftningen även bära den nedåtriktade komponenten av stagkraften. Detta ger att vidhäftningen på aktiva sidan blir uppåtriktad. N_{cb} värdet sätts då till 4,1 vilket motsvaras av $r_a=-0,6$ och $r_p=1,0$. Ovanstående gäller för normal U och AZ profiler på spontplankorna. Vid andra profiler och om schaktning sker alldeles efter slagningen av sponten bör särskild utredning av möjlig vidhäftning göras och motsvarande N_{cb} -värde.

För sponter i lera med ett markant sämre lerlager under schaktbotten eller markant ökande hållfasthet med djupet så kan metodiken beskriven i kapitel 4 ge värden på osäkra sidan. Vid sådana förhållanden samt vid smala schakter där det passiva trycket påverkas av schaktens geometri kan nettobrottpjordtrycket beräknas enligt följande ekvation:

$$\sigma_{p,netto} = 2 \cdot c_u(z) \cdot [k(z) \cdot \sqrt{1+r_p} + \sqrt{1+r_a}] - (\gamma \cdot H + q) \quad \text{Ekv A 2-4}$$

där z är djupet under schaktbotten och B är schaktens bredd. Faktorn $k(z)$ beror på graden av påverkan på passivtrycket. Faktorn kan utvärderas från aktuellt N_{cb} -värde eller beräknas med liknande metodik som för rörgravssponter (se Handboken Bygg Geoteknik) enligt följande:

$$k(z) = 1 \quad \text{för } z < \frac{B}{\sqrt{1+r_p}} \quad \text{Ekv A 2-5}$$

$$k(z) = \frac{r_p \frac{z\sqrt{1+r_p}}{B} + 1}{1+r_p} \quad \text{för } z > \frac{B}{\sqrt{1+r_p}} \quad \text{Ekv A 2-6}$$

Högre värden på $k(z)$ än 1,65 bör inte användas utan speciell utredning.

Beräkning av ett största tillåtet nettojordtryck genom att införa dimensionerande värden på hållfastheten innebär att angreppspunkten på nettomothållet kommer att flyttas nedåt och resultera i

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

konservera värden på momenten i spontväggen. Troligtvis ligger angreppspunkten högre eftersom leran under schaktbotten kommer att bli mobiliserad innan den djupare leran.

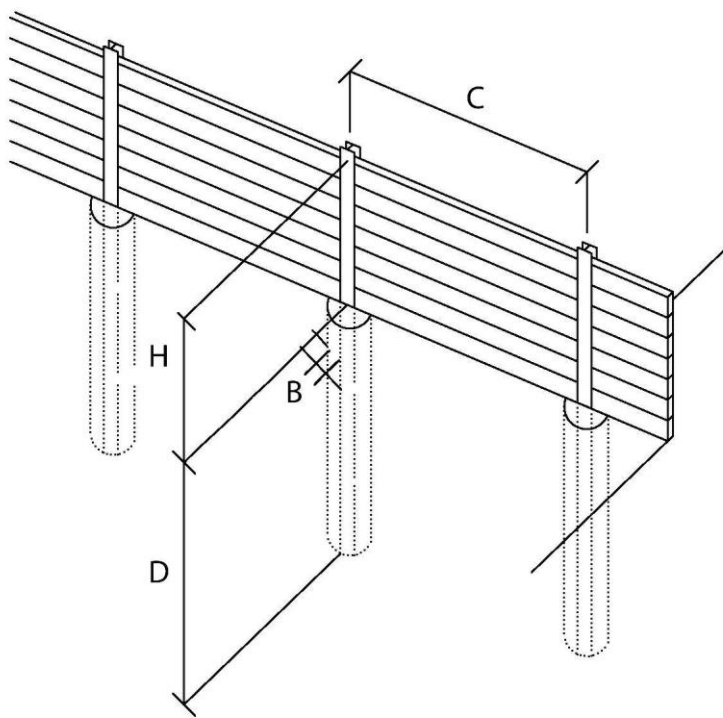
Speciellt vid svävande sponter i lera rekommenderas att samverkanberäkningar utförs för att säkerställa såväl vertikal som horisontal kraftjämvikt för spontväggen.

Om sprickvattentrycket är större än det aktiva trycket med beaktande av vidhäftningen mot spanten skall nettotrycket enligt ovan minskas med den överskridande tryckskillnaden.

Nettojordtrycket bör också korrigeras avseende konsolidering av schaktbotten, se avsnitt 1.4 i denna Bilaga.

2.2 PASSIVT NETTOJORDTRYCK MOT BERLINERSPONT

Vid en Berlinerspont slås balkar eller borrar rör med ett avstånd, c , mellan balkarna. Mellan balkarna över schaktbotten utförs utfackning med trä, stålplåt eller sprutbetong. Under schaktbotten mobiliseras passivt tryck mot balkarna, se Figur A 2-2.



Figur A 2-2. Berlinerspont med utfackning av trä.

Det passiva nettojordtrycket som maximalt kan mobiliseras under schaktbotten vid Berlinerspont, bestäms i huvudsak av hur tätt balkarna står. Två olika brottmekanismer kan uppträda, se Figur A 2-3.

I det fall att balkarna står så tätt att hela jordmassan förskjuts, motsvarar det passiva nettojordtrycket det som fås mot en kontinuerlig spont. Det största nettotryck som i detta fall kan mobiliseras är skillnaden mellan det passiva och aktiva jordtrycket enligt ovan.

I det fall balkarna står tillräckligt glest kommer lokalt jordbrott att ske kring balkarna. Det passiva nettotrycket för en kontinuerlig spontvägg kommer aldrig att mobiliseras. Det passiva nettotrycket för lokalt brott bero på belastningen från det passiva jordtrycket mot den enskilda balken och avståndet mellan balkarna.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

Vid dimensionering av berlinsponton väljs det lägsta dimensionerande passiva jordtrycket enligt nedan angivna två jordtryck.

I friktionsjord väljs därför det lägsta av följande två uttryck

$$\sigma_{p,netto} = (\sigma_v - u_p) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - \sigma_a \quad \text{Ekv A 2-1}$$

eller

$$\sigma_{p,netto} = (\sigma_v - u_p) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{3 \cdot B}{c} \quad \text{Ekv A 2-2}$$

I kohesionsjord väljs det lägsta av följande två uttryck

$$\sigma_{p,netto} = N_{cb} \cdot c_u - (\gamma \cdot H + q) \quad \text{Ekv A 2-3}$$

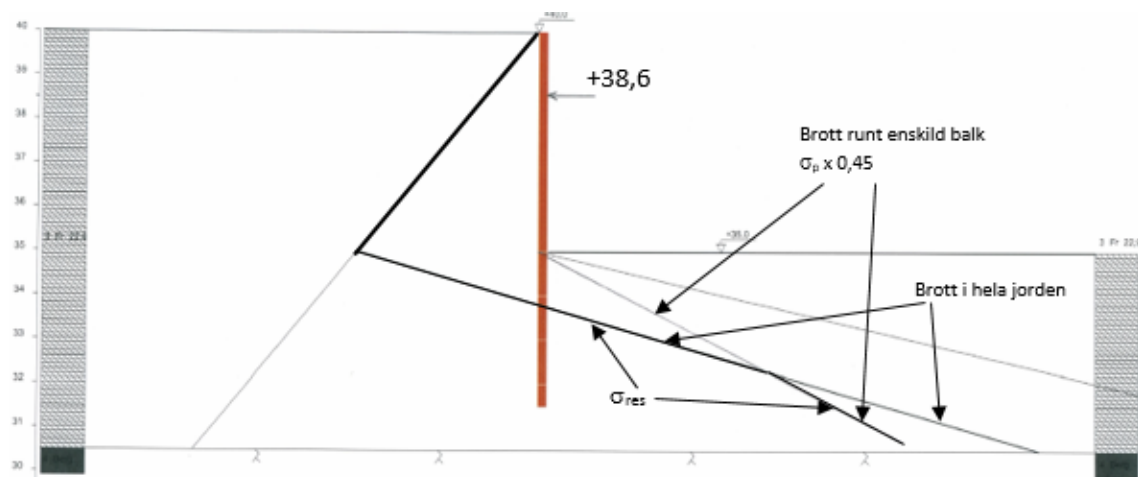
eller

$$\sigma_{p,netto} = \frac{6 \cdot c_u \cdot B}{c} \quad \text{Ekv A 2-4}$$

där

c = balkarnas eller rörens c-avstånd

B = balkarnas eller rörens bredd.



Figur A 2-3. Val av dimensionerande passivt jordtryck för berlinspont i friktionsjord. I figuren har bredden på balk eller rör antagits till 15 cm och cc-avståndet till 1 m.

Även vid lokala brott vid vertikaler bör risken för hållfasthetsreduktion pga konsolideringseffekter beaktas, se avsnitt 1.4 i denna Bilaga.

3 JORDTRYCK FRÅN VERTIKALLAST PÅ MARKYTAN

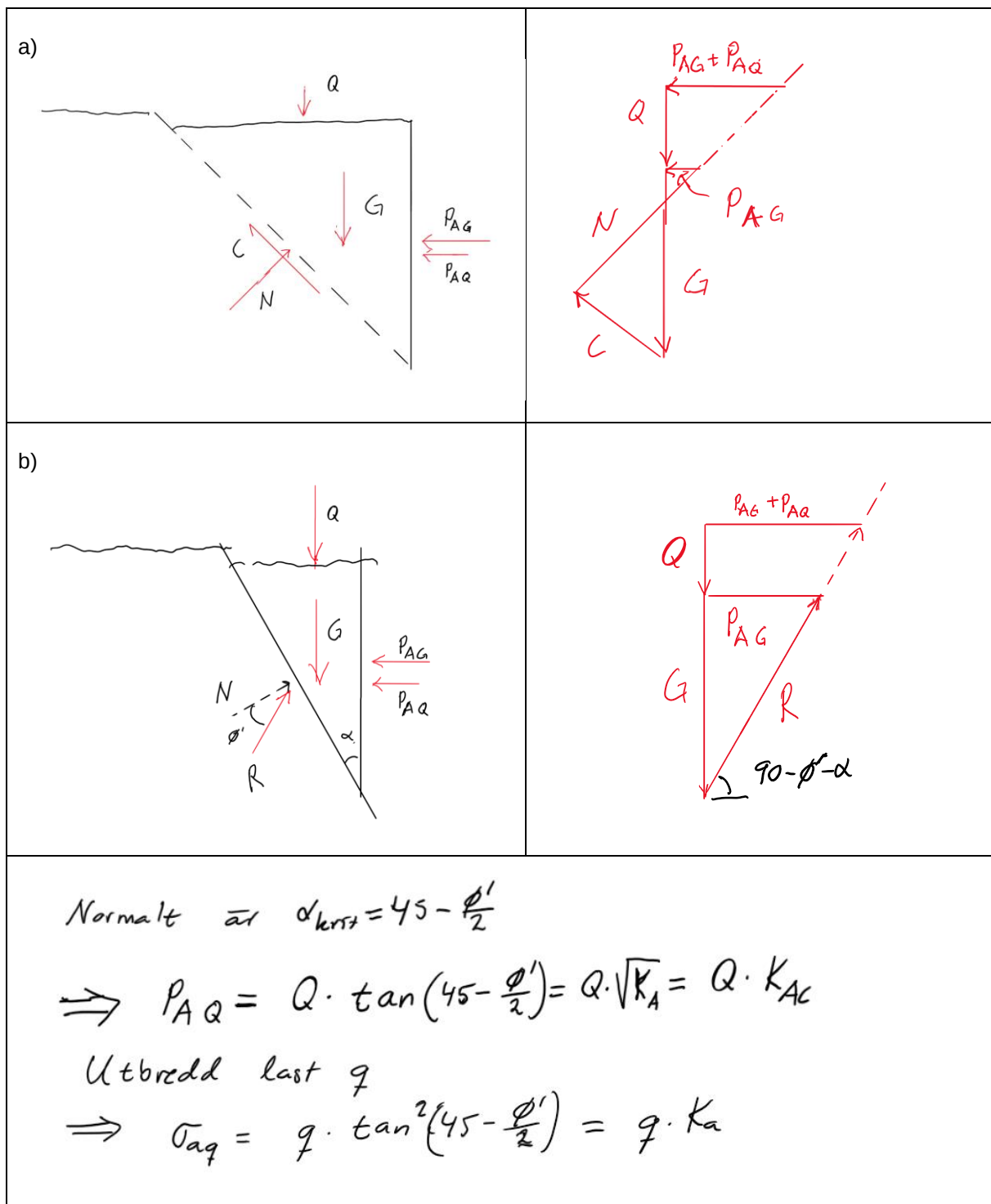
Vertikala laster på markytan utanför sponten ger upphov till horisontella tryck mot sponten. Effekten beror på många faktorer såsom den vertikala lastens storlek, utbredning och avstånd till sponten samt spontväggen styvhet. Av betydelse är även när lasten appliceras i förhållande till när sponten slås. Komplexiteten i frågeställningen innebär att förenklingar måste göras för att erhålla analytiska uttryck. Dessa är också ofta korrigerade med empiriska faktorer. För att få mer korrekta uttryck på lasteffekten krävs samverkanberäkningar.

Något som är av största betydelse är om analysen gör i punkt 1 (brottgräns normala deformationer) eller i punkt 2 (brottgräns stora deformationer) enligt avsnitt 3.7.

3.1 PUNKT 2 (BROTTGRÄNS STORA DEFORMATIONER)

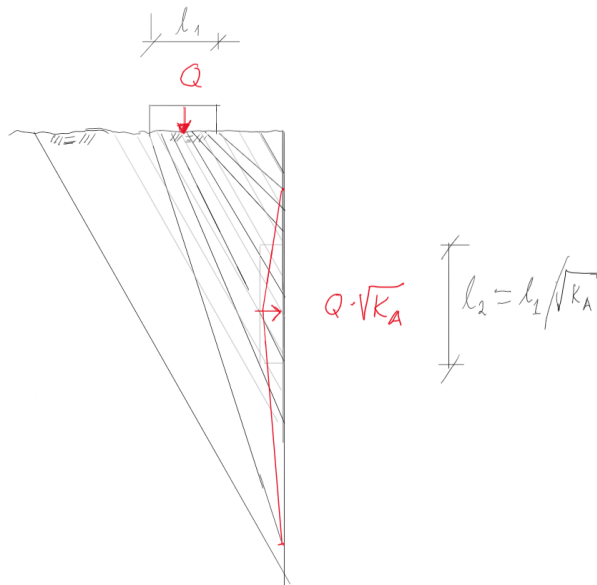
Den analytiska jämviktsbetraktelsen i punkt 2 baseras på antagandet att osäkerheten främst ligger på jordens hållfasthetsegenskaper och att hållfastheten är nyttjad till 100%. För kohesionsjordar innebär det att ingen mer bärförmåga finns tillgänglig och att 100% av den påförda lasten kommer innebära en ökning av aktivtrycket mot sponten, Figur A 3-1a). För friktionsjordar kommer en påförd last dock innebära en ökning av normalkraften i det kritiska brottplanet. Förutsatt att det kritiska brottplanet inte påverkas av lasten på markytan kommer ökningen av det aktiva jordtrycket bli $Q \cdot \sqrt{K_a}$, Figur A 3-1b). I de fall Q inte kan anses vara jämnt fördelad över brottzonen kommer de kritiska brottvinklarna påverkas och förändras utefter studerat djup. Detta leder till att det blir komplicerat att få fram en exakt fördelning av lasttillskottet på djupet, se Figur A 3-2. Hur den horisontella tillskottslasten bör fördelas över sponthöjden är inte självklart men det finns en rad olika empiriska metoder, exempelvis den som beskrivs i Figur A 3-3. Denna metod benämns ofta SBN, då den godtog enligt Svensk byggnorm från 1975.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



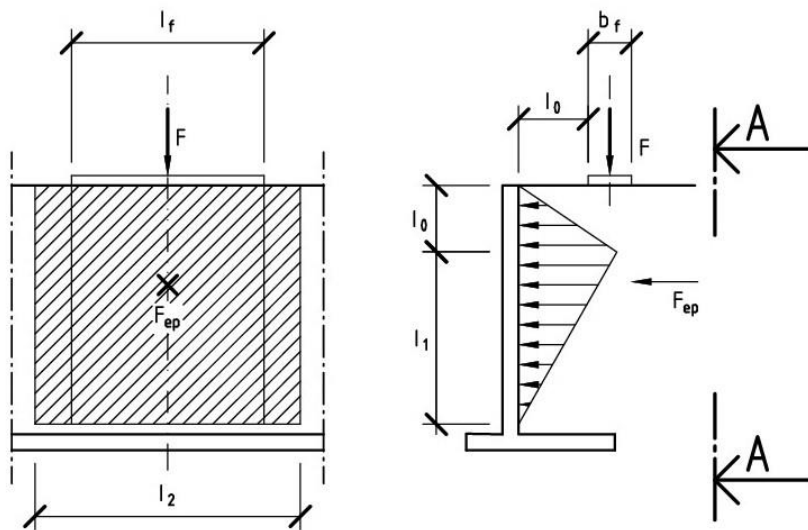
Figur A 3-1. Lasteffekt mot spont pga vertikallast på markytan. a) Kohesionsjord b) Friktionsjord.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 3-2. Lasteffekt mot spont pga lokal vertikallast på markytan. Grå fördelning baserat på oförändrade kritiska brottvinklar, intensiteten blir $q_h = q_v \cdot K_a$ verkande över höjden $l_2 = l_1 / \sqrt{K_a}$.

Röd fördelning utgår från att de kritiska brottvinklarna förändras med djupet (se skissade svarta linjer) vilket ger att den lokala lasten förväntas påverka över ett större djup.



SEKTION A-A

Figur A 3-3. Jordtryck av överlast på markytan, begränsad utsträckning av lasten.

F är resultanten till linjelast som verkar på sträckan l_f eller jämnt fördelad last på ytan $b_f \times l_f$

$$l_1 = l_0 + 2 \cdot b_f$$

$$F_{ep} = F \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$l_2 = 2 \cdot l_0 \text{ om } l_f < l_0$$

$$F_{ep} = \text{resultanten till jordtrycket av lasten } F$$

$$l_2 = l_0 + l_f \text{ om } l_f \geq l_0$$

$$\varphi = \text{jordens friktionsvinkel}$$

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

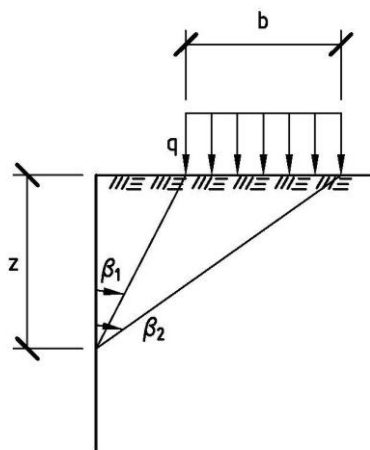
3.2 PUNKT 1 (BROTTGRÄNS NORMALA DEFORMATIONER)

Den analytiska jämviktsbetraktelsen i punkt 1 baseras på en empirisk metod där trots att brottgränsjordtrycken delvis nyttjats antas att jordens hållfasthet inte är fullt nyttjad. Förutsatt att det vertikala lasttillskottet ej innebär att jordens hållfasthet överskrids kan elasticitetsteorin, Ekv A 3-1, nyttjas för att bestämma den horisontella tillskottslasten och dess fördelning på djupet.

Skulle hållfastheten någonstans överskridas bör lastspidningsmodeller enligt Punkt 2 nyttjas.

$$\Delta\sigma_h = \frac{k \cdot q}{\pi} \cdot (\beta_2 - \beta_1 - \sin \beta_2 \cdot \cos \beta_2 + \sin \beta_1 \cdot \cos \beta_1) \quad \text{Ekv A 3-1}$$

där vinklarna är i radianer med beteckningar enligt Figur A 3-4.



Figur A 3-4. Definition av vinklar.

Mätningar har visat att den empiriska faktorn k är lika med 1,0 för en flexibel vägg (förankrad stålspons) och 2,0 för en oeftergivlig vägg (slitsmur, sekantpålevägg eller stämpad stålspons). OBS! Alla fältmätningar utförs vid normal belastning och visar därmed på ett beteende i punkt 1. *Ett fåtal mätningar finns på konstruktioner som faktiskt gått till brott vilka i de flesta fall visar på kraftiga lastökningar strax innan brott.*

Motsvarande ekvation för en linjelast, q' , är enligt elasticitetsteorin följande:

$$\Delta\sigma_h = \frac{2k q'}{\pi z} \cos^2 \psi \sin^2 \psi \quad \text{Ekv A 3-2}$$

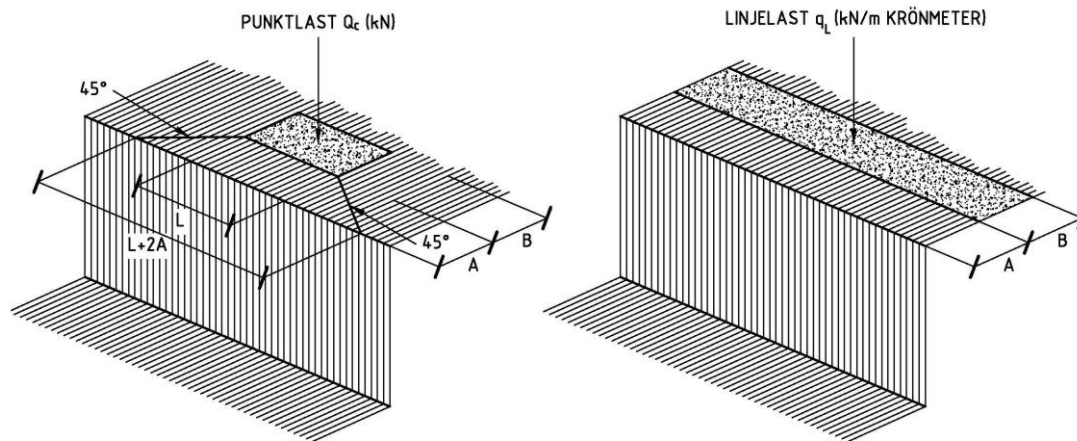
där z är djupet under markytan och ψ är vinkeln mellan en linje från linjelasten till den sökta punkten och vertikalen.

En punktlast eller en linjelast med begränsad utbredning parallellt med sponten kan konverteras till en ekvivalent linjelast enligt en metod som presenterats av Williams och Waite, 1993, se Figur A 3-5. Den ekvivalenta linjelasten blir

$$q_L = Q_C / (2 \cdot A + L) \quad \text{Ekv A 3-3}$$

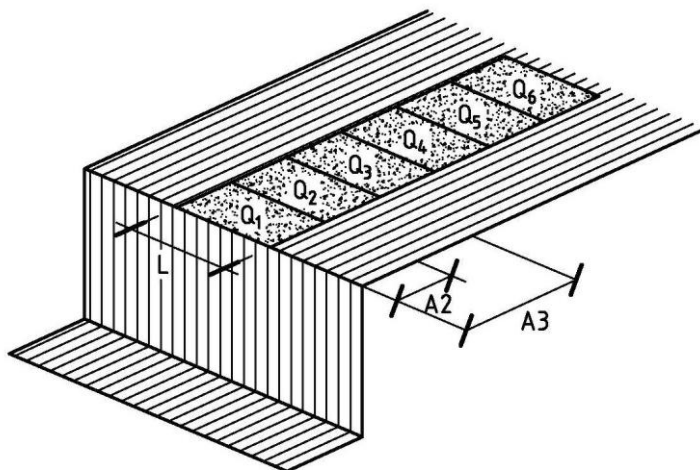
Där Q_C är den koncentrerade lasten (kN), q_L är den ekvivalenta linjelasten (kN/m), A är avståndet mellan spont och där lasten verkar och L är lastens utsträckning parallellt med sponten (vid punktlast är $L = 0$).

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 3-5. Punkbelastning och ekvivalent linjelast (Williams och Waite, 1993).

Har man en last som belastar marken bakom spanten inom en strimla som går vinkelrätt mot spanten kan man dela upp lasten i delaster, se Figur A 3-6, och beräkna bidraget av varje lastdel enligt ekvation A 3-3.

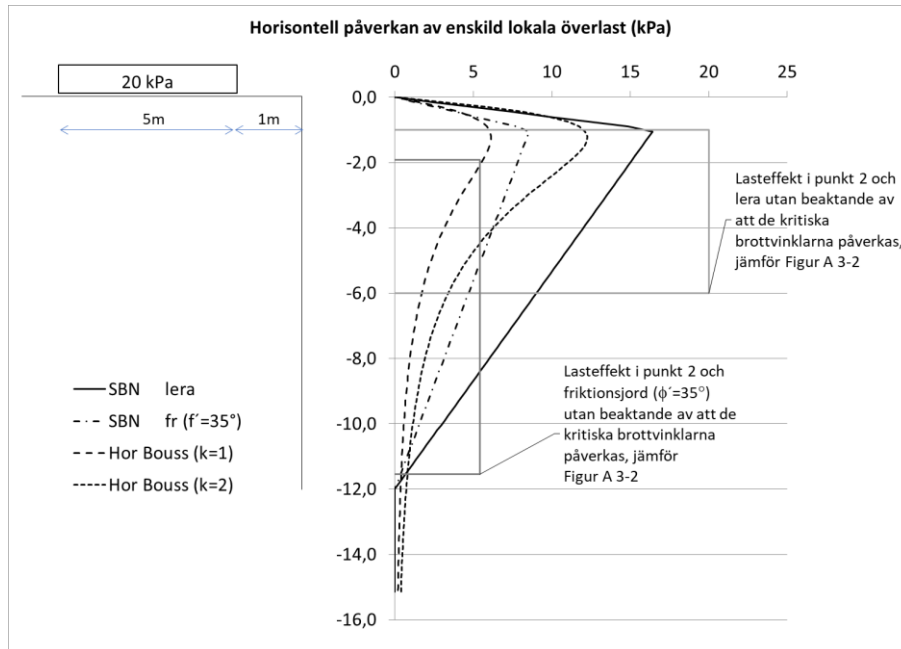


Figur A 3-6. Exempel på uppdelning av en last som angriper vinkelrätt mot spanten.

För att ta hänsyn till en avschaktning betraktas avlastningen som en negativ last och minskningen av horisontaltrycket mot spanten på varje nivå beräknas enligt elasticitetsteorin Ekv A 3-1 ovan. Faktorn k sätts till 1.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

Kommentar: Samverkansberäkningar fångar lastspridningen automatiskt. Notera dock att permanenta och variabla laster skall särskiljas vilket påtalats i Avsnitt 3.11.2. För att visualisera effekten för de analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas lastbidragen SBN metoden (Figur A 3-3) och Ekv A 3-1 för det vanliga belastningsfallet 20 kPa placerade mellan 1-6 m bakom spanten, se Figur A 3-6. Den totala vertikala lasten är 100 kN/m och erhållen lasteffekt mot väggen är för SBN 100 kN/m vid lera och 52 kN/m vid friktionsjord med $\phi' = 35^\circ$. Vid nyttjande av Ekv A 3-1 erhålls en summerad lasteffekt på ca 30 kN/m vid en flexibel vägg och 60 kN/m vid en styv.



Figur A 3-7. Exempel över hur olika konceptuella lastspridningsmodeller påverkar det horisontella jordtrycket mot spanten för en lokal ytlast.

Vid punkt 2 och skiktade jordar rekommenderas att lastspridning enligt Figur A 3-3 (SBN) nyttjas för att inledningsvis beräkna lastfördelningen som för en lera. Därefter nyttjas aktuell friktionsvinkel för respektive lager.

4 GRUNDVATTEN VID SPONTER

4.1 ALLMÄNT

Grundvatten och porttryck är centralt vid värderingen av vilka laster som verkar på spanten. Dels direkt genom vattentrycket, men framförallt hur vattnet påverkar effektivspänningarna i jorden och därmed hur mycket hållfasthet som kan uppbringas.

Några begrepp att ta med sig är

Hydrostatisk grundvattensituation – Grundvattentrycket uppvisar en konstant trycknivå genom hela lagret

*Hydrodynamisk situation – Grundvattentrycket uppvisar **icke** konstant trycknivå genom hela lagret*

Stationär situation – Grundvattentrycket förändras ej över tid.

Transient situation – Grundvattentrycket förändras över tid

För täta jordar (som lera) kommer schakt innebära att porsug vilket bibehåller medeleffektivspänningen och därmed hållfastheten. Detta gäller såväl på aktiv- som passivsidan om en spont och är grunden till att det är möjligt att betrakta leran som ett enfaset material med hållfastheten, c_u . Detta är dock ett övergående tillstånd då leran sväller (suger åt sig fritt vatten i en omvänd konsolideringsprocess) vilket leder till reducerad hållfasthet. Frågeställningen behandlas bl a i Avsnitt 1.4 i denna Bilaga.

För dränerade jordar och där schakt utförs under vatten är det viktigt att genom en god hydrogeologisk modell värdera hur vattentrycken kan påverka spanten. Är man som spontkonstruktör det minsta osäker bör erfarna hydrogeologer involveras i problemställningen.

Huvudkapitel 4.1 berör de olika dimensioneringskontrollerna ”*Hydraulisk upptryckning av botten*” och ”*Hydrauliskt grundbrott*” och krav avseende erforderlig säkerhet. Men utöver dessa frågeställningar kommer lasteffekterna mot spanten påverkas i hög grad. En annan väsentlig aspekt är omgivningspåverkan samt om projektet har tillstånd att sänka vattnet.

4.2 DIMENSIONERANDE GRUNDVATTENTRYCK

Temporära spantar skall kontrolleras för en dimensionerande nivå utgående från HHW₅₀, denna nivå skall antingen ligga till grund för trycket mot spanten eller till grund för dimensioneringen av den grundvattensänkande åtgärden som erfordras för att erhålla en säker schakt. Utöver den dimensionerande nivån skall vattentrycket behandlas som en geoteknisk last vilket gör att lasteffekten skall korrigeras med hänsyn till aktuell säkerhetsklass. Som det beskrivits i huvudkapitel 4.3 appliceras effekten av säkerhetsklass först i samband med kraft och jämviktskontrollen av spanten. Detta innebär att det vattentrycket som nyttjas i Ekv A 1-2 ej skall vara korrigerat avseende säkerhetsklass.

För fall där HHW₅₀ är högre än spantens överkant kan dimensioneringen istället göras utifrån denna nivå med den ökade riskexponering som det innebär att schakten kan bli översvämmad. Detta gäller särskilt spantar ute i vattendrag. För spantar ute i vatten skall även effekter som strömningstryck och risk för islaster inkluderas i dimensioneringen.

4.3 SCHAKT UNDER GRUNDVATTENYTAN I FRIKTIONSJORD

Sänkningen av grundvattenytan vid schakten kommer resultera i en uppåtriktad grundvattenströmning på passivsidan och en nedåtriktad grundvattenströmning på aktivsidan, hydrodynamisk situation. Vid

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

den inledande sänkningen är tillståndet att betrakta som en transient situation medan det efter en tid uppstår en jämvikt mellan pumpningsbehovet och tillrinningen av vatten, stationär situation. Under den transienta fasen uppkommer störst gradienter vilket skall återspeglas i ansatt grundvattensituation.

Vid nedåtriktad grundvattenströmning kommer u_a inte öka hydrostatiskt med djupet utan öka något mindre $\Delta u_a = \Delta u_{a,stat} - i_{va}$. Ett alternativt sätt att beräkna effektivspänningen är att använda en korrigerad, skenbar, effektiv tunghet vid beräkningen av σ'_{va} , se Ekv A 4-1

$$\gamma'_{korr} = \gamma' + i_{va} \gamma'_w \quad \text{Ekv A 4-1}$$

Vid uppåtriktad grundvattenströmning kommer u_p inte öka hydrostatiskt med djupet utan öka något mer $\Delta u_p = \Delta u_{p,stat} + i_{vp}$. Ett alternativt sätt att beräkna effektivspänningen är att använda en korrigerad, skenbar, effektiv tunghet vid beräkningen av σ'_{vp} se Ekv A 4-2

$$\gamma'_{korr} = \gamma' - i_{vp} \gamma'_w \quad \text{Ekv A 4-2}$$

Hur gradienterna skall ansättas runt schakten skall återspegla risken för att skikt med lägre hydraulisk konduktivitet kan förekomma i jordprofilen. Vid helt homogena förhållanden avseende hydraulisk konduktivitet bör i_{va} kunna sättas lika med i_{vp} . Vid fall där den horisontella tillrinningen har stor potential i förhållande till schaktens utbredning minskar den nedåtriktade strömningen (gradienten) på aktivsidan vilket ger en större gradient på passivsidan. Vid förekomst av horisontella lager med höga hydraulisk konduktivitet finns stor risk att ingen nedåtriktad strömning sker på aktivsidan vilket i medför högre gradienter på passivsidan och en reducerad bärförmåga. För visualisering av dessa tre fall se Figur A 4-1.

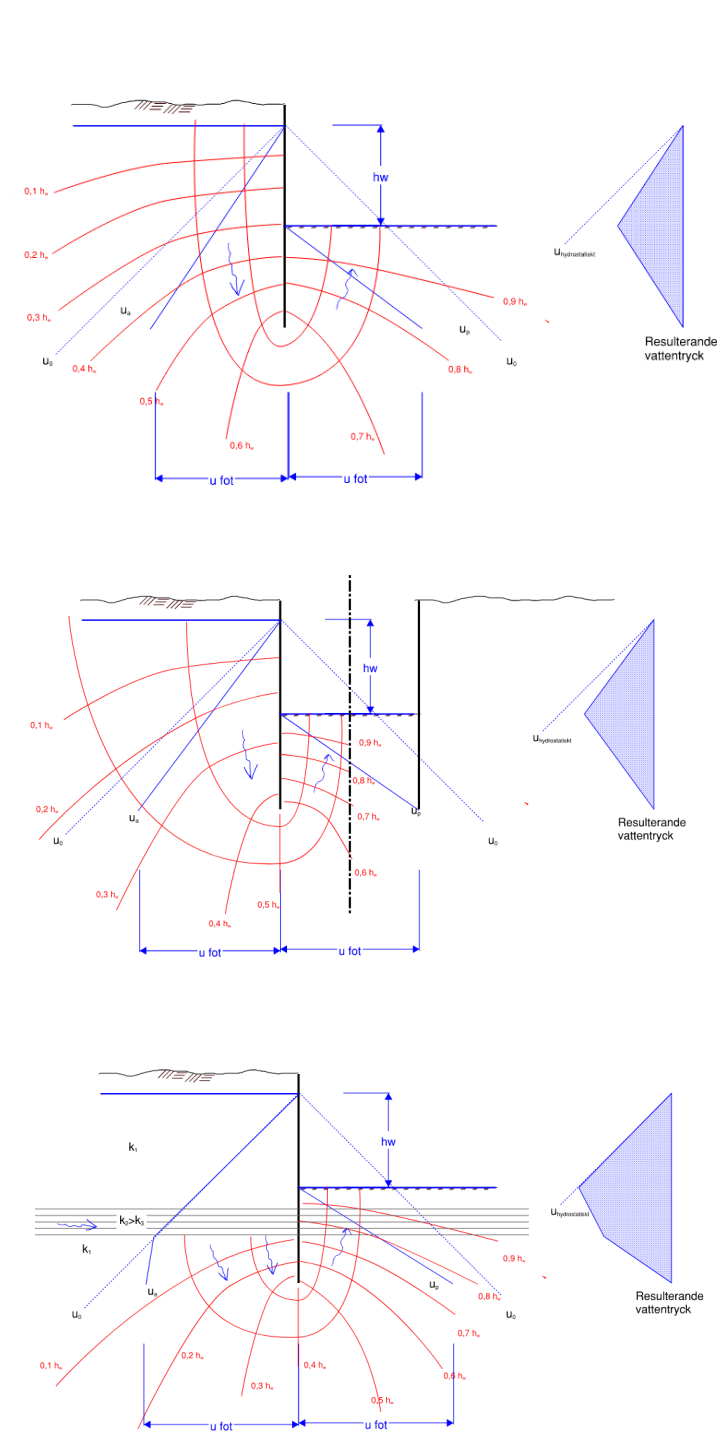
I Handbok BYGG från 1984 framgår det att den nedåtriktade strömningen på aktivsidan normalt försummas och att gradienten på passivsidan sätts till $i_{vp} = 0,6 \cdot h_w/d$ för en enkelsidig spont, h_w är tryckskillnaden och d är underslagningen. Motsvarande för en dubbelsidig spont är $i_{vp} = 0,8 \cdot h_w/d$. Förenklingen av att den nedåtriktade strömningen försummas innebär en antagen tryckskillnad (på säkra sidan) vid spontfot.

Ovanstående stycke behandlar länshållning från schaktbotten vartefter schakten bedrivs. Rent konstruktivt för sponten är det att föredra så höga effektivspänningar som möjligt varför det är önskvärt att utföra grundvattensänkningen innan schakten påbörjas. Det ger också en möjlighet att kontrollera trycknivåerna bakom och inom spont innan schakten tas ut. Se även Bilaga F.

Hur trycknivåerna verkligen ser ut mot en spont och i omgivningen analyseras bäst med numeriska metoder som FEM eller FDM. För att få en så bra modellering som möjligt krävs god kunskap i hur randvillkoren, nederbörd och pumpningsinsats påverkar systemet. Här krävs god kunskap om hydrologi.

För berliner sponter krävs att grundvattenytan sänks till under schaktbotten innan schakten tas ut. Annars riskeras stora utfall mellan vertikalerna.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier



Figur A 4-1. Exempel på strömlinjenät.

Överst: Huvudsakligen vertikal strömning

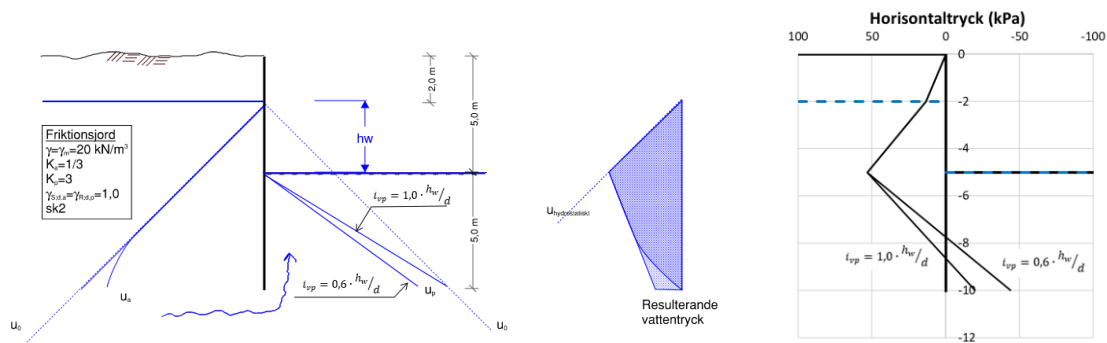
Mitten: Smalare schakt, eller där den horisontella tillrinningen är högre

Nederst: Effekt av skikt med högre hydraulisk konduktivitet

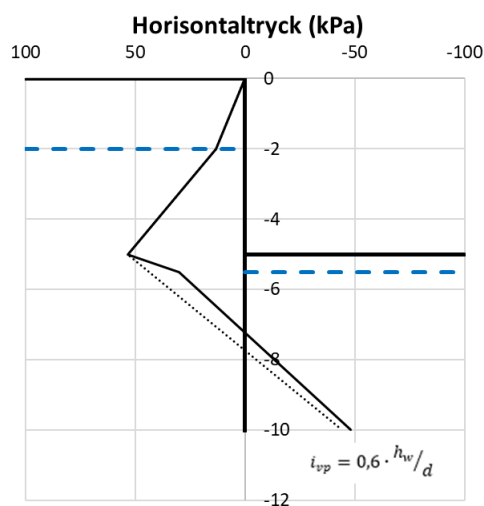
BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

Ett enkelt exempel över hur jordtrycken påverkas. Schaktdjup 5m underslagning 5m och grundvattnet på 2m djup. Länshållning sker från schaktbotten. Se Figur A 4-2

Effekten av nedåtriktad strömning på aktivsidan har försummats. Den uppåtriktade strömningen baseras på $i_{vp} = 0,6 \cdot h_w/d$ som jämförelse redovisas också effekten av $i_{vp} = 1,0 \cdot h_w/d$. Med $h_w = 3m$ och $d = 5m$ erhålls gradienten 0,36. Kritisk gradient (enligt Ekv 4-2) är 0,7 för grovkorniga jordar och 0,4 finkordiga jordar. Ur ett bärighetsperspektiv samt ett jämviktsperspektiv för sponten är det önskvärt att sänka grundvattentrycken till ca 0,5m under schaktbotten. För att detta skall kunna nyttjas i ett stabilitetssammanhang krävs att sänkningen genomförs innan full schakt tas ut. Med $h_w = 3,5m$ och $d = 4,5m$ erhålls gradienten 0,47 vilket kan innebära risk för hydrauliskt grundbrott beroende på jordtyp. Effekten grundvattensänkningen framgår av Se Figur A 4-3.



Figur A 4-2. Enkelt räknexempel med schakt till 3m under grundvattenytan och effekten av olika gradienter på passivsidan.



Figur A 4-3. Jämförelse av påverkan av att innan schakt sänka av trycket på insidan sponten till 0,5m under schaktbotten.

BILAGA A Grundläggande jordtrycksteorier

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

1. BESTÄMNING OCH VAL AV PARAMETRAR

1.1 INLEDNING

Val av geoteknisk kategori för spontkonstruktionen bör ske tidigt eftersom detta styr projekteringen och krav på geotekniska data.

Förhållanden och egenskaper som behövs som underlag till dimensioneringen avser:

- Markytans nivåer inom området
- Omgivningens känslighet för påverkan
- Jord och grundvattenförhållanden
- Belastningsförhållanden, t ex befintliga byggnader, ytlaster nära spanten
- Geometri t ex schaktdjup och avstånd till permanenta konstruktioner som skall byggas
- Gällande säkerhetsfaktorer, osäkerhet i materialegenskaper och jordparametrar, belastningsförhållanden under byggtiden och beräkningsmodeller.
- Den blivande konstruktionens livslängd.

Den som ansvarat för den geotekniska undersökningen måste förstå vilka indata som krävs för projektering och föreslå en ändamålsenlig undersökning. Ofta genomförs fältundersökningen innan spontkonstruktören är utsedd. I det fallet måste konstruktören specificera eventuell kompletterande undersökning som krävs för att kunna göra en tillförlitlig teknisk och ekonomisk dimensionering.

I Tabell B 1-1 finns de jordegenskaper som krävs för de vanliga beräkningsmetoder som vanligen används vid dimensionering av spontkonstruktioner. Vilka egenskaper som krävs vid användning av icke linjära jordmodeller hänvisas till manualer för aktuell programvara.

Dessutom behövs kunskap om följande:

- Jordens kornstorleksfördelning och fasthet
- Jordens permeabilitet (hydraulisk konduktivitet).

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

Tabell B 1-1. Jordegenskaper som behövs för olika beräkningsmetoder.

Beräkningsmetod	Jordegenskaper				
	Tunghet, γ	Viljordtrycks- Koefficient, K_0	Skjuvhållfasthet hos jorden		Styvhet hos jorden
			Odränerad, c_u	Dränerad, c', ϕ'	
Jämvikts- och empiriska beräkningsmetoder	X		X	X	
Fjädermodeller	X	X	X	X	X
Finita element och finita differens metoder (Numeriska metoder)					
Elasto-plastisk Mohr-Coulomb modell	X	X	X	X	X
Icke linjära modeller	X	X	(1)	(1)	(1)

X = Nödvändiga

(1) = Indata beror på vald materialmodellen

1.2 UNDERSÖKNING AV MARK- OCH GRUNDVATTENFÖRHÅLLANDEN

Antalet undersökningspunkter skall vara tillräckligt för att man ska kunna bedöma jordförhållandena längs spontens sträckning och där ankare skall installeras. Erforderligt avstånd mellan undersökningspunkter och djup beror av projekt och markförhållandena. Undersökningspunkterna bör vanligtvis placeras med ett avstånd som varierar mellan 10 och 20 m längs spontens sträckning.

Jordlagerföljden bör helst vara bestämd med provtagning eller CPT. Om lera förekommer ska odränerad skjuvhållfasthet, sensitivitet och konflytgräns vara känd i hela lerlagret. För större projekt där det bedöms att samverkansberäkningar skall användas måste ostörd provtagning och konsoliderade odränerade skjuvförsök utföras. Aktiva och passiva triaxialförsök anses vara ett minimum, men även odränerade direkt skjuvförsök är önskvärda.

Där friktionsjord förekommer bör även viktsondering, hejarsondering och jb-sondering utföras för att kunna bedöma förutsättningar för slagning. Val av metod anpassas till friktionsjordens fasthet. Förekomsten av block bör bestämmas genom jb-sondering. Vid stora mäktigheter av friktionsjord och där samverkansanalyser skall användas bör konsoliderade dränerade triaxialförsök utföras för att bestämma hållfasthet och styvhetsvariation för olika spänningsvägar.

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

Bergytans läge skall vara säkerställd genom jb-sondering om det bedöms att sponten måste slås till berg. Om stagförankringar kan bli aktuella bör även bergläget kontrolleras där förankringar kan antas nå berget. Planerar man att använda borrade rör i lås till berg bör undersökningspunkterna för kontroll av bergläget förtätas till ca 5 m för att man ska få en bra uppskattning av bergytans läge, och kunna bestämma erforderliga rörlängder.

1.3 BESTÄMNING AV JORDEGENSKAPER

Utvärdering av jords hållfasthets- och deformationsegenskaper från utförda fältundersökningar görs lämpligen enligt avsnitt 5.2 i Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner – TR Geo 13. Planering och utförande av triaxialförsök utförs enligt Rapport 2:2012 Svenska Geotekniska Föreningen, Triaxialförsök – En vägledning. I friktionsjordar kan SGI Information 8 och 16 vara till hjälp.

Om deformationsegenskaperna hos aktuell jord bara är en uppskattning är det tveksamt om det är meningsfullt att använda avancerade jordmodeller vid samverkansberäkningar. Det är också viktigt att proverna håller hög kvalitet om avancerade laboratorieundersökningar utförs.

1.4 BESTÄMNING AV GRUNDVATTENFÖRHÅLLANDEN

Bestämning av det grundvattenförhållandena är viktigt. Den ska baseras på en förståelse av grundvattensituationen på den aktuella platsen. Vägledning för mätning av grundvattentryck i jordlagerföljden och bestämning av dimensionerande vattentryck ges i avsnitt 4.2 i Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner – TR Geo 13.

Konstruktören ska även kontrollera följande:

- Närheten till källor med fritt vatten, befintliga och sådana som kan uppstå under spontens livslängd såsom exempelvis läge av tryckvattenledningar
- Effekten på den lokala hydrogeologin på grund av sponten, t.ex. dämning av naturliga grundvattenflöden
- Effekten av att spontunderkant inte når avsedda nivåer på grund av hinder i marken
- Effekten av länshållning under byggtiden.

Baserat på utförda undersökningar ska det dimensionerande vatten- och strömningstryck mot sponten bestämmas för varje skede av spontens byggande och under spontens livslängd. Vattentryck som kan klassas som olyckslaster till följd av brott på närliggande tryckvattenledning skall också bestämmas.

Förväntad grundvattenpåverkan och inläckage till schaktgropen bestäms med hydrogeologiska analyser. Grundvattentryck, avsänkingsnivåer och jordars permeabilitet utgör viktiga egenskaper att klarlägga.

Permeabiliteten för jord varierar över ett stort område från 10^{-10} m/s för lera till 1 m/s för grovt grus. I Tabell B 1-2 visas typiska variationsområden för permeabiliteten för olika jordar och lämpliga metoder att bestämma den.

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

Tabell B 1-2. Permeabilitet för jord och lämpliga bestämningsmetoder.

Permeabilitet m/s											
	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
Dränering	Bra						Dålig		Tät		
Typ av jord	Grus		Sand och sandigt grus			Fin sand, silt och lerig silt		Lera och lerig silt med mer än 20% ler			
Metod att bestämma k	Pumpförsök i fält						Flöde från porttrycksspets				
	Konstant head test										
	Uppskattning från kornkurva										
			Falling head försök					Ödometerförsök (CRS eller stegvisa) eller konsolideringsförsök i triaxcell			
			Mycket tillförlitlig			Tillförlitlig					

1.5 LASTER

Sponten skall dimensioneras för att klara laster bakom sponten. Lasterna kan vara

- Laster från byggnader, vägar och järnvägar
- Laster på grund av byggaktiviteter, byggtrafik, uppställning av utrustning och kranar
- Variation av nivå för markytan.

Generellt rekommenderas att sponter dimensioneras för en variabel karakteristisk last lika med 10 kPa jämnt fördelad bakom sponten om inget annat kan anses tillämbart.

Laster från byggnader räknas som permanenta laster och belastningen påförs på respektive grundläggningsnivå.

Laster orsakade av vägtrafik och tågtrafik väljs enligt Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13, avsnitt 4.3. Vid samverkansberäkningar används de värden som gäller vid dimensionering med karakteristiska värden.

Laster från uppställning av kranar, mobilkranar etc räknas normalt som variabel konstruktiv last och anges i produktbladen. Påverkan på sponten kan beräknas med hjälp av Bilaga A, Avsnitt 3. Vid

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

tillfälliga lyft och om åtgärder vidtagits för att reducera risken för allvarliga personskador tillåts kan lägre partialkoefficient användas, se kapitel 3.6.

Enligt SS-EN 1997-1 kap 9.3.2 anges att stödkonstruktioner ska dimensioneras för 10% ökat schaktdjup dock max 0,5 meter. Detta behöver inte beaktas om särskilda kontroller av schaktbotten utförs i samband med schakten.

1.6 BESTÄMNING AV EGENSKAPERNAS VÄRDE FÖR DIMENSIONERING AV STÖDKONSTRUKTION

Vid samverkansberäkningar och bruksgränsberäkningar ska man utgå från vad som benämns som egenskapernas troliga värde. Vid analys av förhållandena vid brottgränstillstånd utgår man från karakteristiska värden och fasta partialkoefficienter vid bestämning av dimensionerande värden enligt

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad \text{Ekv 1-1}$$

där

$\bar{X}$ är valt värde

$\eta \cdot \bar{X}$ är egenskapens karakteristiska värde

γ_M är egenskapens partialkoefficient.

Vid bestämning av valt värdet ska hänsyn tas enligt avsnitt 2.4.5.2 i SS-EN 1997-1 till följande faktorer:

- Geologisk och annan bakgrundsinformation, såsom data från tidigare projekt
- Spridningen hos de uppmätta egenskapsvärdena och annan relevant information, t. ex. befintlig kunskap
- Omfattningen av fält- och laboratorieundersökningen
- Typ av och antal prover
- Omfattningen av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktionen i det betraktade gränstillståndet
- Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken

Det är viktigt att inte blanda ihop valt värde med de andra begreppen såsom härlett värde, och karakteristiskt värde.

Härlett värde: Egenskap utvärderad från geoteknisk undersökning i fält eller laboratorium efter korrigering för systematiska fel samt i tillämpliga fall korrigering för t.ex. flytgräns, plasticitetsindex och överkonsolideringsgrad.

Valt värde: Värde utvärderat från sammanställning av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga mätvärden har exkluderats. Hänsyn ska tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottmekanism.

Karakteristiskt värde: Värde där det valda värdet har justerats med hänsyn till de ytterligare osäkerheter som omnämns i avsnitt 2.4.5.2 i SS-EN 1997-1 t.ex. genom applicering av η -värden.

Faktorn η delas upp i delfaktorer enligt nedanstående som baseras på IEG Rapport 2:2009.

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \eta_5 \cdot \eta_6 \cdot \eta_7 \cdot \eta_8$$

Ekv 1-2

I normalfallet bör η ligga i intervallet 0,90 till 1,1.

Om mer detaljerad kunskap saknas för respektive delfaktor kan dessa grupperas och ges ett sammanvägt värde.

Delfaktorer som beaktar marken och markundersökningen.

η_1 Egenskapens naturliga variation

η_2 Antal oberoende undersökningspunkter

η_3 Osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper

η_4 Geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt

Delfaktorer som beaktar geokonstruktionens geometri och utformning.

η_5 Omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktion i det beaktade gränstillståndet

η_6 Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken

Delfaktorer som beaktar geokonstruktionens verkningssätt

η_7 Typ av brottmekanism (sprött eller segt brott i jorden)

η_8 Parameterns betydelse i förhållande till andra lastgivande eller mothållande parametrar.

För spontkonstruktioner gäller följande:

η -faktorer som beaktar markundersökningens omfattning, kvalitet, undersökta parametrars spridning, undersökningens relevans i form av rätt sorts undersökningsmetod och omfattning samt enskilda undersökningspunkters avstånd till konstruktionen, dvs hur bra det geotekniska underlaget är kan föras samman till ett värde, som alltså består av $\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 = \eta_{(1,2,3,4)}$

$\eta_{(1,2,3,4)}$ beror av den marktekniska undersökningen och sätts till värden i intervallet $0,6 \leq \eta_{(1,2,3,4)} \leq 1,1$ med ett normalvärde på 0,95 vid en normalt bra markundersökning. I övriga fall kan följande riktlinje användas.

Där det bedöms att grundundersökningen är mycket bra, det finns ett flertal sonderingshål, mer än 5, eller avståndet 10 – 20 m mellan hålen längs spontlinjen, där spridningen är liten och värdena stämmer med empirin, kan värden upp mot 1,05 väljas. Om direkta skjuvförsök eller triaxialförsök bekräftar resultat från andra undersökningar och empiri kan 1,1 väljas.

I situationen att man inte har en så fullständig undersökning, lite färre sonderingspunkter 3 – 5 st och större avstånd än 20 m mellan sonderingspunkterna längs spontlinjen samt lite spretande resultat bör ett värde 0,8 – 0,95 väljas.

Om man har en bristfällig undersökning, något enstaka sonderingshål av kanske olämplig typ som dessutom inte stämmer med empirin bör värden ner mot 0,6 väljas.

Även avståndet mellan sponten och sonderingarna påverkar valet. Om t.ex. sonderingarna ligger i spontlinjen kan ett något högre värde väljas än annars. Borrhål som medräknas ska normalt ligga inom 10 meter från spontlinjen. Alternativt ska borrhålet på markytan ligga inom en 45° – linje från

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

spontunderkant. Även annan erfarenhet kan utnyttjas och kan innebära att $\eta_{(1,2,3,4)}$ kan värderas upp utan att kravet på antalet sonderingshål uppfylls.

Även η_5 och η_6 har förts ihop till en parameter $\eta_{(5,6)}$.

$\eta_{(5,6)}$ beror av geometrin. Om lokalt värde är avgörande väljs $\eta_{(5,6)} = 0,85$. Det kan gälla tex. små inte sammanhängande bakspontar, tex tre spontplankor slagna i lås och med ett avstånd på 2 m till nästa grupp.

Vid stor involverad jordvolym och där sponten kan föra laster från svagare punkter till starkare används $\eta_{(5,6)} = 1,10$. Det kan gälla vid spont slagen i lås med större yta än 200 m² och stor underslagning som innebär att brottytorna blir långa. Värden mellan dessa får väljas utifrån aktuell konstruktion. För en berlinerspont bör ett lägre värde på $\eta_{(5,6)}$ användas.

η_7 beror av jordens brottmekanism (sprött eller segt). Eftersom jorden när det gäller stödkonstruktioner nästan alltid uppför sig segt bör denna parameter i normalfallet väljas till $\eta_7 = 1,0$.

η_8 beror av parameterns betydelse i förhållande till andra lastgivande effekter. Normalt sätts η_8 till 1,0.

η -värdet begränsas till maximalt 1,2.

BILAGA B Bestämning och val av parametrar

1 VAL AV STÖDKONSTRUKTION

1.1 ALLMÄNT

Typ av stödkonstruktion påverkar dimensioneringsförutsättningarna. Konstruktören bör därför bestämma sponttyp innan själva designarbetet påbörjas eftersom val av spont helt kan förändra förutsättningarna för dimensioneringen. Vid val av spont bör konstruktören även ta hänsyn till de praktiska frågorna som styr installationen. Det är viktigt att konstruktören därför kommunicerar med entreprenören vid val av sponttyp och byggsekvenser. Det slutliga valet är ofta en kompromiss mellan följande:

- Kostnad
- Markförhållanden och förekomst av hinder i marken inklusive arkeologiska lämningar
- Nödvändigheten att hålla jordrörelserna inom acceptabla gränser
- Horisontellt lastupptagande system, stag eller stämp
- Tillgång till etableringsytor, särskilt om slitsmurar skall användas
- Samspel med eventuella permanenta konstruktioner
- Beständighet
- Föroreningar i marken
- Krav från omgivningen, särskilt vad gäller vattentäthet
- Byggtid.

Några av dessa faktorer diskuteras i följande avsnitt.

2 OLIKA TYPER AV VÄGGAR

2.1 ALLMÄNT

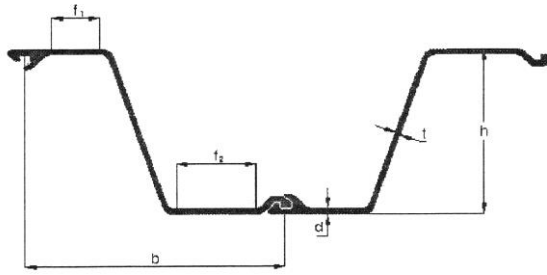
Typ av spont kan delas in antingen efter material, vanligtvis stål eller armerad betong, eller genom installationsmetod. Spont av stål slås, vibreras eller trycks ned i jorden utan att jordmaterial tas bort. Spont av armerad betong skapas först sedan jordmaterialet schaktats bort, där schakten temporärt stabiliseras på något sätt. Det finns naturligtvis andra typer av sponter som inte kan inordnas i dessa huvudgrupper såsom borrarad rörspont i lås och sponter av jetinjektering. I avsnitt 3 visas en sammanställning av några olika typer av spont/väggar med deras fördelar och nackdelar.

2.2 STÅLSPONT

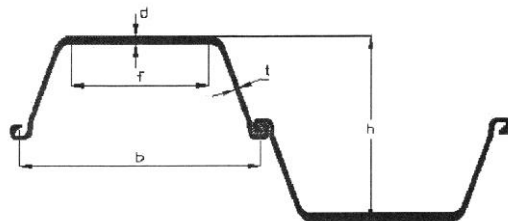
Det finns två huvudtyper av stålsponter, Z-profil, se Figur C 2-1 och U-profil se Figur C 2-2. U-profiler används mest för temporära sponter på grund av de är lättare att lagra, transportera och slå. Z-profiler används mest för permanenta sponter eftersom låsglidning är minimal och låsen är tätare än låsen i u-profiler.

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Data för de olika profilerna hämtas lämpligen från tillverkarnas hemsidor för respektive profil.



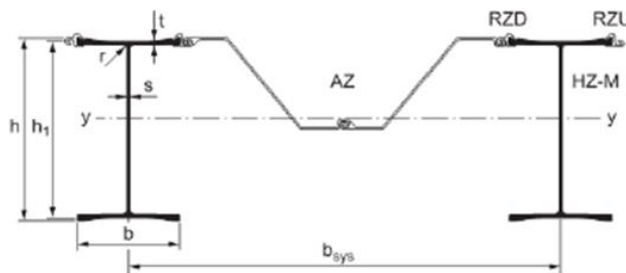
Figur C 2-1. Z-profil.



Figur C 2-2. U-profil.

2.3 KOMBIVÄGG

Där högre styvhet behövs än vad som kan uppnås med standardprofiler kan spontplankor kombineras med balkar/rör till sk kombiväggar, se Figur C 2-3. Även andra typer av kombiväggar förekommer.

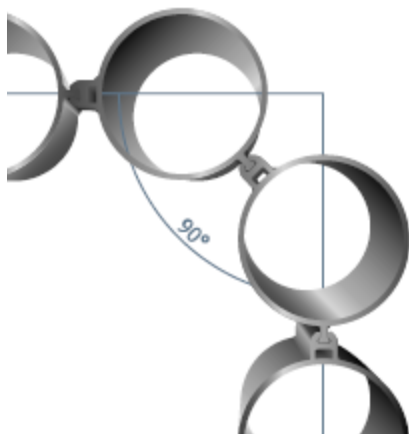


Figur C 2-3. Kombivägg.

2.4 BORRAD RÖRVÄGG I LÅS

Där man behöver en tät spont och det finns hinder i marken som förhindrar slagning av konventionella spontplankor i lås finns ett alternativt med borrade rör i lås, se Figur C 2-4. Denna typ av borrade spont kan installeras i sprängstensfyllning.

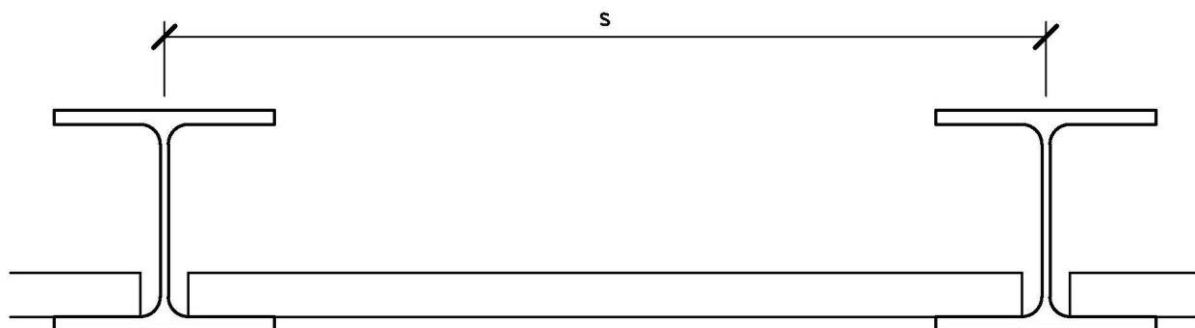
BILAGA C Val av stödkonstruktion



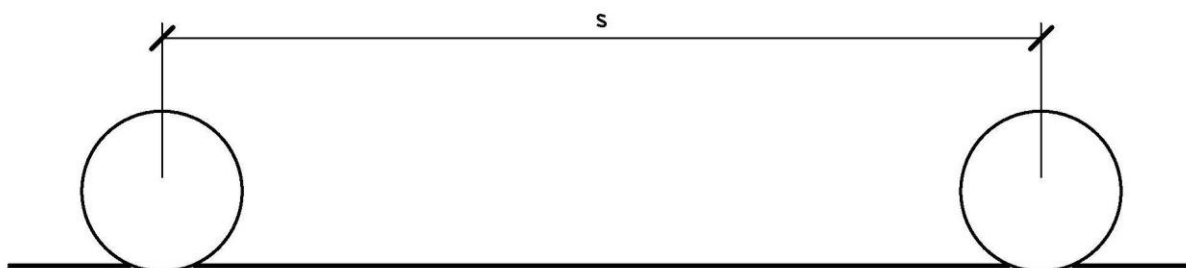
Figur C 2-4.. Borrade rörvägg i lås.

2.5 BERLINERSPONT

Berlinerspont utgörs av slagna balkar eller borrade rör med ett centrumavstånd på 0,8 – 2,0 m, se Figur C 2-5 och Figur C 2-6. Mellanrummet mellan balkarna/rören utfackas med trä, sprutbetong eller stålplåt. Användning av berlinerspont kräver att grundvattenytan är avsänkt minst ned till den blivande schaktbotten.



Figur C 2-5. Berlinerspont med slagna balkar och träutfackning.

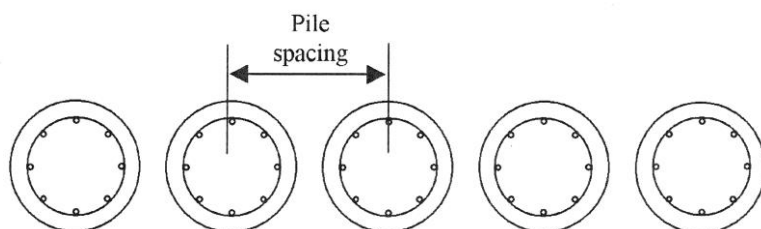


Figur C 2-6. Berlinerspont med borrade rör och plåttutfackning.

BILAGA C Val av stödkonstruktion

2.6 GLES PÅLVÄGG

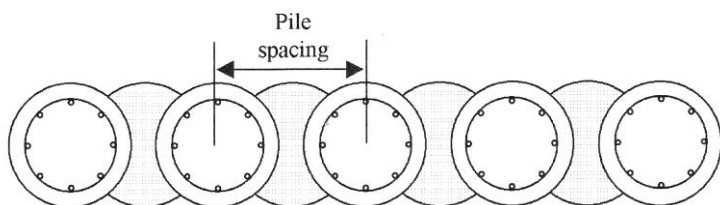
Väggen utgörs av borrade insitu gjutna armerade betongpålar (grävpålar) med ett glapp mellan pålarna på 50 – 150 mm, se Figur C 2-7. Väggen är inte vattentät. Påldiametern kan variera från 300 - 2 400 mm.



Figur C 2-7. Vagg av borrade pålar.

2.7 HÅRD/MJUK SEKANTPÅLEVÄGG

En hård/mjuk sekantpållevägg består av överlappande pålar enligt Figur C 2-8. De primära pålarna (honor) borrar och gjuts först. Betongen i dessa pålar utgörs av mjuk blandning bestående av cement, bentonit och sand. Typisk hållfasthet är 1 – 3 MPa. De primära pålarna är oarmerade. De sekundära pålarna (hanar) installeras så att de överlappar de primära enligt Figur C 2-8. De sekundära pålarna armeras. Typiska diametrar för hanpålarna är 450 – 1 200 mm. Gapet mellan hanpålarna skall inte överstiga 40% av honpålarnas diameter. Väggen är inte vattentät som en permanent konstruktion.

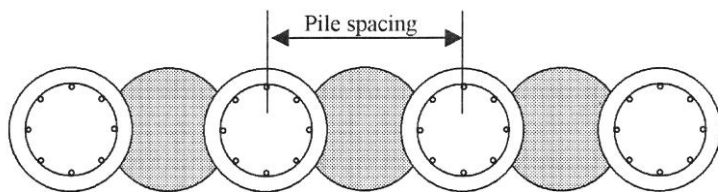


Figur C 2-8. Hård/mjuk sekantpållevägg.

2.8 HÅRD/FAST SEKANTPÅLEVÄGG

En hård/fast sekantpållevägg visas i Figur C 2-9. Honpålarna har en hållfasthet av 10 – 20 MPa. Hanpålarna borrar med överlapp och armeras. Avståndet mellan hanpålarna bestäms så att överlappet blir ca 25 mm vid pålunderkant när toleranserna i vertikalled verkar åt var sitt håll. Detta är en vanlig typ av sekantpållevägg med påldiametrar på 600 – 1 400 mm.

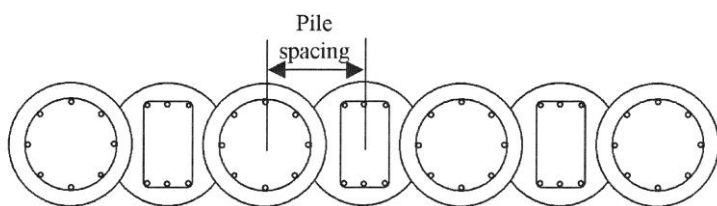
BILAGA C Val av stödkonstruktion



Figur C 2-9. Hård/fast sekantpållevägg.

2.9 HÅRD/HÅRD SEKANTPÅLEVÄGG

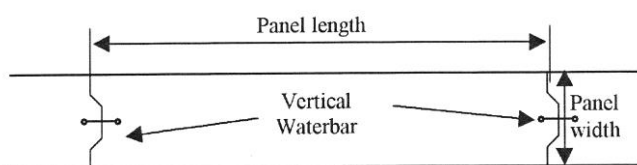
I en hård/hård sekantpållevägg armeras både hon- och hanpålarna, se Figur C 2-10. Båda pålarna har höghållfasthet betong. Armeringen i honpålarna måste placeras med precision för att man skall kunna borra hanpålarna. Den vertikala toleransen måste specificeras för att säkerställa att pålarna går in i varandra.



Figur C 2-10. Hård/hård sekantpållevägg.

2.10 SLITSMUR

Slitsmuren formas genom att etappvis gräva ur en slits som stabiliseras med bentonit slurry. I slitsen sänks en armeringskorg ned och undervattengjutning med gjutrör utförs. Mellan slitsarna installera vattentätning, se Figur C 2-11. Tjockleken på slitsen kan variera mellan 600 – 1 500 mm.



Figur C 2-11. Slitsmurspanel.

3 FÖR OCH NACKDELAR MED OLIKA SPONTTYPER

I Tabell C 3-1 och Tabell C 3-2 visas en sammanställning av olika typer av spont/väggar med deras fördelar och nackdelar. För vissa spont/väggar är det jordförhållandena eller omgivningen som kan omöjliggöra användandet.

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Tabell C 3-1 Sponttyper för- och nackdelar.

Sponttyp	Fördelar	Nackdelar
Spontplankor av stål	Kan tas bort Kan göras vattentät Både temporär och permanent	Maxlängd ca 30 m Kan ej installeras i grovt material
Kombiväggar	Sponter med hög styvhet kan tillverkas	Installationsförfarandet kan vara komplicerat Kan ej installeras i grovt material
Berlinerspont	Kan installeras vid hinder i marken	Kan inte användas vid schakt och länshållning under vatten
Borrad rörvägg i lås	Kan installeras genom hinder i mark tom. genom sprängstensfyllning Kan göras vattentät Hög styvhet	Tätning av lås nödvändigt för att få en vattentät vägg i grovt material Tätning av spontfot nödvändigt för att få vattentät vägg
Gles pålvägg av armerad betong	Billigaste armerade betongsponten	Inte vattentät Ingen permanent vägg på grund av avstånd mellan pålarna
Hård/mjuk sekantpålespont	Temporär vattentät spont Genom att använda mjuk påle kan enklare installationsutrustning användas	Ej permanent vattentät spont Blandning av mjuk betong inte billigare än vanlig betong Användningsdjup bestäms av toleransen på vertikallutningen
Hård/fast sekantpålespont	En permanent vattentät spont Det fasta materialet som är en vanlig betong kan retarderas för att minska hållfastheten när hanpålen installeras	Användningsdjupet begränsas av toleransen på vertikallutningen som påverkar överlappet

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Tabell C 3-2. Sponttyper, för- och nackdelar.

Sponttyp	Fördelar	Nackdelar
Hård/hård sekantpålespont	Permanent vattentät spont	Urschaktning av den hårda primära pålen kräver användning av rigg med högt vridmoment eller oscillator Användningsdjupet begränsas av toleransen på vertikallutningen vilket begränsas överlappet
Slitsmurar	Permanent vattentät vägg Kan installeras till stora djup förutsatt att den vertikala lutningstoleransen kan accepteras Färre skarvar än i sekantpåleväggar Ytan kan efter rengöring och efter smärre justeringar användas som permanent vägg	Svårt följa komplicerade utformningar i plan. Horisontal avvikelse mellan paneler Installationsutrustningen kräver stort utrymme för upplag av armeringskorgar blandningsutrustning etc. Deponering av stödvätskan kostsam

I Tabell C 3-3 och Tabell C 3-4 visas typiska användningsområden för olika sponter. I tabellerna anges också förväntad avvikelse från en vertikal linje efter installation.

Tabell C 3-3. Typiska användningsområden för olika typer av sponter.

Sponttyp	Typiskt djup intervall	Kontroll av grundvatten		Vertikallitet	
		Temp.	Perm.	Typiskt ¹	Optimalt
	Stämpad eller Förankrad				
Stålspont	4 – 20 m	ja	ja	1:75	1:100
Kombi vägg	5 – 20 m	ja	ja	1:75	1:100
Borrad rörvägg i lås	4 – 20 m	ja	ja	1:75	1:100
Berlinervägg	4 – 20 m	nej	nej	1:75	1:75
Kontinuerlig pålvägg	4 – 25 m	nej	nej	1:75	1:125
Hård/mjuk sekantpåle	4 – 25 m	ja	nej	1:75	1:125

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Tabell C 3-4. Typiska användningsområden för olika typer av sponter.

Sponttyp	Typiskt djup intervall	Kontroll av grundvatten		Vertikallitet	
		Temp.	Perm.	Typiskt ¹	Optimalt
	Stämpad eller Förankrad				
Hård/fast sekantpåle	4 – 25 m	ja	ja	1:75	1:125
Hård/hård sekantpåle	4 – 25 m	ja	ja	1:150	1:200
Slitsmur gripskopa	5 – 30 m	ja	ja	1:100	1:150
Slitsmur fräsverktyg	5 – 50 m	ja	ja	1:200	1:400

¹Typiskt värde kan uppnås utan särskilda åtgärder vid normala förhållanden. För att uppnå optimalt värde krävs kontrollåtgärder. Krävs högre tolerans måste detta diskuteras med spontentreprenören.

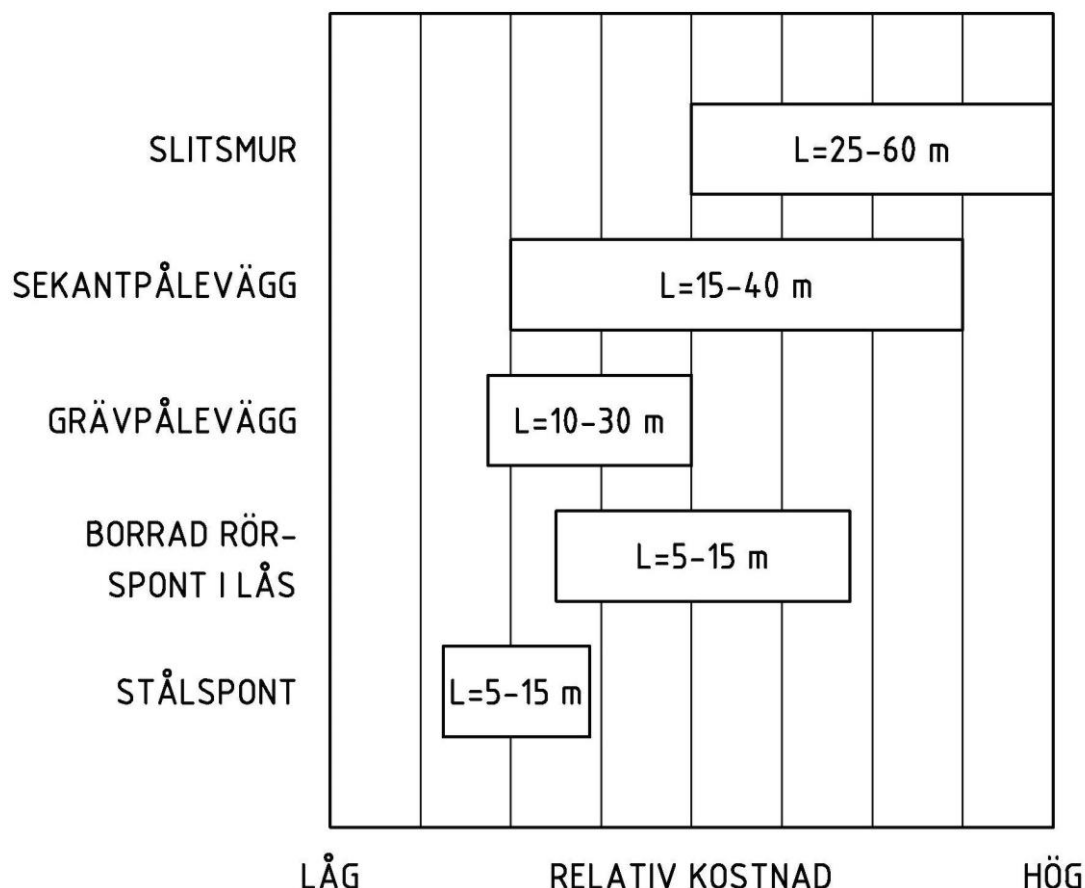
Relativa kostnader för olika sponttyper

Följande faktorer påverkar totalkostnaden för en vägg:

- Utrymmet som väggen tar upp
- Installationssvårigheter
- Krav på vattentäthet
- Om den utgör del av permanent konstruktion
- Anslutningsdetaljer mellan vägg och bjälklag vid en permanent konstruktion.

I Figur C 2-1 ges en indikation på relativa kostnader mellan olika sponttyper som hjälp vid val av sponttyp. Det bör påpekas att denna tabell bara är indikativ och konstruktören uppmuntras att diskutera val av sponttyp med byggherren och entreprenören om sådan finns upphandlad.

BILAGA C Val av stödkonstruktion



Figur C 3-1. Relativ kostnad för olika sponttyper.

4 MARKFÖRHÅLLANDEN OCH HINDER

Markförhållandena kan vara avgörande för vilken utrustning man måste använda för att installera stödkonstruktionen. Hinder och block kan hindra installation av stålspons och vissa typer av väggar av armerad betong, t.ex. CFA pålar, utan att förbehandla marken eller sönderdela blocken. Detta är ofta möjligt nära markytan men blir svårare på djup större än 3 – 4 m. Närvaro av hårda jordlager högre upp än den föreskrivna spetsnivån kan kräva speciella åtgärder vid installation, se Tabell C 4-1.

För val av vibratorskapacitet vid drivning av spont i friktionsjord kan Figur C 4-1 användas. Erforderlig centrifugalkraft för att driva en spontplanka en viss längd i jord är beroende av spontelementets vikt och jordens fasthet ($I - V$) längs spontens mantel. Jordens fasthet kan bedömas ur sonderingsmotståndet enligt Tabell C 4-2. Det förutsätts att jordlagren är relativt homogena.

I Figur C 4-1 visas med en streckad linje ett exempel där en spontplanka som väger 2,5 t ska drivas 17 m i jord. Sonderingsmotståndet vid hejarsondering är ca 30 slag/0,2 m. Detta ger en erforderlig centrifugalkraft på 1500 kN.

En viktig begränsning i Figur C 4-1 är att spetsmotståndet hos spontplankan försummas, för ytterligare information se Massarsch et al 2017.

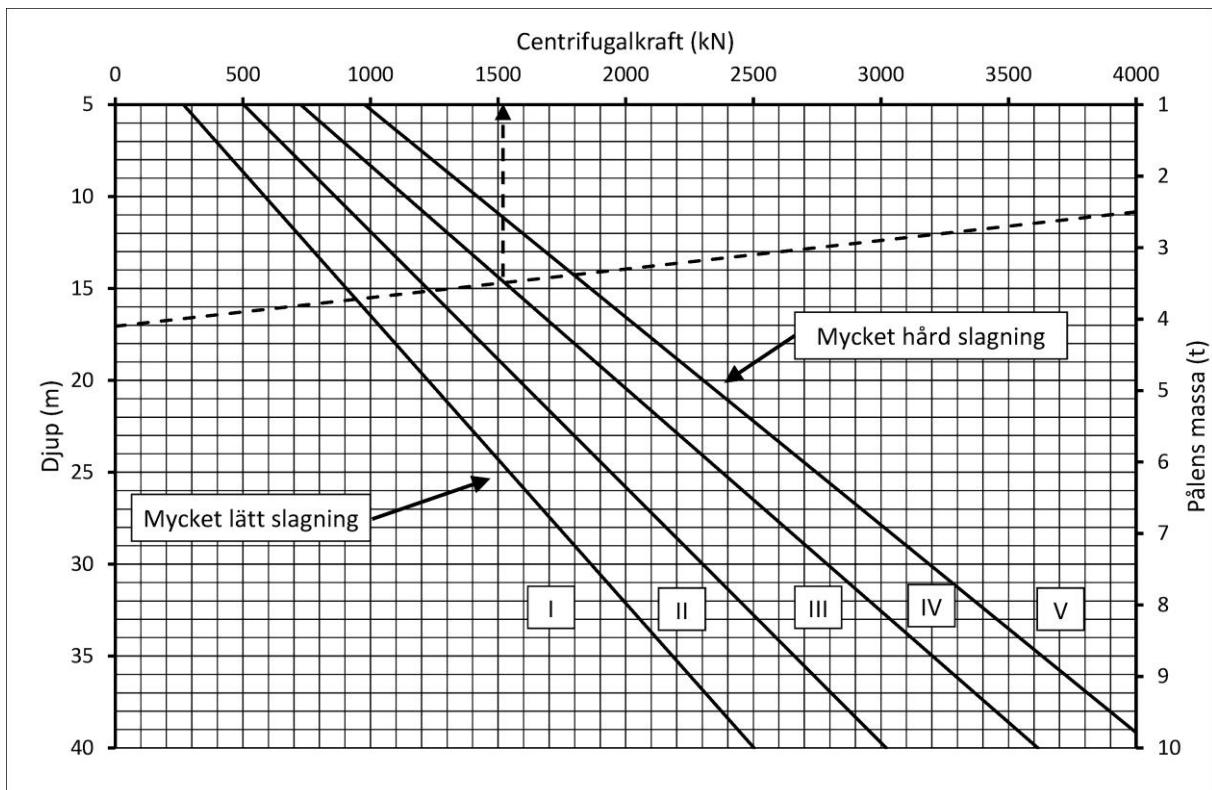
En annan parameter som måste beaktas är den relativa förskjutningen mellan plankan och jord. Ju större den relativa förskjutningen mellan plankan och jord är ju effektivare drivning. Förskjutningsamplituden beror på den totala dynamiska massan som måste accelereras av vibratören och vibratörens vridmoment, för ytterligare information se Massarsch et al 2017.

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Det är möjligt att utföra mer detaljerade drivningsanalyser utgående från sonderingsmotståndet, som baseras på såväl mantel- som spetsmotståndet, Westerberg et al 1995.

Tabell C 4-1. Åtgärder vid hinder i mark.

Typ av vägg	Installationsförfarande	Potentiella följder
Stålspont	Använd tyngre hammare Förborring Vattenjetting Vattenspolning (begränsad effekt i hårda lager)	Buller och vibrationer Tillskottssättningar Tillskottssättningar
In situ gjutna pålar	Gräv med foderrör som tillåter mejsling istället för CFA	Längre installationstid med ökade vibrationer och buller
Slitsmurar	Mejsling vid grävning med gripskopa Fräsning med återcirkulation	Vibrationer, buller och überschakt Utökad etablering. Ej så effektivt i finare material



Figur C 4-1. Uppskattning av erforderlig centrifugalkraft vid drivning av spont eller stålpålar. Efter Pålkommissionen rapport 99 och Massarsch et al 2017. (Med pålens massa menas i detta sammanhang spontelementets massa.)

BILAGA C Val av stödkonstruktion

Tabell C 4-2. Approximativt samband mellan jords fasthet och sonderingsmotstånd vid drivning av spont i friktionsjord. Massarsch et al 2017.

	Jord typ	I	II	III	IV	V
Metod		Mycket lös	Lös	Medel fast	Fast	Mycket fast
HfA	N (slag/0,2 m)	< 4	4 - 10	10 - 30	30 – 50	≥ 50
CPT	q _t (MPa)	< 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	≥ 20

5 GRUNDVATTEN

Grundvattennivåer över blivande schaktbotten medför att spont/väggen kanske måste vara vattentät. Detta är en viktig förutsättning för konstruktion av väggen och har inverkan på kostnaderna. Alternativ till att göra en tät vägg kan vara:

- Temporär avsänkning av grundvattenytan såväl inom som utom schakten. Teknik för länshållning beror på risk för erosion och jordlagrens täthet, se även bilaga F "Länshållning av schakt"
- Urschaktning under vatten och undervattensgjutning av permanenta delar eller montering av förtillverkade delar
- Urschaktning under vatten och undervattensgjutning av gravitationsbetong
- Urschaktning under vatten och undervattensgjutning av tätkaka. Förankring av tätkaka och utpumpning av vatten.
- Installation av separat vattenavskärning utanför spont/vägg som tillåter avsänkning av grundvatten kring och i schakten

6 VAL AV BYGGSEKVENSER

Vid val av byggsekvenser måste man ta hänsyn till många frågor som berör dimensionering och byggande. Konstruktören känner till dimensioneringsbegränsningarna men entreprenören kan föredra vissa sätt att bygga som beror på vilken utrustning han har tillgänglig, tillgängliga förankringssystem och egna erfarenheter. Det är svårt för konstruktören att få den fulla bilden för val av lämpliga byggsekvenser. Detta måste ske i samverkan mellan alla inblandade parter. Vid val av lämpliga byggsekvenser skall följande frågor övervägas:

- Schaktdjup och krav på det kraftupptagande systemet
- Rörelsekrav på sponten
- Användning av sponten som en del i den permanenta konstruktionen
- Tillräckligt utrymme för att installera temporär och permanent konstruktion
- Byggande av den permanenta konstruktionen.

7 BESTÄNDIGHET

Beständighet är vanligtvis ingen fråga för temporära sponter/väggar om inte marken innehåller särskilt aggressiva föroreningar. Om väggen skall utgöra en permanent konstruktion måste den uppfylla beständighetskraven för den föreskrivna livslängden. Stålspont dimensioneras med en extra tjocklek för att tillåta avrostning under väggens livslängd. För uppskattning av förväntad avrostning hänvisas till avsnitt 7.2.2. Livslängden för betongväggar uppfylls genom att följa normerna för konstruktionsbetong SS-EN 1992. Beständighetskraven för betong uppfylls genom att använda en minsta mängd cement, ett största vatten/cement-tal, en minsta hållfasthet, ett minsta täckande betongskikt och begränsning av sprickvidd. Utförandet måste följa accepterade utförandestandarder.

8 FÖRORENINGAR

Föroreningar i mark skapar extra risker. Hantering av schaktmassor och deponering av massorna måste planeras så att risken för de som arbetar på platsen och för omgivningen minimeras. Användning av sponttyper som inte kräver schakt (tex slagen stålspont) bör övervägas.

Vissa aggressiva kemikalier förhindrar användandet av in situ gjutna pålar/väggar utan särskilda åtgärder.

9 OMGIVNINGSPÅVERKAN

Påverkan på omgivningen är en viktig fråga. Val av sponttyp kan påverka omgivningen under installation, under sin livslängd och vid demontering. Frågeställningar som man bör ta hänsyn till listas i Tabell C 9-1.

Tabell C 9-1. Frågeställningar som kan påverka omgivningen under spontens livslängd.

Spontens livscykel	Omgivningspåverkan
Installation	Buller och vibrationer Antal biltransporter orsakade av installation av vägg Användning av hållbara material Damm, gas och läckage från förorenat avfall innan deponering Deponering av förorenat avfall Inverkan på grundvatten Rörelser
Livslängd	Inverkan på grundvatten Rörelser i spont och omgivning
Vid demontering	Hur enkel är demontering Återanvändning av material Rörelser

10 VAL AV HORIZONTELLT KRAFTUPPTAGANDE SYSTEM

Konstruktören skall ta hänsyn till hela byggprocessen dvs även byggande av den permanenta konstruktionen vid val av det kraftupptagande system. Bakåtförankring med ankare ger en schaktgrop utan inre hinder som är att föredra med hänsyn till byggandet av den permanenta konstruktionen. Är bakåtförankring inte möjlig med hänsyn till intilliggande konstruktioner, avstånd till berg eller markförhållandena måste stämpning tillgripas. Läget för stämp och när stämp kan tas bort måste samordnas med byggandet av den permanenta konstruktionen.

BILAGA C Val av stödkonstruktion

1. SAMVERKANSBERÄKNINGAR

1.1 INLEDNING

1.1.1 Allmänt

Samverkansberäkningar beaktar att jordtrycket mot spontväggen beror på storleken på den omgivande jordens schaktinducerade rörelse och hur denna rörelse varierar längs spontväggen. Detta kan göras enligt två huvudprinciper:

- Fjädermodeller (exempelvis kommersiella mjukvaror som FREW och GeoSuite): Jordens mekaniska respons beskrivs i form av mycket förenklade modeller, se avsnitt 1.2.1. Enbart horisontell kraftjämvikt och momentjämvikt beaktas. Således måste ULS/Punkt 2/GEO avseende totalstabilitet, bottenuppträckning och vertikalstabilitet, med tillhörande lasteffekter mot spanten, hanteras med andra beräkningsmodeller (mht att samverkan jord-konstruktion ej beaktas med fjädermodeller/oberoende fjädrar). Även HYD, UPL eller EQU, med tillhörande lasteffekter mot spanten, behöver hanteras med andra beräkningsmodeller.
- Finita element eller finita differens metoder (exempelvis kommersiella mjukvaror som PLAXIS, MIDAS, COMSOL, Optum, FLAC, Z-SOIL och ABAQUS): Jordens hydro-mekaniska respons kan beskrivas i form av mer eller mindre avancerade materialmodeller, se avsnitt 1.2.2. Förutsatt att lämpliga modeller nyttjas för beskrivning av samtliga ingående material och konstruktioner samt att nyttjad konceptuell modell är lämplig kan ULS/Punkt 2/GEO avseende totalstabilitet, bottenuppträckning, rotationsstabilitet och vertikalstabilitet, med tillhörande lasteffekter mot spanten, hanteras i en enda beräkningsmodell. Även HYD, UPL eller EQU med tillhörande lasteffekter mot spanten, kan hanteras i samma beräkningsmodell förutsatt att den konceptuella modellen är anpassad även för detta.

En samverkansberäkning utgår från ett initialt spänningstillstånd i jorden. Den schaktinducerade responsen beror därutöver på:

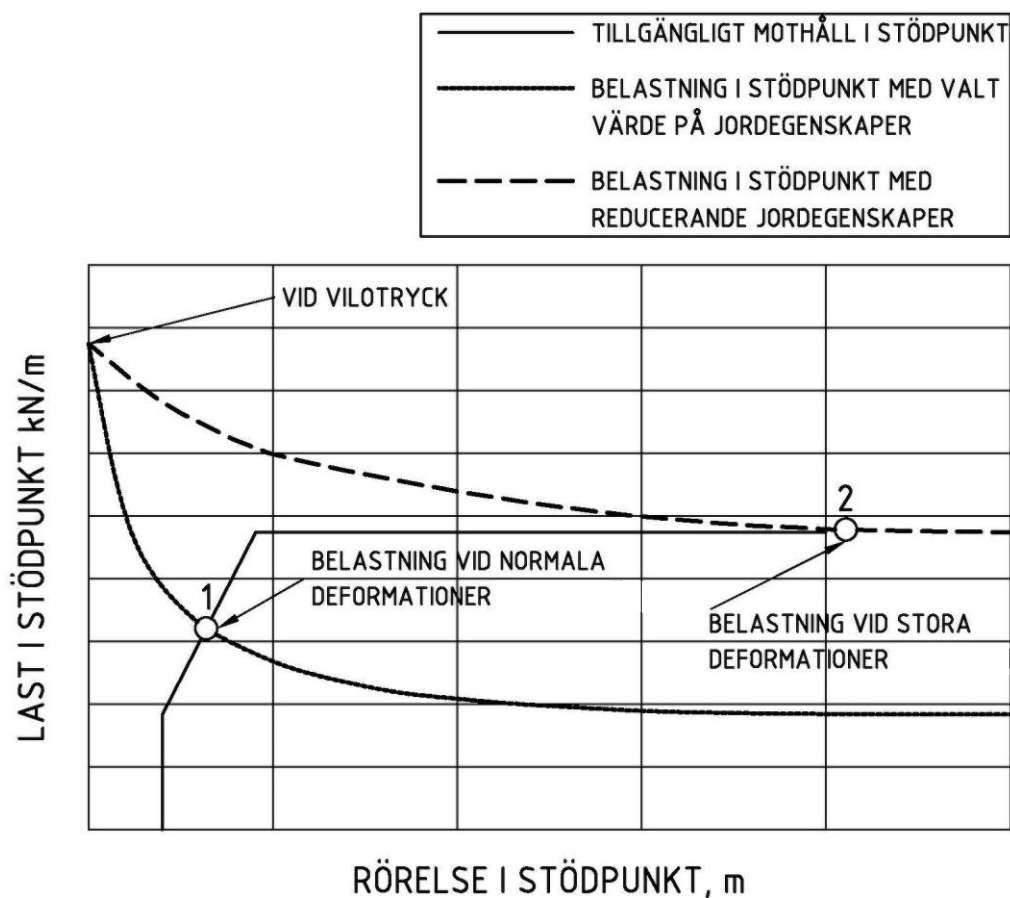
- Jordens och stödkonstruktionens (ingående delar så som t.ex. spont, hammarband, stämp, stag) hållfasthets- och deformationsegenskaper
- Den geometriska situation för den schakt (det schaktskede) som avses utföras inklusive stödkonstruktionens geometri och utformning
- Yttre laster
- Inverkan av tidsförlopp, t.ex. beaktande av konsolidering av portrycksförändringar eller förenklade idealiserade odränerade eller dränerade fall
- Råheten mellan spontväggen och omgivande jord
- Låsglidning mellan spontväggens spontplankor när så är relevant
- Huruvida spontväggens betongen är sprucken eller osprucken när så är relevant
- Vattentrycket mot spontväggen, inklusive sprickvatten, när så är relevant
- mm

BILAGA D Samverkansberäkningar

För att kunna beakta ovanstående aspekter vid samverkanberäkningar krävs t.ex.; för ändamålet adekvata materialmodeller, samt god förståelse för jordmekanik samt hur den aktuella mjukvaran fungerar. Betydelsen av dessa aspekter studeras lämpligen som en del av den känslighetsanalys som alltid bör utföras som en del av dimensioneringsprocessen.

1.1.2 Dimensionering i brottgränstillstånd

På samma sätt som vid dimensionering med analytiska jämviktsbetraktelser görs två separata beräkningar av lasteffekten, dvs en beräkning vid Punkt 1, belastning vid normala deformationer och en beräkning vid Punkt 2, belastning vid stora deformationer, se Figur D 1-1.



Figur D 1-1. Belastning mot spanten (illustrerat som last-rörelse i stödpunkt).

Vid nyttjande av finita element eller finita differens modeller krävs en iterativ process för att bestämma spantens erforderliga nedslagningsdjup med hänsyn till ULS/Punkt 2/GEO. Beräkningen genomförs enligt Metod 1 och/eller Metod 2 enligt Kapitel 3.11.3.2. Nedslagningsdjupet ändras till dess erforderlig säkerhetsfaktor uppnås. Därefter kan den dimensionerande lasteffekten i spanten för ULS/Punkt 1/GEO och ULS/Punkt 2/GEO bestämmas i enlighet med Kapitel 3.11.3.2. Om erforderligt nedslagningsdjup beror av andra aspekter än enbart erforderlig säkerhet vid ULS/Punkt 2/Geo, exempelvis för att åstadkomma täthet mot berg, utgår den ovan beskrivna iterativa processen. Spanten måste dock vara rotationsstabil i ULS/Punkt 2/GEO i ett eventuellt konsolskede, i vilket

BILAGA D Samverkansberäkningar

schaktdjupet kan begränsas om spontens underslagning begränsas av t.ex. ytligt liggande berg eller block – åtminstone om inga speciella åtgärder vidtas.

För sponter med flera förankringsnivåer måste även de schaktskeden som följer efter konsolskede och första förankringsnivån analyseras, se den principiella beräkningsgången i Tabell D 1-1. Den dimensionerande lasteffekten i sponten för ULS/Punkt 1/GEO och ULS/Punkt 2/GEO bestäms i enlighet med avsnitt 3.11.

Den slutligen dimensionerande lasteffekten är den största lasteffekten som har erhållits vid samtliga analyserade skeden enligt ULS/GEO - Punkt 1 och ULS/GEO - Punkt 2.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Tabell D 1-1. Exempel på beräkningsgång för punkt 1 och 2.

Skede		Beräkningar i punkt 1 med valda värden på jordens egenskaper		Beräkningar i punkt 2. Med reducerade egenskaper på jordens hållfasthet. Kontroll av schaktens totalstabilitet enligt 4.2.3	
		Utan variabel last	Med variabel last	Utan variabel last	Med variabel last
Schakt till hammarbandsnivå 1		x	X	x	x
Förspänning stagnivå 1		x			
Avsänkning av grundvatten inom spont		x			
Schakt till hammarbandsnivå 2		x	X	x	x
Förspänning av stagnivå 2		x			
Schakt till nästa hammarbandsnivå		x	X	x	x
Osv till fullt schaktdjup					

1.2 OLIKA TYPER AV SAMVERKANSMODELLER

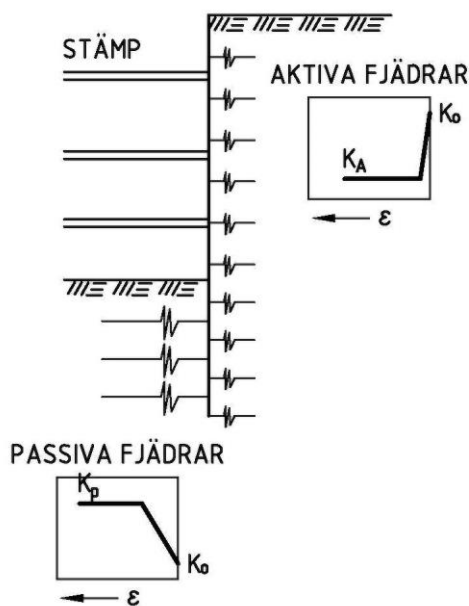
1.2.1 Fjädermodeller

I de enklaste samverkansanalyserna modelleras spontväggen som en vertikal balk och jorden som en serie fjädrar (bäddmodul-teori) eller som ett elastiskt kontinuum (pseudo-finita element metod), se Figur D 1-2. Ökande fjäderkonstant med djupet kan anges. Största och minsta kraften i fjädrarna motsvarar passivt- och aktivt jordtryck. Stag och stämp modelleras med fjädrar som motsvarar deras egenskaper. Modellen kan beräkna spontens utböjning, snittkrafter i spont och stag/stämp. Modellen kan inte beräkna jordrörelserna utanför sponten.

Notera att K_0 efter avlastning skiljer sig åt mellan aktiv och passivsidan under schaktbotten, detta med hänsyn till effekten av överkonsolideringsgrad, jämför Figur A 1-3.

Förankringars styvhet och spontens styvhet modelleras på liknande sätt som för element beskrivna i avsnitt 1.2.2

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 1-2. Modell där spanten modelleras som en vertikal balk.

Jorden på båda sidor om spanten representeras som ett linjärt elastiskt material med aktiv och passiv gräns för jordtrycket. Tre olika jordmodeller finns tillgängliga beroende på beräkningsprogram nämligen:

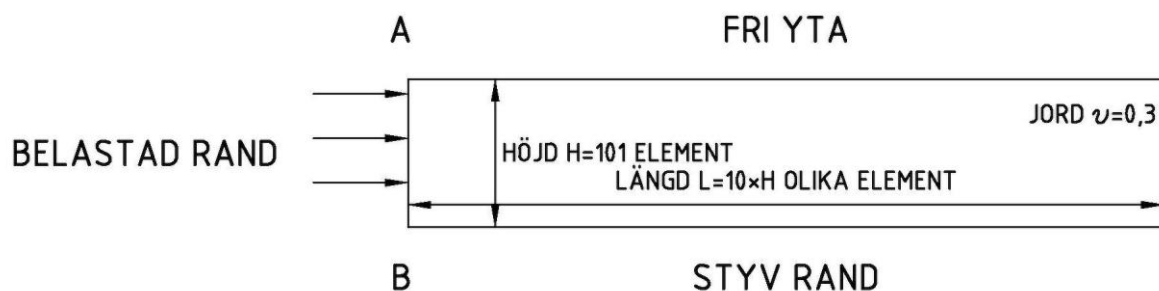
- Finita element modell
- Mindlin metod
- Bäddmodul modell

Modellerna använder olika sätt att beskriva jordens respons i det elastiska området.

Finita element modell

Metoden använder en med ett finita-elementprogram beräknad styvhetsmatris. Jorden representeras som ett elastiskt kontinuum material, se Figur D 1-3. Jordmaterialet kan vara fast fixerat till spanten eller vara fritt dvs ingen friktion (vidhäftning) mellan spant och jord.

Modellen ger en bra approximation för plant deformationstillstånd när jordens elasticitetsmodul är konstant eller varierar linjärt med djupet.



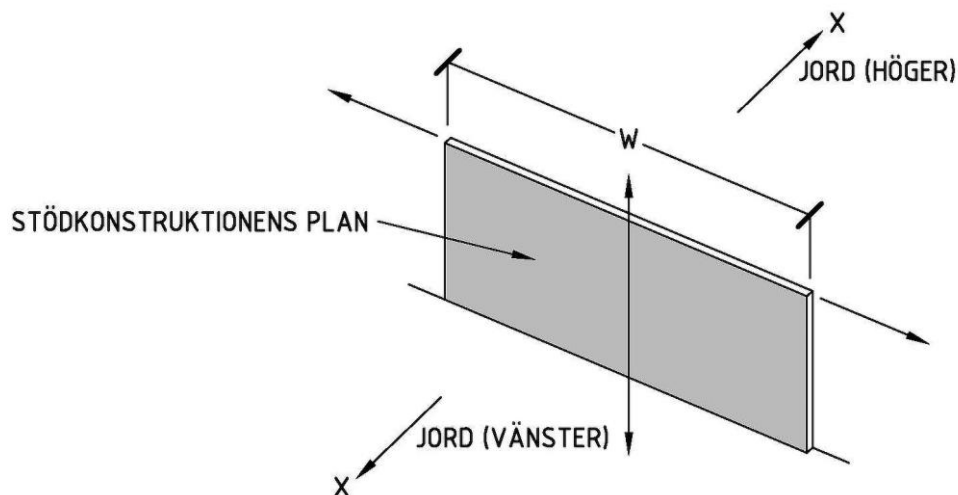
Figur D 1-3. Modell för bestämning av styvheten hos jorden vid FE implementation i fjädermodeller.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Mindlins metod

Med Mindlins metod representeras jorden som ett elastiskt kontinuum material genom integration av lösningar från Mindlin's elastiska ekvation. Integrationen beräknar deformationerna i en godtycklig punkt beroende av belastningen på en vertikal rektangulär yta i en elastiskt halvrymd. Inverkan av botten med förhindrad rörelse och vertikal rand på visst avstånd från sponten kan tas hänsyn till.

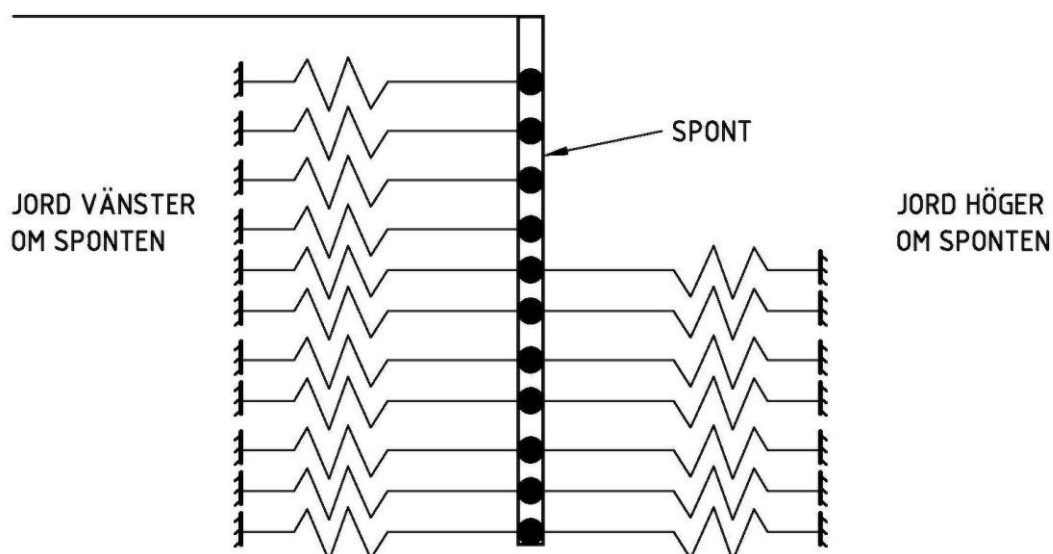
Fördelen med denna metod är att spontväggar med begränsad längd W i den tredje riktningen (horisontellt) kan modelleras, se Figur D 1-4. Modellen antar också att friktionen mellan spont och jord är noll. Modellen är bara teoretiskt korrekt för en jord med konstant elasticitetsmodul.



Figur D 1-4. Representation av spontvägg i elastisk halvrymd.

Bäddmodul modell

Med bäddmodul modellen representeras jorden med fjädrar som inte interagerar med varandra, se Figur D 1-5.



Figur D 1-5. Modell med spont och fjädrar.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Styvheten hos fjädrarna beräknas enligt:

$$K = E \cdot \Delta H / L$$

Ekv D 1-1

där

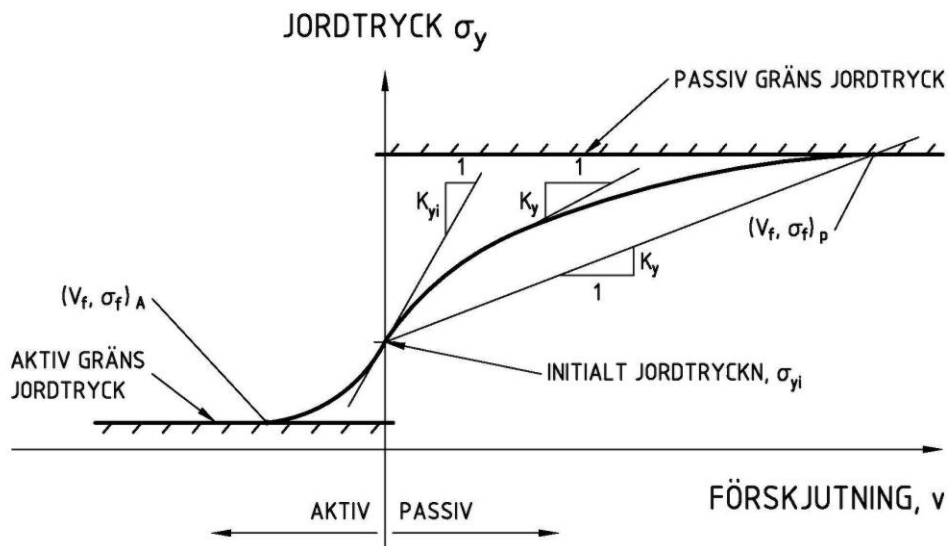
E jordens elasticitetsmodul

ΔH avståndet mellan mittpunkterna på elementen som omger den aktuella knutpunkten

L är fjäderns längd.

Fjädrarna kan också ha ett ickeinjärt samband mellan jordtryck och rörelse, se Figur D 1-6. Rörelsen, v_f , för att uppnå gränstrycken kan vara olika för aktiva respektive passiva sidan.

Vid avschaktning på passivsidan minskas över det horisontella jordtrycket mot spanten med hänsyn till Poisson's tal.



Figur D 1-6. Typiskt samband mellan jordtryck och rörelse hos jordfjädrar.

1.2.2 Finita element och finita differens metoder

1.2.2.1 Allmänt

Med finita element och finita differens metoder är det möjligt att modellera

- komplexa geometrier
- komplexa konstitutiva jordmodeller
- aktuella byggsekvenser
- konstruktioner och förankringar

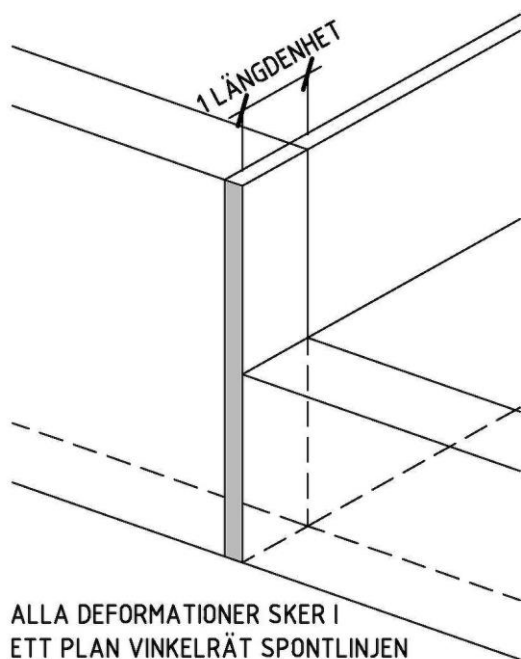
BILAGA D Samverkansberäkningar

- konsolidering och inverkan av grundvatten.

Jordrörelser runt sponten såväl som spontens utböjning, böjmoment i spont och krafter i stag/stämp kan beräknas. Tillförlitligheten av beräkningarna beror bland annat på om, för den aktuella problemställningen, adekvata materialmodeller används samt om dessa har kalibrerats mot relevanta laboratorieförsök och/eller tidigare fältmätningar.

Vid analys med finita elementmetoden eller finita differens metoden är det önskvärt att, om möjligt mht det problem som skall analyseras, förenkla beräkningsmodellen så att plant töjningstillstånd (2D modell) kan nyttjas (för att minska beräkningsarbetet). Vissa problem kräver dock att man istället tillgriper en tredimensionell analys. Ofta då för att få en större förståelse av inverkan av 3D-effekter på beteendet hos konstruktionen.

Strävade och förankrade sponter karakteriseras av ett återkommande belastningsmönster längs sponten. Traditionellt antar man för dessa fall att plant töjningstillstånd trots allt råder, se Figur D 1-7.



Figur D 1-7. Idealisering av spontpanelen till ett plant töjningstillstånd.

1.2.2.2 Modellering av förankringar eller stämp i 2D

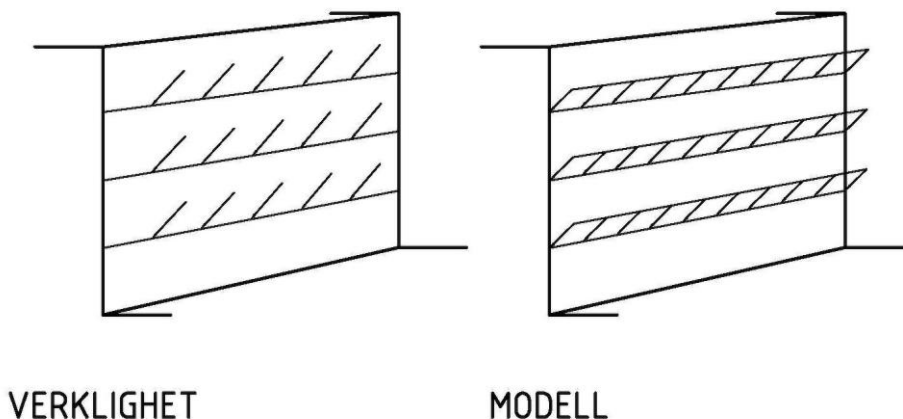
Detta innebär också att de kraftupptagande enheterna hammarband och stag ersätts med linje-element vid beräkningen, se Figur D 1-8. För att modellera förankringar behövs ett stångelement dvs ett element som bara kan uppta axiella krafter. Elementet överlagras jordstrukturen så att

kraftöverföring bara sker vid sponten och vid förankringszonen. Stångelementets styvhet, $E \cdot A$, per längdenhet skall motsvara de verkliga stagens styvhet fördelad på ett visst centrumavstånd. Stagelementen kan även modelleras som elasto-plastiska, dvs flytlaster för tryck respektive drag anges.

$$(E \cdot A)_{\text{femmodell}} = \frac{(E \cdot A)_{\text{verklig}}}{c}$$

Ekv D 1-2

BILAGA D Samverkansberäkningar

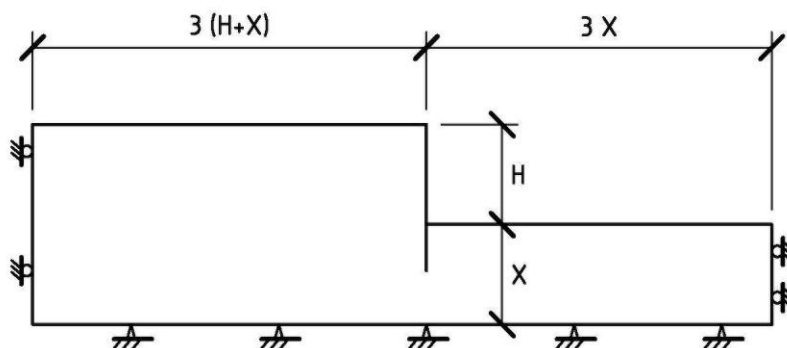


Figur D 1-8. Idealisering av hammarband och stag.

1.2.2.3 Beräkningssektionens utsträckning i 2D

För att fastställa beräkningssektionens utsträckning i djup- och sidled, så att ränderna ej kommer att påverka beräkningsresultatet, kan riktlinjer enligt Figur D 1-9 användas om det finns en önskan att använda en så liten modell som möjligt. I sådana fall måste man kontrollera effekten av modellstorleken genom att genomföra kompletterande beräkning för en något större modell. Normalt kan man använda en något mindre modell om man förstår vilket fenomen man skall modellera.

Vanligtvis förutsätter man att inga rörelser sker längs den undre begränsningsranden och enbart rörelse i vertikalled längs de vertikala begränsningsränderna.



DÄR $X = \text{MINIMUN AV } \begin{cases} 4 H \\ D \text{ (D=AVSTÅNDET TILL FAST BOTTEN)} \end{cases}$

Figur D 1-9. Riktlinjer för beräkningssektionens utsträckning.

1.2.2.4 Modellering av spont i 2D

För att modellera själva spontväggen används normalt plattelement vars viktigaste parametrar är en böjstyvhet, $\beta_D \cdot (E \cdot I)$, och en axial styvhet, $E \cdot A$. Där E är plattmaterialets elasticitetsmodul, I dess böjtröghetsmoment, β_D är en faktor som tas hänsyn till låsglidning, se avsnitt 7 och A dess tvärsnittsarea. Effekten av β_D bör ingå i en känslighetsstudie.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Om väggen är en Berlinerspont används justerade värden med hänsyn till avståndet mellan rör/balkar enligt

$$(E \cdot I)_{\text{modellfem}} = (E \cdot I)_{\text{rör/balk}} / c_{\text{avstånd mellan rör/balk}} \quad \text{Ekv D 1-3}$$

$$(E \cdot A)_{\text{modellfem}} = (E \cdot A)_{\text{rör/balk}} / c_{\text{avstånd mellan rör/balk}} \quad \text{Ekv D 1-4}$$

För väggar av betong ska värdet på $E \cdot I$ bara bestämmas för de armerade delarna. Dvs oarmerade primärpålar medräknas inte i sekantpåleväggars styvhet.

$E \cdot I$ för en armerad betongvägg minskar med tiden till ca 50 % av värdet vid korttidsbelastning av ett osprucket tvärsnitt. Som en tumregel kan $0,7 \cdot E_0 \cdot I$ användas under byggtiden och $0,5 \cdot E_0 \cdot I$ för långtidslast. Där E_0 motsvarar korttidsmodulen för en osprucken sektion.

För en armerad slitsmur beräknas tröghetsmomentet, I , enligt

$$I = d^3 / 12 \quad \text{Ekv D 1-5}$$

där

d är vägg tjockleken.

För armerade borrarade pålväggar (sekantpålar hard/soft eller kontinuerlig pålvägg) beräknas tröghetsmomentet enligt:

$$I = \pi \cdot \frac{D^4}{64 \cdot s} \quad \text{Ekv D 1-6}$$

där

D är den armerade pålens diameter

s är centrumavståndet mellan de armerade pålarna.

Armeras både hon- och han-pålarna i en sekantpålevägg sätts tröghetsmomentet lika med summan av tröghetsmomenten för hon-påle och han-påle.

1.2.2.5 Modellering av gränssnittet mellan konstruktion och jord

I konventionell finita element teori är rörelsen längs randen mellan två element kompatibla (fastlåsta) dvs inga relativa rörelser sker mellan elementen. I verkligheten sker relativa rörelser mellan ett konstruktionselement och jord och dessa rörelser spelar en viktig roll för samverkan mellan jord och konstruktion.

Goodman, Taylor och Brekke, 1968, utvecklade ett endimensionellt övergångselement (interface) som tillåter relativa rörelser mellan två intilliggande tvådimensionella element. Egenskaperna för detta

element tecknas med hjälp av en skjuvstyvhet, K_s , och en normalstyvhet, K_n , så att normal- och skjuvspänning kan beräknas enligt

$$\sigma_n = K_n \cdot \Delta S_n \quad \text{Ekv D 1-7}$$

BILAGA D Samverkansberäkningar

$$\tau = K_s \cdot \Delta S_s$$

Ekv D 1-8

Där ΔS_n är relativrörelsen vinkelrätt elementet och ΔS_s är relativrörelse parallellt elementet. Elementet kan också ha plastiska egenskaper som vanligtvis beskrivs med Mohr-Coulombs brottvillkor. Beroende på program väljs egenskaperna hos interface-elementen automatiskt i förhållande till egenskaperna hos omgivande jordelement eller också kan egenskaperna ges direkt.

När man har lera på aktivsidan av sponten måste övergångselementen på aktivsidan ges dränerande egenskaper och med ett vattentryck motsvarande en grundvattenyta i nivå med som lägst överkant av lerlagret (ink lev torrskorpa) så att man säkerställer att man får minst ett vattentryck mot sponten som motsvarar sprickvattentrycket.

1.2.2.6 Speciella kontroller vid modellering av Berlinersponton i 2D

Nettojordtrycket mot en Berlinerspont kan vara begränsat beroende på avståndet mellan rör/balkar, se Bilaga A kapitel 2.2. Om berlinersponton modelleras med samverkansberäkning, måste det efter varje beräkningssteg kontrolleras att nettojordtrycket mot sponten, dvs skillnaden i normalspänning i övergångselementen på aktiv- och passivsidan. Är spänningen högre det möjliga nettojordtrycket mot Berlinersponton måste beräkningen upprepas, men med en reducerad normalstyvhet på övergångselementet på passivsidan så att nettojordtrycket minskas ned till det nettojordtryck som Berlinersponton kan ta.

Ett alternativ till ovanstående tillvägagångssätt är att införa ett tunt lager med elastiskt material på passivsidan. Styvheten för detta lager justeras så att nettojordtrycket mot spontväggen inte överstiger det nettojordtryck som Berlinersponton kan bära.

2. VAL AV MATERIALMODELLER

1.3 ALLMÄNT

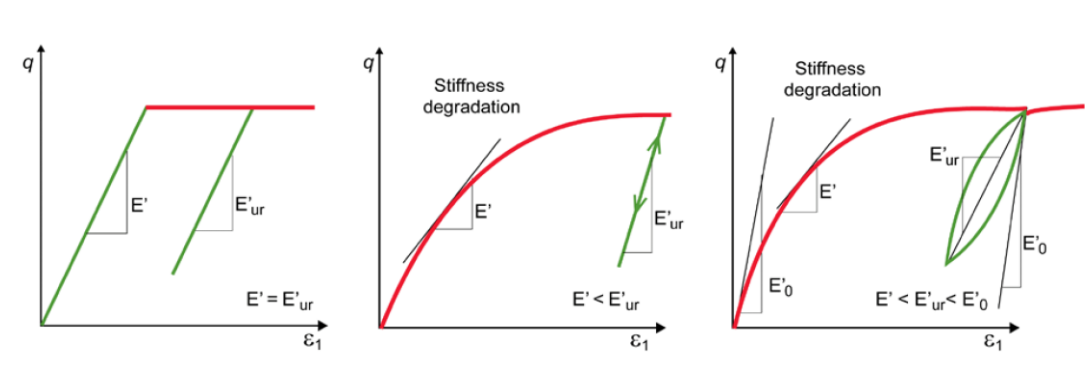
Resultatet av en analys är starkt beroende av de materialmodeller man använder för att beskriva jordens deformationsbeteende och hållfasthet. Det är därför viktigt att man känner till de använda modellernas begränsningar och skillnaden mellan beteende i modell och verkligt uppförande hos jorden.

Skjuvhållfastheten i jord beror i huvudsak på friktionskrafter. Även cementering och andra bindningskrafter kan förekomma. Med friktion avses här krafter som är en direkt funktion av effektivspänningsnivån i jorden.

Man skiljer på dränerad och odränerad hållfasthet beroende på belastningsfall och jordens permeabilitet. I grovkorniga jordar är endast den dränerade hållfastheten av intresse utom vid stötblastningar som jordbävningar och vågkrafter. I mera finkorniga jordar uppstår varaktiga portrycksändringar som påverkar effektivtrycket efter belastningen. Direkt efter spänningsändringen är den odränerade skjuvhållfastheten dimensionerande (korttidshållfasthet). Med tiden utjämnas portrycket och den dränerade hållfastheten gäller. Vid laständring eller förändring av portrycksförhållandena kan återigen den odränerade hållfastheten vara dimensionerande, se även kapitel A 1.4.

Materialmodeller kan grovt delas in i tre kategorier 1) Elastiska med eller utan brottkriterie; 2) Töjningshårdnande modeller; 3) Töjningshårdnande modeller som beaktar ickelinjär töjning vid av och återbelastning

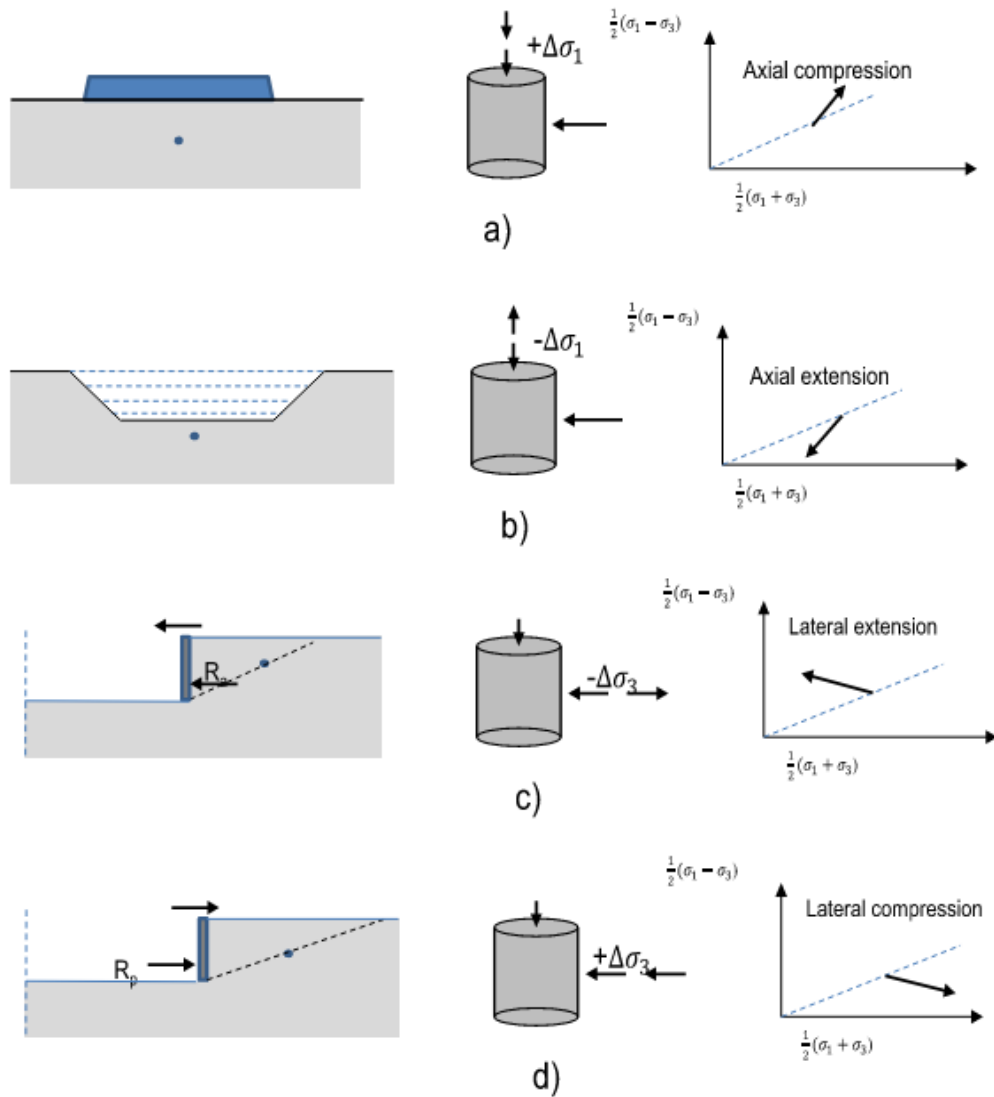
BILAGA D Samverkansberäkningar



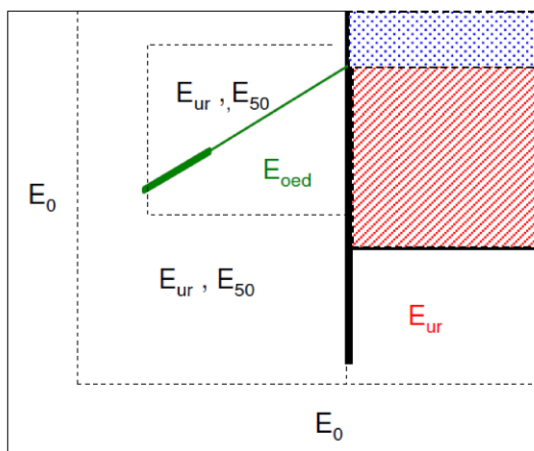
Figur D 2-1. Olika spänningstöjningsbeteende hos olika typer av materialmodeller: 1) Linjärelastiska-perfekt plastiska modeller; 2) Töjningshårdnande modeller med konstant styvhet vid av- och återbelastning; 3) Töjningshårdnande modeller som beaktar icke linjär styvhet vid av- och återbelastning.

Att genom fält och laboratorieundersökningar ta fram relevant jordbeteende för den aktuella frågeställningen är viktigt för att kunna kalibrera de modeller som senare skall nyttjas. I BIG rapporten "Best soils" av Karstunen och Amavasai, 2017 ges några exempel på belastningsfall (spänningsvägar) som kan vara relevanta i några olika praktiska tillämpningar. Se Figur D 2-2. Vidare redovisas i rapporten vilka styvheter som dominerar beteendet runt en schakt, se Figur D 2-3

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-2. Exempel på relevanta totalspänningsvägar a) under en uppfyllnad; b). Centralt under en schakt; c) Bakom en vägg som rör sig från jorden, aktivt jordtryck; d) Bakom en vägg som rör sig mot jorden, passivt jordtryck



Figur D 2-3. Områden där olika styvheter är mer relevanta för att på bästa sätt beskriva rörelserna runt en schakt. E_{oed}

BILAGA D Samverkansberäkningar

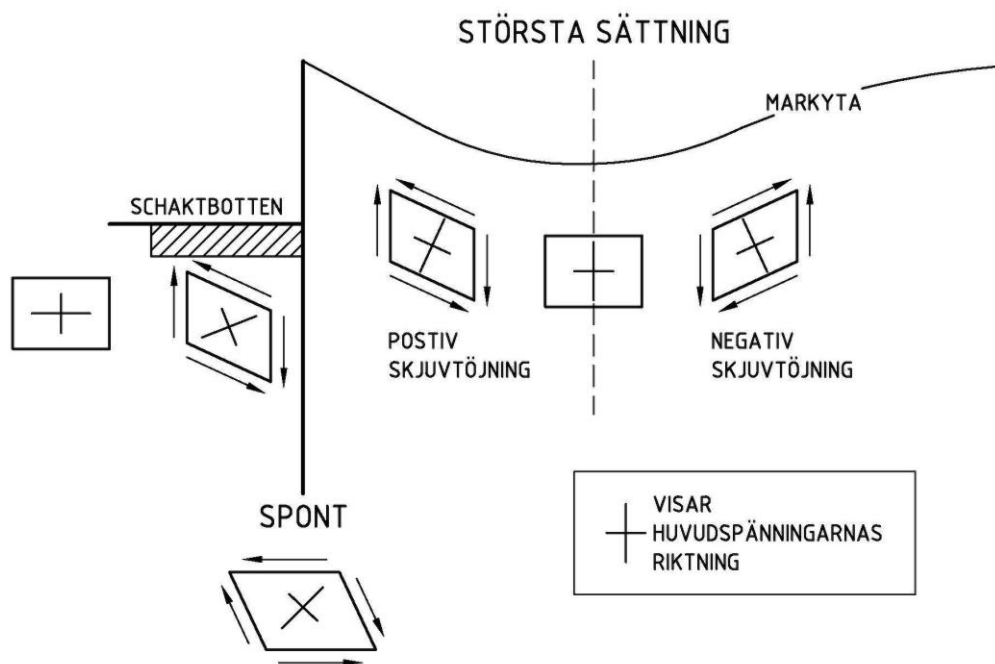
är inte beskriven i Figur D 2-1 men beskriver styvheten då förkonsolideringstrycken i jorden överskrids och kan vara relevant i samband med förspänning av stag.

1.4 ODRÄNERAD ANALYS AV KOHESIONSJORD

1.4.1 Allmänt

Då en vattenmättad jord belastas så snabbt att jorden inte hinner konsolidera, uppstår totaltrycksförändringar och portrycksförändringar som påverkar effektivtrycket. I helt vattenmättad jord medför dessa förändringar att effektivspänningarna vid brott blir ungefär desamma oavsett vilka spänningar som rådde i jorden före belastning. Den odränerade skjuvhållfastheten för vattenmättade jordar brukar betecknas som c_u .

Om den största huvudspänningen är vertikal, är det vertikala förkonsolideringstrycket som avgör vid vilken effektivspänningsnivå brottet inträffar och därmed storleken på den odränerade skjuvhållfastheten. Verkar den största huvudspänningen i någon annan riktning blir det gränsspänningen (förkonsolideringstrycket), vinkelrät mot den yta vilket största huvudspänningen verkar som blir avgörande för den odränerade skjuvhållfasthetens storlek.



Figur D 2-4. Schematiska riktningar på skjuvkrafter och rotation av huvudspänningarna, efter Kullingsjö, figure 2.3, 2007.

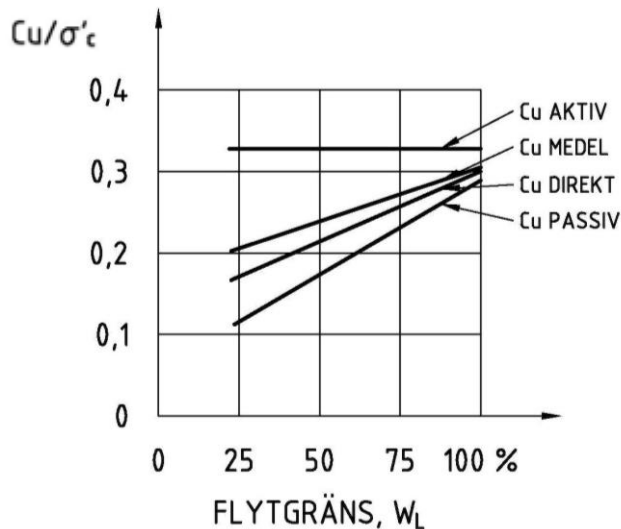
Man skiljer normalt på aktiv skjuvhållfasthet där största huvudspänningen är vertikal, passiv skjuvhållfasthet där största huvudspänningen är horisontell och skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning i en horisontell glidyta. Bakom en spont är vanligtvis största huvudspänningen vertikal och under schaktbotten är största huvudspänningen horisontell. Däremellan roterar huvudspänningarna, se Figur D 2-4.

För normal- och svagt överkonsoliderade icke-organiska leror är den aktiva odränerade skjuvhållfastheten är i stort sett oberoende av lerans flytgräns, men passiv odränerad skjuvhållfasthet och odränerad hållfasthet vid direkt skjuvning påverkas av flytgränsen. Typiska empiriska värden på

BILAGA D Samverkansberäkningar

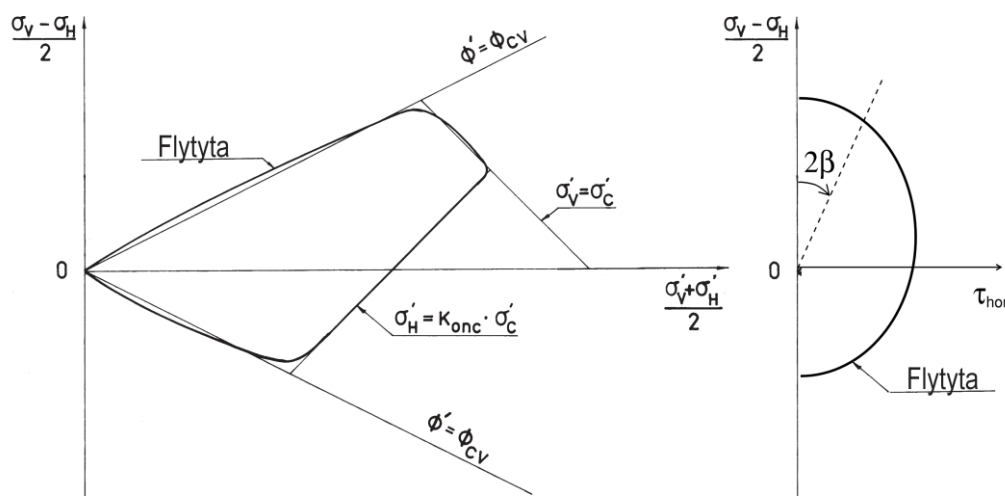
kvoten mellan odränerad skjuvhållfasthet och vertikalt förkonsolideringstryck som en funktion av konflytgränsen visas SGI Information 3 samt i Figur D 2-5. Notera att konflytgränsen är en "ställföreträdare" för K_0 .

I många praktiska tillämpningar omfattar den kritiska brottmekanismen såväl aktiv, passiv som direktskjuvzon. Vid överslagsberäkningar brukar dock medelvärdet användas oavsett belastningsfall.



Figur D 2-5. Relation mellan odränerad skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck som funktion av flytgräns. För normal- till svagt överkonsoliderade leror. Från Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner-TK Geo 13.

För att konceptuellt beskriva jords hållfasthets- och deformationsegenskaper kan en modell med en flytyta i effektivspänningsrymden tecknas inom vilken töjningarna vid spänningsändringar i stort kan betraktas som relativt små och elastiska. Då flytytan tangeras uppstår större plastiska deformationer. Flytytan begränsar det spänningsområde inom vilket effektivspänningarna kan utvecklas i vattenmättad finkornig jord under odränerade förhållanden. Ett tangerande av flytytan medför i detta fall att portrycksutvecklingen blir sådan att effektivspänningsvägen stannar på eller inom flytytan. Eftersom jorden är vattenmättad och volymen är konstant uppträder alla deformationer i detta fall som skjuvtöjningar, se Figur D 2-6.



Figur D 2-6. Flytyta för finkornig jord, efter SGI Information 3 Skjuvhållfasthet- utvärdering i kohesionsjord.

Kompletterat med anisotropieffekter till följd av rotationen av huvudspänningar, där β är huvudspänningsrotationen.

BILAGA D Samverkansberäkningar

De flesta finita element och finita differens program har ett antal olika materialmodeller för att beskriva kopplingen mellan spänningar och töjningar. Vid användning av en specifik materialmodell är det viktigt att vara väl insatt i modellens beteende, fördelar och nackdelar så som t.ex. hur (eller om) väl aktiv- och passiv belastning kan simuleras, eftersom dessa belastningsfall är viktigt att beakta vid analys av schaktarbeten.

Om vi som exempel antar en normalkonsoliderad lera ($OCR=1,0$) med konflytgräns $w_L=60\%$ och ett vertikalt förkonsolideringstryck 70 kPa blir enligt Figur D 2-5. $c_{uA} = 23,1 \text{ kPa}$ vid aktiv skjuvning

$c_{uD} = 16,2 \text{ kPa}$ vid direkt skjuvning och $c_{uD} = 13,8 \text{ kPa}$ vid passiv skjuvning. K_0 -värdet för ett lerlager med horisontell lagring, markyta och grundvattenyta och konflytgräns 60% kan uppskattas till 0,59 enligt TR Geo 13. Detta innebär att den initiala skjuvspänningen i lera är 14,4 kPa. Nedan redovisas några olika materialmodeller som ofta används för att modellera normalkonsoliderad lera och vad skillnaden blir med de olika modellerna.

1.4.2 Enkel modell för odränerad analys av lera

En enkel jordmodell för odränerad analys är en linjär elastisk perfekt plastisk isotrop modell (här kallad Mohr-Coulomb). De elastiska deformationsegenskaperna beskrivs med en elasticitetsmodul och ett tvärkontraktionstal. Mohr-Coulomb's brottvillkor för odränerat material ($\phi'=0$) anges en odränerad

skjuvhållfasthet c_u som är lika stor oavsett den största huvudspänningens orientering. Detta brukar också benämnas som brottvillkor enligt Tresca. OBS odränerad analys med effektivspänningsparametrar med "enkla" modeller så som Mohr-Coulomb skall undvikas (jmfir kollapsen vid Nicoll Highway).

Elasticitetsmodulen (sekantmodul E_{50}) under odränerade förhållanden kan enligt TR Geo 13

uppskattas till $250 \cdot c_u$. Om vi antar en isotrop odränerad skjuvhållfasthet lika med skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning blir indata för den enkla Mohr-Coulomb modellen enligt Tabell D 2-1.

Tabell D 2-1. Indata till MC-modell för odränerad analys av lera.

Styvhetsparametrar	Beskrivning	Indata
E_{50}	Sekantmodul till 50 % av hållfastheten, kPa	4 025
Hållfasthetsparametrar		
c_u	Odränerad skjuvhållfasthet, kPa	16,2
Övriga parametrar		
K_0	Viljordtryckskoefficient	0,59

BILAGA D Samverkansberäkningar

ν'	Poisson's tal (vid tvåfas modellering kopplat till effektivspänningarna)	0,37 ¹⁾
Beräknad styvhet		
$G_{50} = \frac{E_{50}}{2 \cdot (1 + \nu')}$	Skjuvmodul till 50 % av hållfastheten, kPa	1470
$E_{u,50} = G_{50} \cdot 2 \cdot (1 + \nu_u)$	Odränerad sekantmodul till 50 % av hållfastheten, kPa	4390 ²⁾

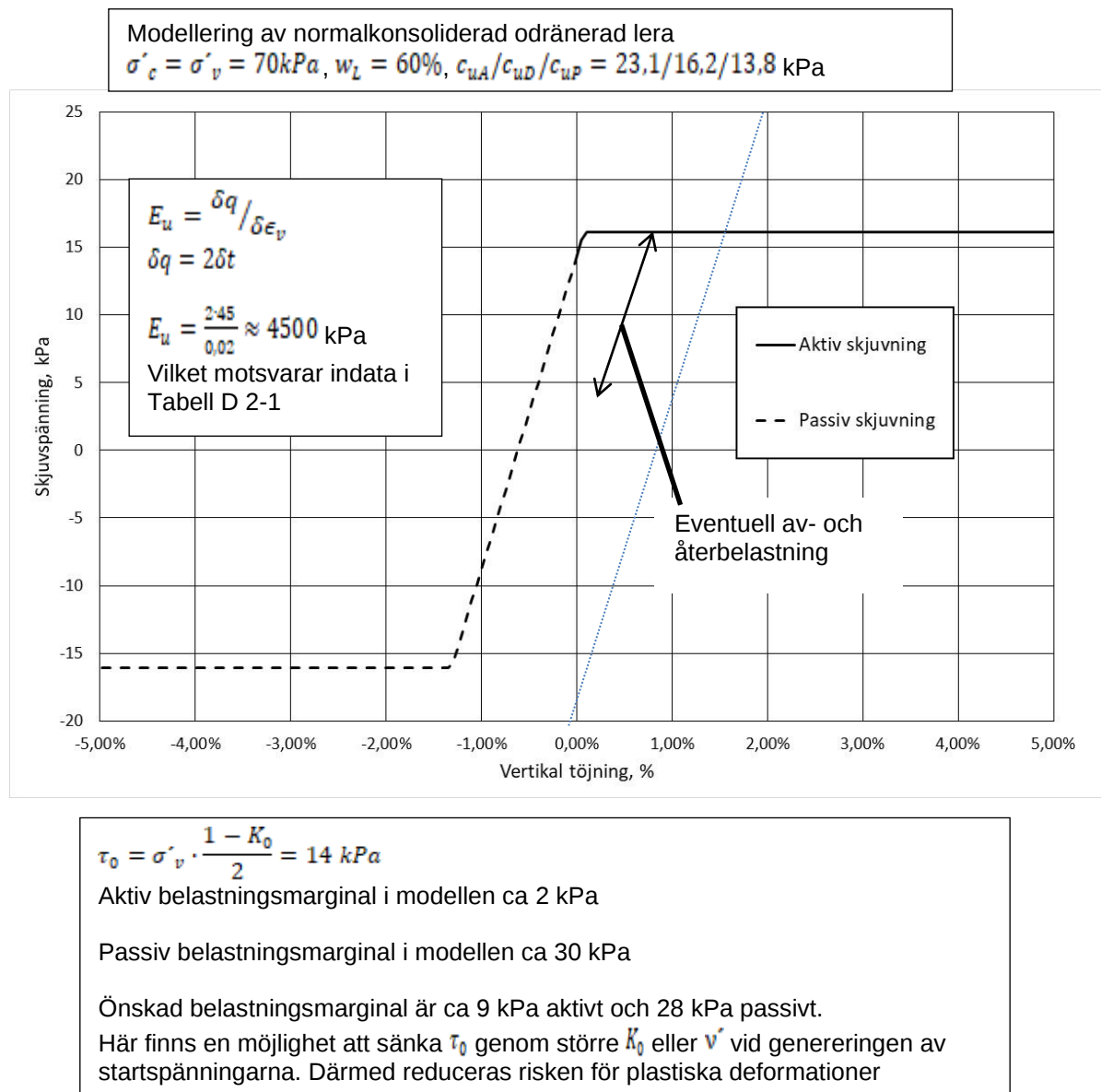
¹⁾Här har sambandet $\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0}$ nyttjats vilket motsvarar Poisson's tal vid pålastning. Vid avlastning är det dock rimligare med något lägre ν' troligen runt 0,2 för att skapa mer realistiska portryck. Modellen är dock för simpel för att kunna generera realistiska portryck då flytytan enligt Figur D 2-3 tangeras. Då vattendelen adderas erhålls $\nu_u = 0,495$. Om startspänningarna genereras med "Gravity loading" så är det $\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0}$ som är lämpligt. Inför schakt ändras egenskapen till $\nu' \approx 0,2$.

²⁾ Vald parameteruppsättning resulterar i $E_{u50} \approx 270 \cdot c_u$ vilket visar att det är viktigt att verkligen förstå kopplingen mellan indata och utfall. Därav kravet på, i avsnitt D 3, att redovisa hur jordmodellen uppför sig för aktiv, passiv och direkt skjuvbelastning.

Vid modellering av aktiv och passiv belastning under odränerade förhållanden erhålls sambandet mellan vertikaltöjning och skjuvspänning enligt Figur D 2-7. Från det initiala spänningsförhållandet behövs en liten skjuvspänningsökning och små töjningar för att mobilisera den odränerade

skjuvhållfastheten för aktiv skjuvning. Det är alltså viktigt att man kontrollerar att värdet på angivet K_0 är tillräckligt högt så att den initiala skjuvspänningen inte överstiger den odränerade skjuvhållfastheten. I annat fall har man brott i leran innan beräkningen börjar.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-7. Resultat från modellering av aktiv och passiv belastning i triaxialförsök under odränerade förhållanden med MC modellen.

Hur en eventuell justering av vilojordtrycket påverkar analysen är inte uppenbart utan bör studeras med känslighetsstudier. Är deformationerna det primära bör realistisk plasticering undvikas vilket talar för en ökning av K_0 . Detta resulterar dock i högre initiala horisontaltryck vilket kan leda till att lasteffekten ökar i sponten. Erfarenheterna i litteraturen är att beräkningar med denna materialmodell ger någorlunda realistiska horisontella spontdeformationer - dock är precisionen vad gäller de schaktinducerade rörelserna i jorden avtagande med avståndet från schakten. Det finns dock empiriska samband för att koppla spontrörelserna till omgivande jordrörelser, se Avsnitt 5.8.

För beräkningar i punkt 2 reduceras maximal tillåten skjuvspänning enligt, Ekv 3-13, till 10,8 kPa vid normalfallet vilket uppenbarligen kommer skapa plasticering och öka horisontaltrycken mot spontväggen vilket är avsikten med denna analys.

Konstaterad känslighetskontroll för punkt 1 är för U spont med respektive utan låsglidning, β_D , samt konsekvensen av att justera K_0 .

BILAGA D Samverkansberäkningar

För punkt 2 kan olika svar erhållas om $F_{num,max} > F_{num,krav}$ beroende på om hela analysen utförs med dimensionerande egenskaper eller om reduktionen görs i varje kritiskt skede enligt beräkningsgången i Tabell D 1-1. Bägge varianterna har visat tillräcklig säkerhet varför det är fritt att välja metod och dimensionera spont och förankringar för påkänningarna i enlighet med avsnitt 3.11.2

1.4.3 En anisotrop modell för odränerad analys i lera

En materialmodell som tar hänsyn till lerans anisotropa deformations- och hållfasthetsegenskaper är NGI-ADP modellen vid odränerade förhållanden. Modellen finns beskriven av Grimstad, Andresen och Jostad (2012). Modellen baseras på data från direkta skjuvförsök samt aktiva och passiva triaxialförsök, se Figur D 2-8. Indata till modellen sammanfattas i Tabell D 2-2 där även parametrar för

att beskriva lera enligt exemplet i avsnitt 2.2.2 anges. Den initiella av- och pålastningsmodulen, G_{ur} , kan sättas lika med skjuvmodulen, G_0 , (maximala skjuvmodulen, vid små töjningar) som kan uppskattas med uttrycket

$$G_0 = \frac{504 \cdot c_u}{w_L}$$

Ekv D 2-1

enligt SGI Information 1. För att ta hänsyn till aktuella töjningsnivåer vid förspänning av stag eller stämp i spontsammanhang bör modulen dock reduceras med ca 50 %, se Figur D 2-15.

Vid modellering av aktiv- och passiv belastning erhålls sambandet mellan vertikaltöjning och skjuvspänning enligt Figur D 2-9. Sambandet mellan skjuvspänning och töjning är icke-linjärt och varierar även med belastningsriktningen. Vid aktiv belastning kan skjuvspänningen innan brott öka mer än för den isotropa MC-modellen, det motsatta gäller för passiv belastning.

I Figur D 2-10 jämförs beräkningarna med den odränerade MC-modellen och NGI-ADP-modellen för i princip samma egenskaper hos lera. Skillnaden är störst vid fallet aktiv skjuvning.

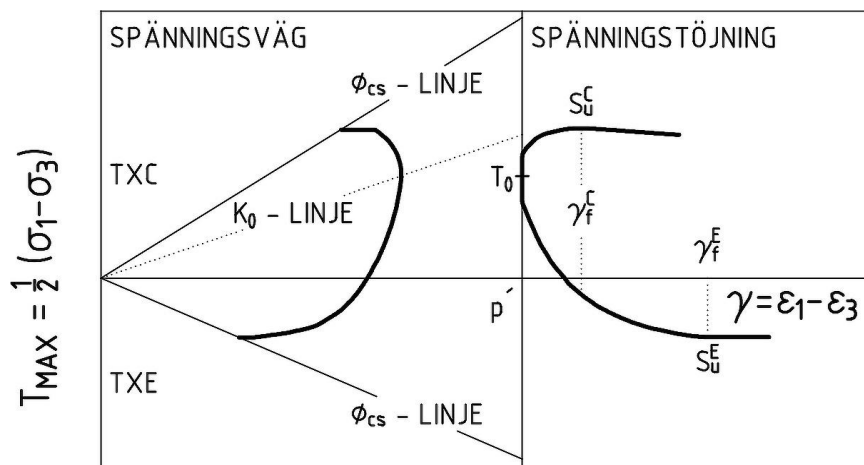
BILAGA D Samverkansberäkningar

Tabell D 2-2. Indataparametrar till NGI-ADP modell för det studerade exemplet.

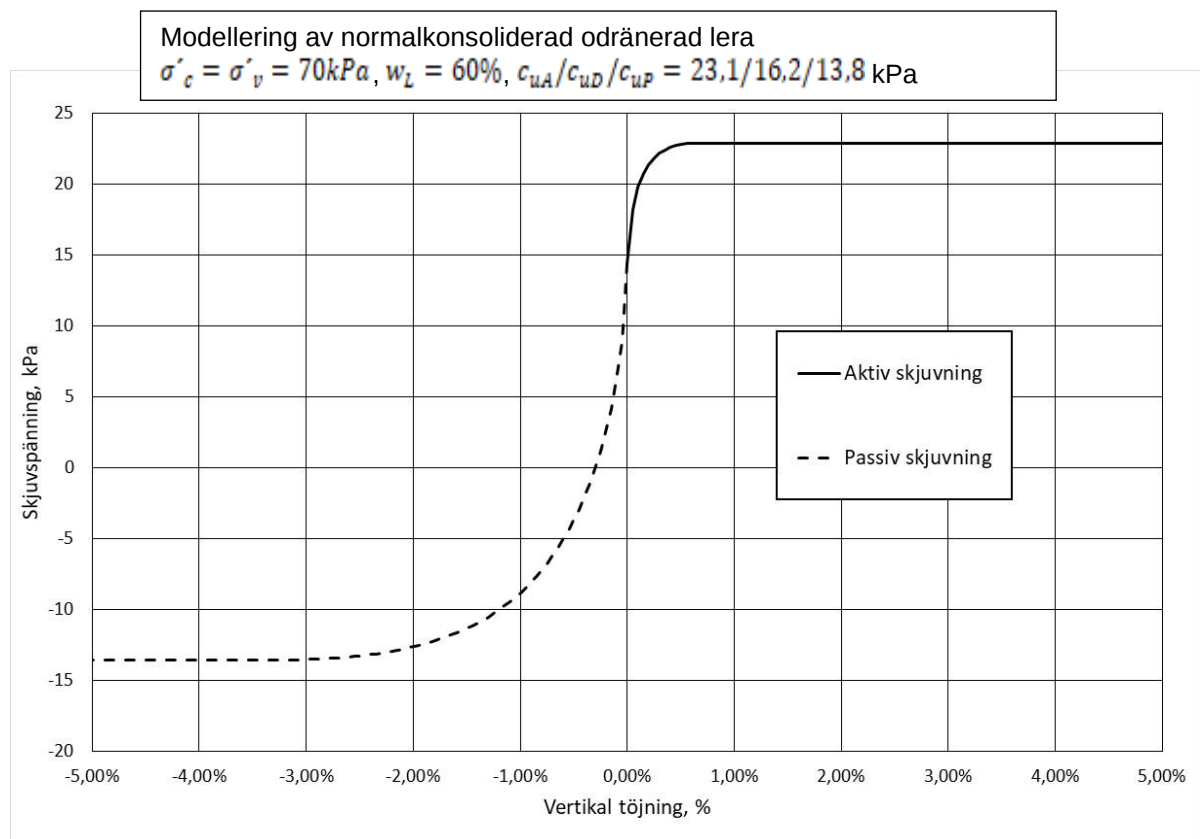
Styvhetsparametrar	Beskrivning	Indata
G_{ur}/c_u^A	Förhållande mellan av- och pålastningsskjuvmodul och aktiv skjuvhållfasthet. 50% av styvheten från Ekv D 2-1	290
γ_f^A	Skjuvtöjning vid brott vid aktivt odränerat triaxialförsök, %	1
γ_f^p	Skjuvtöjning vid brott vid passivt odränerat triaxialförsök, %	5
γ_f^{DSS}	Skjuvtöjning vid brott vid direkt skjuvförsök, %	2,5
Hållfasthetsparametrar		
c_u^A	Skjuvhållfasthet för aktiv skjuvning, kPa	23,1
c_u^p/c_u^A	Förhållande mellan skjuvhållfastheten för passiv skjuvning och aktiv skjuvning	0,5970
τ_0/c_u^A	Initial mobilisering	0,6213
c_u^{DSS}/c_u^A	Förhållande mellan skjuvhållfastheten för direkt skjuvning och aktiv skjuvning	0,6970
ν'	Poisson's tal	0,37 ¹⁾

¹⁾Här har sambandet $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$ nyttjats vilket motsvarar Poisson's tal vid pålastning. Modellen är endast till för odränerad analys med $\nu_u = 0,495$. Skillnaden mellan ν' och ν_u har inverkan på hur mycket porövertryck som genereras i modellen. Precisionen i detta porövertryck är svåröverblickbar varför modellen ej lämpar sig för att i efterföljande skeden med hjälp av en effektivspänningsbaserad modell beakta konsolidering. Då τ_0/c_u^A är en indataparameter är det av vikt att förstå hur denna är relaterad till insitu spänningarna. Påverkan av att i en beräkningssekvens byta till denna materialmodell innebär en risk att spänningarna inte matchar. Risk finns att modellen börjar i ett elastiskt område och inte genererar plastiska töjning inledningsvis alternativt att modellen ändrar aktuell spänningsbild.

BILAGA D Samverkansberäkningar



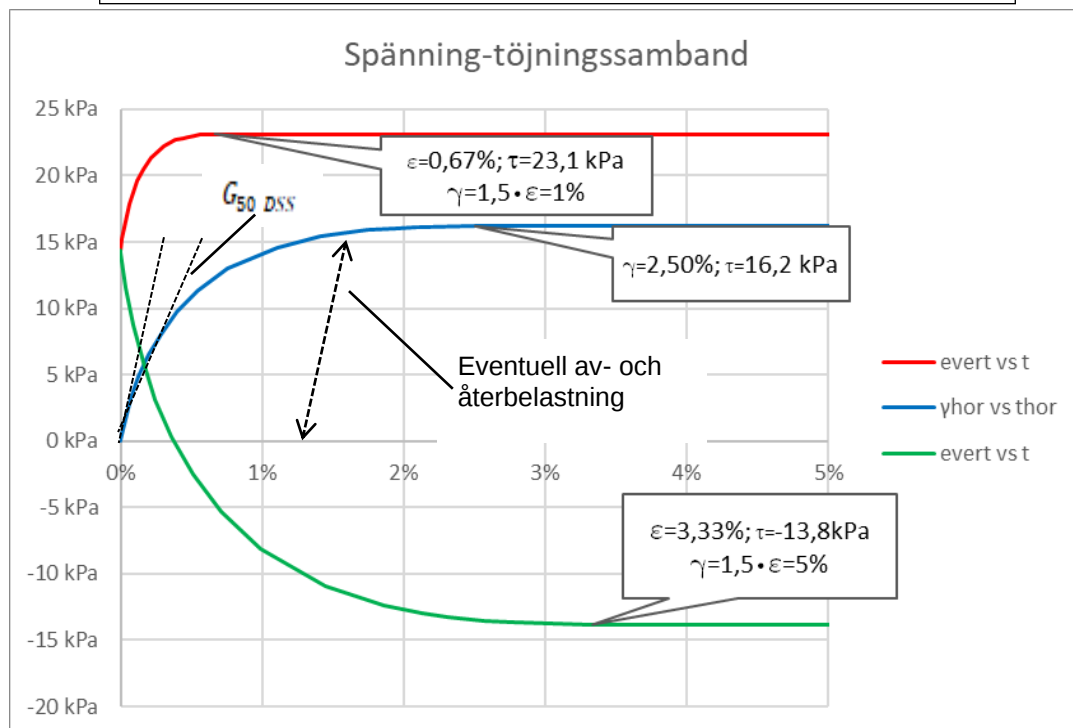
Figur D 2-8. Typiska spänningvägar och spänning-töjningskurvor för aktivt och passivt triaxialförsök.



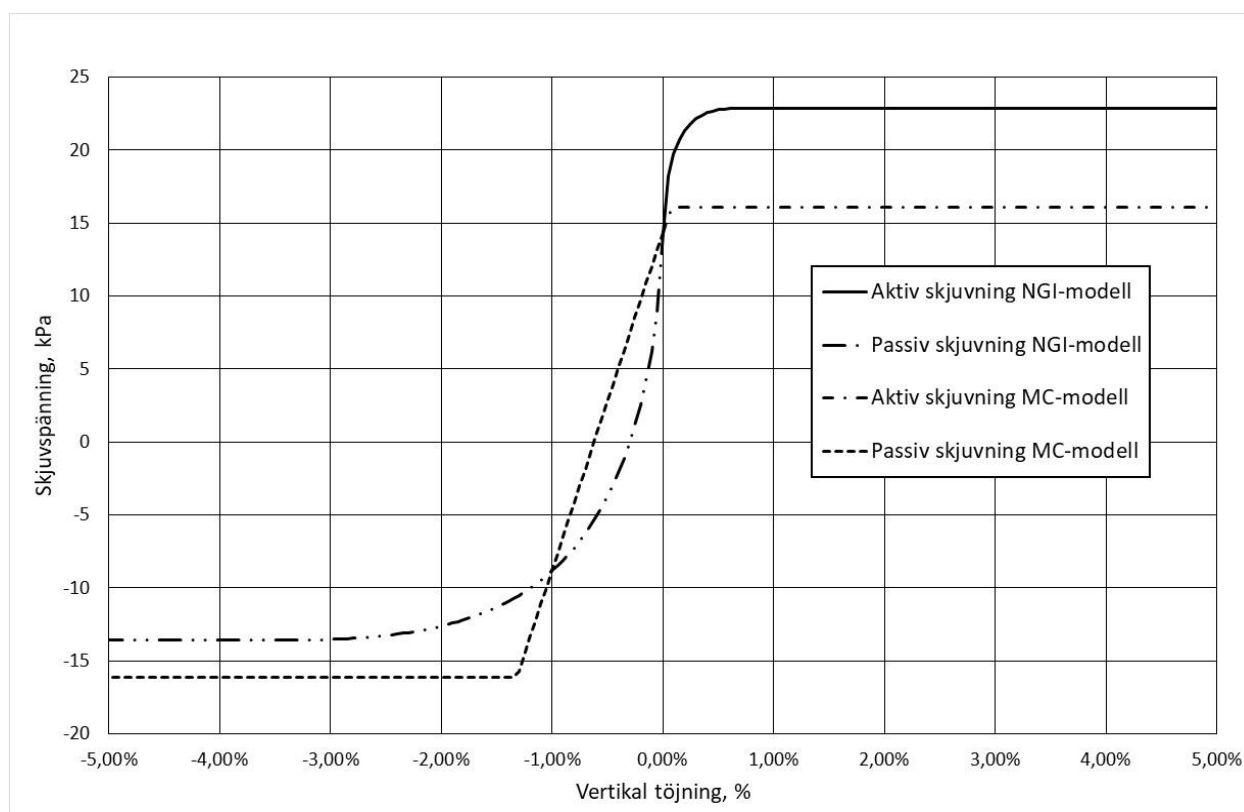
BILAGA D Samverkansberäkningar

Modellering av normalt konsoliderad odränerad lera

$\sigma'_c = \sigma'_v = 70 \text{ kPa}$, $w_L = 60\%$, $c_{uA}/c_{uD}/c_{uP} = 23,1/16,2/13,8 \text{ kPa}$



Figur D 2-9. Resultat från modellering av aktiv- och passivbelastning med NGI-ADP modellen.



BILAGA D Samverkansberäkningar

Figur D 2-10. Jämförelse mellan MC-modellen och NGI-ADP-modellen.

Det framgår tydligt den här materialmodellen fångar lerans odränerade beteende avsevärt bättre, jämför Figur D 2-8 och Figur D 2-9 vad gäller det olinjära beteendet och övriga skillnader. Figur D 2-10 beskriver skillnaderna avseende styvhetsbeteendet för de valda parameteruppsättningarna. NGI-ADP ger

$$G_{50 \text{ DSS}} \approx$$

2860 kPa ($G_{50}=177 \cdot c_{u \text{DSS}}$) vilket kan jämföras med vald styvhet 1470 kPa för den enklare odränerade MC-modellen.

Jämfört med NGI-ADP kan mer avancerade och mer realistiska materialmodeller som exempelvis de effektivspänningsbaserade modellerna MIT-E3 (Whittle, 1993), MIT-S1 (Pestana, 2002) S-CLAY1S (Karstunen *et al.*, 2005) beskriva fler aspekter än det icke linjära styvhetsbeteendet och hållfasthetsanisotropin. Fördelen med NGI-ADP är att den odränerade hållfastheten och brottöjningen är indata till skillnad från ovannämnda effektivspänningsbaserade modellerna, där dessa egenskaper är den sammanlagda effekten ett antal mer eller mindre svåröverblickbara parametrar. Fördelen med de effektivspänningsbaserade modellerna är att de är bättre på att prognosticera schaktinducerade portrycksändringar och beakta efterföljande konsolideringseffekter, såsom hållfasthetsreduktion i jorden närmast under schaktbotten.

Kommentar till beräkningar i punkt 1.

NGI-ADP är betydligt bättre på att beskriva jordrörelser än den odränerade MC-modellen i avsnitt D 2.2.2. Vid av- och återbelastning, exempelvis vid förspänning av stag och efterföljande schakt har storleken på G_{ur} stor betydelse för lasteffekterna i spanten. I sådana situationer rekommenderas en känslighetsstudie av inverkan av G_{ur} liksom effekten av låsglidning.

Punkt 2

Beroende på hur implementeringen av materialmodellen i FE programmet är gjord kan gradvis nedbrytning av hållfastheterna göras, vilket är möjligt för NGI-ADP modellen i programvaran PLAXIS. Under denna process sätts alla "hardening functions" till 1 och endast linjär elastisk perfekt plastiskt beteende antas med styvheten G_{ur} . Alternativt kan nya dimensionerande egenskaper appliceras, antingen genom att förse hållfastheterna med partialkoefficienter eller genom att byta ut jorden mot en fiktiv "svagare" jord, antingen i det aktuella skedet eller genom hela analysen.

Detta senare gör att materialmodellen behåller sina olinjära egenskaper men ställer lite krav på användaren. Kravet för beräkningar i punkt 2 är att maximal tillåten skjuvspänning är en reducerad hållfasthet enligt Ekv 3-13. I det här fallet får endast följande odränerade hållfastheter nyttjas: A/D/P 15,4/10,8/9,2 kPa vid normalfallet.

Några olika alternativ att göra detta på redovisas i

Alt 1: Bibehålls insitu spänningarna, vilket kräver justering av τ_0/c_u^A till 0,93, erhålls beteendet enligt Figur D 2-11a)

Alt 2: τ_0/c_u^A hålls konstant, vilket kräver en justering av startspänningarna (K_0), erhålls följande beteende, Figur D 2-11b)

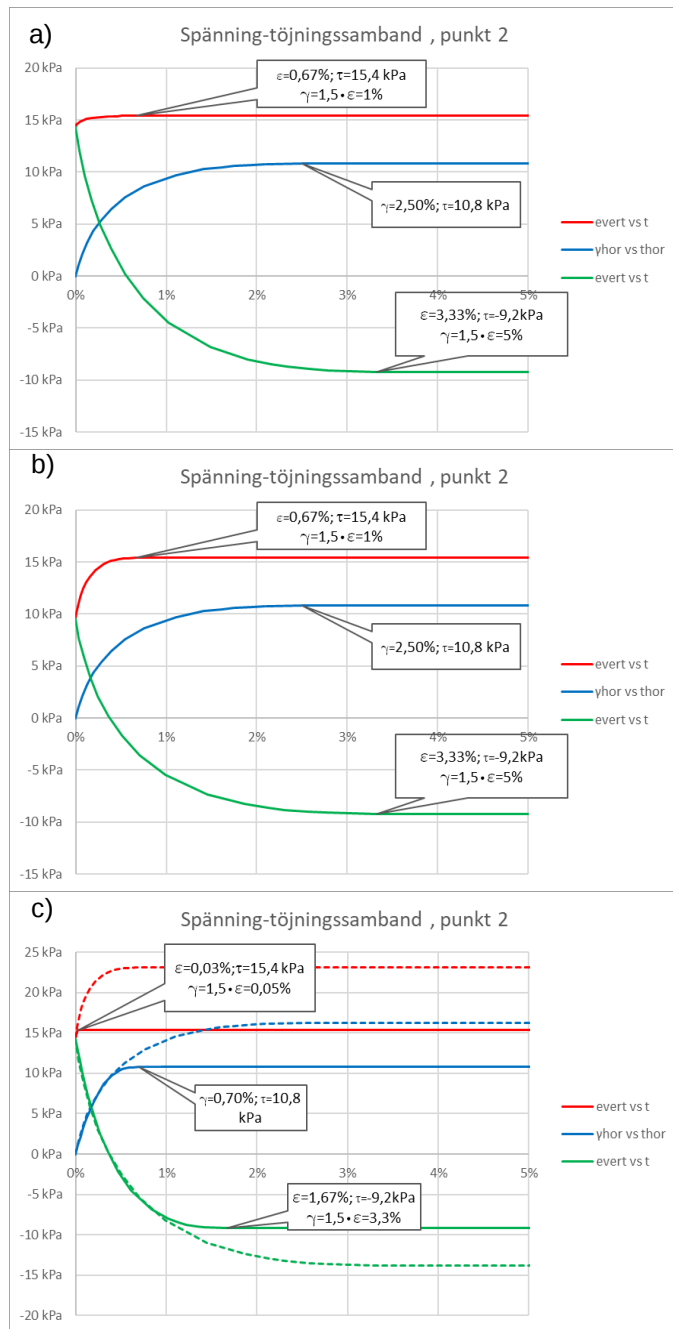
Alt 3: Det kan vara önskvärt att bibehålla styvhetsresponsen vilket kräver en justering av brottöjningarna, Figur D 2-11a)

De olika alternativen har sina för och nackdelar och det är fritt för användaren att välja metod, så samtliga uppfyller kravet på en maximal mobiliserad skjuvhållfasthet i jorden.

Svagheter

Materialmodellen har dock svagheter, så som den är implementerad i PLAXIS, att den är en ren Tresca modell utan "Tension cut-off" vilket innebär att den tillåter dragspänningar, vilket kan ge upphov till $\sigma'_h = \sigma'_v - 2 \cdot c_u^A$ mindre än noll. Detta gör att kravet att verifiera utvecklade jordtryck mot spanten och att minst ett tryck motsvarande u_{sprick} råder mot spanten är av största vikt.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-11. Jämförelse mellan olika sätt att applicera säkerheten i punkt 2.

övre: Startspänningarna bibehålls liksom brotttöjningarna. Detta ger en generellt mjukare respons innan brott
 mitt: Justerade startspänningar (ökat K_0) vilket ger ett mer realistiskt beteende om jorden verkligen är så svag
 nedre: Startspänningarna bibehålls liksom önskad styvhet. Fullständig plasticering erhålls vid maximal tillåten skjuvspänning. Om säkerheten avseende geotekniskt brott är hög, så kan detta sätt förväntas ge lägst påkänningar.

BILAGA D Samverkansberäkningar

1.5 DRÄNERAD ANALYS AV FRIKTIONSJORD

Den dränerade skjuvhållfastheten beror främst på jordens effektivspänning och friktionsvinkel och kan tecknas

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

Ekv D 2-2

Friktionsvinkeln för grovkorniga jordar vid brott kan uppskattas enligt Tabell D 2-3. Friktionsvinklar i grus, sand och grovsilt uppskattas normalt ur sonderingsresultat, se SGI Information 1. Normalt kan c' sättas lika med noll. Dilatationsvinkeln ansätts ofta enligt det empiriska sambandet $\psi = \phi' - 30$ (dock inte mindre än 0)

Tabell D 2-3. Empiriska överslagsvärden på friktionsvinkeln hos olika friktionsjordar, SGI Information 1.

Lagrings- täthet	Jordart					
	Sand	Grus	Sandmorän	Grusmorän	Makadam	Sprängsten
Löst lagrad	28	30	35	38	30	40
Fast lagrad	35	37	42	45	38	45

1.5.1 Enkel modell för dränerad analys av friktionsjord

En enkel jordmodell för dränerad analys är en linjär elastisk perfekt plastisk isotrop modell. De linjära deformationsegenskaperna beskrivs med en elasticitetsmodul och ett tvärkontraktionstal. Den plastiska flytytan beskrivs med Mohr-Coulomb's brottvillkor och effektivspänningsbaserade parametrar

c' och ϕ' som är lika i alla riktningar. Hur de plastiska töjningarna utbildas beror på dilatationsvinkeln, ψ , vilket påverkar spänningsbilden och därmed hållfastheten.

Elasticitetsmodulen (sekantmodul E_{50}) under dränerade förhållanden kan enligt TK Geo 13 uppskattas ur sonderingsresultat från CPT-sondering, hejarsondering eller viktsondering. Indata för en enkel MC-modell för analys av friktionsjord kan se ut enligt Tabell D 2-4.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Tabell D 2-4. Indata till enkel MC-modell för dränerad analys av friktionsjord för det studerade exemplet.

Styvhetsparametrar	Beskrivning	Indata
E_{50}	Sekantmodul till 50 % av hållfastheten, kPa	7 000
Hållfasthetsparametrar		
c'	kohesionsintercept, kPa	0,0
ϕ'	Friktionsvinkel, °	39,0
ψ	Dilatansvinkel, °	9
Övriga parametrar		
K_0	Viljordtryckskoefficient	0,37
ν'	Poisson's tal (vid tvåfas modellering kopplat till effektivspänningarna)	0,27 ¹⁾

¹⁾Här har sambandet $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$ nyttjats vilket motsvarar Poisson's tal vid pålastning. Vid avlastning är det dock rimligare med något lägre ν' troligen runt 0,2 för att skapa mer realistisk spänningsväg vid avlastning.

Punkt 1

Modellen är grov, men rätt använd kommer den tillföra information och förbättra prognoserna jämfört med analytiska jämviktsberäkningar. Den känslighetsstudie som kan behövas är hur styvhetsförhållande vid eventuella låsglidning påverkar lasteffekterna i spanten.

Punkt 2

Modellen är enkel att där bägge metoderna enligt Avsnitt 3.11.2 påvisar tillräcklig säkerhet. Den känslighetsstudie som kan tänkas bli aktuella är effekten av eventuell dilatans. Utifrån ovanstående exempel med $\phi'_{\text{trolig}} = \phi'_{\text{karakteristisk}} = 39^\circ$ erhålls $\phi'_{\text{dimensionerande}} = 32^\circ$ vilket skulle motsvara $\psi = 2^\circ$. De flesta numeriska program som erbjuder så kallad c/fi reduktion har inte kopplingen att beloppsmässigt minska ψ lika mycket som ϕ' reduceras varför det bör studeras.

1.5.2 Icke linjär modell för analys av friktionsjord

Duncan och Chang, 1970, formulerade en icke linjär hyperbolisk modell som har ett icke linjärt förhållande mellan spänning och töjning som beror på effektivspänningsnivån. Modulen vid av-pålastning skiljer sig från modulen vid första pålastning. En modell som bygger (har sin grund i det

BILAGA D Samverkansberäkningar

arbetet) finns bl.a. i programmet PLAXIS; HS-model (Hardening Soil model). Hardening soil modellen beskrivs bl a i BIG rapporten "Best soil" av Karstunen och Amavasai, 2017 där delar återges här

Modellen innehåller olika delar, se Figur D 2-12

1. En volymtöjningshårdnande flytyta, som expanderar vid ökande plastisk volymtöjning, för att representera förkonsolideringstrycket
2. En skjuvtöjningshårdnande kon som öppnas vid ökande plastisk skjuvtöjning
3. En brottyta definierad enligt Mohr Columbs brottvillkor

Sambandet mellan töjning och spänning, q , beskrivs med ett hyperboliskt samband enligt

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Ekv D 2-3}$$

när $q < q_f$ Ekv D 2-4

Där q_a är hyperbelns asymptotvärde och E_i den initiala styvheten. E_i förhåller sig till E_{50} enligt

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad \text{Ekv D2-5}$$

$$R_f = q_f / q_a \quad \text{Ekv D 2-6}$$

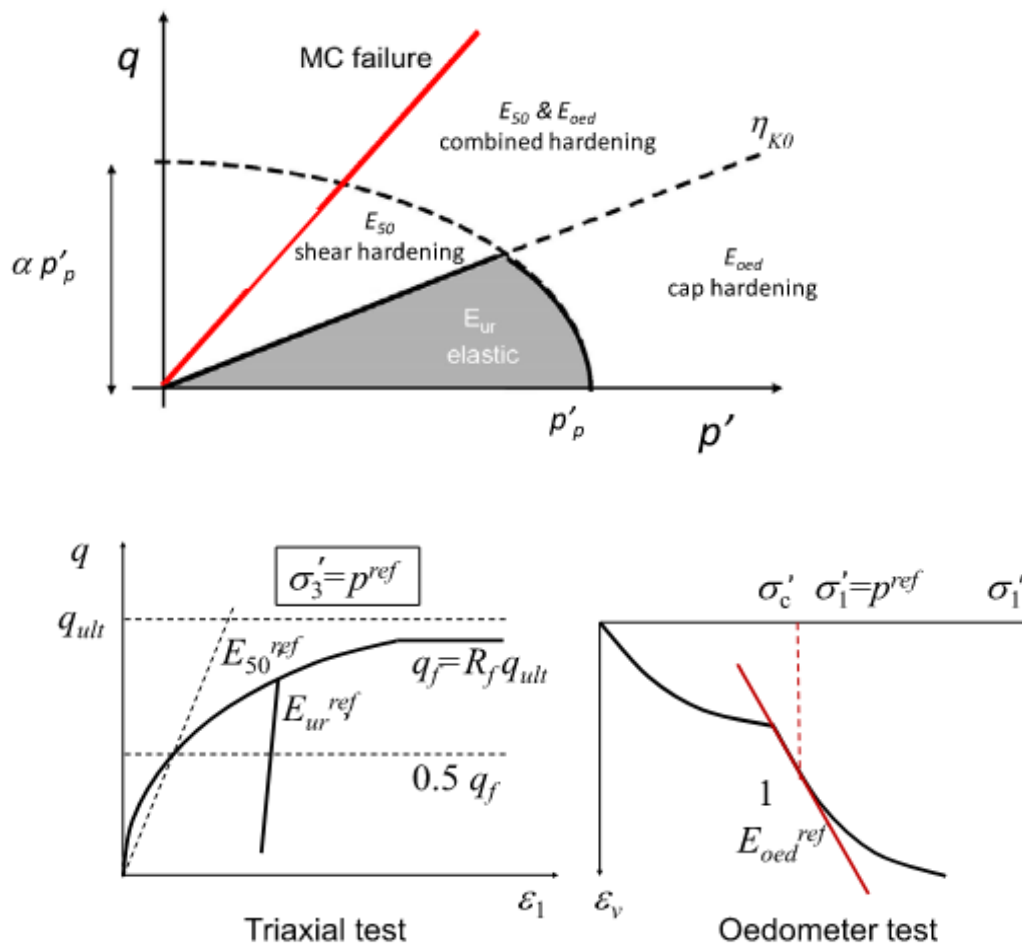
Parametern E_{50} är styvheten som beror på det omgivande trycket (minsta huvudspänningen), c , ϕ' , m och E_{50ref} enligt

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi' - \sigma_3' \cdot \sin \phi'}{c \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad \text{Ekv D2-7}$$

Där E_{50}^{ref} är referensstyvheten vid ett omgivande tryck lika med $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$.

För att bestämma parametrarna till den hyperboliska modellen behövs dränerade triaxialförsök utförda vid olika celltryck (omgivande tryck), σ_3' . För beskrivning hur parametrarna bestäms från triaxialförsök hänvisas till respektive programs manualer. I Tabell D 2-5 redovisas exempel på parametrar till HS-modellen.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-12. Hardening soil model: överst) olika styvhetsområden i spänningsrymden; nedre t.v.) Hyperboliskt spännings-töjnings samband från dränerat triaxialförsök; nedre t.h.) Hårdnande beteende allt eftersom kappan trycks utåt.

BILAGA D Samverkansberäkningar

Tabell D 2-5. Indata till HS-modell för det studerade exemplet.

Styvhetsparametrar	Beskrivning	Indata
E_{50}^{ref}	Sekantmodul från dränerat triaxialförsök, kPa	28 200
E_{oed}^{ref}	Tangentmodul från första belastning (primary loading) i ödometer, kPa	22 560
E_{ur}^{ref}	Av-pålastningsmodul från dränerat triaxialförsök???, kPa	84 600
m	Spänningsberoende exponent för styvheter	0,52
Hållfasthetsparametrar		
c'	Effektiv kohesion, kPa	0,0
ϕ'	Effektiv friktionsvinkel, °	39
ψ	Dilatansvinkel, °	9
σ_t	Draghållfasthet, kPa	0
Övriga parametrar		
ν_{ur}	Poisson's tal vid av- och återbelastning	0,27
p^{ref}	Referensspänning för styvheter, kPa	100
K_0^{nc}	K_0 värde vid normalkonsolidering	0,37
R_f	Förhållande mellan q_f/q_a	0,80

Fördelarna med HS-modellen jämfört med MC-modellen är att den förutom att sambandet mellan spänning och töjning vid första pålastning är icke-linjärt så tar modellen automatiskt hänsyn till deformationsmodulernas spänningsberoende. Vid användning av MC-modellen måste användaren själv ta hänsyn till hur deformationsmodulerna varierar med spänningen.

I Figur D 2-13 jämförs jordmodellernas uppförande vid aktiv respektive passiv belastning med MC-modellen och HS-modellen för samma friktionsjord och samma startspänning, $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$ och

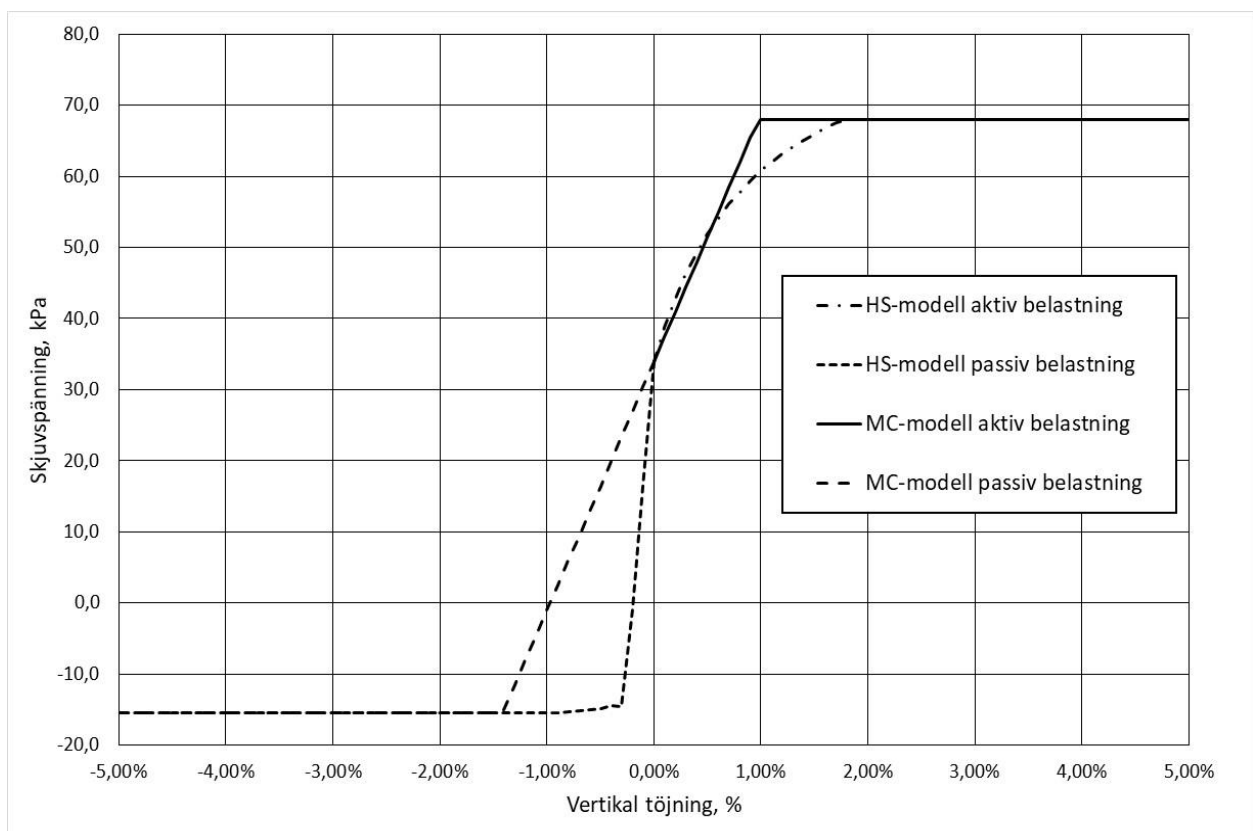
BILAGA D Samverkansberäkningar

$\sigma'_h = 37 \text{ kPa}$. Utifrån Ekv D 2-7 kan E_{50} beräknas till ca 16 800 kPa definierat från isotropt

spänningstillstånd till halva brottspänningen vid aktiv belastning Modulen hos MC-modellen har

valts så att den motsvarar E_{50} vid aktiv belastning, värderat från aktuell konsolideringsspänning till aktiv brottspänning. Största skillnaden mellan modellerna är vid passiv belastning. HS-modellen använder avlastningsmodulen vid passiv belastning. HS-modellen uppför sig elastisk vid passiv avlastning till dess spänningarna når konen som begränsar det elastiska området. Viss reduktion av modulen sker inom det elastiska området då huvudspänningarna byter plats. När konen sedan

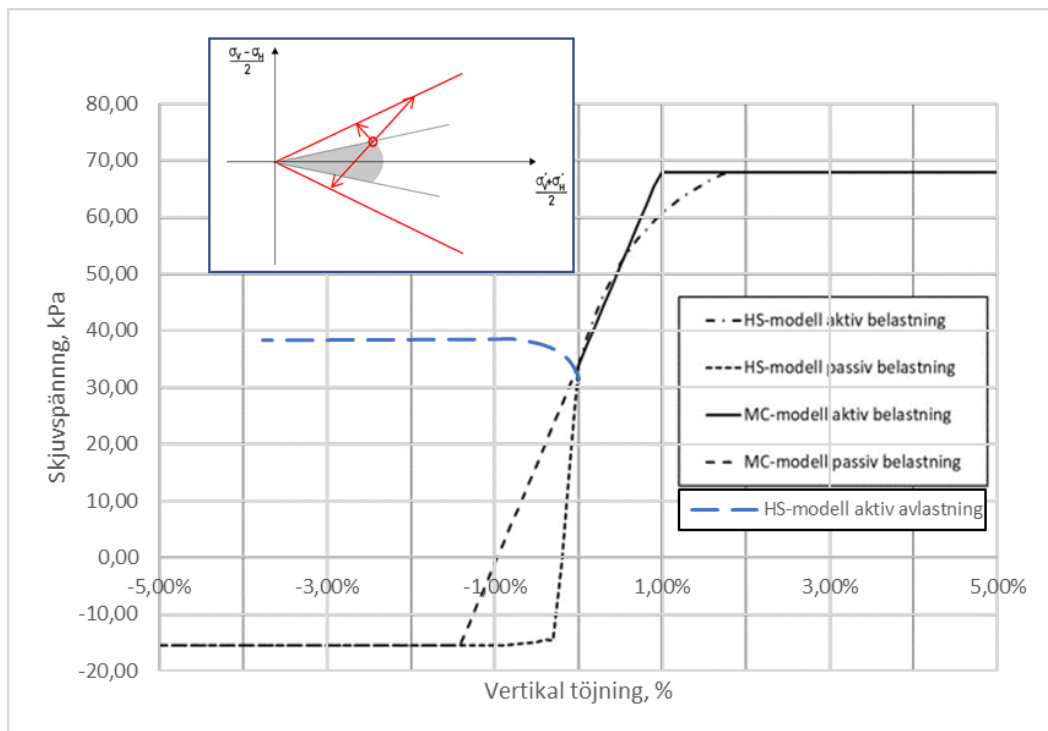
påträffas är σ'_3 kraftigt reducerad. För aktiv belastning uppför sig modellen icke linjärt. MC-modellen använder samma modul för aktiv belastning som för passiv belastning. Brott sker vid samma spänningsnivåer eftersom jordens brotthållfasthet beskrivs på samma sätt. Notera att beteendet vid aktiv belastning kommer bero på om spänningvägen passerar förkonsolideringstrycket och går ut i den del som påverkas av såväl E_{50} som E_{oed} varför även förkonsolideringstrycket har betydelse.



Figur D 2-13. Jämförelse mellan HS-modell och MC-modell för friktionsjord.

De flesta spänningvägar kopplat till schakter kommer att innebära att σ'_3 minskar vilket ger en gradvis reduktion av den styvhet som används. Konsekvensen framgår i Figur D 2-14.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-14. Konsekvens av aktiv avlastning, vilket är ett mer realistiskt fall för schakter, utifrån HS modellen.

Punkt 1

Modellen är grov, men rätt använd kommer den tillföra information och förbättra prognoserna jämfört med analytiska jämviktsbetraktelser. Den känslighetsstudie som kan behövas är hur styvhetsförhållande vid eventuella låsglidning för U-spont påverkar snittkrafterna

Punkt 2

Modellen är enkel att där bägge metoderna enligt Avsnitt 3.11.2 påvisar tillräcklig säkerhet. Den känslighetsstudie som kan tänkas bli aktuella är effekten av eventuell dilatans. Utifrån ovanstående exempel med $\phi'_{\text{trolig}} = \phi'_{\text{karaktäristisk}} = 39^\circ$ erhålls $\phi'_{\text{dimensionerande}} = 32^\circ$ vilket skulle motsvara $\psi = 2^\circ$. De flesta numeriska program som erbjuder så kallad c/fi reduktion har inte kopplingen att beloppsmässigt minska ψ lika mycket som ϕ' reduceras varför det bör studeras. Utförs en c/fi reduktion så sätts hela spänningsområdet inom brottkonen till elastiskt, varefter brottkonen successivt minskas.

På samma sätt som för NGI-ADP modellen kan om en manuell reduktion görs olika alternativ väljas. Detta utifrån vad som bedöms mest relevant och vad analysen skall visa mer än att säkerheten är uppfylld.

1.5.3 Modell med högre styvhet vid små skjuvtöjningar

HS-modellen antar elastiskt uppförande vid av- och återbelastning. Det töjningsområde inom vilket jord kan anses rent elastiskt är dock mycket litet. Med ökande töjningsamplitud minskar jordens styvhet icke linjärt. Plottas styvheten mot logaritmen för töjningen fås typiska S-formade kurvor. I Figur D 2-15 ges exempel på en sådan styvhetsreduktionskurva. I figuren anges också vilka typiska töjningsnivåer som kan uppmätas vid olika geotekniska konstruktioner och vid laboratorieförsök. Det framgår av figuren att de töjningsnivåer man har vid konventionella laboratorieförsök är så höga att modulen redan har reducerats till ca hälften av dess initiala/maximala värde.

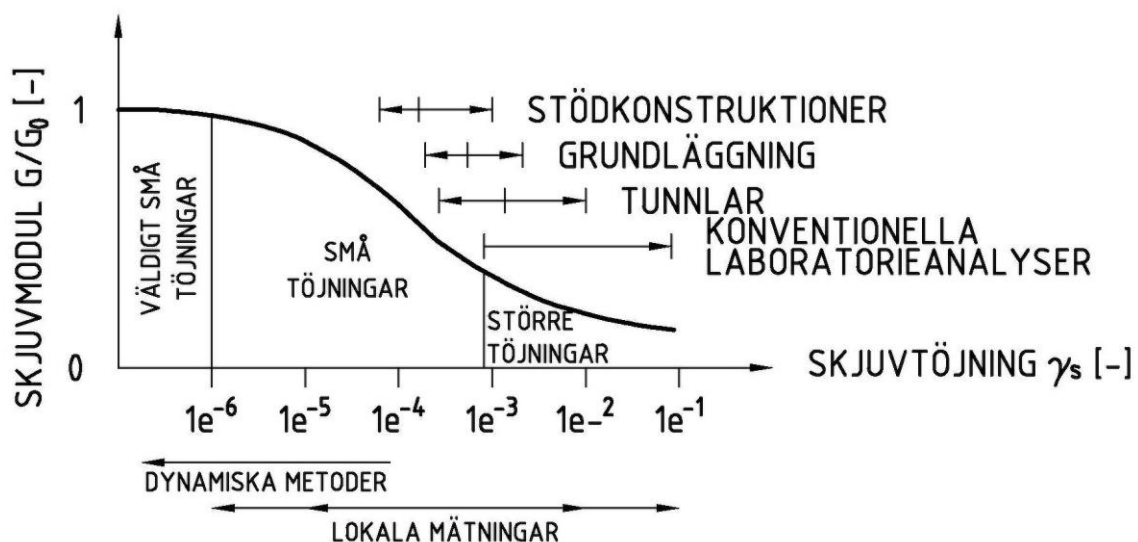
BILAGA D Samverkansberäkningar

I vissa kommersiella mjukvaror finns även en HS-modell med en modell för moduler vid små töjningar. Detta kräver ytterligare två indataparametrar jämfört med HS-modellen. Dessa parametrar är

- Den initiala skjuvmodulen, G_0 , dvs skjuvmodulen vid mycket små töjningar
- Skjuvtöjningsnivån, $\gamma_{0,7}$, dvs den nivå på skjuvtöjning när sekant-skjuvmodulen,

G_s , har reducerats till 70 % av G_0 .

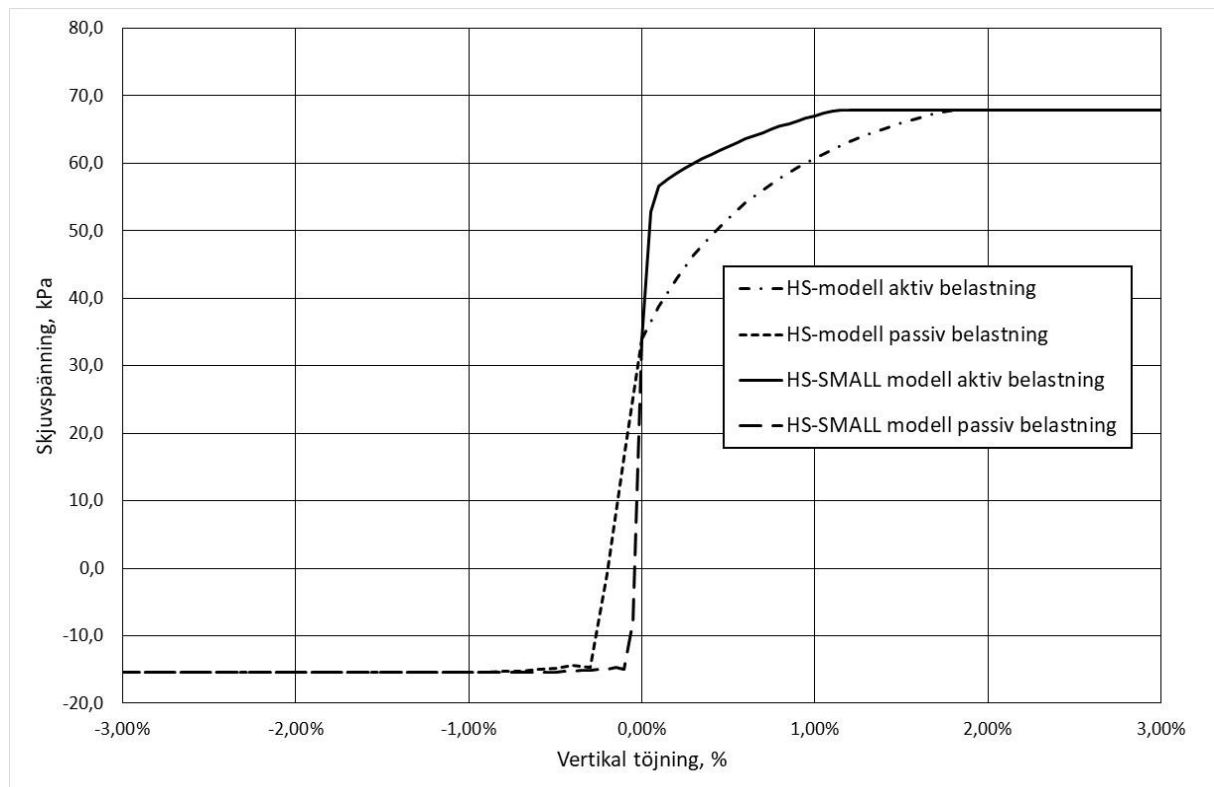
Detta betyder att vid små beräknade skjuvtöjningar mindre än $\gamma_{0,7}$ använder modellen betydligt högre moduler än som bestäms vid konventionella laboratorieförsök.



Figur D 2-15. Karaktäristiska styvhet-töjnings förhållanden för jord vid typiska töjnings intervall för laboratorietester och konstruktioner (Efter Atkinson och Sällfors, 1991).

I Figur D 2-16 jämförs beräkningar för aktiv och passiv belastning mellan HS-modellen modell och HS-modellen modell med små töjningar. Som framgår av figuren är den senare modellen styvare vid små töjningar och förändras först när töjningen överstiger en viss nivå. Denna typ av modell minskar de beräknade rörelserna längre från en schakt jmf. t.ex. simulering med en MC- eller NGI-ADP modell eftersom styvheten är större där skjuvtöjningen är liten. $G_{ur,ref}$ i HS modellen är ca 33 MPa. Med ansatsen att $G_{0,ref} = 3 \cdot G_{ur,ref}$ och $\gamma_{0,7} = 0,001$ erhålls responsen i Figur D 2-16. Om detta är lämpliga val "small-strain" parametrarna beror på tillämpning, men nyttjas här för att påvisa effekten.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-16. Jämförelse mellan HS modell och HS modell med beaktande av small strain stiffness.

Modellen kan användas på samma sätt som HS modellen vad gäller verifiering av snittkrafterna i punkt 1 och punkt 2.

1.6 ODRÄNERAD ANALYS MED EFFEKTIVSPÄNNINGSBASERADE MODELLER

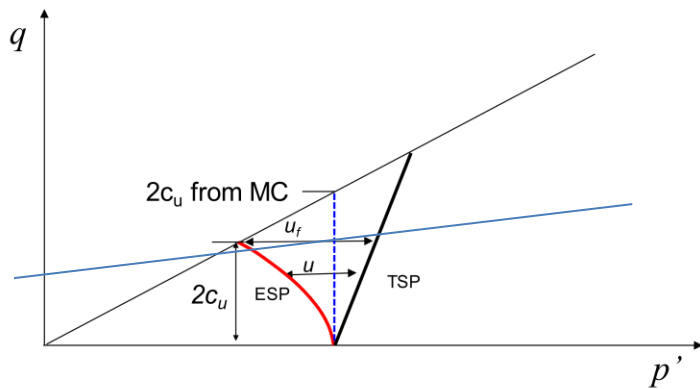
1.6.1 Enkel modell för odränerad analys av lera, med brottvillkor c' och ϕ' .

En enkel jordmodell för odränerad analys är en linjär elastisk perfekt plastisk isotrop modell. De linjära deformationsegenskaperna beskrivs med en elasticitetsmodul och ett tvärkontraktionstal. Den plastiska flytytan beskrivs med Mohr-Coulomb's brottvillkor och en skjuvhållfasthet definierad från c' och ϕ' som är lika i alla riktningar. Odränerat beteende erhålls genom att sätta volymstöjningen till noll genom att fördela lastförändringarna mellan kornskelettet och porvattnet.

Modellen kan inte fånga effekter kopplade till förkonsolideringstryck. För att undvika överskattning av lerans odränerade skjuvhållfasthet bör/skall de dränerade hållfasthetsparametrarna inte användas, se

Figur D2-17. Genom att med stor eftertanke välja fiktiva värden på c' och ϕ' kan den önskade c_u -profilens variation med djupet dock åstadkommas. Det är endast för starkt överkonsoliderade leror som de verkliga dränerade brottparametrarna kan användas och det är endast under dessa förhållanden som en realistisk intell portrycksförändring kan erhållas för en fortsatt konsolideringsanalys. Det kan nämnas att det var denna typ av analys, odränerad effektivspänningsanalys med MC-modellen, som var en av de bidragande orsakerna till kollapsen av schakten för Nicoll Highway i Singapore.

BILAGA D Samverkansberäkningar



Figur D 2-17. Odränerad hållfasthet predikerad av Mohr Coloumb (streckad blå) jämfört med realistiskt beteende för en normal konsoliderad lera (röd linje).

1.6.2 Icke linjär modell utan eller med beaktande av högre styvhet vid små skjuvtöjningar (HS respektive HSS)

Modellerna beskrivs i Avsnitt 1.5.2 och 1.5.3. Genom att ansätta odränerat beteende kommer modellen på ett relativt bra sätt beskriva lerans odränerade beteende. Hållfasthetsanisotropi kan dock ej beaktas.

Ansätts dränerande brottparametrar i kombination med ett realistiskt förkonsolideringstryck finns goda möjligheter att modellen skall ge relativt bra precision avseende c_u^A , men därmed överskattas troligen c_u^D och c_u^P . För att få en mer representativ odränerad hållfasthet för en schakt bör därför ϕ' reduceras och eventuellt behöver även K_0^{nc} modifieras då denna parameter delvis styr storleken på α i Figur D 2-12.

Modellen behöver kalibreras på elementnivå kopplat till odränerade skjuvförsök i olika

spänningsriktningar. Förutsatt att $\phi' \neq 0$ nyttjas erhålls en effektivspänningsberoende odränerad hållfasthet och styvhet. Modellens begränsningar gör att det kan vara utmanande att på ett realistiskt sätt efterlikna den uppmätta eller förväntade variationen med djupet av den odränerade hållfastheten och styvheten. Detta är inte unikt för denna modell, men jämfört med exempelvis NGI-ADP modellen är det inte lika enkelt att bestämma realistiska parametervärden. Modellen har möjlighet att i viss mån generera realistiska initiella portrycksförändringar för en normalkonsoliderad lera för efterföljande konsolideringsanalys.

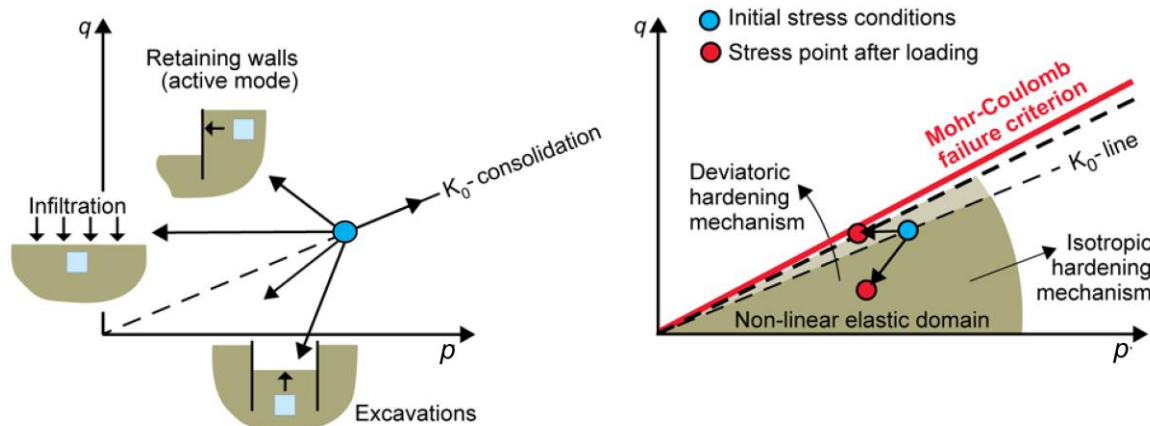
En specialvariant av HS och HSS är att brottvillkoret kan definieras utifrån odränerad hållfasthet med en tillväxt på djupet. Konsekvensen blir att kappan ej nyttjas och modellen beaktar endast den skjuvningshårdnande konen vilket gör det möjligt att på ett liknande sätt som i NGI-ADP modellen fånga ett icke linjärt beteende vid odränerad skjuvning, dock med isotrop hållfasthet. Styvheten

kommer vara konstant utifrån Ekv D 2-7, men det finns en möjlighet att ansätta en ökning av E_{50}^{ref} med djupet, vilket innebär en linjär ökning med djupet. För spänningsförändringar inom den elastiska regionen kommer styvheten vara konstant. Denna metod lämpar sig inte för att få fram realistiska initiella portrycksförändringar varför efterföljande konsolideringssteg ej rekommenderas.

Rekommendationerna för att värdera lasteffekten i spanten i punkt 1 och punkt 2 är desamma som tidigare beskrivits för denna materialmodell i Avsnitt D 1.5.2

BILAGA D Samverkansberäkningar

Modellen har vissa brister i hur styvheter kan kombineras vilket inte gör det möjligt att nyttja verkliga data för svenska lösa leror. I dessa fall är det viktigt att fokusera på de styvheter som har störst relevans för aktuell spänningsväg.



Figur D 2-18. Relevanta spänningsvägar runt en schakt (efter Obrzud, 2010).

1.6.3 Några ytterligare modeller

I BIG rapporten "Best soils" av Karstunen och Amavasai (2017) behandlas ytterligare några material modeller som skulle kunna vara relevanta vid samverkansberäkningar för spontkonstruktioner. Vad som också betonas i rapporten är vikten av att relevanta laboratorieförsök genomförts för att på ett bra sätt för att kunna kalibrera de olika modellerna. Detta gäller dock i princip oaktat vilken materialmodellen man nyttjar.

Samtliga dessa modeller lämpar sig väl för analyser i punkt 1 men inte för veriferingen i punkt 2. Här krävs en fiktiv parameteruppsättning för att verifiera att tillåten hållfasthet inte överskrids. För de

isotropa modellerna bör c_{ud}^D ligga till grund för maximal tillåten skjuvspänning. Beroende på hur komplext det är att få fram en alternativ parameteruppsättning som klarar detta krav är rekommendationen att i varje skede enligt Tabell D 1-1 som kan tänkas vara kritiskt byta ut mot en enklare materialmodell exempelvis de som beskrivits i Avsnitt D 1.4.2 och D 1.4.3. Efter "bytet" utförs analys av Punkt 2.

Det som inte får försummas är kravet att minst sprickvattentryck skall råda för täta jordar mot spontväggen. Detta krav gäller såväl punkt 1 som i punkt 2.

1.6.3.1 Soft Soil

Modellen är uppbyggd av ett brottvillkor (Mohr-Coloumb) kombinerat med en isotrop deformationshårdnande flytyta (κ). Innanför κ och brottytan är responsen elastisk. I korthet definieras styvheter som konstanta relativt den naturliga logaritmen av medeleffektivspänningen. Vid avlastning inom den elastiska regionen minskar således styvheten olinjärt med minskad medeleffektivspänning.

Jämfört med materialmodellen Hardening soil är det enklare att implementera relevanta styvheter för pålastning.

Matchningen mot c_u^A är oftast bra, men om en sådan matchning väljs överskattas normalt c_u^D och c_u^P .

BILAGA D Samverkansberäkningar

Erhållna porövertryck bör stämma väl vid aktiv pålastning, men underskattas troligen vid passiv belastning

1.6.3.2 Soft Soil Creep

För brukaren påminner modellen om Soft Soil, men är kompletterad med ytterligare några parametrar för att efterlikna jordens viskösa respons.

Matchningen mot c_u^A är oftast bra, men om en sådan matchning väljs överskattas normalt c_u^D och c_u^P .

Erhållna porövertryck bör stämma väl vid aktiv pålastning, men underskattas troligen vid passiv belastning

1.6.3.3 Creep-SCLAY1S

Denna materialmodell kan på ett realistiskt sätt efterlikna flertalet av de aspekter som observeras vid olika typer av belastning av lös lera. Modellen innehåller dock en rad parametrar som ej går att utvärdera vid konventionella fält- och laboratorieundersökningar.

3. KRAV PÅ DOKUMENTATION AV SAMVERKANSANALYSER

Dokumentationen av en samverkansanalys ska ha en sådan omfattning att den är granskningsbar av en person med kunskap om numeriska analyser. Hela processen skall dokumenteras från val av indata, analys och resultat. Med stöd av dokumentationen skall beräkningarna kunna återskapas. Analysen redovisas i PM/Geokonstruktion. Dokumentationen ska åtminstone redovisa följande:

- Valda materialmodeller för jorden. Motivera valet av materialmodeller.
- Valda materialmodeller för spanten
- De undersökningar som indatan till jordmodellerna baseras på
- Valda indata
- Redovisning över hur jordmodellen uppför sig för aktiv och passiv belastning för såväl Punkt 1 som Punkt 2
- Kontroll av att jorden inte är i brott vid initialspänningstillståndet
- Beskrivning av beräkningsgången.
- Beskrivning av utförd känslighetsanalys, inklusive vilka kritiska parametrar har identifierats
- Resultat från analysen av de olika byggsekvenserna i såväl Punkt 1 som Punkt 2 med och utan variabel last
 - stag/stämplaster
 - moment-, tvärkrafts- och normalkraftsdiagram i spantväggen
 - rörelser i och kring spanten
 - delar där jordens hållfasthet överskridits

BILAGA D Samverkansberäkningar

- kontakttrycket mot spontväggens aktiva och passiva sida samt nettojordtryck. Kontroll av att kontaktrycket på aktivsidan uppgår till minst sprickvattentrycket i leran.
- Dimensionering av konstruktionsdelar

BILAGA D Samverkansberäkningar

1 REKOMMENDATIONER FÖR VAL AV BERÄKNINGSMETOD

1.1 INLEDNING

Sponter och dess kraftupptagande system skall dimensioneras så att inget relevant gränstillstånd överskrids. Det gäller dels för brottgränstillståndet (ULS) dvs brott i jord eller konstruktionsdel, dels för bruksgränstillståndet (SLS) där deformation och sprickbildning i bakom spanten belägna konstruktioner är dimensionerande parametrar. Vid brottgräns är vanligtvis lasten mot spanten lägre än lasten vid bruksgräns eftersom hela jordens hållfasthet inte är mobiliserad vid bruksgräns.

Olika typer av beräkningsmetoder kan användas för verifiering av spontkonstruktionen. Beräkningar ingår också normalt för att uppskatta vilken spontkonstruktion som skall verifieras genom tillämpning av observationsmetoden. En översikt av olika beräkningsmetoder ges i detta kapitel med rekommendationer för val av metod.

1.2 DIMENSIONERING AV SPONT MED ANALYTISKA JÄMVIKTSBERÄKNINGAR

Traditionella analytiska jämviktsberäkningar, se avsnitt 3 och 4, utgår från förhållanden där hela jordens hållfasthet har mobiliserats kring spanten. Partialfaktorer appliceras på en eller flera parametrar vid beräkning av dimensionerande parametrar eller karakteristiska lasteffekter. Dessa används sedan för att dimensionera mothåll, spantvägg och erforderligt nedslagningsdjup. Vid beräkningarna antas linjärt varierande horisontellt jordtryck. I verkligheten är det horisontella jordtryckets variation annorlunda. För att ta hänsyn till detta används olika empiriska uttryck för jordtryckets storlek och fördelning. För konsolsponter stämmer den linjära variationen av jordtrycket bättre med verkligheten än för stagande sponter framförallt sådana som är stagade på flera nivåer. Jämviktsberäkningar baseras på jordens hållfasthet och ger i sig ingen uppfattning om hur spantväggen kommer att röra sig.

1.3 DIMENSIONERING AV SPONT MED SAMVERKANSBERÄKNING

För att komma ifrån de förenklingar som gäller jämviktsbetraktelser och eftersom tillgången till kraftfulla beräkningsprogram ökat, dimensioneras allt fler sponter med programvaror som tar hänsyn till samverkan mellan jord och konstruktion. För en mer utförlig beskrivning av metoder för samverkansberäkningar hänvisas till bilaga D.

Fjädermodeller.

I de enklaste samverkansberäkningarna modelleras spanten som en balk som stöts horisontellt med en serie fjädrar. Fjädrarnas styvhet bestäms antingen med utgångspunkt från en horisontell bäddmodul eller med utgångspunkt från ett elastiskt kontinuum. Jorden modelleras relativt grovt. Fjädrarnas styvhet kan variera med djupet och storleken på fjäderkraften begränsas av aktivt respektive passivt jordtryck. Balkmodeller med fjädrar beräknar spantens utböjning, stag- och/eller stämplaster men inte jordrörelser utanför spanten. Stag/stämp modelleras med fjädrar. Byggsekvenser kan modelleras men detta görs på ett approximativt sätt. Val av indata har stor inverkan på resultatet. Fjädermodeller skall kalibreras mot verkliga fältmätningar på sponter. Trots detta innebär det att resultatet bör kontrolleras mot uppmätningar av spantens uppförande

BILAGA E Rekommendationer för val av beräkningsmetod

Finita element och finita differens metoder

För mer komplexa samverkansberäkningar där såväl jordens som konstruktionens uppförande och byggsekvenser kan analyseras användes finita element eller finita differens teknik (numeriska metoder). Med dessa metoder är det möjligt att modellera:

- Jordens komplexa spännings – töjningssamband med mer eller mindre avancerade jordmodeller
- Aktuella byggsekvenser
- Konstruktions- stag/stämp- detaljer
- Konsolideringsförlopp och inverkan av grundvattenströmning.

Jordrörelser runt sponten, spontrörelse, böjmoment och stag/stämp laster kan beräknas. Relevansen av de beräknade värdena beror på om en väl utvecklad modell för jordens beteende har använts och om resultaten från denna modell har kalibrerats mot väl dokumenterade mätningar på väl instrumenterade schakter och spontkonstruktioner.

Finita element och finita differens metoder är "teoretiskt kompletta" lösningar, men resultatets relevans beror på vilken modell för jordens uppförande och vilka egenskaper som har använts. Metoderna kräver att användaren har erfarenhet av den använda programvaran och erfarenhet av att modellera jords uppförande och modellering av byggsekvenser.

1.4 DIMENSIONERING AV SPONT MED SAMVERKANSANALYS OCH β -METODEN

Sannolikhetsbaserad analys kan utföras med punktskattningsmetoden, Rosenblueth (1975). Grundidén är att ersätta en fördelningsfunktion med en diskret funktion som har samma första tre statistiska moment (väntevärde, standardavvikelse och skevhet). För att skatta denna diskreta funktion görs beräkningar där varje variabel ges ett värde som är väntevärdet +/- en standardavvikelse. Resultatet av beräkningarna används sedan för att beräkna den diskreta funktionens medelvärde, standardavvikelse och i vissa fall skevhet. Antalet beräkningar blir 2^n där n är antalet variabler.

I många programvaror med finita elementmetoden t.ex. PLAXIS 2D finns verktyg för att med automatik genomföra en parametervariation. För varje kombination av indataparametrar beräknas lasteffekten såsom staglaster och spontmoment. Medelvärdet och standardavvikelsen av de sökta storheterna kan sedan beräknas med klassisk statistik med t.ex. Excel.

Med hjälp av beräknat medelvärde och standardavvikelse kan sedan sannolikheten för att lasteffekten överskrider motståndsförmågan beräknas. Den så erhållna brottrisken skall ställas mot krav som ges i EN1990:2002 annex B och C. Kraven är relaterade till konsekvensklasser "reliability classes" i form av krav på säkerhetsindex β .

1.5 VAL AV ANALYSMETOD

Val av metod för att analysera ett givet problem beror på flera faktorer såsom hur komplex konstruktionen är, hur komplexa byggsekvenserna är, de indata som behövs för beräkningarna, vilka indata som finns tillgängliga och vilka tekniska och ekonomiska vinster och förståelse för kraftspelet som en mer förfinad analys kan ge. T.ex. om spontväggens styvhet bestäms av möjligheterna att slå sponten i den aktuella jorden är vinsten att göra mer komplexa analyser för att minska materialåtgången kanske begränsade. För schakter där samverkan mellan jord och konstruktion är

BILAGA E Rekommendationer för val av beräkningsmetod

liten t.ex. vid konsolsponter blir kostnadsvinsten liten på materialsidan av att använda komplexa numeriska analyser.

I Tabell E 1-1 visas en sammanställning av fördelar och nackdelar med de vanligaste beräkningsmetoderna.

Hur bra beräkningsresultatet stämmer med verkligheten beror på kvalitén hos indata och hur väl indata beskriver verkligheten. En del av de numeriska modellerna kan vara tidskrävande att använda och kräver en ansevärd mängd indata och krav på att användaren har kunskap om det använda programmet och erfarenhet att modellerna jordars uppförande med den aktuella jordmodellen. För en enkel schakt är detta kanske inte kostnadseffektivt.

För ett aktuellt problem måste man analysera vad som är viktigt för spontens beteende. Har samverkan mellan konstruktion och jord stor betydelse bör man använda metoder som tar hänsyn till detta. Har jordens anisotropi eller spänningsberoende egenskaper stor betydelse är det viktigt att den använda jordmodellen förmår att modellera detta. Jämförande beräkningar med enklare metoder kan i ett inledande skede vara att föredra för att få en uppskattning av kraftspelet i konstruktionen.

Är det storleken på jordrörelserna bakom sponten som sätter gränserna för bruksgränsen bör samverkansanalyser utföras med en kalibrerad jordmodell eller beräkningar i kombination med att observationsmetoden användes.

Erfarenheten som ligger till grund för analytiska jämviktsbetraktelser är framförallt baserade på mätningar vid en- och tvåbandssponter. Om man befärar att man är utanför erfarenhetsområdet bör man göra jämförande beräkningar med olika metoder.

För sponter som skall stå under vinterperioden i jordar där tjälskjutning kan ske måste beräkningar alltid kombineras med mätning av stag/stämplaster. Det är inte rimligt att dimensionera stagen/stämpan för att klara de högsta laster som man förmodar kan uppkomma. Det är däremot relativt enkelt att värma eller isolera sponten om man ser att stag/stämplasterna börjar närma sig kritiska nivåer vid köldperioder.

För val av beräkningsmetod ges följande rekommendationer:

- För enklare sponter och utan krav på speciella begränsningar av markrörelserna bakom sponten kan analytiska jämviktsberäkningar användas.
- För mer komplexa sponter eller där det finns speciella begränsningar av markrörelser rekommenderas att samverkansberäkningar används.

Analytiska jämviktsbetraktelser kan användas tillsammans med partialkoefficientmetoden. Samverkansanalys kan baseras på såväl partialkoefficientmetoden som sannolikhetsbaserade metoder. Sannolikhetsbaserade analyser görs lämpligen i samband med användning av observationsmetoden och för konstruktioner i geoteknisk kategori 3, GK3.

BILAGA E Rekommendationer för val av beräkningsmetod

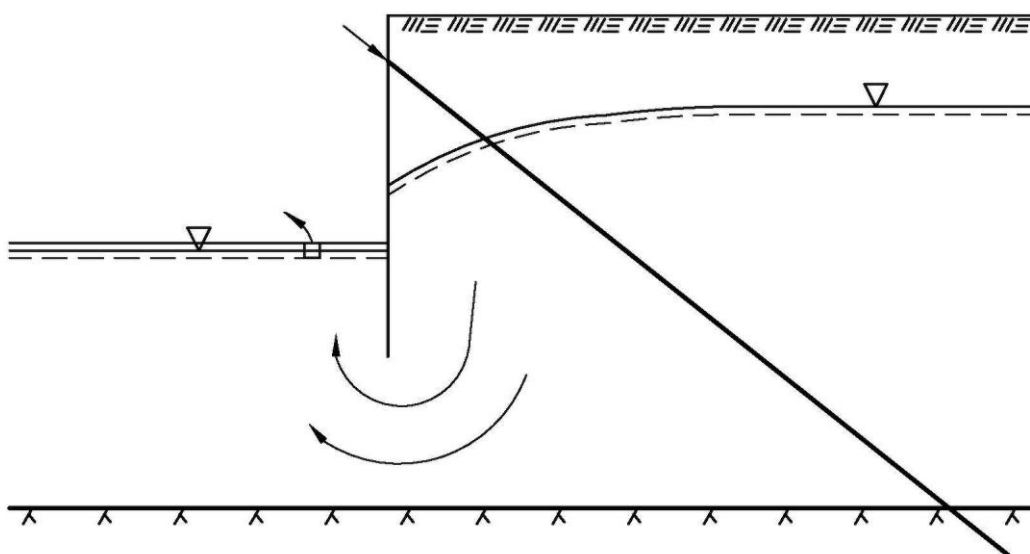
Tabell E 1-1. Fördelar och begränsningar hos vanliga beräkningsmetoder.

Typ av analys/programvara	Fördelar	Begränsningar
Analytiska jämviktsberäkningar baserade på brottjordtryck	• Behöver bara jordens hållfasthet • Enkel och rättfram	• Modellerar inte samverkan mellan jord och konstruktion, väggens styvhet eller byggsekvenser • Beräknar inte deformationer • Statiskt obestämda system, behöver förenklas • Kan bara modellera dränerat eller odränerat förhållande • Bara tvådimensionellt • Resultatet tar inte hänsyn till det ursprungliga spänningstillståndet i jorden
Fjädermodeller	• Samverkansberäkning och modellering av byggsekvenser är möjligt • Jordens modelleras med fjädrar • Väggens deformation beräknas • Relativt enkelt och rättfram • Kan ta hänsyn till det ursprungliga spänningstillståndet i jorden	• Bara tvådimensionellt • Modellering av jorden är grov • Begränsad till linjär elastisk jord med gränstrycken aktivt respektive passivt jordtryck • Rörelser i jorden kring väggen beräknas ej • Bankar och diken är svårt att modellera • Spontens stabilitet måste modelleras separat
Finita element och finita differens metoder	• Full samverkansberäkning möjlig, modellering av byggsekvenser • Komplexa jordmodeller kan ge variation av styvheten med töjning och anisotropi • Tar hänsyn till det ursprungliga spänningstillståndet i jorden • Kan modellera komplex vägg och schaktgeometri samt konstruktionsdetaljer • Vägg- och jordrörelser beräknas • Kan modellera inverkan av porvattentryck • Kan modellera konsolidering • Modellering i två eller tre dimensioner	• Kan vara tidskrävande • Svårt att modellera vissa saker t.ex. installation av vägg • Kvalitén beror på tillgång till ändamålsenliga modeller för jorden • Kräver högre kvalitet på indata t.ex. ursprungliga spänningar i jorden samt styvhet hos jorden • Enkla linjär elastiska modeller kan ge orealistiska jordrörelser • Erfarenhet av den specifika programvaran krävs av användare • Modellering av konstruktionsdetaljer kan vara grov • Begränsningar kopplade till svårigheter att modellera porvattentrycksändring.

1 LÄNSHÅLLNING AV SCHAKT

Länshållning i schakten kan ske på flera sätt nämligen

- Länshållning på schaktbotten, se Figur F 1-1. Detta innebär att vattentrycket sänks till en nivå något under schaktbotten. Sponten kommer att påverkas av ett fullt vattentryck från utsidan och ett reducerat vattentryck från insidan beroende på hur mycket vatten som läcker runt spontfoten. Effektivtrycket i jorden minskar eftersom länshållningen ger en uppåtriktad vattenström inom schakten. Detta medför att det tillgängliga passiva jordtrycket minskar, vilket kräver en djupare slagen spont. Risken för hydrauliskt grundbrott samt risken för materialtransport på grund av vattenströmning måste kontrolleras. Se även Bilaga A avsnitt 4.3

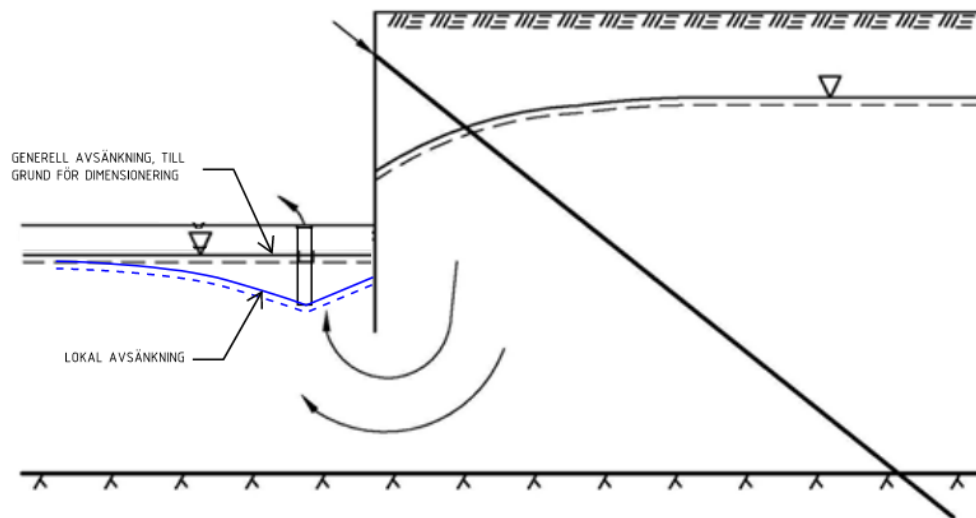


Figur F 1-1. Pumpning vid schaktbotten.

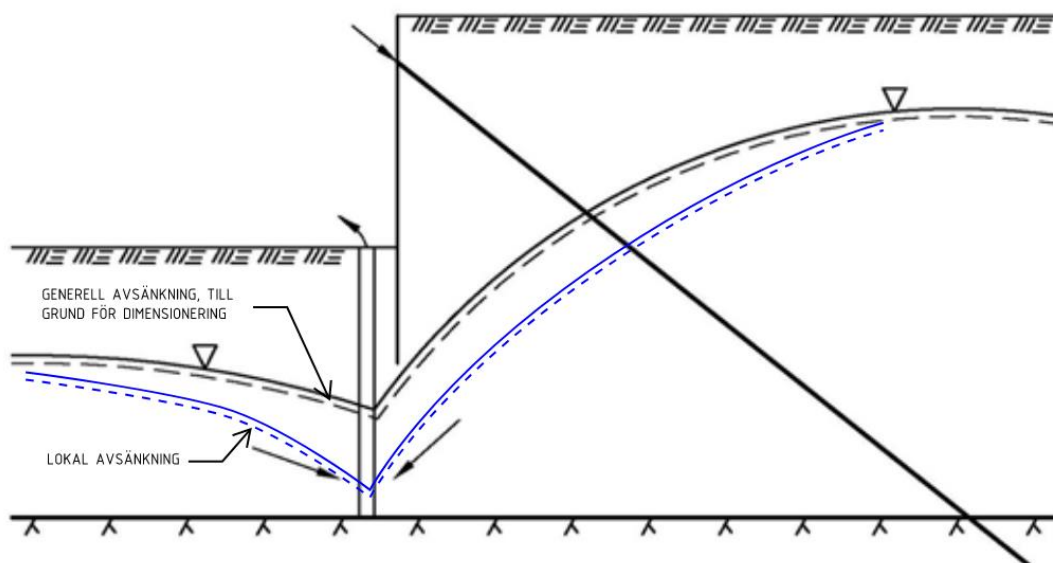
- Grundvattensänkning inom sponten till en nivå lägre än schaktbotten. Pumpning sker i brunnar inom schakten med en pumpnivå lägre än schaktbotten, se Figur F 1-2a). Fördelar med denna metod är att schaktbotten hålls relativt torr och risken för uppluckring minskar. Dessutom ökar det tillgängliga passivtrycket i friktionsjord. I finkorniga jordar måste brunnar ersättas med wellpointutrustning, dvs undertryck upprätthålls i brunnarna med vakuumpump. Risken för hydrauliskt grundbrott samt risken för materialtransport på grund av vattenströmning måste kontrolleras, se avsnitt 4.1.2. Brunnarna har ett inbördes avstånd mellan varandra vilket ger en risk att trycksänkningen mellan brunnarna inte är fullgod, vilket måste beaktas.
- Grundvattensänkning både utanför och inom sponten, se Figur F 1-2b). På detta sätt tar effekten av vattentrycken ut varandra. Ju djupare vattenytan sänks desto mer passivt jordtryck kan mobiliseras med åtföljande mindre underslagning. Denna grundvattensänkning kan bara göras om grundvattensänkningen inte medför några menliga skador i omgivningen. Nyttoeffekten skall verifieras med mätningar

BILAGA F Länshållning av schakt

a)



b)



Figur F 1-2. Pumpning i brunnar. a) Grunda brunnar för att säkerställa schaktbottens bärförmåga. b) Djupa brunnar

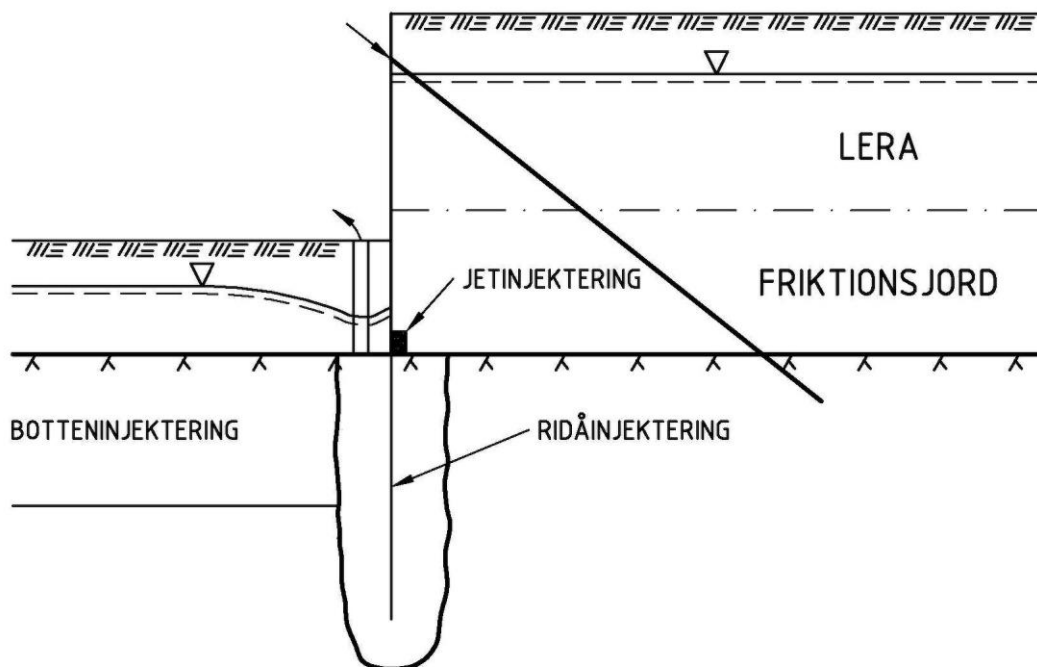
För uppskattning av mängden vatten som läcker in i schakten görs en beräkning av flödet med hjälp av strömlinjenät, se avsnitt 4.1.2 eller numerisk flödesanalys. Installerad pumpkapacitet bör också kunna hantera bortpumpning av processvatten (från t.ex borrhning) och nederbörd.

Vid schakt i torrhet under den ursprungliggrundvattenytan måste man alltid räkna med risk att grundvattenytan sänks utanför sponten. För att minska risken för grundvattensänkning i områden runt sponten bör sponten drivas så djupt som möjligt. Där ingen grundvattensänkning kan tillåtas utanför schakten måste sponten drivas till berg och spontfoten tätas genom jetinjektering. För att ytterligare minska inläckningen till schakten kan det vara nödvändigt att utföra ridåinjektering i berg under sponten och eventuellt botteninjektering av berget inom schakten, se Figur F 1-3.

BILAGA F Länshållning av schakt

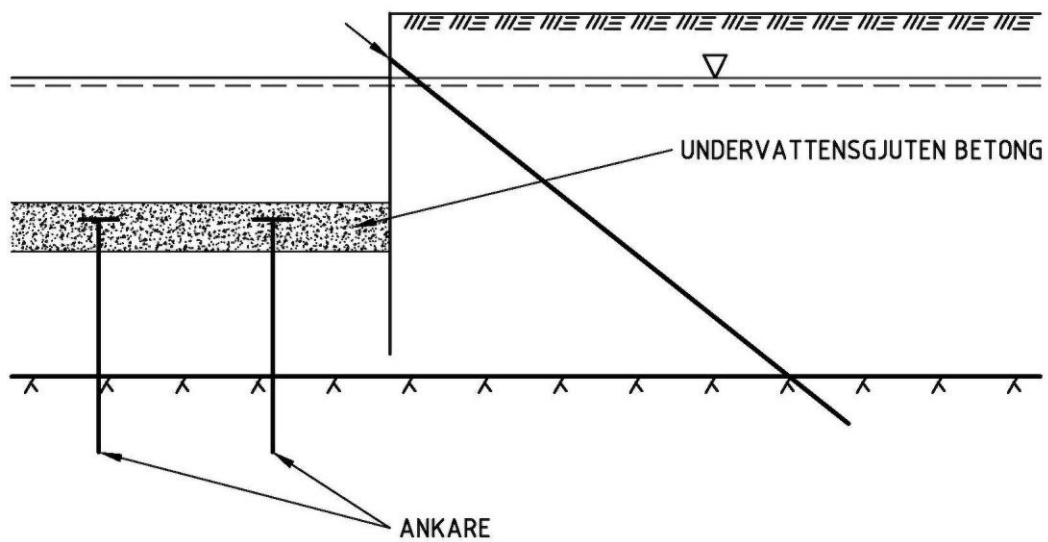
Innan schakt i torrhet under den ursprunglig grundvattenytan påbörjas är det lämpligt att utföra en provpumpning för att kontrollera att de utförda tätningsåtgärderna har haft effekt och att det är möjligt att sänka grundvattennivån inom schakten med den täthet och kapacitet på brunnar som man tänkt installera.

Ett alternativ, när omgivningen inte tål en grundvattensänkning eller när stora mängder vatten måste pumpas, är att schakta under vatten och undervattensgjuta en betongplatta. Plattan förankras med ankare i berget eller underliggande jord för det upptryck som uppkommer när vattnet pumpas ur schakten, se Figur F 1-4. Tätplattan kontrolleras liknande "Hydraulisk upptryckning av botten" enligt Ekv 4-1. Vad som är viktigt att beakta är den strömningsgradient som trots allt uppkommer i samband med att även "vatten" schaktas bort. Det skall säkerställas att tillräcklig påfyllnadskapacitet finns så inte allt för stora tryckskillnader uppkommer som kan äventyra spontens bärförmåga och passivtrycket under schaktbotten eller generera allt för hög risk för hydrauliskt grundbrott eller omgivningspåverkan. Den här typen av schakter kan utföras under mer eller mindre lämpliga perioder kopplat till prognosticerad och verifierad grundvatten, men grundregeln är att ansätta HHW₅₀ som utvärdig grundvattenyta.



Figur F 1-3. Tätning av spontfot, ridåinjektering och botteninjektering för att minska inläckage till schakt.

BILAGA F Länshållning av schakt



Figur F 1-4. Schakt under vatten och gjutning av förankrad tätplatta.

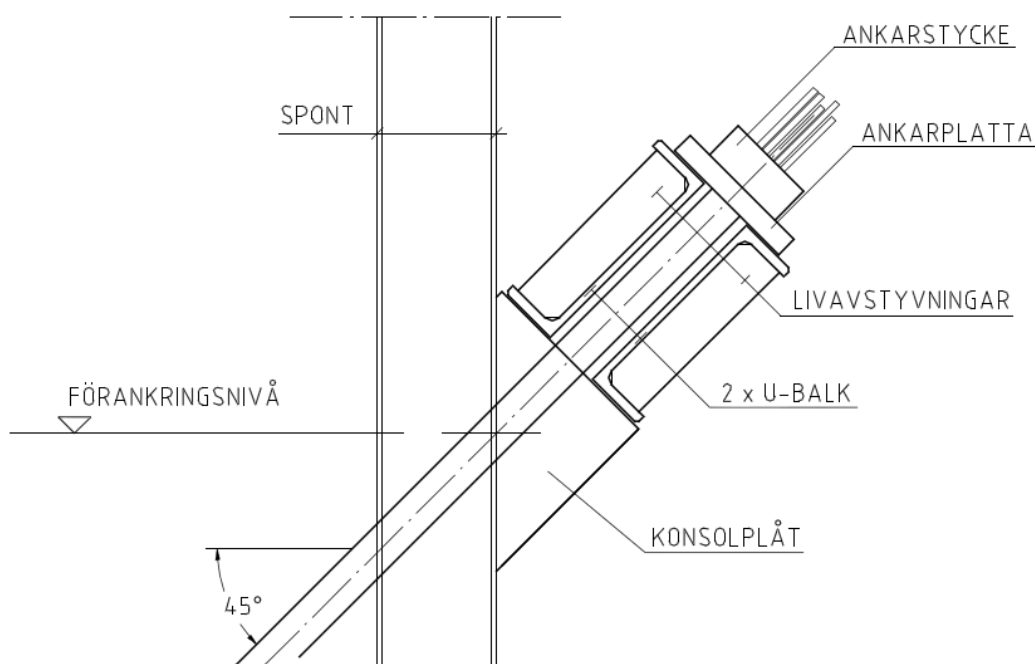
1 DETALJER

1.1 HAMMARBAND OCH ANKARINFÄSTNINGAR

Hammarband av U-profiler i ankarriktningen kan utformas enligt Figur H 1-1.

Exempel på nödvändiga kontroller, vid denna utformning:

- ☐ Hammarbandets dimensionen map ankarbortfall
- ☐ Tvärkraftskapaciteten i samband med provdragning/ankarbortfall/brottgränslasten i punkt 1 eller 2.
- ☐ Säkerhet map knäckning av konsplåten vid provdragning
- ☐ Svetsdimensionering för såväl horisontal- som vertikal komponent mellan konsolplåt och spontplanka
- ☐ Vertikalstabiliteten av väggen
- ☐ Ankarförankringen

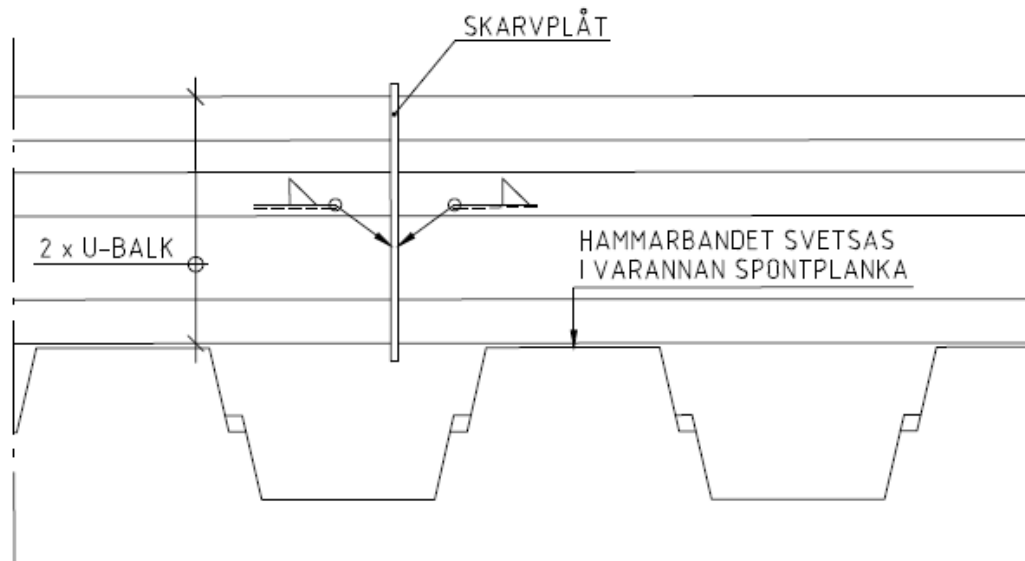


Figur G 1-1. Hammarband av U profiler i 45°.

Skarvning av hammarband av U-profiler kan utformas enligt Figur G 1-2. Här är det viktigt att skarven blir tillräcklig stark map momentbärförmåga och tvärkraftsförmåga. Toleranserna mellan hur balkarna får vara förskjutna skall specificeras. Plåtens erforderliga tjocklek är avhängigt hur stort detta mått är.

Skarvplåten kommer bli utsatt för dragkrafter vinkelrätt valsningsriktningen vilket kräver en utförligare kontroll av plåten, oftast ultraljudskontrollerad plåt.

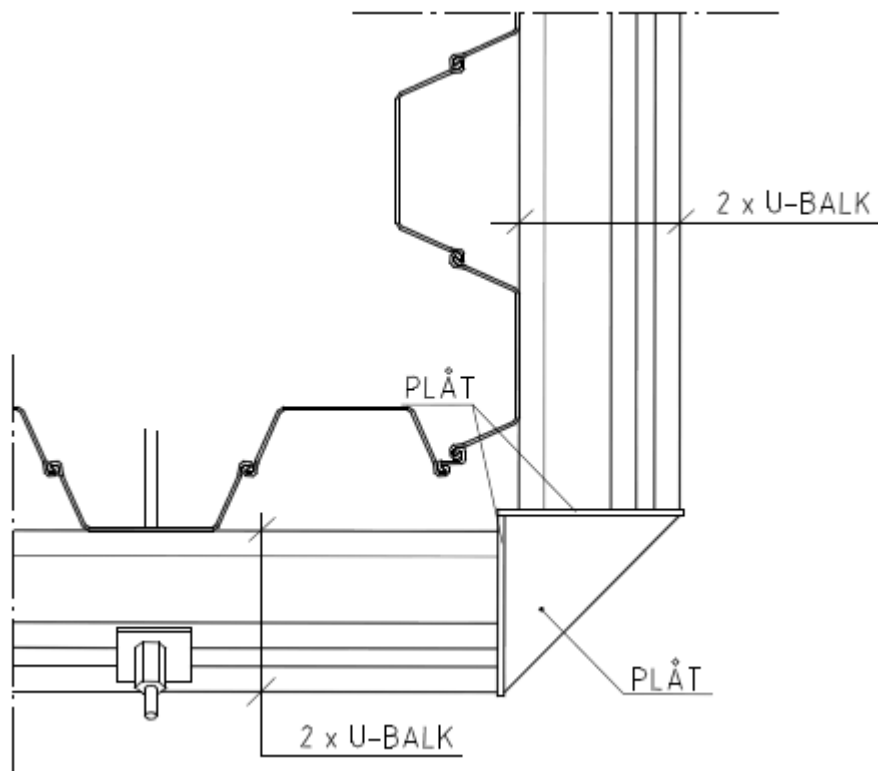
BILAGA G Detaljer



Figur G 1-2. Hammarbandsskarv av 2 st U profiler i 45°.

I Figur G 1-3 visas hur hammarbandet kan skarvas runt ett hörn. Detta kan vara lämpligt om man önskar minimera antalet stag. Utan skarvplåten krävs dubbelstag på ömse sidor om hörnet för att säkerställa eventuell stagbortfall. Lasterna försvinner dock inte genom denna typ av skarv utan förs över som dragkrafter i hammarbandsprofilerna. Dessa laster måste tas om hand på något sätt antingen genom att tas upp i nästkommande hörn eller genom att föras ut i jorden via skjuvning. Det senare är dock problematiskt då hammarbandets huvudsakliga kontakt med sponten är via konsolplåtarna som inte lämpar sig för denna kraftöverföring. Kompletterande svetsarbeten och kontroller krävs. Förutom detta skall spontväggen klara att föra ut lasten till jorden. För att detta skall vara möjligt krävs allt som oftast att skjuvförmågan mellan planken säkerställs genom svetsning i låsen.

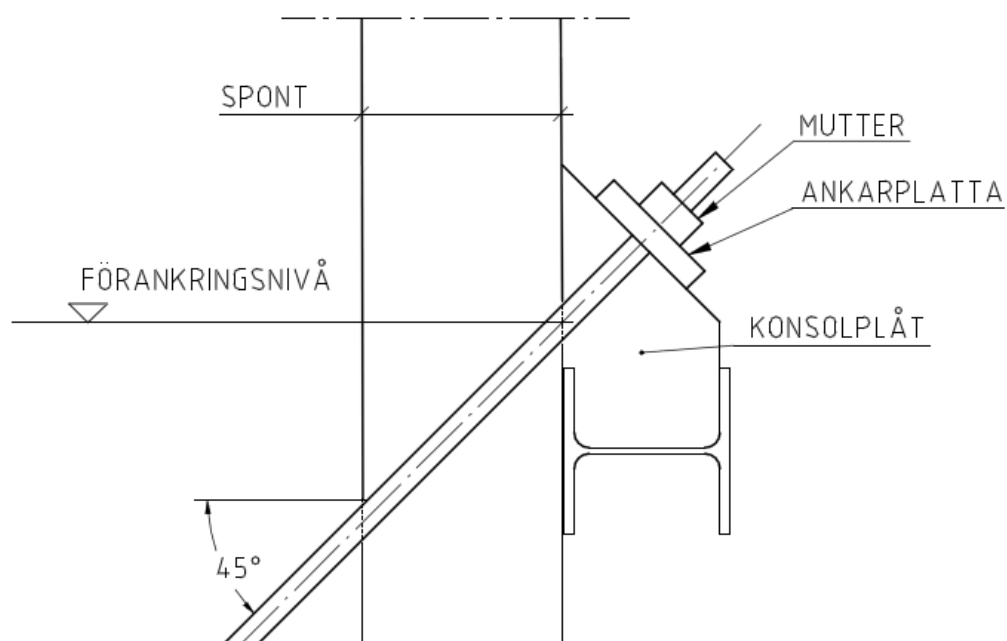
BILAGA G Detaljer



Figur G 1-3. Hammarbandsskarv av 2 st U profiler i 45° vid invändigt hörn.

Vill man inte arbeta med vinklade hammarband är ett alternativ att nyttja ett horisontellt hammarband som visas i Figur G 1-4. Detta ger ett bättre utnyttjande av själva hammarbandsprofilen. Vid staginfastningarna nyttjas ofta sk holkar. Förutom att själva holken måste dimensioneras för de olika lastsituationerna kommer denna typ av staginfastning medföra ett excentriskt upplag för hammarbandet. Såväl vertikalkomposanter som horisontalkomposanter måste beaktas. Det som allt som oftast är besvärligast att visa är spontens förmåga att tåla de koncentrerade laster som verkar direkt mellan holken och spontplankan.

BILAGA G Detaljer

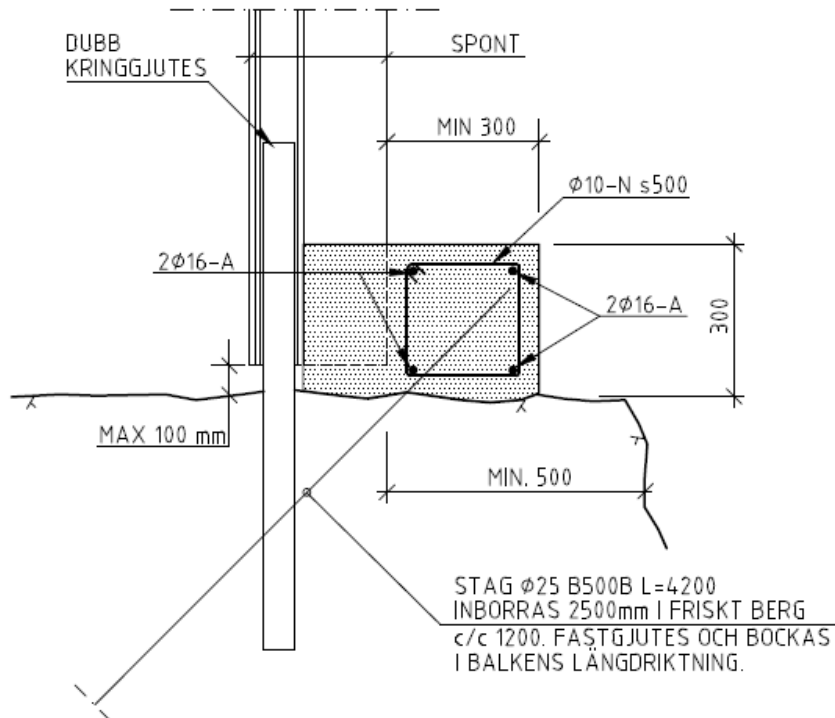


Figur G 1-4. Staganslutning till horisontellt hammarband H profil.

BILAGA G Detaljer

1.2 KANTBALK

I samband med bergschakt krävs en säkring av spontfot vid ett eventuellt lokalt bergutfall som sätter dubben ur spel.



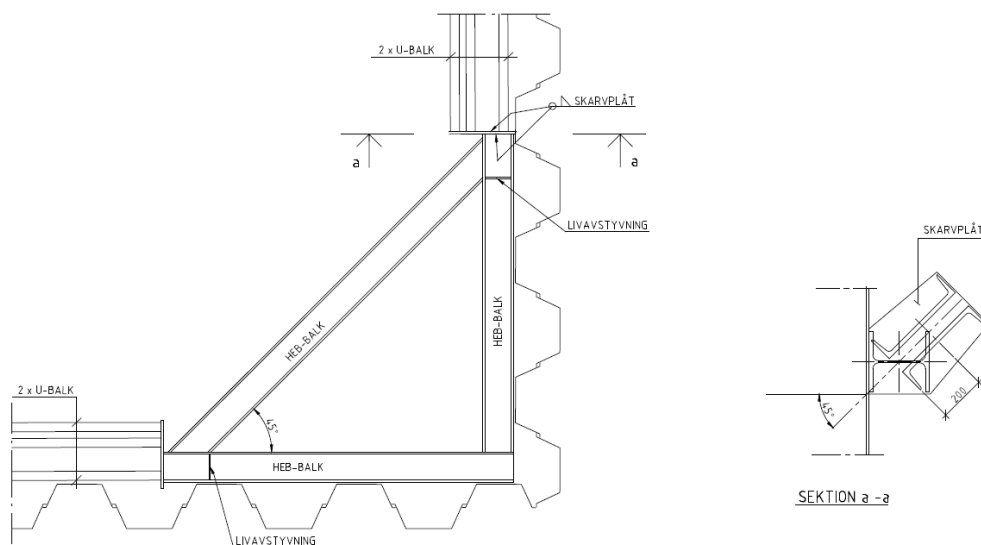
Figur G 1-5. Exempel på kantbalk.

1.3 HÖRNSTRÄVA

Vid utvändiga hörn nyttjas oftast hörnstämp, även detta medför att längsgående krafter förs in i hammarbandet. Dessa måste sedan kunna tas om hand på ett eller annat sätt.

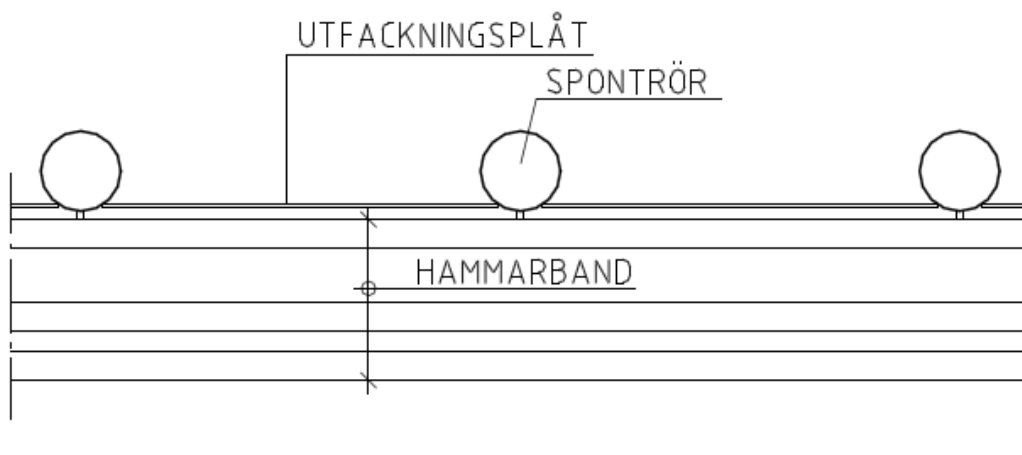
Själva stämpelet skall kontrolleras för böjknäckning och infästningarna skall kontrolleras map tvärkraftskapacitet och överföringsförmåga i svetsarna.

BILAGA G Detaljer



Figur G 1-6. Exempel på anslutning av hörnsträva. Med fördel hade nivån för H-profilerna höjts, relativt vad som framgår av sektion a-a, för att enklare föra över tryckkrafterna till U-profilerna.

1.4 UTFACKNING



Figur G 1-7. Exempel på Rörspont med utfackning av plåt.

1 EXEMPEL 1. ENBANDSSPONT I FRIKTIONSJORD – PERMANENT LAST

1.1 FÖRUTSÄTTNINGAR

Stämpad konstruktion med stämp på 1 m djup under markytan. Schaktdjup 5,0 m med bergytan 5 m under schaktbotten. Grundvattenytan belägen lägre än överkant bergyta. Bredd på schakten är 8,0 m. Permanent karakteristisk last 10 kPa bakom sponten, utlagd före drivning av sponten. Geoteknisk kategori 2. Säkerhetsklass 2.

Geotekniska förutsättningar:

Hejarsondering utförd, $H_{fa,netto} = \text{ca } 5 \text{ sl/0,2 m}$. Enligt Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner – TK Geo 13 motsvarar detta en friktionsvinkel på 32° och en Elasticitetsmodul på 12 MPa. Tunghet 18 kN/m^3 .

Undersökningens omfattning och kvalité motsvarar $\eta = 1,0$.

Partialkoefficienter

$$\gamma_M = 1,3 \quad \text{Säkerhetsklass 2} \quad \gamma_d = 0,91$$

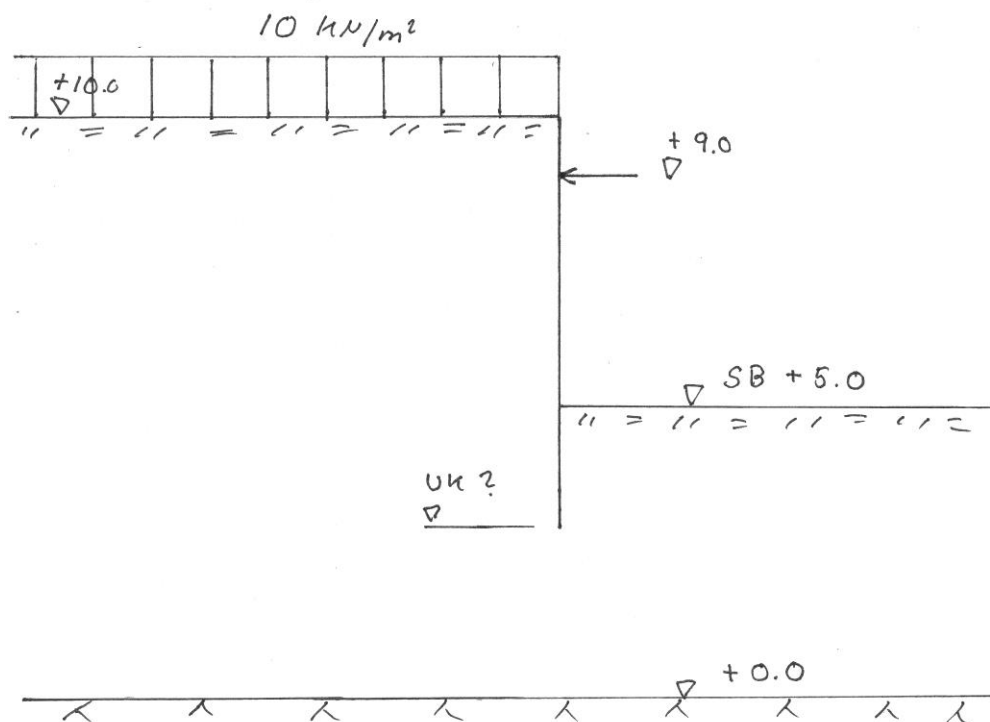
$$\gamma_{S;d,a} = 1,0$$

$$\gamma_{R;d,p} = 1,0$$

Med hänsyn till slagning av sponten har spont VL601 valts.

$$I_y = 11\,496 \text{ cm}^4/\text{m}, W_{e,y} = 742 \text{ cm}^3/\text{m}, W_{pl,y} = 858 \text{ cm}^3/\text{m}$$

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-1. Enbandsspont i friktionsjord.

1.2 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID STORA FÖRSKJUTNINGAR (BROTTGRÄNS, PUNKT 2).

Partialkoefficienter

$$\gamma_M = 1,3$$

$$\gamma_d \cdot 1,1 = 1,0 \text{ Partialkoefficient på permanent ogynnsam geoteknisk last}$$

$$\gamma_{S;d,a} = 1,0 \text{ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av aktivt nettojordtryck.}$$

$$\gamma_{R;d,p} = 1,0 \text{ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av passivt nettojordtryck.}$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 32}{1,3} = 25,7^\circ$$

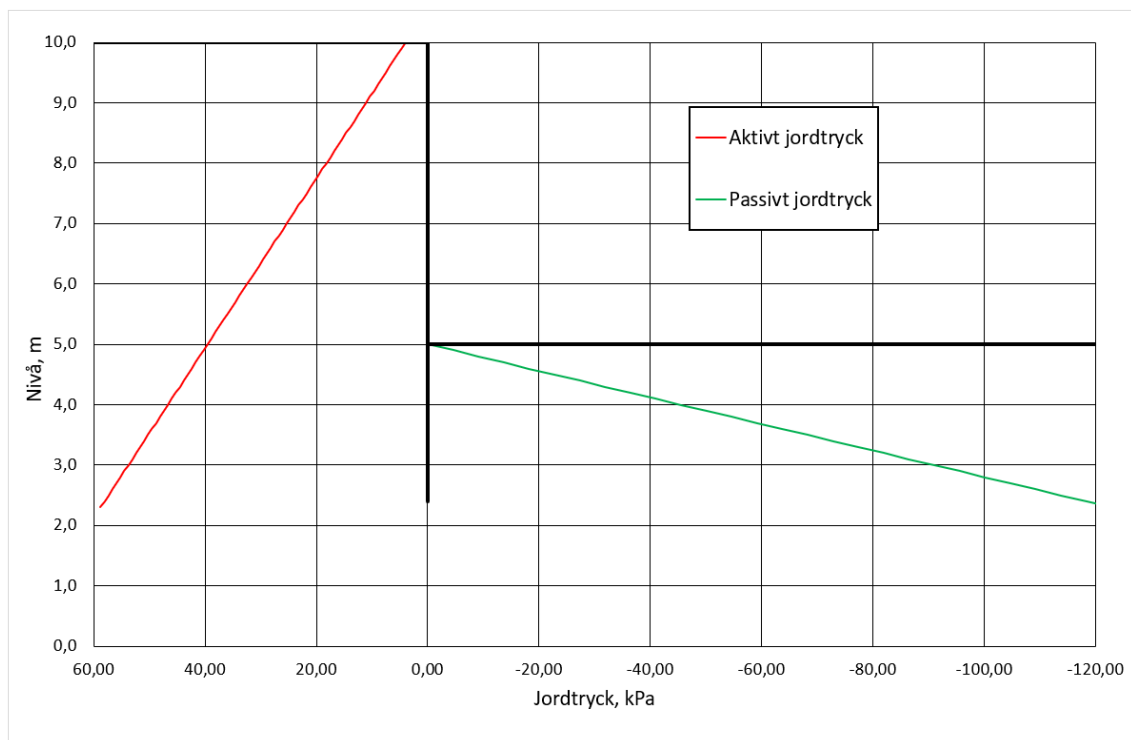
$$K_a - K_p \text{ faktorer, } \phi = 25,7^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45 - 25,7/2) = 0,3955$$

$$K_p = \tan^2(45 + 25,7/2) = 2,5287$$

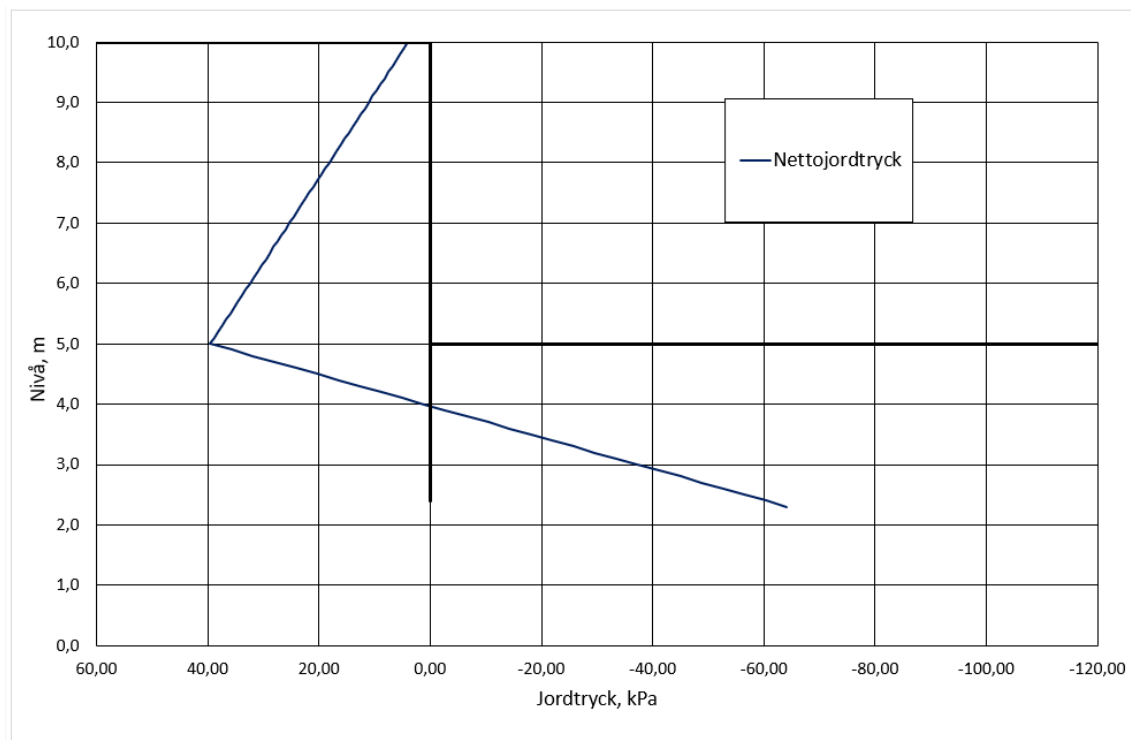
Beräknat aktivt och passivt jordtryck mot sponten redovisas i Figur H 1-2.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-2. Aktivt och passivt jordtryck vid stora deformationer.

Beräknat dimensionerande nettojordtryck mot sponten visas i Figur H 1-3. Det aktiva nettojordtrycket har multiplicerats med faktorerna $\gamma_d \cdot 1,1$ och $\gamma_{S;d,a}$. Det passiva nettojordtrycket har multiplicerats med partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$.



Figur H 1-3. Dimensionerande nettojordtryck mot sponten vid stora deformationer.

BILAGA H Beräkningsexempel

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup beräknas nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Från hammarbandsnivån och till den nivå där nettojordtrycket är noll ökar nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Under denna nivå minskar sedan momentet runt hammarbandsnivån. När momentet blir lika med noll har man nått den nivå till vilket spanten måste slås för att vara rotationsstabil för det dimensionerande nettojordtrycket, se Figur H 1-4. I detta fall blir erforderlig nedslagnings nivå + 2,3.

Hammarbandsbelastningen, Q_{FR} kan beräknas som $Q_{FR} = P_{A,n} - P_{P,n}$. I Figur H 1-5 visas beräknade $P_{A,n}$ och $P_{P,n}$ ned till nivå +2,3.

$$Q_{FR} = 129,13 - 53,07 = 76,06 \text{ kN}$$

I Figur H 1-6 visas beräknad tvärkraft och moment i spanten. Där tvärkraften är noll har momentet sitt maximala värde. I detta fall är $M = 120,8 \text{ kNm/m}$. Maximal tvärkraft $T = 68,6 \text{ kN/m}$. Axiallast $N = 0,0 \text{ kN/m}$

Momentet kan reduceras enligt Rowe, se avsnitt 4.5

$$\rho = \frac{L^4}{E \cdot I} = \frac{7,7^4}{2,0 \cdot 10^8 \cdot 11\,496 \cdot 10^{-8}} = 0,1529$$

$$\log 0,1529 = -0,8156$$

$$\alpha = \frac{H}{L} = \frac{5,0}{7,7} = 0,65$$

Diagram i avsnitt 4.5. ger $\gamma_{S,d,m} = 0,9$

$$M_{Ed} = 0,9 \cdot 120,8 = 108,7 \text{ kNm/m}$$

Sammanställning av dimensionerande snittkrafter för fallet stora deformationer (Brottgräns)

$$q_{h,Ed} = 76,06 \text{ kN/m}$$

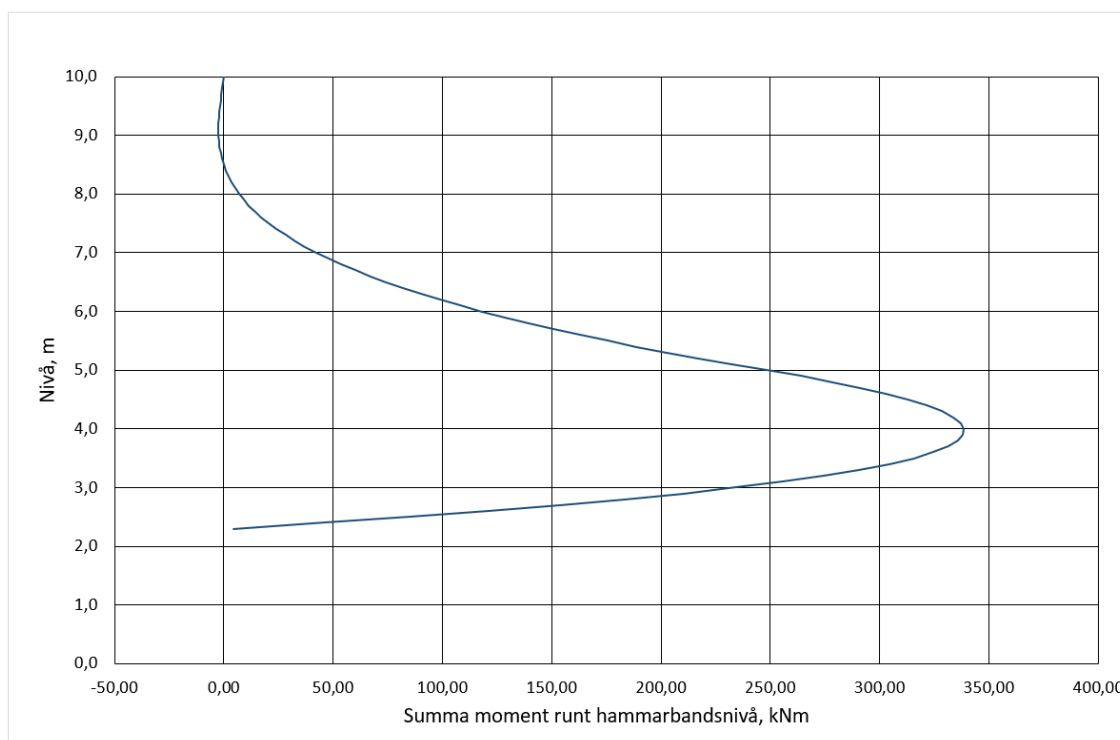
$$M_{Ed} = 108,7 \text{ kNm/m}$$

$$T_{Ed} = 68,6 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$$

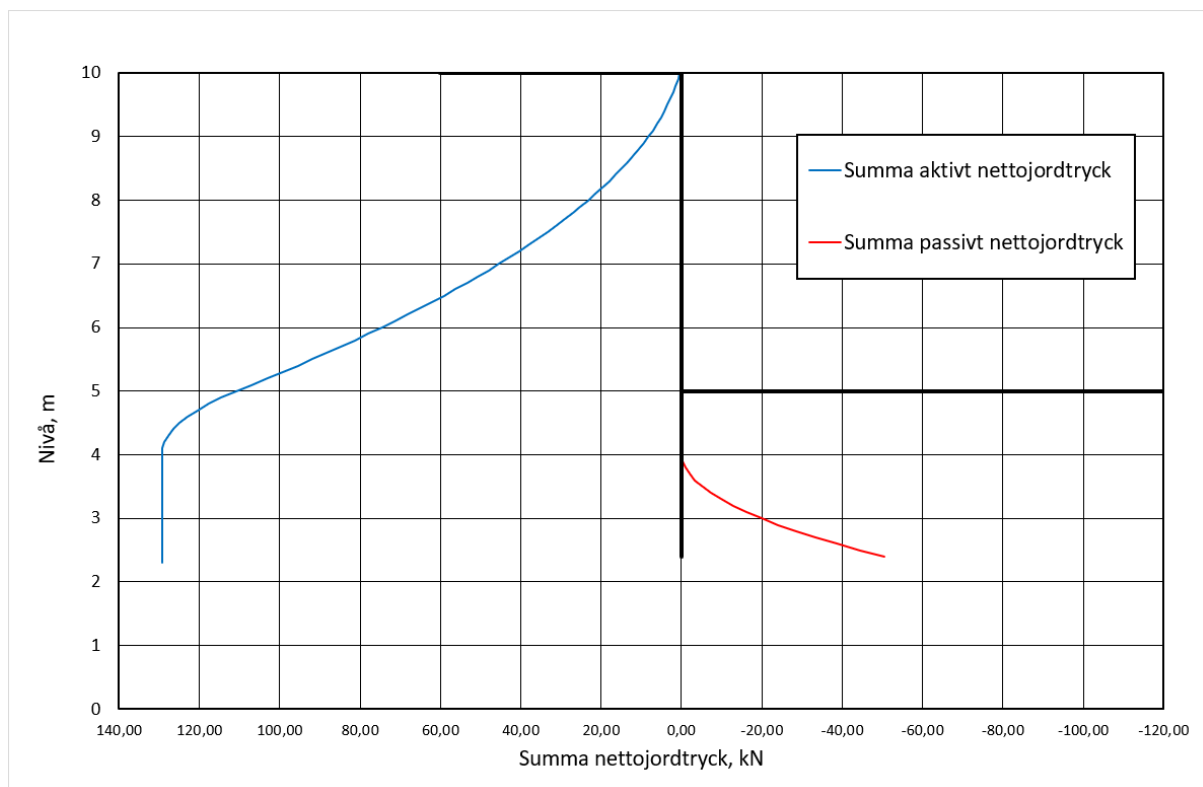
Nivå underkant spant +2,3 m.

BILAGA H Beräkningsexempel

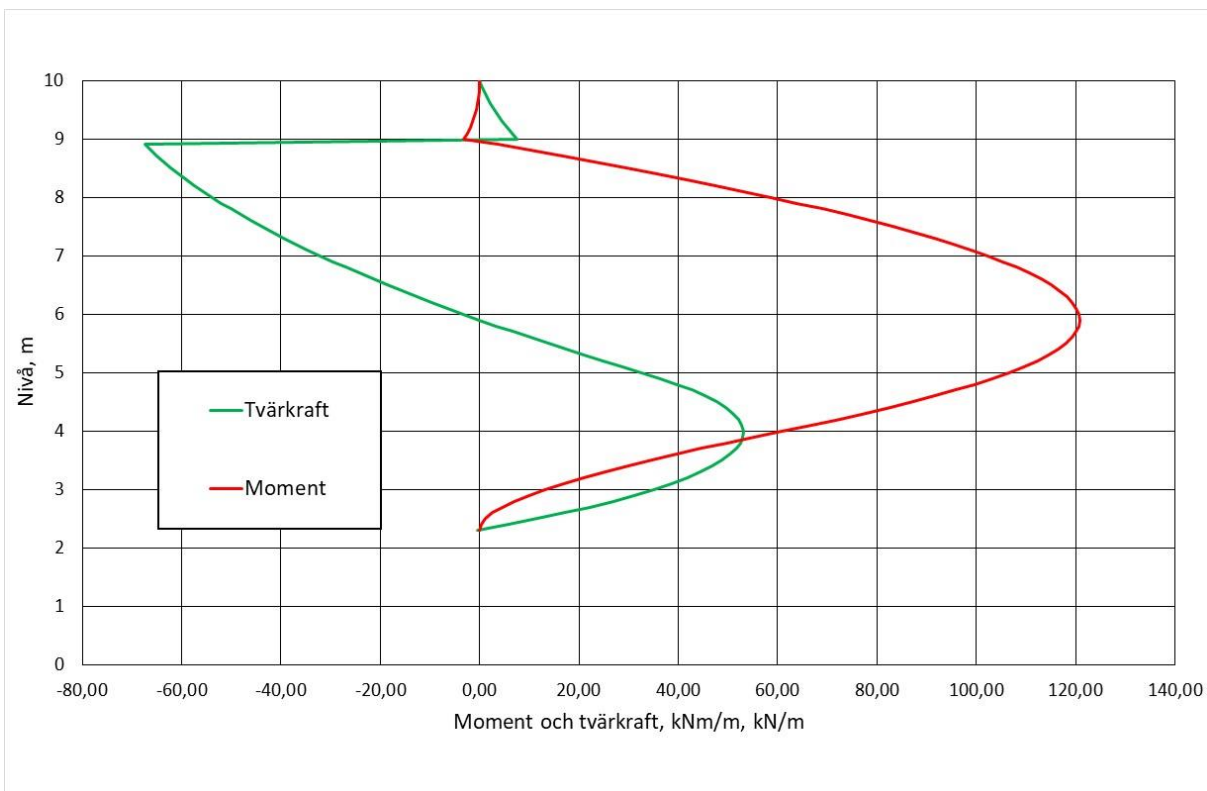


Figur H 1-4. Dimensionerande nettojordtryckets summa moment runt hammarbandsnivån vid stora deformationer.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-5. Summa aktivt och passivt dimensionerande nettojordtryck.



Figur H 1-6. Beräknat moment och tvärkraft i spanten.

BILAGA H Beräkningsexempel

1.3 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID NORMAL BELASTNING (BRUKSGRÄNS, PUNKT 1).

Modellfaktorer:

För spont:

$$\gamma_{S;d} = \frac{\gamma_d \cdot 1,4}{\eta} = 1,274$$

För stämp

$$\gamma_{S;d} = \frac{\gamma_d \cdot 1,5}{\eta} = 1,365$$

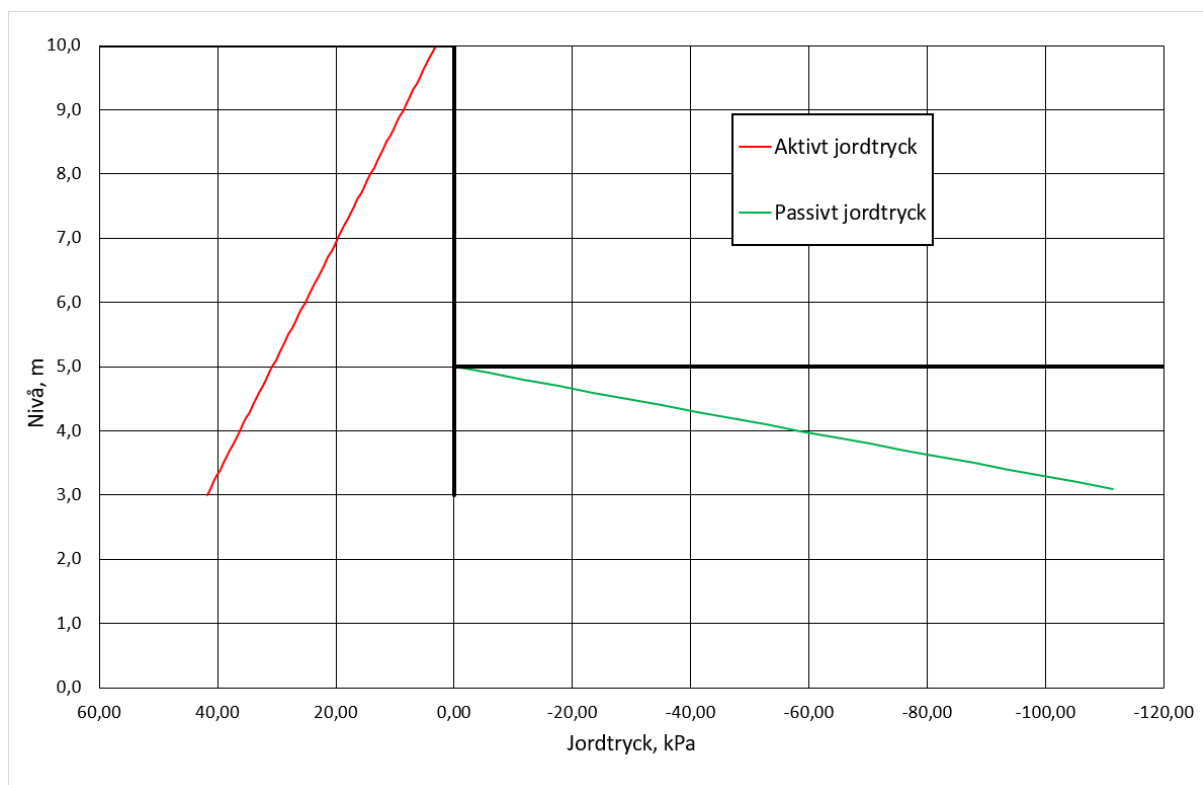
$K_a - K_p$ faktorer, $\phi = 32^\circ$

$$K_a = \tan^2(45 - 32/2) = 0,3073$$

$$K_p = \tan^2(45 + 32/2) = 3,2546$$

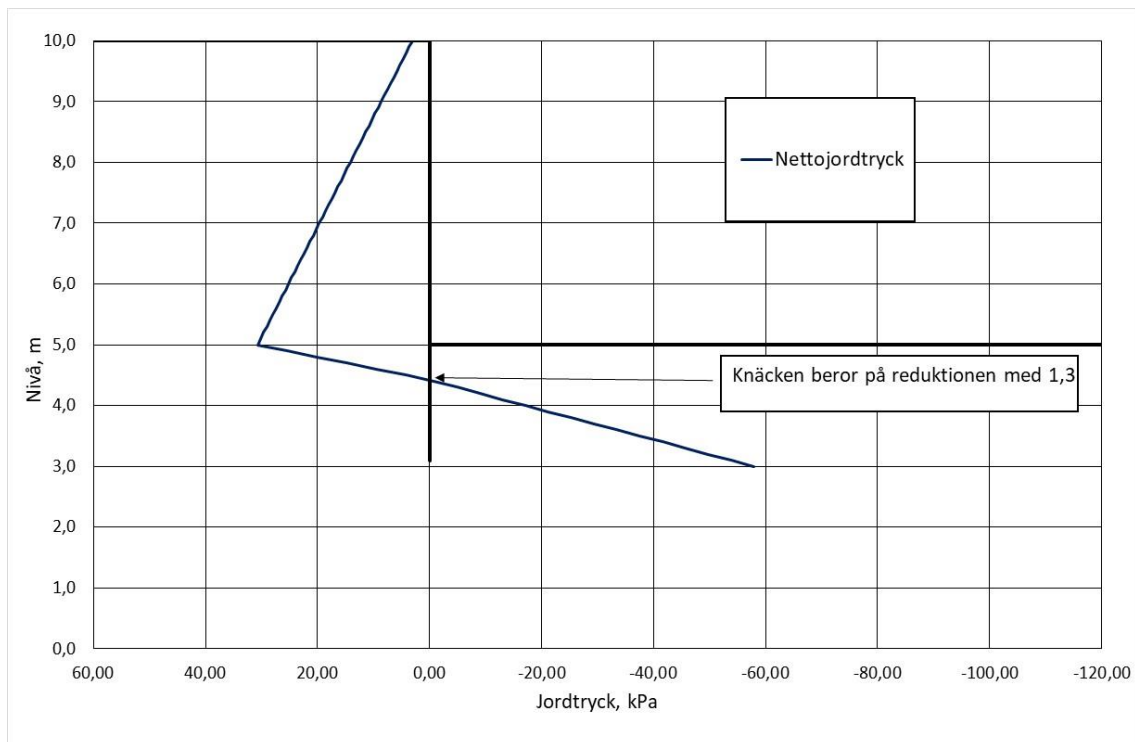
Beräknat aktivt och passivt jordtryck mot sponten redovisas i Figur H 1-7.

Beräknat nettojordtryck mot sponten visas i Figur H 1-8. Det passiva nettojordtrycket har dividerats med säkerhetsfaktorn 1,3.



Figur H 1-7. Aktivt och passivt jordtryck mot sponten.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-8. Nettojordtryck mot spanten.

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup beräknas nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Från hammarbandsnivån och till den nivå där nettojordtrycket är noll ökar nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Under denna nivå minskar sedan momentet runt hammarbandsnivån. När momentet blir lika med noll har man nått den nivå till vilket spanten måste slås för att vara rotationsstabil med en säkerhet lika med 1,3 på det passiva nettojordtrycket, se Figur H 1-9. I detta fall blir erforderlig nedslagnings nivå + 3,0.

Hammarbandsbelastningen, Q_{FR} kan beräknas som $Q_{FR} = P_{A,n} - P_{P,n}$, då endast permanenta laster är aktuella. I Figur H 1-10 visas beräknade $P_{A,n}$ och $P_{P,n}$ ned till nivå +3,1.

$$Q_{FR} = 93,41 - 40,20 = 53,21 \text{ kN}$$

I Figur H 1-11 visas beräknad tvärkraft och moment i spanten utan inverkan av förspänningseffekten. Där tvärkraften är noll har momentet sitt maximala värde. I detta fall är $M = 76,26 \text{ kNm/m}$ på nivå ca +6,2. Maximal tvärkraft $T = 46,48 \text{ kN/m}$. Axiallast $N = 0,0 \text{ kN/m}$

Hammarbandet stämpas. För att ta hänsyn till att stämpan är styvare än stag sätts förspänningslasten lika med $0,8 \cdot Q_{FR}$ när Q_{tot} beräknas enligt ekvation 6-1, se avsnitt 6.3.

$$q_{h, \text{serv}} = Q_{tot} = 0,8 \cdot 53,21 + 0,4 \cdot 0,8 \cdot 53,21 = 59,6/\text{m}$$

Förspänningseffekten är +12% vilket återspeglas i att även spantmomentet stiger med 12%.

Momentet kan reduceras enligt Rowe, se avsnitt 4.5.

$$\rho = \frac{L^4}{E \cdot I} = \frac{7,0^4}{2,0 \cdot 10^8 \cdot 11 \cdot 496 \cdot 10^{-8}} = 0,1044$$

$$\log 0,1044 = -0,9811$$

BILAGA H Beräkningsexempel

$$\alpha = \frac{H}{L} = \frac{5,0}{7,0} = 0,714$$

Diagram i avsnitt 4.6.1.3.3. ger $\gamma_{S;d,m} = 0,9$

$$M_{\text{serv}} = 0,9 \cdot 76,26 \cdot 1,12 = 76,87 \text{ kNm/m}$$

För att säkerställa rotationsstabiliteten ökas underslagningen med

$$76,26 \cdot 0,12 = 55 \cdot \Delta d \cdot (6,2 - 3,1 + \Delta d/2)$$

$$\Delta d = 0,06 \text{ m}$$

Sammanställning av beräknade snittkrafter för fallet normal belastning

$$q_{h,\text{serv}} = 59,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{serv}} = 76,87 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{serv}} = 46,48 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{serv}} = 0,0 \text{ kN/m}$$

Nivå underkant spont +3,0 m.

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillstånd baserat på fallet normal belastning:

$$q_{h,\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h,\text{serv}} = 1,365 \cdot 59,6 = 81,35 \text{ kN/m}$$

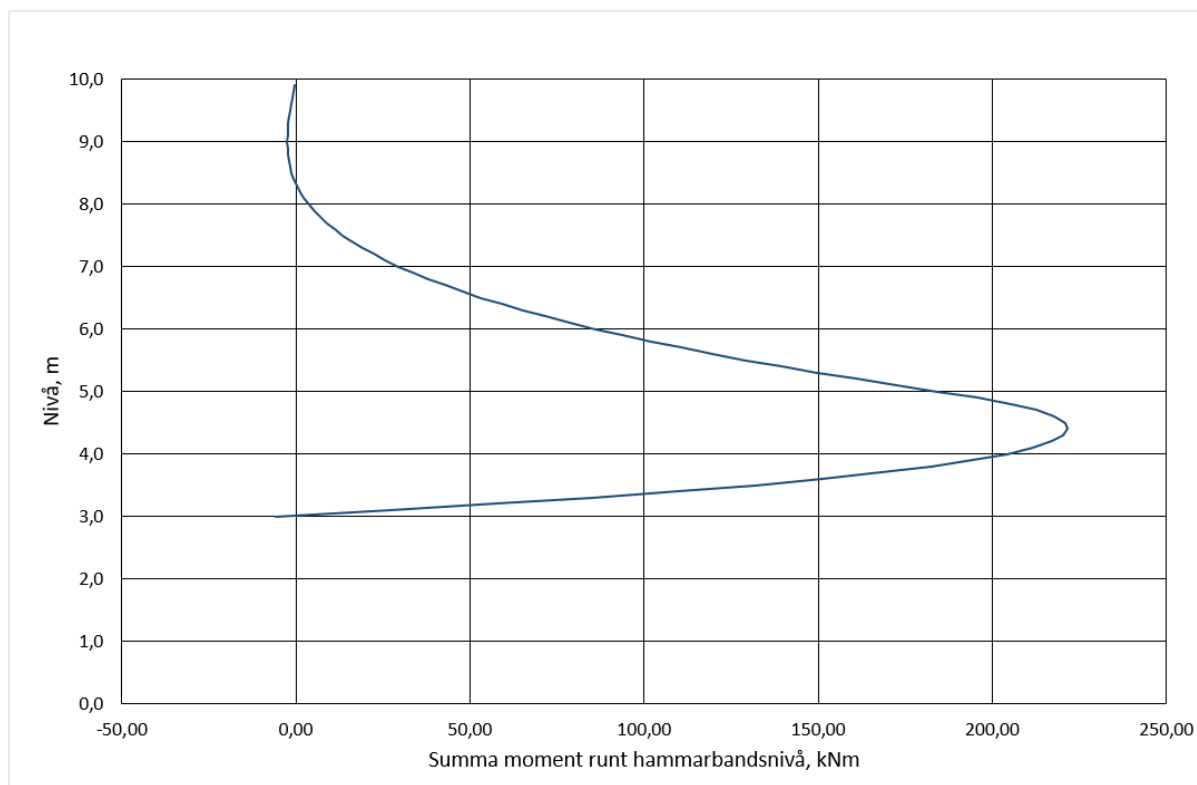
$$M_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot M_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 76,87 = 97,93 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot T_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 46,48 = 59,22 \text{ kN/m}$$

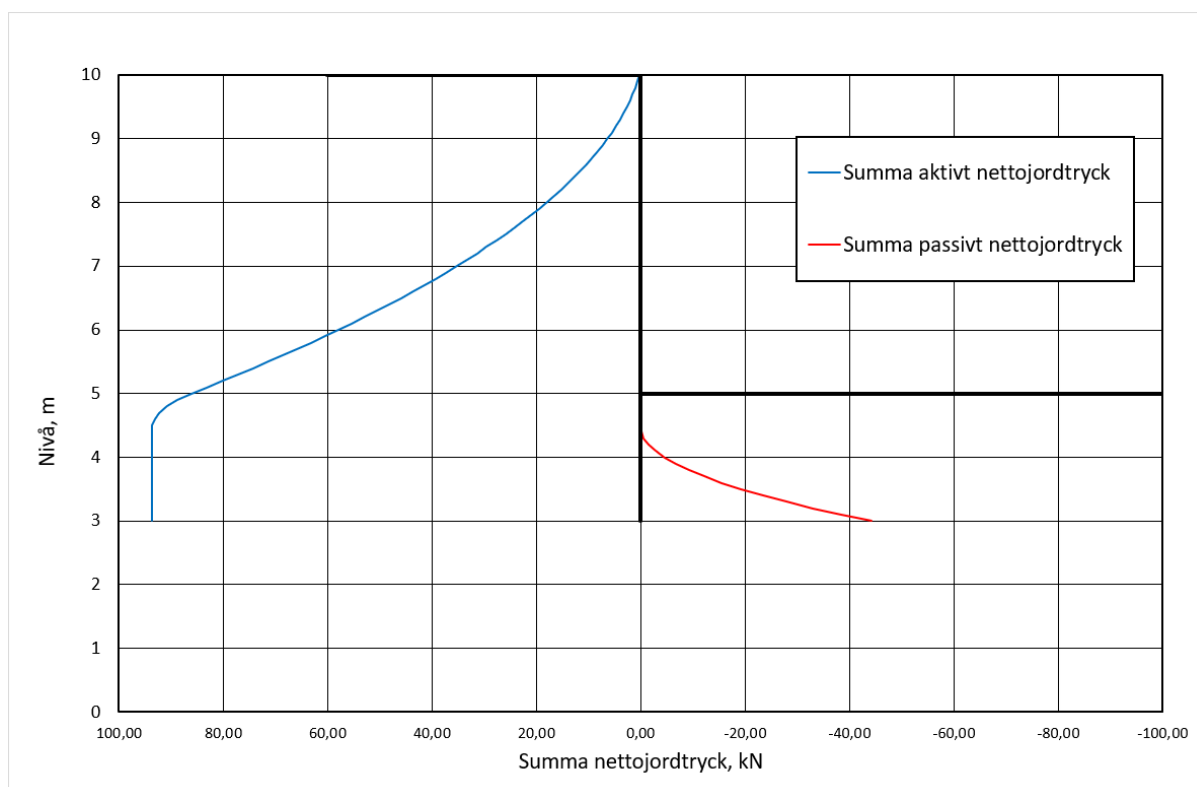
$$N_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot N_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}$$

UK spont 3,0 m.

BILAGA H Beräkningsexempel

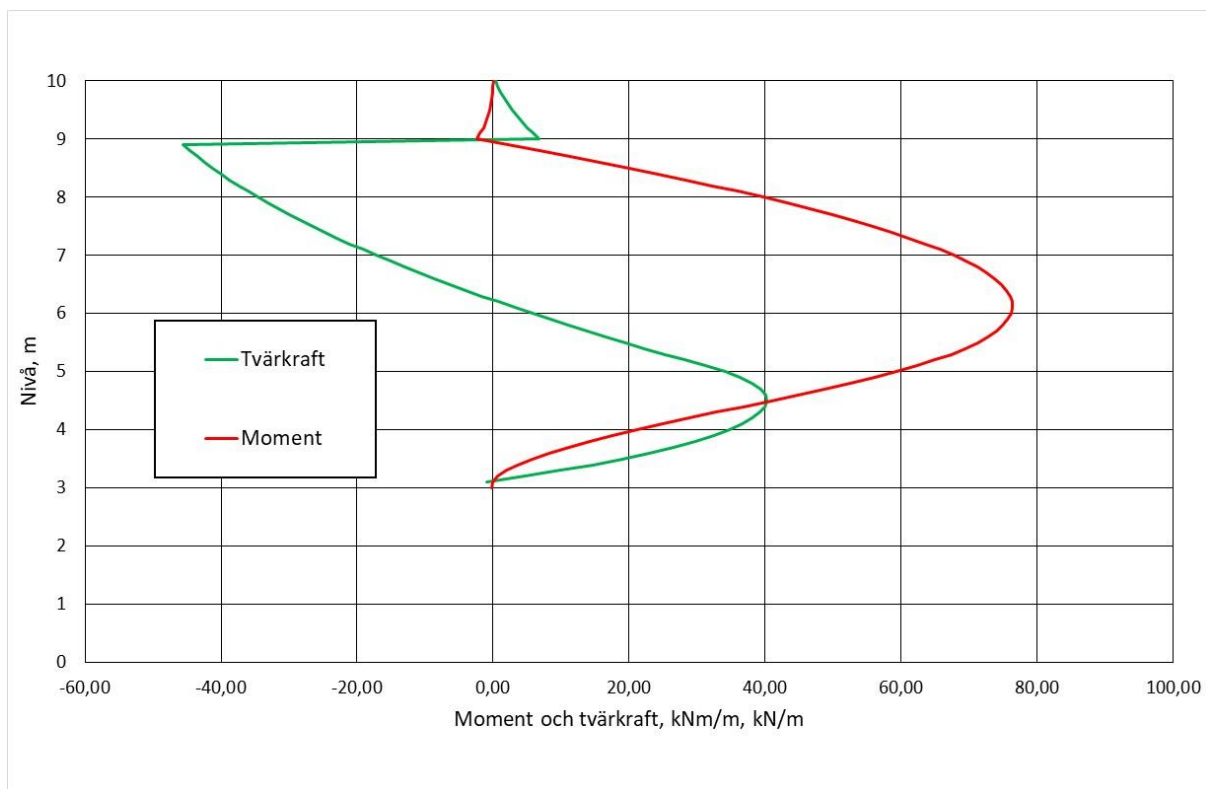


Figur H 1-9. Nettojordtryckets summa moment runt hammarbandsnivån.



Figur H 1-10. Summa aktivt och passivt nettojordtryck.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-11. Tvärkraft och moment i sponten.

BILAGA H Beräkningsexempel

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillståndet med jämviktsbetraktelse

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normal belastning förstorade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora förskjutningar, nedanstående tabell.

	Vid stora förskjutningar	Vid normal belastning	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	76,06 kN/m	81,35 kN/m	81,36 kN/m
M_{Ed}	108,7 kNm/m	97,93 kNm/m	108,7 kNm/m
T_{Ed}	68,6 kN/m	59,22 kN/m	68,6 kN/m
N_{Ed}	0 kN/m	0 kN/m	0 kN/m
Uk spont	+2,3 m	+3,0 m	+2,3 m

1.4 DIMENSIONERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT

Spontväggen

Vald profil VL601

Flänsbredd 253,4 mm, flänstjocklek 7,5 mm, livtjocklek 6,4 mm, profilhöjd 310 mm, använd stålqualité 355 N/mm² => $\varepsilon=0,81$.

Kontroll av tvärsnittsklass

$$\frac{b}{t_f} = \frac{253,4}{7,5} = 41,7 \leq 49 \text{ Alltså tvärsnittsklass 3. Gränsen för TK 2 är } \leq 37$$

Kontroll av momentkapacitet

Eftersom sponten tillhör tvärsnittsklass 3 kan man inte använda den plastiska momentkapaciteten. I detta fall räcker det dock med det elastiska. Vi förutsätter vidare att någon glidning i låsen inte uppkommer eftersom sponten är slagen i friktionsjord $\beta_B = 1,0$

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y = 1,0 \cdot 742 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 263 \text{ kNm/m} > 108,7 \text{ kNm/m}$$

Reduktion av bärförmågan med hänsyn till tvärkraftens storlek.

Tvärkraftens dimensioneringsvärde V_{Ed} bör i varje snitt uppfylla kravet

$$V_{Ed} < V_{PL,Rd}$$

$V_{PL,Rd}$ är den dimensionerande plastiska bärförmågan för ett liv.

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{0,0064 \cdot (0,310 - 0,0075) \cdot 355000}{\sqrt{3}} = 397 \text{ kN}$$

Dimensionerande tvärkraft per liv

$$V_{Ed} = 68,6 \cdot \frac{1,2}{2} = 41,16 \text{ kN}$$

Dvs ingen reduktion av momentkapaciteten med hänsyn till tvärkraftens storlek krävs.

Kontroll av spontlivets bärförmåga för skjuvbuckling behöver ej kontrolleras.

BILAGA H Beräkningsexempel

Bärförmåga för böjd, tryckt och skjувbelastad spont

Knäckning behöver inte beaktas i kombination med böjning och tryck om $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$

Eftersom sponten är stämpad med horisontella stämp får vi ingen normalkraft i sponten. Dvs knäckning är inte problem.

Vald profil VL601 har tillräcklig kapacitet.

Hammarband och stämp.

Momentbelastning $M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{12}$

Valt stämpavstånd 5.0

Vald hammarbandsdimension HEB200 tvärsnittsklass 1. $W_{el} = 570 \cdot 10^{-6}$

Momentbelastning hammarband

$$M_{Ed} = \frac{81,35 \cdot 5^2}{12} = 169,5 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet HEB200

$$M_{z,Rd} = W_{el} \cdot f_y = 570 \cdot 10^{-6} \cdot 345 \cdot 10^3 = 196,7 \text{ kNm} > 169,5$$

Vald profil har erforderlig momentkapacitet.

Stämplast

$$N_{Ed} = q_{h,Ed} \cdot 5,0 = 81,35 \cdot 5 = 406,7 \text{ kN}$$

Största tvärkraft i hammarband.

$$V_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{406,7}{2} = 203,4 \text{ kN}$$

Vid komplicerade konstruktioner kan ett tvärkraftsdiagram behöva upprättas upp.

Bärförmåga för tvärkraft, vridning förekommer ej.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{Plastisk bärförmåga för balkliv}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 7808 - 2 \cdot 200 \cdot 15 + (9 + 2 \cdot 18) \cdot 15 = 2483 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 2483 \cdot \frac{345}{\sqrt{3}} = 494,6 \text{ kN}$$

Följande ska vara uppfyllt

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} \leq 1$$

För I- och H-tvärsnitt kan skjuvspänningen bestämmas enligt:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{om} \quad \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

BILAGA H Beräkningsexempel

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{3139}{1530} = 2,052 > 0,6$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{203,4 \cdot 10^3}{1530} = 132,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} = \frac{132,9}{\frac{345}{\sqrt{3}}} = 0,667 < 1,0$$

$$V_{Ed} < 50\% \text{ av } V_{pl,Rd} = 254$$

Bärförmågan för moment behöver inte reduceras.

Någon normalkraft förekommer inte i hammarbandet.

Momentbelastning i stämp

$Q = 20 \text{ kN}$ i mitten av stämp.

$$M_{Ed} = \frac{Q \cdot L}{4} = \frac{20 \cdot 8}{4} = 40 \text{ kNm.}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

Dimensionering av stämp enligt SS-EN 1993-1-1:2005

Knäckning i styva riktningen inklusive belastning från HB + stötlast, Stämpan isoleras varför inverkan av temperatur försummas.

Indata: Yttre belastning $N_{Ed} = 406,7 \text{ kN}$ $M_{Ed} = 40 \text{ kNm}$ Antagen balk dim. HEB 180 Egenvikt $q_d = 0,51 \text{ kN/m}$ Knäcklängd l_c : 8,00 m f_y : 355 MPa Säkerhetsklass: 2 $\gamma_n = 0,91$ $\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M1} = 1,0$	Moment av egenvikt och yttre last $M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_n \cdot \frac{q_d \cdot l^2}{8} + 40$ $\sum M_{Ed} = 4,1 + 40 = 44,1 \text{ kNm}$																
Bestämning av tvärsnittsklass: <table><tr><td>Liv</td><td>Fläns</td></tr><tr><td>$c/t = 14,35$</td><td>$c/t = 5,05$</td></tr><tr><td>$\varepsilon = 0,81$</td><td></td></tr><tr><td>$33 \cdot \varepsilon = 26,85$</td><td>$9 \cdot \varepsilon = 7,32$</td></tr><tr><td>$38 \cdot \varepsilon = 30,92$</td><td>$10 \cdot \varepsilon = 8,14$</td></tr><tr><td>$42 \cdot \varepsilon = 34,17$</td><td>$14 \cdot \varepsilon = 11,39$</td></tr><tr><td style="text-align: center;">↓</td><td style="text-align: center;">↓</td></tr><tr><td style="text-align: center;">TVK 1</td><td style="text-align: center;">TVK 1</td></tr></table>	Liv	Fläns	$c/t = 14,35$	$c/t = 5,05$	$\varepsilon = 0,81$		$33 \cdot \varepsilon = 26,85$	$9 \cdot \varepsilon = 7,32$	$38 \cdot \varepsilon = 30,92$	$10 \cdot \varepsilon = 8,14$	$42 \cdot \varepsilon = 34,17$	$14 \cdot \varepsilon = 11,39$	↓	↓	TVK 1	TVK 1	Tvärsnittskonstanter: $X_{LT} = 1,0$ $W_{pl} = 481,00 \text{ cm}^3$ $W_{el} = 426,00 \text{ cm}^3$ $A = 20,4 \text{ cm}^2$ $E \cdot I = 8045,1 \text{ kNm}^2$ $w_z = 1,1291$
Liv	Fläns																
$c/t = 14,35$	$c/t = 5,05$																
$\varepsilon = 0,81$																	
$33 \cdot \varepsilon = 26,85$	$9 \cdot \varepsilon = 7,32$																
$38 \cdot \varepsilon = 30,92$	$10 \cdot \varepsilon = 8,14$																
$42 \cdot \varepsilon = 34,17$	$14 \cdot \varepsilon = 11,39$																
↓	↓																
TVK 1	TVK 1																
6.3.1.3 Böjknäckning $N_{Rd} > N_{Ed}$ Knäckningskurva = b $N_{b,Rd} = X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ $\alpha = 0,34$ $N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2$ $N_{cr} = 1240 \text{ kN}$ Beräkning av X $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda} = 1,37$ $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi = 1,63$ $X_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$ $X_z = 0,396$ $N_{b,Rd} = 918,0 \text{ kN}$ $N_{Rk} = A \cdot f_y$ $N_{Rk} = 2318,2 \text{ kN}$ Proc. utnyttj. 44 %	6.2.5 Böjmoment $M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$ $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$ $M_{c,Rd} = 170,8 \text{ kNm}$ $M_{z,Rk} = 170,8 \text{ kNm}$ Proc. utnyttj. 26 %																
6.3.3 Böjda och tryckta bärverksdelar med konstant tvärsnitt Iterationsfaktor k_{zz} enligt Metod 1 Bilaga A till SS-EN 1993-1-1:2005. <table><tr><td>$w_z = 1,13$</td><td>$C_{mz} = 0,940994097$</td><td>$1/w_z = 0,885654886$</td></tr><tr><td>$N_{cr} = 1240$</td><td>$C_{zz} = 0,9533566903$</td><td>$k_{zz} = 1,134286944$</td></tr></table> $\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0$ $\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk}} = 0,443$ $k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,293$ Summa: 0,736 < 1 OK		$w_z = 1,13$	$C_{mz} = 0,940994097$	$1/w_z = 0,885654886$	$N_{cr} = 1240$	$C_{zz} = 0,9533566903$	$k_{zz} = 1,134286944$										
$w_z = 1,13$	$C_{mz} = 0,940994097$	$1/w_z = 0,885654886$															
$N_{cr} = 1240$	$C_{zz} = 0,9533566903$	$k_{zz} = 1,134286944$															

BILAGA H Beräkningsexempel

Kontroll av om livavstyvningar behövs

Kontroll av skjuvbuckling

Enligt SS-EN 1993-1-5-2006 avsnitt 5.

HEB 200 $h_w = 170$ mm, $t_w = 9$ mm

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{170}{9} = 18,9$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[\text{N/mm}^2]}} = 0,81$$

S355 ger $\eta = 1,2$

$$\frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,6$$

$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ Skjuvbuckling behöver inte kontrolleras.

Intryckning under koncentrerad last

Enligt avsnitt SS-EN 1993-1-5 avsnitt 6.2

$F_{Ed} = 406,7$ kN

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}}$$

$f_{yw} = 355$ N/mm² (livets sträckgräns)

$t_w = 9$ mm

$t_f = 15$ mm

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y$$

Belastningen är av typ a figur 6.1 i SS-EN 1993-1-5.

Antag att stämpet svetsas med a-mått 5 mm till hammarbandet.

Effektiv belastad längd:

$$l_y = S_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2})$$

$$S_s = 8,5 + 2 \cdot 5 \cdot \sqrt{2} = 22,64 \text{ mm}$$

$t_f = 15$ mm

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} = \frac{355 \cdot 200}{355 \cdot 9} = 22,2$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right) = 0,02 \cdot \left(\frac{170}{15}\right) = 0,2267$$

$$l_y = 22,2 + 2 \cdot 15 \cdot (1 + \sqrt{22,2 + 0,2267}) = 194 \text{ mm}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \text{ vid inga livavstyvningar } k_F = 6$$

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \cdot 6 \cdot 210 \cdot \frac{9^3}{170} = 4862 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,194 \cdot 0,009 \cdot 355 \cdot 10^3}{4862}} = 0,357$$

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} = \frac{0,5}{0,357} = 1,4 \leq 1$$

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y = 1,0 \cdot 194 = 194 \text{ mm}$$

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \cdot 10^3 \cdot 0,194 \cdot 0,009}{1} = 619,8 \text{ kN}$$

$F_{Rd} > F_{Ed}$ Livavstyvningar behövs inte.

BILAGA H Beräkningsexempel

1.5 SAMVERKANSANALYS MED PLAXIS

Indata:

Friktionsvinkel= 32°

Friktion mellan spont och jord, friktionsvinkel = $2/3 \cdot 32 = 21,3^\circ$. Vid samverkansberäkningar anger man trolig friktion mellan spont och jord. Vid analytiska jämviktsberäkningar sätts friktionen vanligtvis lika med noll eftersom dess riktning är beroende av spontens deformation och denna tar man inte hänsyn till vid analytiska jämviktsberäkningar.

Elasticitetsmodul= 12 000 KPa

Tunghet = 18 kN/m³

$K_0 = 0,47$

Materialmodell Mohr-Coulomb.

Stämp HEB180 s-avstånd 5,0 m, $EA=1,370 \cdot 10^6$ kN.

Spont VL601. $EA = 1,966 \cdot 10^6$ kN/m. $EI = 22,99 \cdot 10^3$ kNm²/m.

$W_{ey} = 742$ cm³/m.

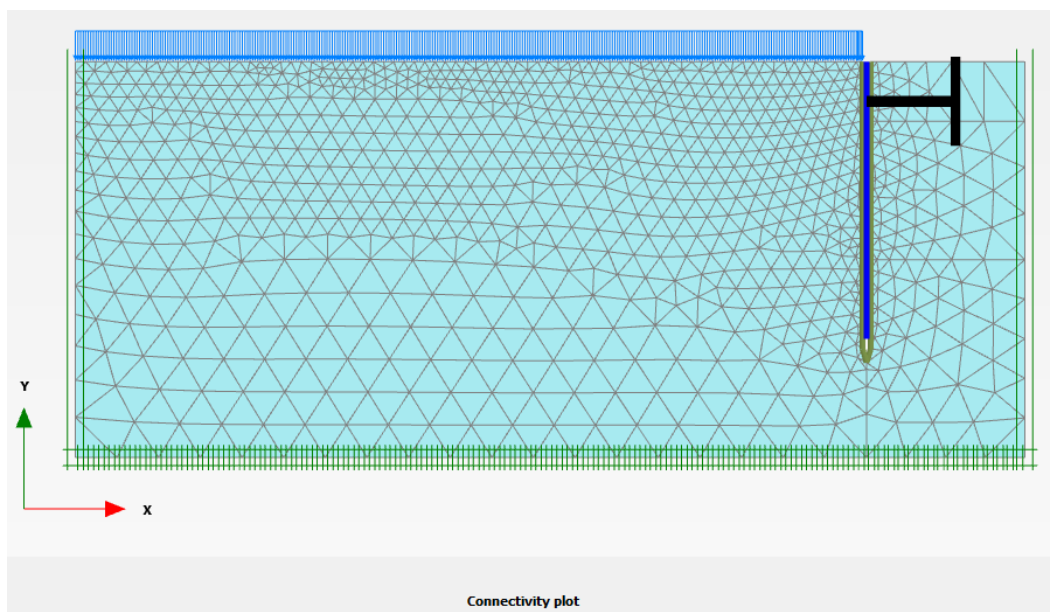
$W_{py} = 858$ cm³/m

Ingen låsglidning antas på grund av slagning av dubbelplank i friktionsjord.

$\beta_B = 1,0$

$\beta_D = 1,0$

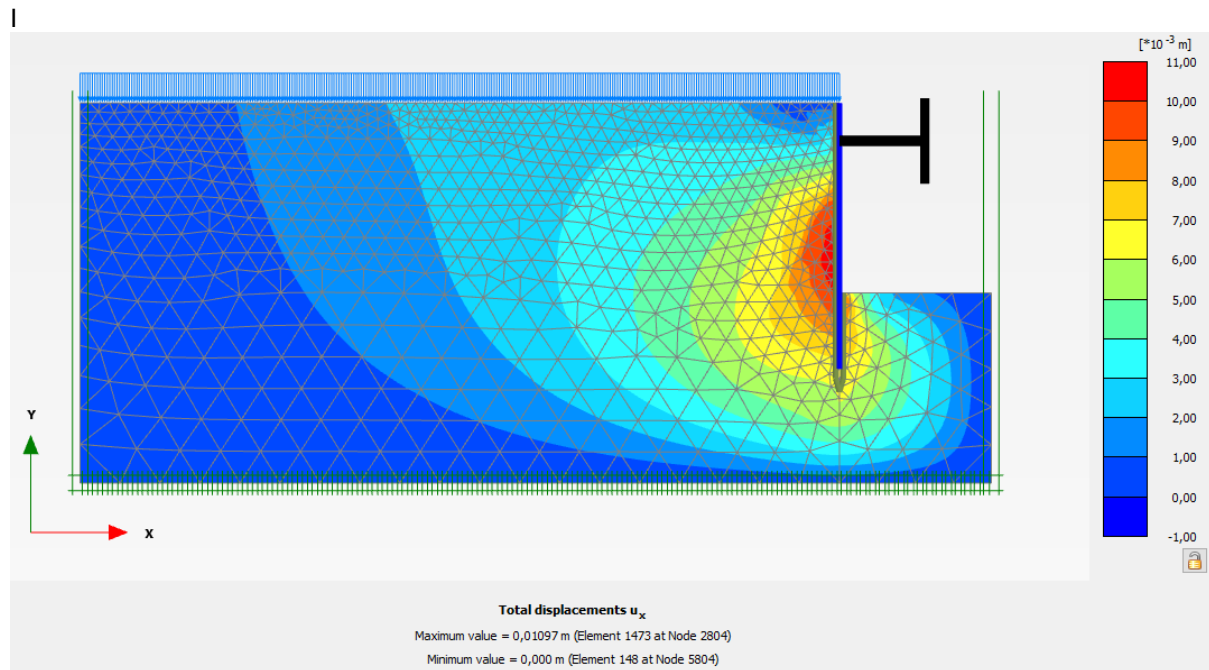
Det använda elementnätet för samverkansanalys med Plaxis visas i Figur H 1-12. Interfaceelementen (Övergångselement) runt sponten har dragits ned 0,5 m under spontunderkant för att undvika spänningskoncentrationer vid underkant spont.



Figur H 1-12. Elementnät för Plaxis analys.

BILAGA H Beräkningsexempel

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup har beräkningar med olika elementnät genomförts där spontunderkant har varierats. Vid schakt till fullt djup har en s.k. c/Φ reduktion genomförts. I Figur H 1-13 visas reduktionsfaktorn som funktion av beräknings step för två olika elementnät, ett med underkant spont på nivå +3,5 och ett med underkant spont på nivå +3,0. Med underkant spont på nivå +3,5 uppfylls inte rotationsstabiliteten vid en reduktion av hållfastheten med faktorn 1,3. Underkant spont väljs därför till +3,0 vid de fortsatta analyserna.



Figur H 1-14 -

Figur H 1-19 visas beräknade horisontaldeformationer, beräknade vertikaldeformationer, beräknad mobiliseringsgrad, beräknat moment i spont, beräknad tvärfkraft i spont och beräknade jordtryck mot sponten vid schakt till fullt djup. Nedan visas en sammanställning av beräknade snittkrafter vid normal belastning.

Sammanställning vid normal belastning, samverkansanalys

$$q_{h, \text{serv}} = 58,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{serv}} = 39,8 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{serv}} = 34,3 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{serv}} = 28,8 \text{ kN/m}$$

Underkant spont +3,0 m.

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillstånd baserat på normalbelastning:

$$q_{h, \text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h, \text{serv}} = 1,365 \cdot 58,0 = 79,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot M_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 39,8 = 50,7 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot T_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 34,3 = 43,7 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot N_{\text{serv}} = 1,274 \cdot 28,8 = 36,7 \text{ kN/m}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

Underkant spont +3,0 m.

Sammanställning av dimensionerande snittkrafter stora deformationer (Brottgräns), samverkansanalys

Efter reduktion av jordens hållfasthet med faktor $\gamma_M=1,3$ erhålla följande snittkrafter i konstruktionen

$$q_{h,Ed} = 90,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 71,8 \text{ kNm/m}$$

$$T_{Ed} = 56,3 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 27,9 \text{ kN/m}$$

UK spont +3,0 m.

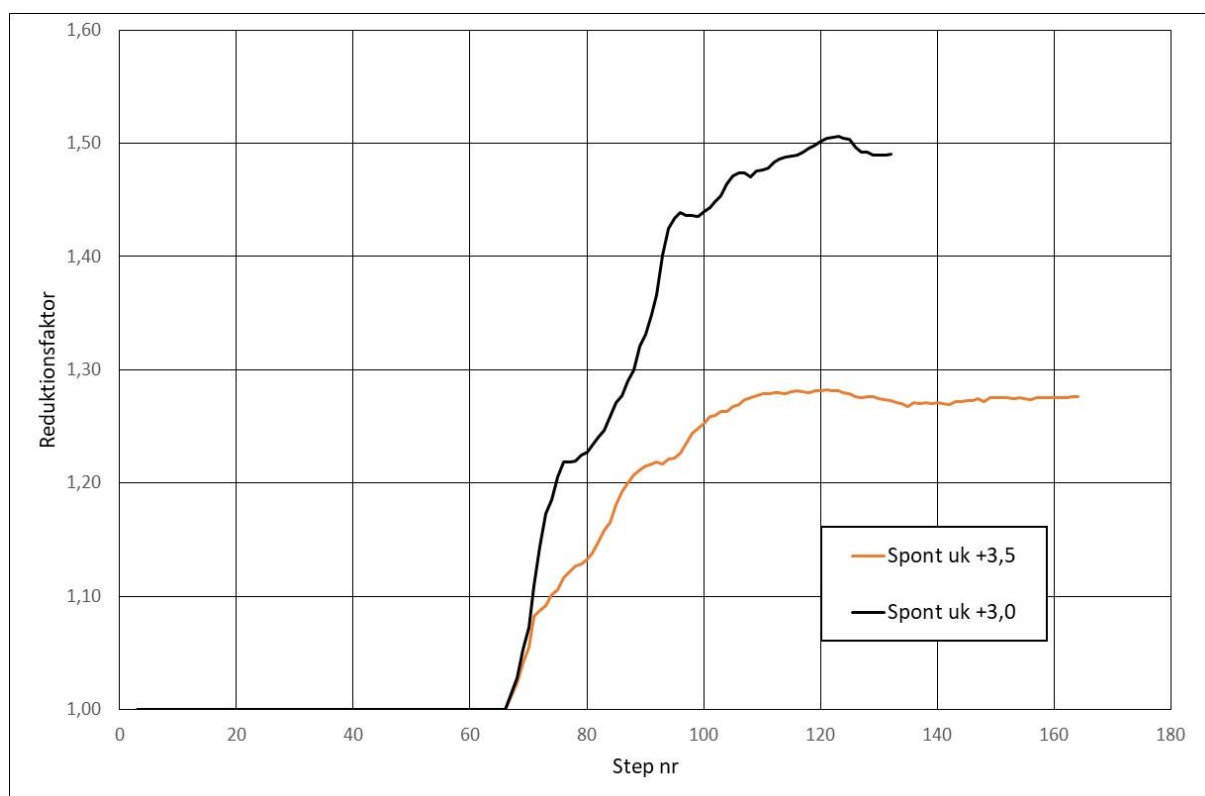
Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillståndet vid samverkansberäkning

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normalbelastning förstorade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora deformationer. Väljer man att slå sponten till nivå +3,0 minskar de dimensionerande snittkrafterna.

I detta fall blir de dimensionerande snittkrafterna enligt nedan.

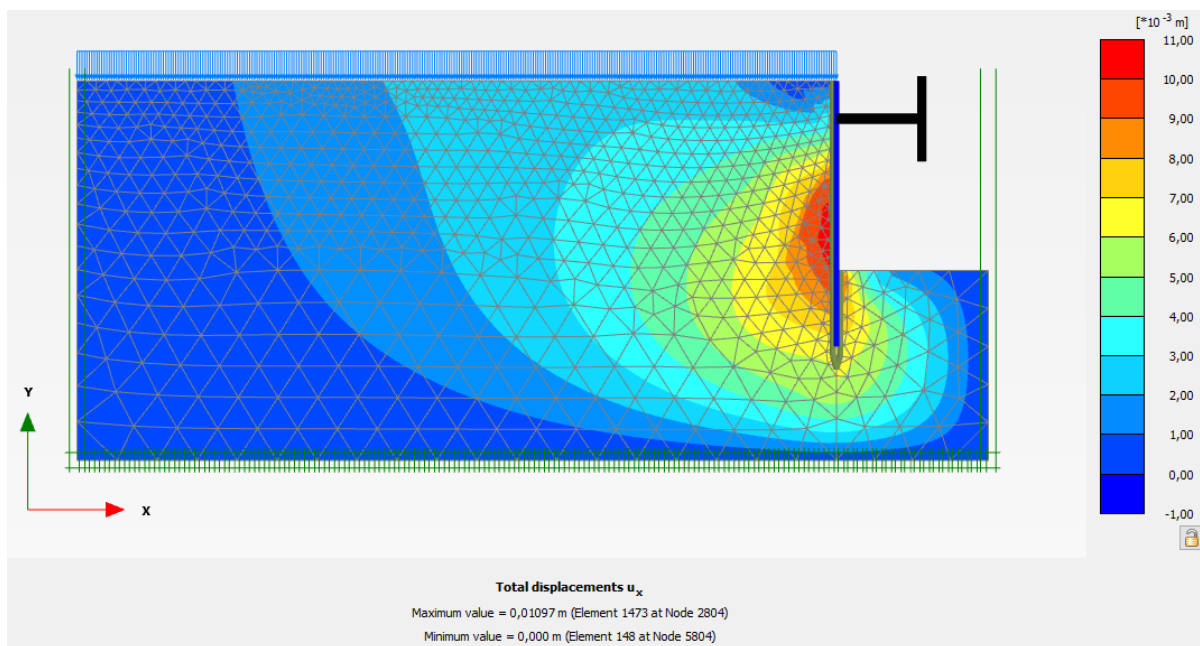
	Vid stora förskjutningar	Vid normal belastning	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	90,8 kN/m	79,2 kN/m	90,8 kN/m
M_{Ed}	71,8 kNm/m	50,7 kNm/m	71,8 kNm/m
T_{Ed}	56,3 kN/m	43,7 kN/m	56,3 kN/m
N_{Ed}	27,9 kN/m	36,7 kN/m	36,7 kN/m
Underkant spont	+3,0 m	+3,0 m	+3,0 m

BILAGA H Beräkningsexempel

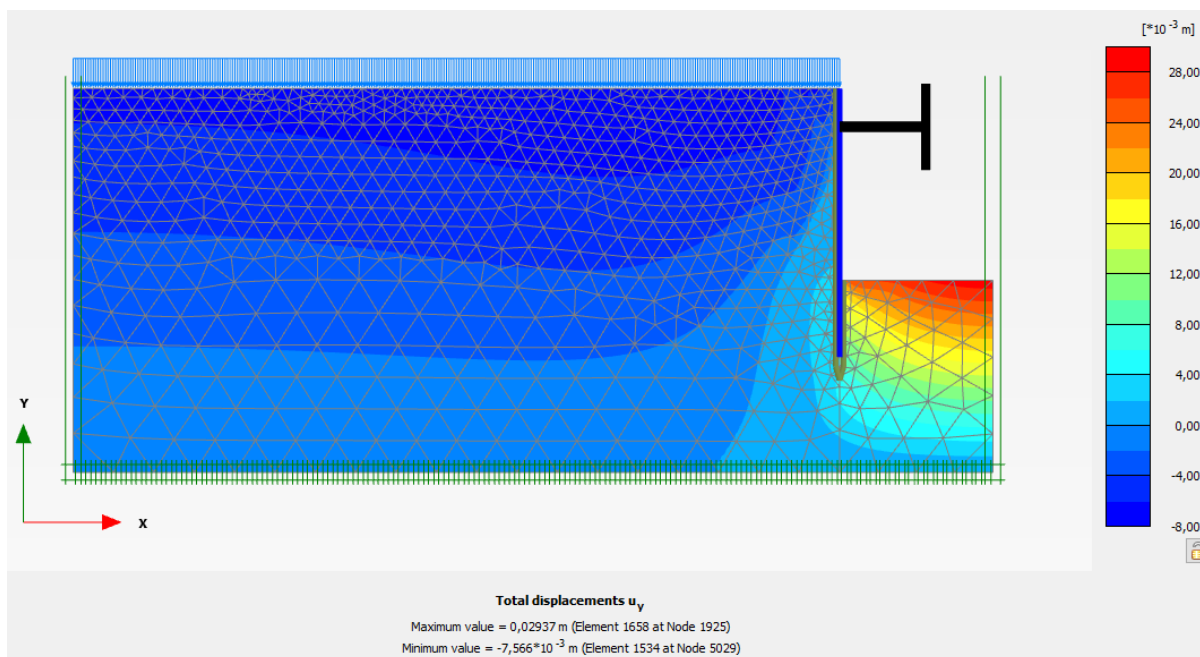


Figur H 1-13. Reduktionsfaktor som funktion av beräkningssteg vid olika spont uk.

BILAGA H Beräkningsexempel

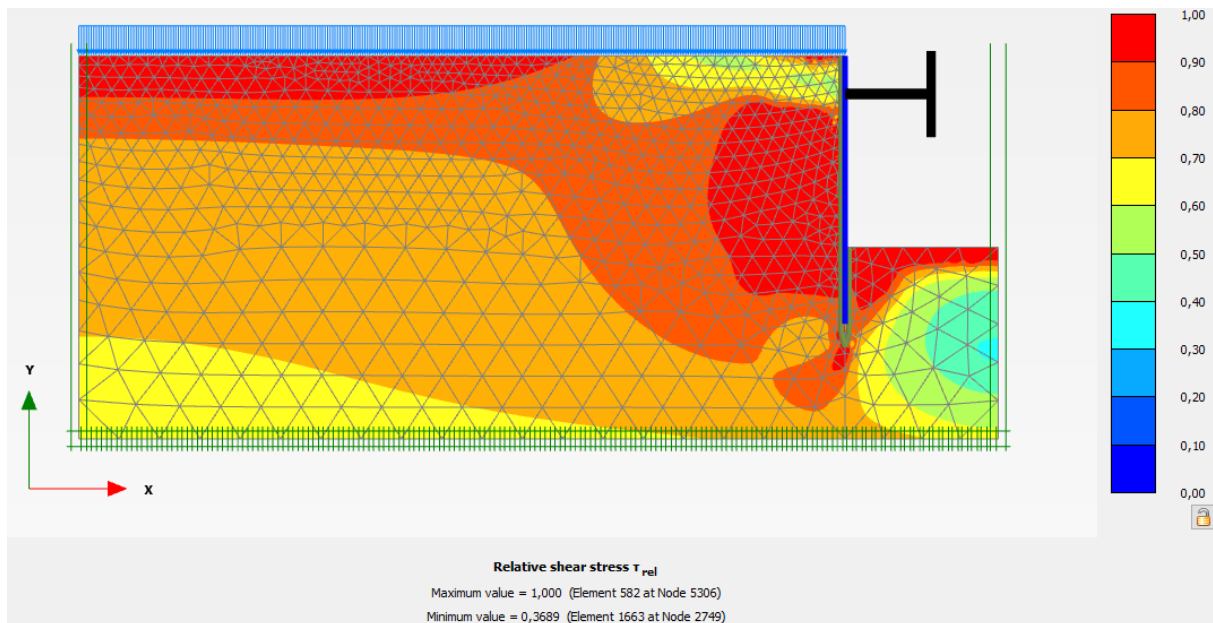


Figur H 1-14. Beräknade horisontaldeformationer vid schakt till fullt djup.

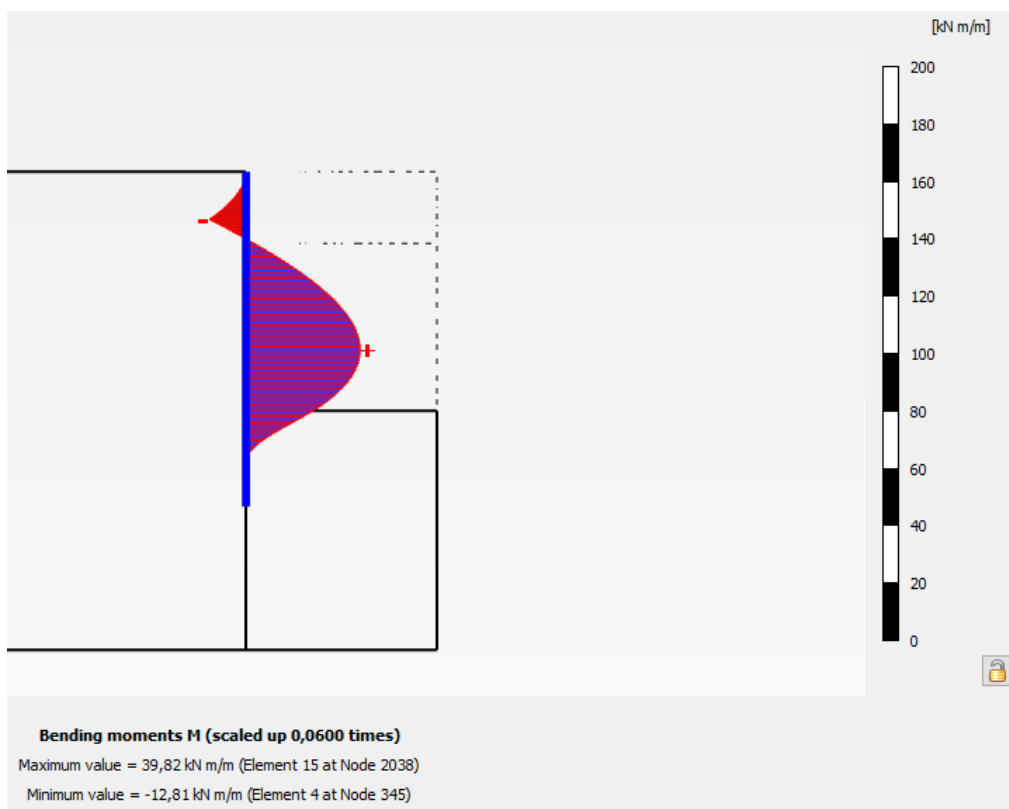


Figur H 1-15. Beräknad vertikaldeformationer vid schakt till fullt djup.

BILAGA H Beräkningsexempel

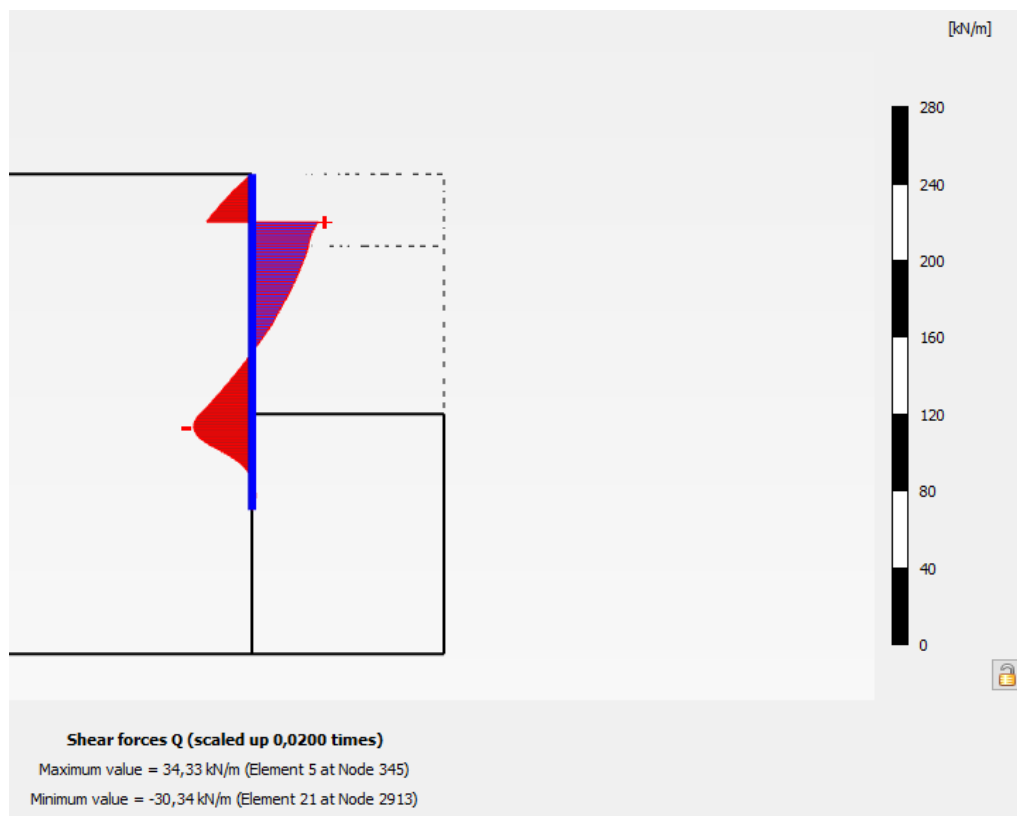


Figur H 1-16. Beräknad mobiliseringsgrad vid schakt till fullt djup.

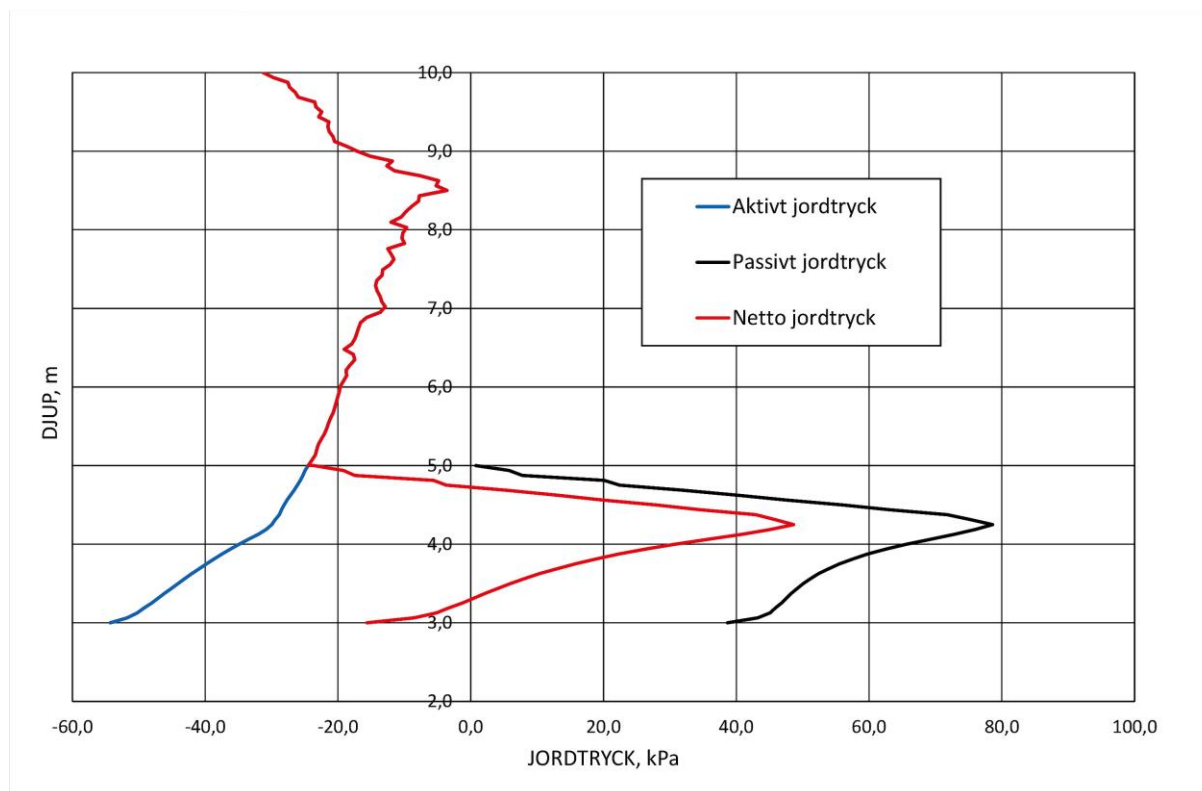


Figur H 1-17. Beräknat moment i sponten vid schakt till fullt djup.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 1-18. Beräknad tvärkraft i sponten vid schakt till fullt djup.



Figur H 1-19. Beräknade jordtryck mot sponten vid schakt till fullt djup.

2 **EXEMPEL 2. ENBANDSPONT I LERA – PERMANENT LAST**

2.1 **FÖRUTSÄTTNINGAR**

Bakåtförankrad konstruktion med stagnivå på 0,5 m djup. Schaktdjup 3,5 m och bergytan på 15 m djup. Grundvattenytan i markytan. Permanent karakteristisk last 10 kPa bakom spont. Geoteknisk kategori 2. Säkerhetsklass 2.

Geotekniska förutsättningar:

Den odränerade skjuvhållfastheten är konstant lika med 10 kPa ned till nivå -6,5 m därunder ökar skjuvhållfastheten med 1,55 kPa/m.

Elasticitetsmodulen under odränerande förhållanden uppskattas till $E_{50} = 250 \cdot c_u$ enligt Trafikverkets råd för geokonstruktioner-TK Geo 13. Tunghet 16 kN/m³.

Undersökningens omfattning och kvalité motsvarar $\eta = 1,0$.

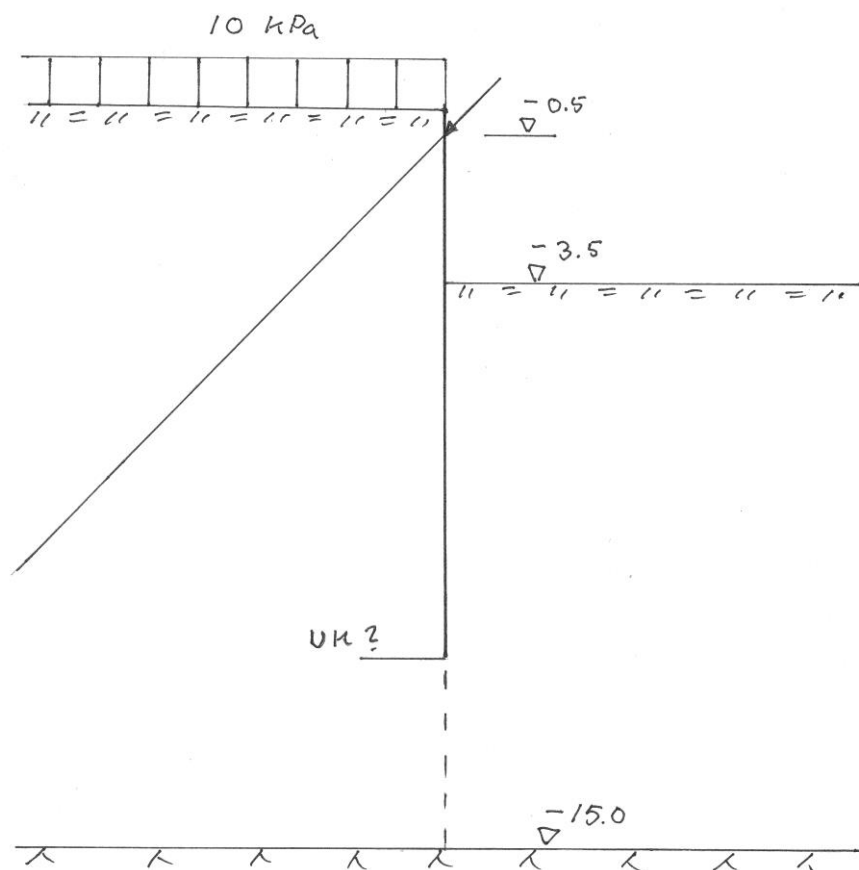
Partialkoefficienter

$$\gamma_M = 1,5 \quad \text{Säkerhetsklass 2} \quad \gamma_d = 0,91$$

Med hänsyn till slagning av spanten har spont PU 12 valts.

$$I_y = 21600 \text{ cm}^4/\text{m}, W_{e,y} = 1200 \text{ cm}^3/\text{m}, W_{pl,y} = 1500/\text{m}$$

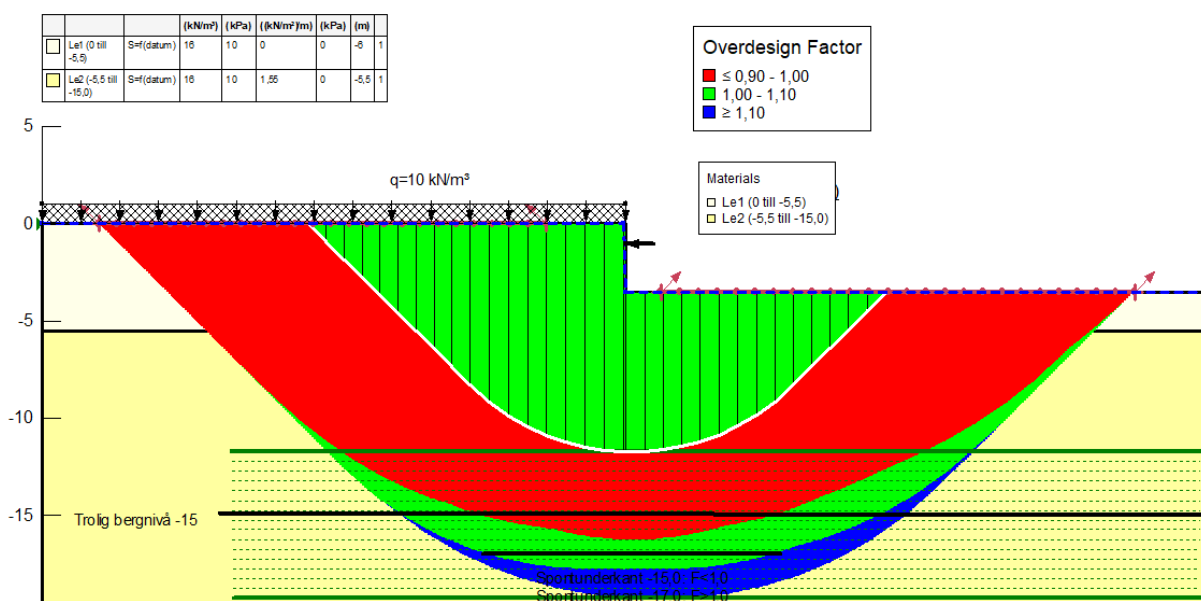
BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 2-1. Enbandsspont.

2.2 KONTROLL AV TOTALSTABILITET

Inledningsvis kontrolleras totalstabiliteten. Utifrån Figur H 2-2 konstateras att sponten måste installeras ned till -17 för att erhålla tillräcklig stabilitet om den är svävande. Då berget förväntas ligga på nivå -15 kommer stabiliteten inte vara uppfylld med mindre än att spontfoten förankras i berget



Figur H 2-2: Totalstabilitet vid olika djup

BILAGA H Beräkningsexempel

2.3 ANALYTISK JÄMVIKTSBETRÄKTELSE. VID STORA FÖRSKJUTNINGAR (BROTTGRÄNS, PUNKT 2).

Partialkoefficienter

$$\gamma_M = 1,5$$

$\gamma_d \cdot 1,1 = 1,0$ Partialkoefficient på permanent ogynnsam geoteknisk last

$\gamma_{S;d,a} = 1,0$ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av aktivt nettojordtryck.

$\gamma_{R;d,p} = 1,0$ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av passivt nettojordtryck.

Beräknat aktivt jordtryck ovan schaktbotten och nettojordtryck mot spanten under schaktbotten redovisas i Figur H 2-3. Nettojordtrycket under schaktbotten har beräknats som skillnaden mellan aktivt och passivt jordtryck beräknat med full vidhäftning mellan spont och lera. Det aktiva nettojordtrycket har multiplicerats med faktorerna $\gamma_d \cdot 1,1$ och $\gamma_{S;d,a}$. Det passiva nettojordtrycket har multiplicerats med partialkoefficienten $\gamma_{R;d,p}$.

Jordtrycket beräknas enligt Bilaga A utan vidhäftning ovan schaktbotten

Vattenspalten dominerar ned till nivån $\gamma_w \cdot (0 - z) = 10 + 16 \cdot (0 - z) - 2 \cdot c_{ud} \rightarrow z = -0,55\text{m}$.

Under schaktbotten nyttjas positiv vidhäftning på såväl aktivsidan som passivsidan då spanten installeras till berg.

Tabell G 2-1: Jordtryck

Nivå	σ_{va}	σ_a	σ_{vp}	σ_a	$\sigma_{p,netto}$
0	10	0			0
-0,55	19	$19 - 2 \cdot 10 / 1,5 = 6$			6
-3,5	66	$66 - 2 \cdot 10 / 1,5 = 53$			53
-3,5	66	$66 - 2,85 \cdot 10 / 1,5 = 47$	0	$0 + 2,85 \cdot 10 / 1,5 = 19$	28
-6,5	104	$104 - 2,85 \cdot 10 / 1,5 = 85$	48	$48 + 2,85 \cdot 10 / 1,5 = 67$	28
-15	250	$250 - 2,85 \cdot (10 + 1,55 \cdot 8,5) / 1,5 = 206$	184	$184 + 2,85 \cdot (10 + 1,55 \cdot 8,5) / 1,5 = 228$	-22

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup beräknas nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Från hammarbandsnivån och till den nivå där nettojordtrycket är noll ökar nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Under denna nivå minskar sedan momentet runt hammarbandsnivån. När momentet blir lika med noll har man nått den nivå till vilket spanten måste slås för att vara rotationsstabil för det dimensionerande nettojordtrycket, se Figur H 2-4. Som framgår av figuren blir inte momentet noll när spanten slår till berg, nivå -15,0. Detta innebär att spanten måste

BILAGA H Beräkningsexempel

dubbas. Vilket redan konstaterats i avsnitt 2.2. Dubblasten blir lika med den kraft som erfordras i Uk spont för att momentet runt hammarbandsnivån skall bli lika med noll, dvs

$$q_{h,dubb} = 499,9/14,5 = 34,48 \text{ kN/m}^1$$

Hammarbandsbelastningen, Q_{FR} kan beräknas som $Q_{FR} = P_{A,n} - P_{P,n} - q_{h,dubb}$. I Figur H 2-5 visas beräknade $P_{A,n}$ och $P_{P,n}$ ned till nivå -15,0.

$$Q_{FR} = 237,8 - 41,3 - 34,5 = 162,0 \text{ kN}$$

I Figur H 2-6 visas beräknad tvärkraft och moment i sponten. Där tvärkraften är noll har momentet sitt maximala värde. I detta fall är $M = 488,8 \text{ kNm/m}$. Maximal tvärkraft $T = 160,2 \text{ kN/m}$. Axiallast $N = 162,0 \text{ kN/m}$

Sammanställning av dimensionerande snittkrafter stora deformationer, (Brottgräns)

$$q_{h,Ed} = 162,0 \text{ kN/m}$$

$$q_{h,Edubb} = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 488,8 \text{ kNm/m}$$

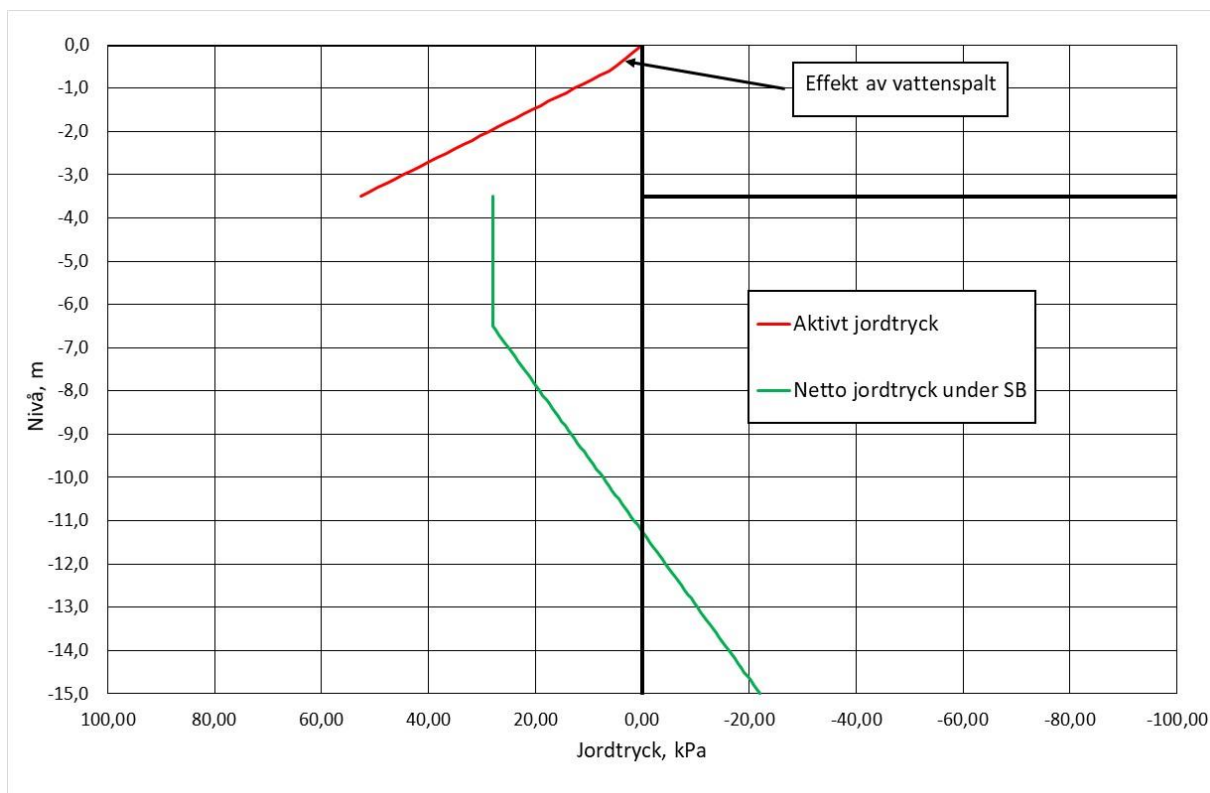
$$T_{Ed} = 160,2 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 162,0 \text{ kN/m}$$

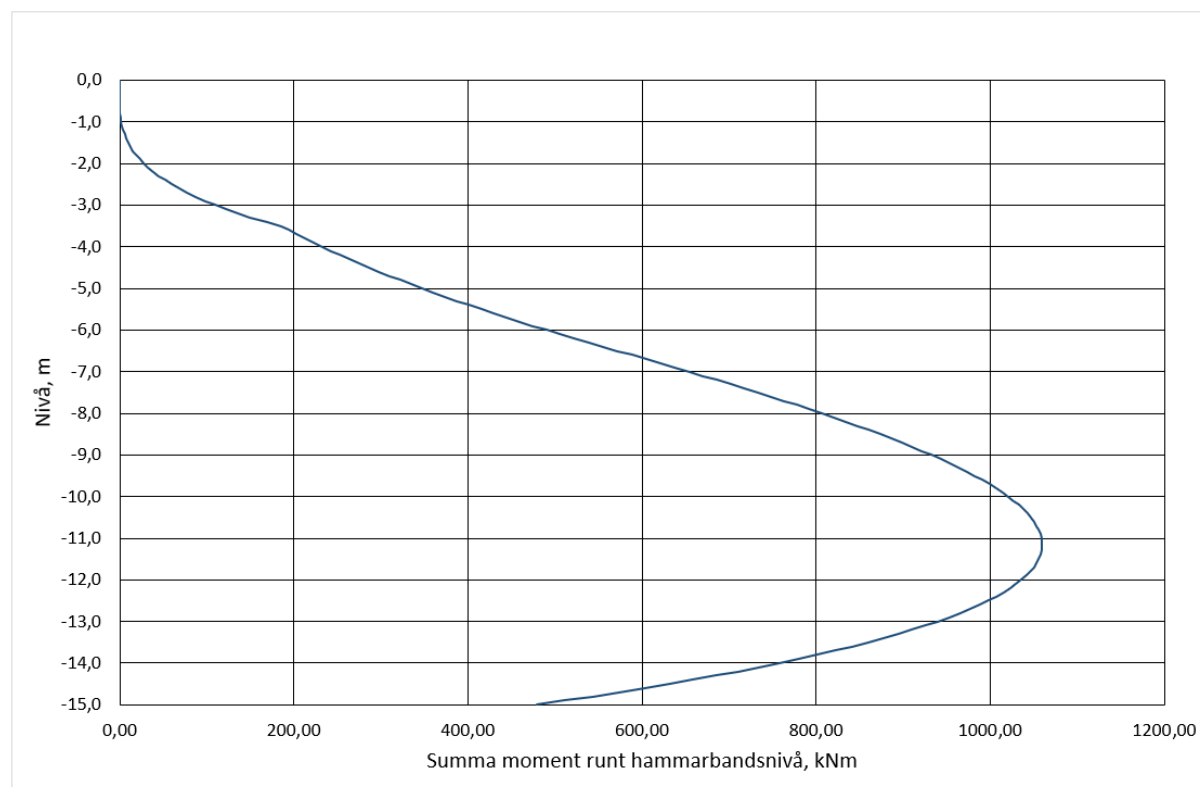
Underkant spont -15,0 m.

¹ Sponten skulle behöva drivas till nivå -18,2 för att erhålla momentjämvikt. Då denna nivå ligger djupare än kravet enligt totalstabilitetskontrollen finns ingen anledning att korrigera jordrycken enligt avsnitt 4.2.1.

BILAGA H Beräkningsexempel

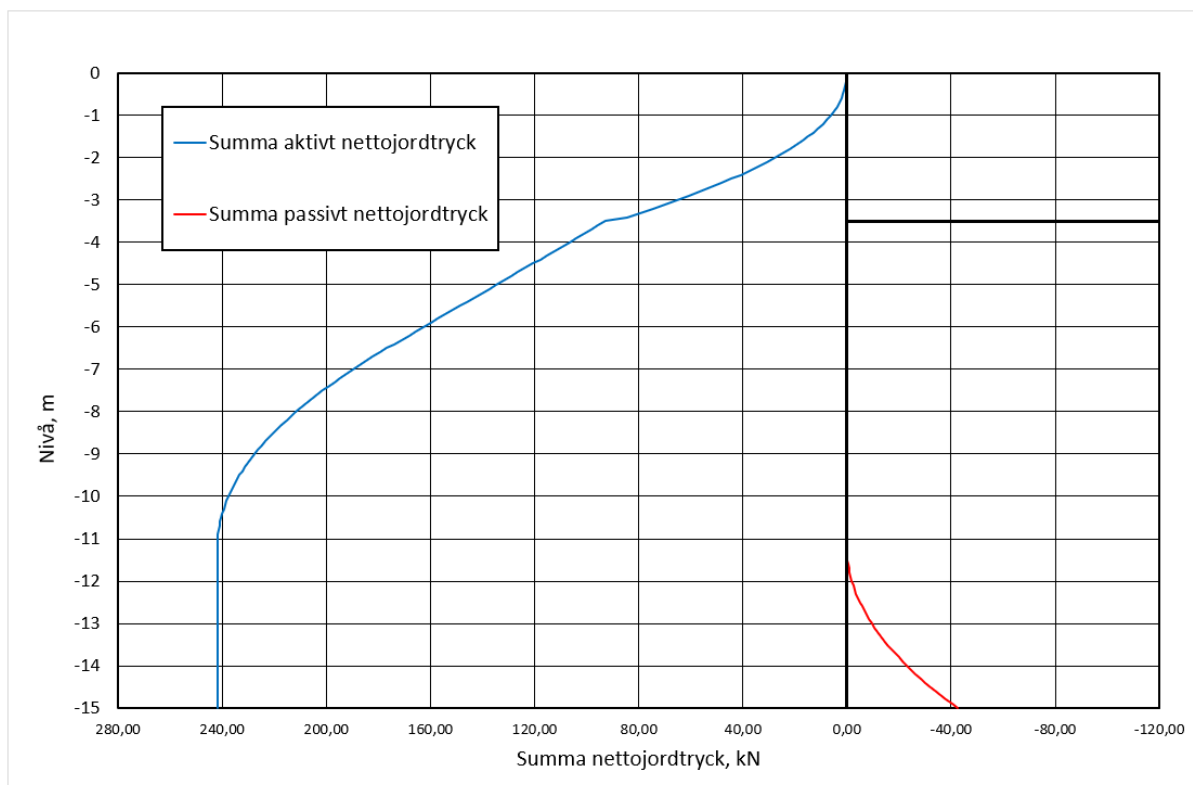


Figur H 2-3. Dimensionerande nettojordtryck mot spanten vid stora deformationer.

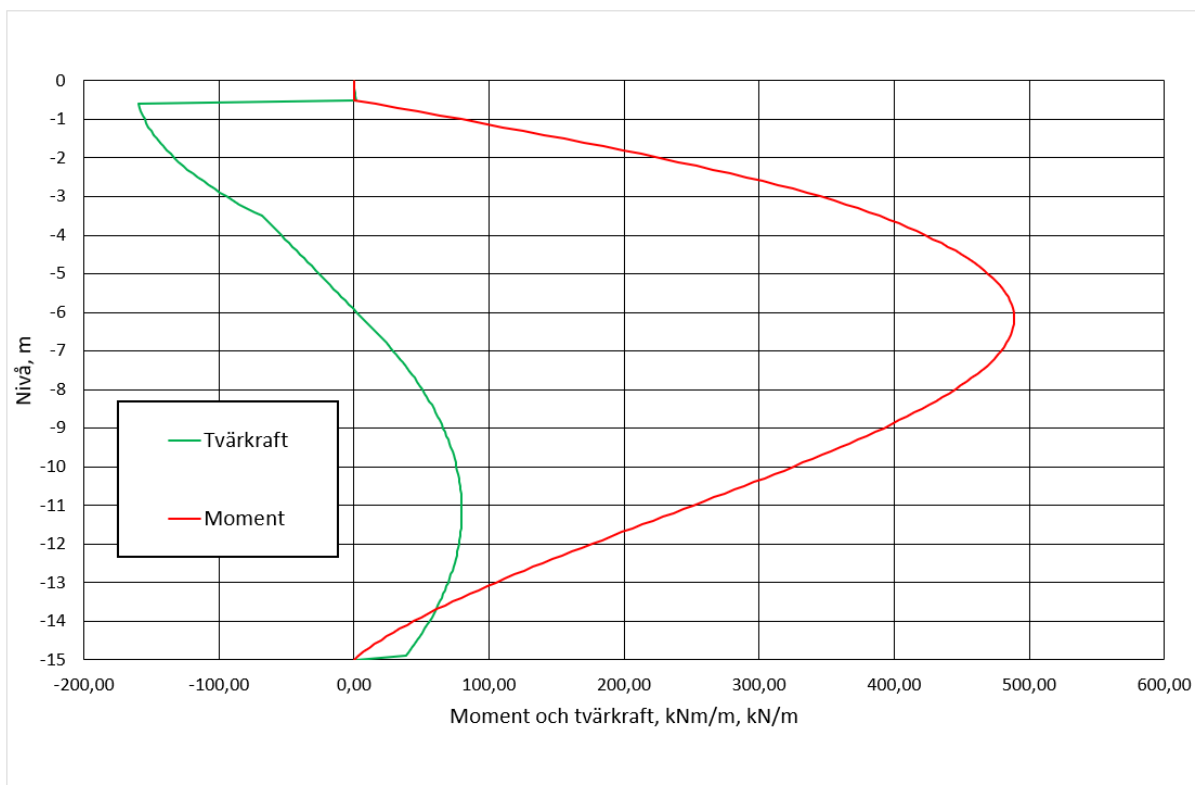


Figur H 2-4. Dimensionerande nettojordtryckets summa moment runt hammarbandsnivå vid stora deformationer.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 2-5. Summa aktivt och passivt dimensionerande nettojordtryck.



Figur H 2-6. Beräknat moment och tvärkraft i spanten.

BILAGA H Beräkningsexempel

2.4 ANALYTISK JÄMVIKT BETRAKTELSE. VID NORMAL BELASTNING, (BRUKSGRÄNS, PUNKT 1).

Modellfaktorer:

För spont och stag:

$$\gamma_{S;d} = \frac{\gamma_d \cdot 1,4}{\eta} = 1,274$$

Beräknat aktivt jordtryck mot spanten ovan SB och nettojordtryck mot spanten under SB visas i Figur H 2-7. Nettojordtrycket under schaktbotten har beräknats som skillnaden mellan aktivt och passivt jordtryck beräknat med full vidhäftning mellan spont och lera. Det passiva nettojordtrycket har dividerats med säkerhetsfaktorn 1,3.

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup beräknas nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Från hammarbandsnivån och till den nivå där nettojordtrycket är noll ökar nettojordtryckets moment runt hammarbandsnivån. Under denna nivå minskar sedan momentet runt hammarbandsnivån. När momentet blir lika med noll har man nått den nivå till vilket spanten måste slås för att vara rotationsstabil med en säkerhetsfaktor lika med 1,3 på det passiva nettojordtrycket, se Figur H 2-8. I detta fall blir erforderlig nedslagnings nivå -10,6. Obs spontens totalstabilitet måste också kontrolleras. Detta kan öka erforderligt nedslagningsdjup.

Hammarbandsbelastningen, Q_{FR} kan beräknas som $Q_{FR} = P_{A,n} - P_{P,n}$. I Figur H 2-9 visas beräknade $P_{A,n}$ och $P_{P,n}$ ned till nivå -10,6.

$$Q_{FR} = 102,9 - 31,7 = 71,2 \text{ kN}$$

I Figur H 2-10 visas beräknad tvärkraft och moment i spanten. Där tvärkraften är noll har momentet sitt maximala värde. I detta fall är $M = 136,1 \text{ kNm/m}$. Maximal tvärkraft $T = 69,4 \text{ kN/m}$.

Hammarbandet förankras med förspända stag. Förspänningslasten sätts till 80% av Q_{FR} när Q_{tot} beräknas enligt ekvation 6-1 i avsnitt 6.

$$q_{h, \text{serv};k} = Q_{tot} = 0,8 \cdot 71,2 + 0,4 \cdot 0,8 \cdot 71,2 = 79,7 \text{ kN/m}$$

Förspänningseffekten är +12% vilket återspeglas i att även spontmomentet kopplat till permanenta jordtryck stiger med 12%. Då varken variabel last eller vattentryck förekommer erhålls

$$M_{serv} = 136,1 \cdot 1,12 = 152,4 \text{ kNm/m}$$

För att säkerställa rotationsstabiliteten ökas underslagningen med

$$136,1 \cdot 0,12 \approx 20 \cdot (10,6 - 1,0 + \Delta d/2) \Rightarrow \Delta d \approx 0,17 \text{ m}$$

Sammanställning av snittkrafter vid fallet normal belastning

$$q_{h, \text{serv};k} = 79,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{serv} = 152,4 \text{ kNm/m}$$

$$T_{serv} = 69,4 \text{ kN/m}$$

$$N_{serv} = 79,7 \text{ kN/m}$$

Underkant spont -10,8 m.

BILAGA H Beräkningsexempel

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillstånd baserat på normalbelastning:

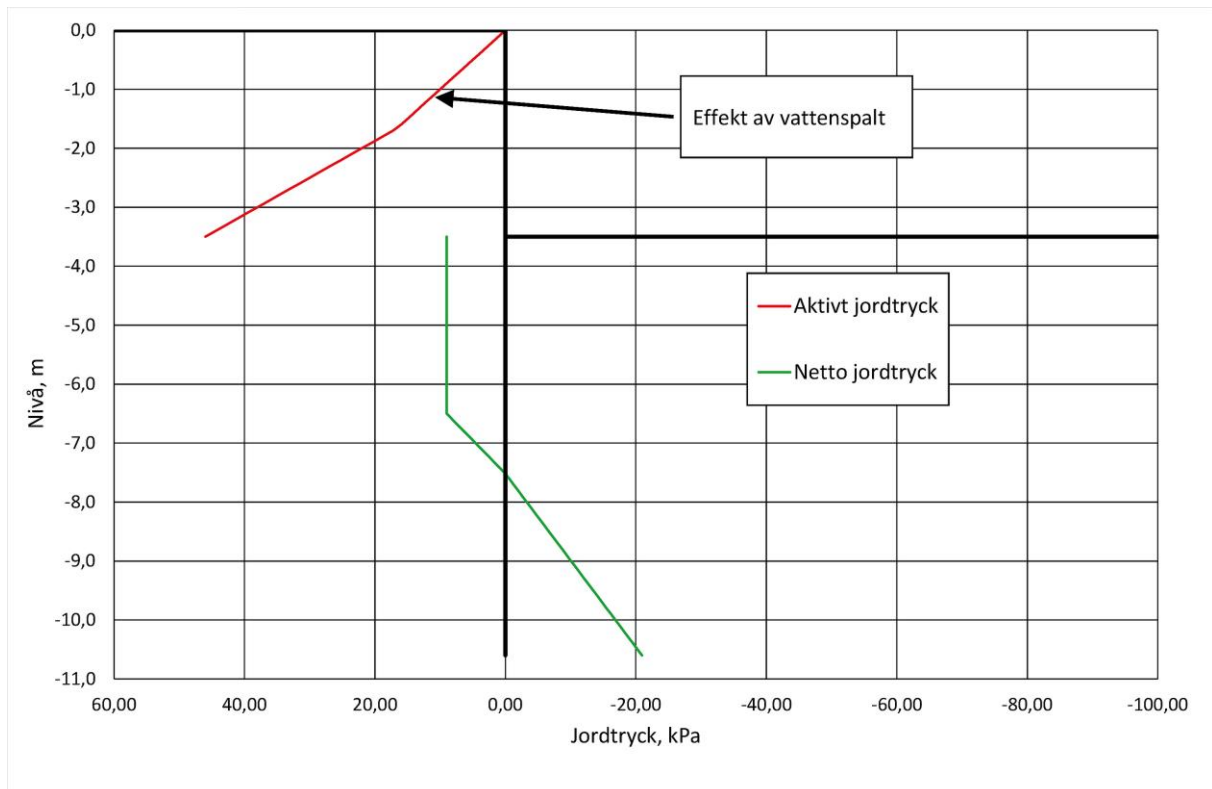
$$q_{h,Ed} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h,serv;k} = 1,274 \cdot 79,7 = 101,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \gamma_{S;d} \cdot M_{serv} = 1,274 \cdot 152,4 = 194,2 \text{ kNm/m}$$

$$T_{Ed} = \gamma_{S;d} \cdot T_{serv} = 1,274 \cdot 69,4 = 88,4 \text{ kN/m}$$

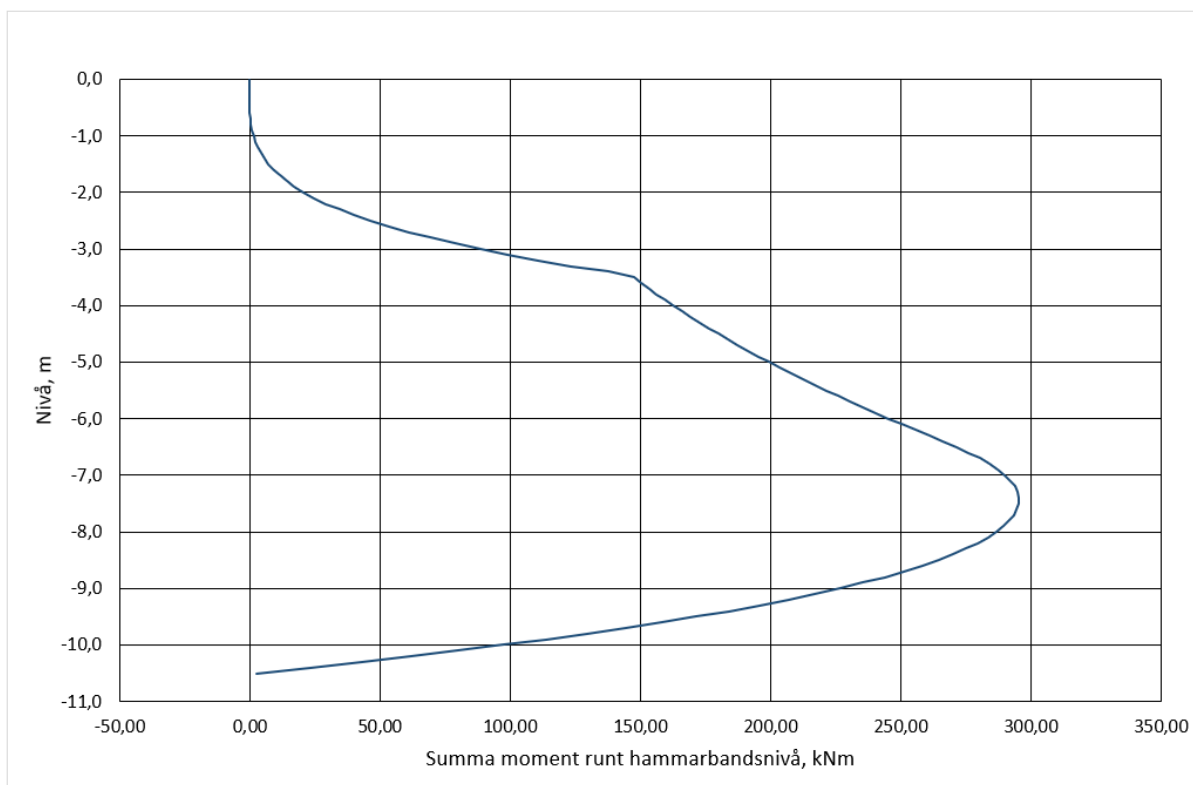
$$N_{Ed} = \gamma_{S;d} \cdot N_{serv} = 1,274 \cdot 79,7 = 101,5 \text{ kN/m}$$

Underkant spont -10,8 m.

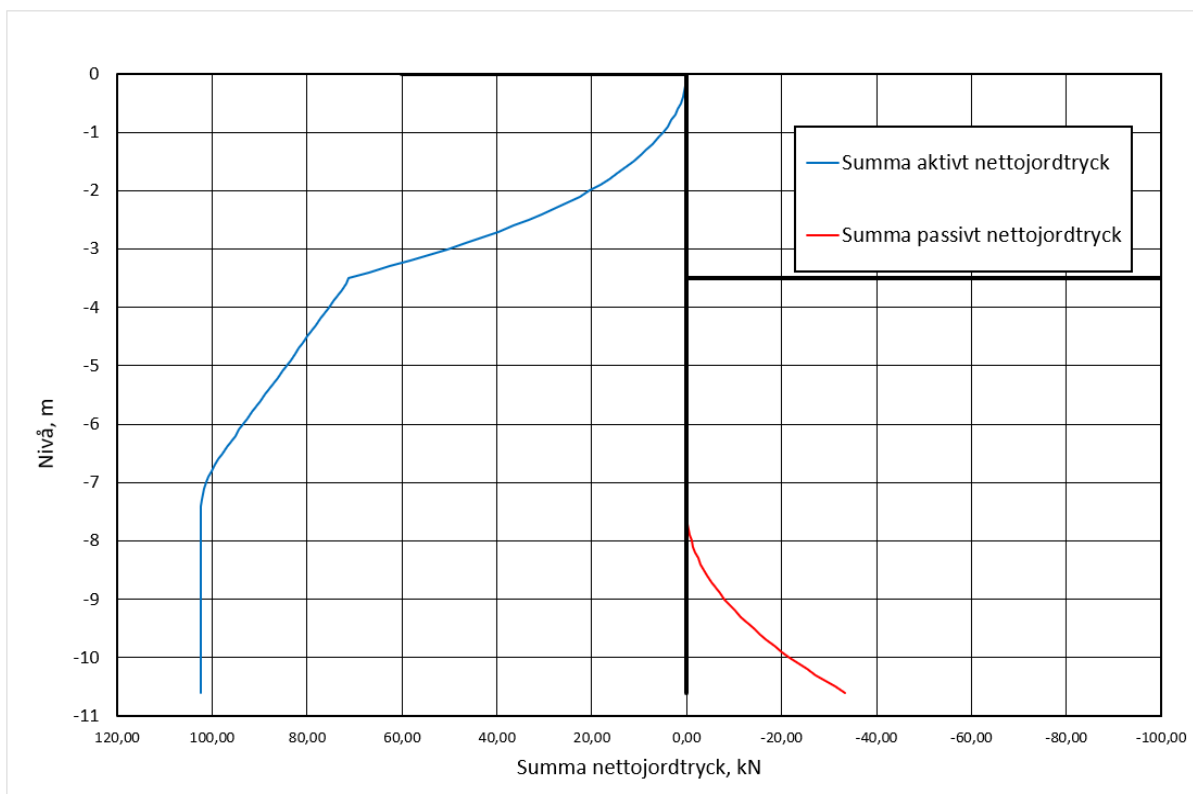


Figur H 2-7. Aktivt jordtryck mot spont över SB. Nettojordtryck mot sponten under SB.

BILAGA H Beräkningsexempel

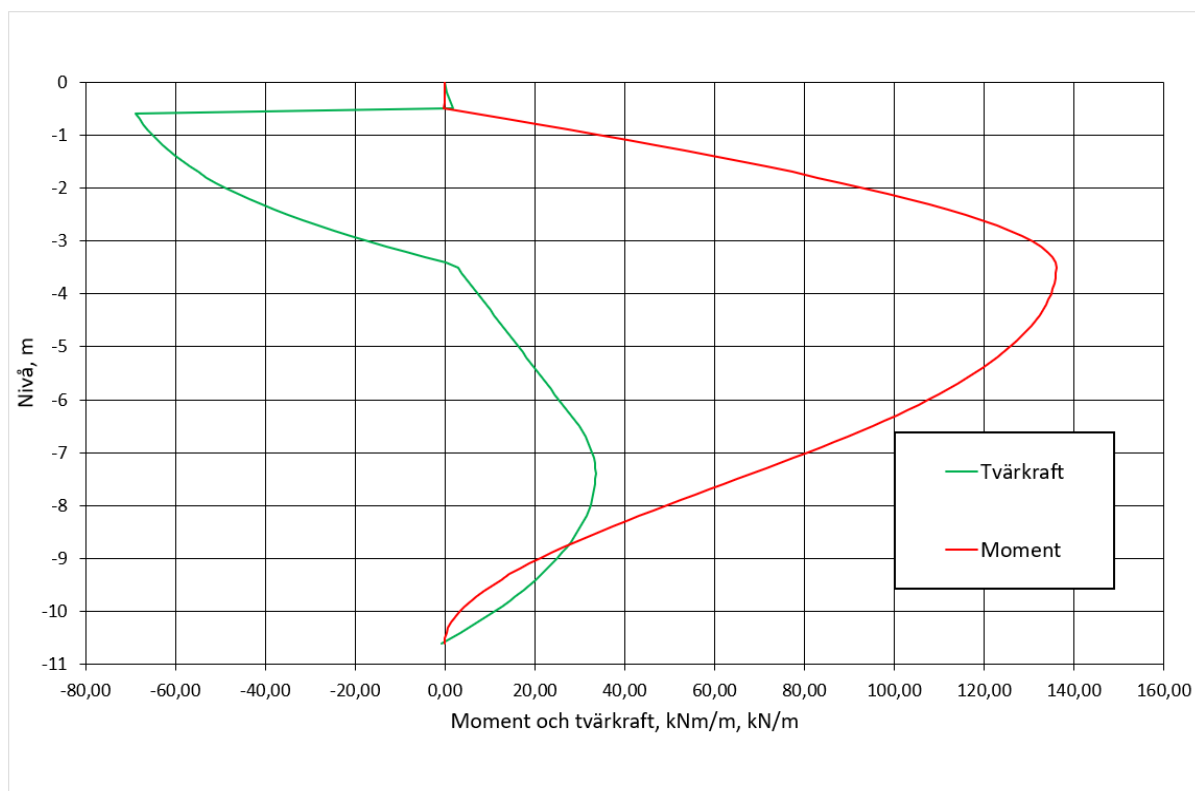


Figur H 2-8. Nettojordtryckets summa moment runt hammarbandsnivån.



Figur H 2-9. Summa aktivt och passivt nettojordtryck.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 2-10. Tvärkraft och moment i sponten.

BILAGA H Beräkningsexempel

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillståndet med jämviktbetraktelser

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normalbelastning förstörade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora deformationer.

I detta fall blir de dimensionerande snittkrafterna enligt nedan.

	Vid stora förskjutningar	Vid normal belastning	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	162,0 kN/m	101,5 kN/m	162,0 kN/m
$q_{h,Edubb}$	34,5 kN/m	0	34,5 kN/m
M_{Ed}	488,8 kNm/m	194,2 kNm/m	488,8 kNm/m
T_{Ed}	160,2 kN/m	88,4 kN/m	160,2 kN/m
N_{Ed}	162,0 kN/m	101,5 kN/m	162,0 kN/m
UK_{spont}	-15,0 m	-10,8 m	-15,0 m

2.5 3DIMENSIONERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT EXEMPEL 2

Spontväggen

Vald profil PU 18

Flänsbredd 269 mm, flänstjocklek 11,2, använd stålqualité 355 N/mm² => $\epsilon=0,81$.

Kontroll av tvärsnittsklass

$$\frac{\frac{b}{t_f}}{\epsilon} = \frac{\frac{269}{11,2}}{0,81} = 29,65 \leq 37 \text{ Alltså tvärsnittsklass 2}$$

Kontroll av momentkapacitet

Eftersom sponten tillhör tvärsnittsklass 2 kan man använda det plastiska momentet. Vi reducerar momentkapaciteten till 80 % pga glidning i låsen $\beta_B = 0,80$

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y = 0,8 \cdot 2134 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 606,0 \text{ kNm/m} > 488,8 \text{ kNm/m}$$

Reduktion av bärförmågan med hänsyn till tvärkraftens storlek.

Kontroll krävs om $\frac{c}{t_w} > 72 \cdot \epsilon$

$$c = \frac{h - t_f}{2 \sin \alpha} = \frac{430 - 11,2}{2 \cdot \sin 57,5} = 248,3$$

$$t_w = 9,0$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{248,3}{9,0} = 27,6 < 72 \cdot \epsilon = 58,3$$

Kontroll behöver inte göras.

Bärförmåga för böjd, tryckt och skjувbelastad spont

Knäckning behöver inte beaktas i kombination med böjning och tryck om $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$

$$N_{Ed} = 162,0 \text{ kN}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

$$N_{cr} = E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \frac{\pi^2}{l^2} = 2,1 \cdot 10^8 \cdot 3,865 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 \cdot \frac{\pi}{14,5} = 12303 \text{ kN/m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{162,0}{12303} = 0,013 < 0,04 \text{ Knäckning behöver inte kontrolleras}$$

Vald profil PU18 har tillräcklig kapacitet.

Ankare

Vald stagdimension MAI T76N

Vald stagdimension har en brottlast på 1600 kN och en sträckgräns på 1200 kN.

Max provdragningslast är det lägsta av 90% av sträckgränsen eller 80% av brottgränsen.

Max provdragningslast blir 1080 kN

$$F_{ULS,Rd} = \frac{P_p}{\gamma_{a;acc;ULS}} = \frac{1080}{1,05} = 1029 \text{ kN}$$

Belastning i stagriktning i brottgräns

$$F_{ULS,Ed} = \frac{q_{h,Ed}}{\cos \beta_{stag}} = \frac{162}{\cos 45^\circ} = 229 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max cc} = \frac{1029}{229} = 4,49 \text{ m i brottgräns}$$

Belastning i ankarriktning vid ankarbortfall

$$F_{ALS,Ed} = 1,5 \cdot \frac{q_{h,serv;k}}{\cos \beta_{stag}} = 1,5 \cdot \frac{79,7}{\cos 45^\circ} = 169,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max dubbla - cc} = \frac{1029}{169,1} = 6,09 \text{ m vid ankarbortfall.}$$

Välj ankare cc = 3.0 m

Hammarband

Valt hammarband 2xUPE240 tvärsnittsklass 1

Momentbelastning vid ankarbortfall

$$M_{y,Ed} = \frac{q \cdot (2 \cdot l)^2}{16} = \frac{79,5 \cdot (2 \cdot 3)^2}{16} = 178,9 \text{ kNm}$$

Plastisk momentkapacitet 2xUPE240 vid ankarbortfall.

$$W_{el} = 300 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \quad W_{pl} = 347 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$M_{y,Rd} = 2 \cdot W_{pl} \cdot f_y = 2 \cdot 347 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 246,4 \text{ kNm} > 178,9$$

Momentbelastning i brottgräns

$$M_{y,Ed} = \frac{F_{ULS,Ed} \cdot l^2}{12} = \frac{229 \cdot 3^2}{12} = 171,7 \text{ kNm}$$

Momentkapacitet 2xUPE240 i brottgräns

$$M_{y,Rd} = 2 \cdot W_{el} \cdot f_y = 2 \cdot 300 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 213,0 \text{ kNm} > 171,7 \text{ kNm}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

Bärförmåga för tvärkraft, vridning förekommer ej.

Största tvärkraften uppkommer vid provdragning av stagen

$$V_{Ed} = \frac{1080}{4} = 270 \text{ kN per balk}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{Plastisk bärförmåga}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3850 - 2 \cdot 90 \cdot 12,5 + (7 + 2 \cdot 15) \cdot 12,5 = 2063 \text{ mm}^2 \text{ per balk}$$

$$V_{pl,Rd} = 2063 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} = 422,8 \text{ kN}$$

Följande ska vara uppfyllt

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} \leq 1$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 215 \cdot 12,5 = 2687,5 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 2 \cdot 90 \cdot 12,5 = 2250 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ om } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{2250}{2687,5} = 0,84 > 0,6$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{270 \cdot 1000}{2687,5} = 100,5 \text{ N/mm}^2$$

UPE 240

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} = \frac{100,5}{\frac{355}{\sqrt{3}}} = 0,49 < 1,0$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{270}{422,8} = 0,64 > 0,50 \quad \text{Momentkapacitet måste reduceras}$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = (2 \cdot 0,64 - 1)^2 = 0,0784$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y = (1 - 0,0784) \cdot 355 = 327 \text{ N/mm}^2$$

Elastisk momentkapacitet

$$M_{y,Rd} = 2 \cdot W_{el} \cdot f_{y,red} = 2 \cdot 300 \cdot 10^{-6} \cdot 327 \cdot 10^3 = 196,2 \text{ kNm} > 171,7 \text{ kNm}$$

Plastisk momentkapacitet

$$M_{y,Rd} = 2 \cdot W_{pl} \cdot f_{y,red} = 2 \cdot 347 \cdot 10^{-6} \cdot 327 \cdot 10^3 = 226,9 \text{ kNm} > 178,7 \text{ kNm}$$

Någon normalkraft förekommer inte.

Kontroll av om livavstyvningar behövs

BILAGA H Beräkningsexempel

Eftersom plastisk analys utförs för hammarbandet måste två livavstyvningar monteras vid varje stag, se avsnitt 7.3.4.10. Tjocklek på livavstyvningarna sätts till 8 mm.

2.6 SAMVERKANSANALYS MED PLAXIS

Indata:

Odränerad skjuvhållfasthet lika med 10 kPa ned till nivå -6,5 m därunder ökar skjuvhållfastheten med 1,55 kPa/m

$$w_L = 0,60$$

$$\text{Tunghet} = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Elasticitetsmodul } E_{50} = 250 \cdot c_u$$

$$K_0 = 0,6$$

Materialmodell Mohr-Coulomb.

Stag MAI T76N s-avstånd 3,0 m, $EA = 374 \cdot 10^3 \text{ kN}$, Förspänningslast 240 kN/stag

Spont PU 12. $EA = 2,94 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$. $I = 21600 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4/\text{m}$.

Låsglidning antas på grund av slagning i lera.

$$\beta_B = 0,85$$

$$\beta_D = 0,7$$

$$EI = 210 \cdot 10^6 \cdot 21600 \cdot 10^{-8} \cdot 0,7 = 31,75 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/\text{m}.$$

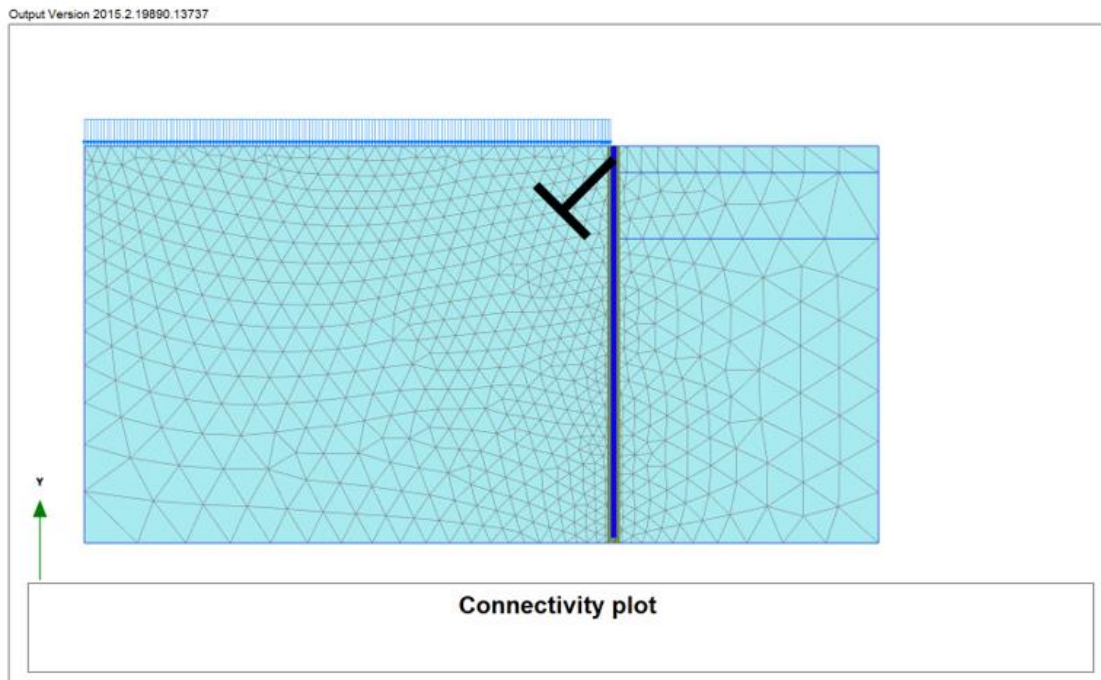
$$W_{ey} = 1\,200 \text{ cm}^3/\text{m}.$$

$$W_{py} = 1\,500 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Vidhäftning mellan lera och spont har satts till halva lerans odränerade skjuvhållfasthet.

Det använda elementnätet för samverkansanalys med Plaxis visas i Figur H 2-11. För att säkerställa att trycket mot sponten på aktivsidan är minst lika med sprickvattentrycket har ett speciellt interfacematerial lagts in på aktivsidan med dränerade egenskaper men samma hållfasthetsegenskaper som på passivsidan. Detta garanterar att totaltrycket mot sponten inte blir lägre än sprickvattentrycket.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 2-11. Elementnät för Plaxis analys.

För att bestämma erforderligt nedslagningsdjup har beräkningar med olika elementnät genomförts där spontunderkant har varierats. Vid schakt till fullt djup har en s.k. c/Φ reduktion genomförts. I Figur H 2-12 visas reduktionsfaktorn som funktion av beräknings step när sponten är slagen till nivå -15,0, dvs slagen till berg men utan dubb. Med spont uk på nivå -15 uppfylls inte rotationsstabiliteten vid en reduktion av hållfastheten med faktorn 1,5. Sponten måste dubbas.

I Figur H 2-13 - Figur H 2-18 visas beräknade horisontaldeformationer, beräknade vertikaldeformationer, beräknad mobiliseringsgrad, beräknat moment i spont, beräknad tvärkraft i spont, beräknat jordtryck mot aktivsidan, beräknat jordtryck på passivsidan och netto jordtryck mot sponten vid schakt till fullt djup. Nedan visas en sammanställning av beräknade snittkrafter vid normal belastning.

Sammanställning vid normal belastning, samverkansanalys

	Snittkrafter vid normalbelastning	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	119,8 kN/m	$1,274 \cdot 119,8 = 152,6$ kN/m
$q_{h,Ed,dubb}$	57,0 kN/m	$1,274 \cdot 57,0 = 72,6$ kN/m
M_{Ed}	185,3 kNm/m	$1,274 \cdot 185,3 = 236,1$ kNm/m
T_{Ed}	105,8 kN/m	$1,274 \cdot 105,8 = 134,8$ kN/
N_{Ed}	153,3 kN/m	$1,274 \cdot 153,3 = 195,3$ kN/m
<i>UK spont</i>	-15,0 m	-15,0 m

BILAGA H Beräkningsexempel

Sammanställning av dimensionerande snittkrafter stora deformationer, samverkansanalys

Efter reduktion av jordens hållfasthet med faktor $\gamma_M=1,5$ och $\gamma_M=1,3$ erhålla följande snittkrafter i konstruktionen

	Reduktion $\gamma_M=1,5$	Reduktion $\gamma_M=1,3$
$q_{h,Ed}$	216,8 kN/m	183,7 kN/m
$q_{h,Ed,dubb}$	80,6 kN/m	41,4 kN/m
M_{Ed}	530,0 kNm/m	387,3 kNm/m
T_{Ed}	205,1 kN/m	171,4 kN/
N_{Ed}	232,4 kN/m	201,0 kN/m
UK_{spont}	-15,0 m	-15,0 m

Om sponten övervakas vad gäller deformationer och stämplaster kan de dimensionerande snittkrafterna sättas lika med beräknade snittkrafter vid en reduktion av hållfastheten lika med 1,3, se avsnitt 4.2.2.

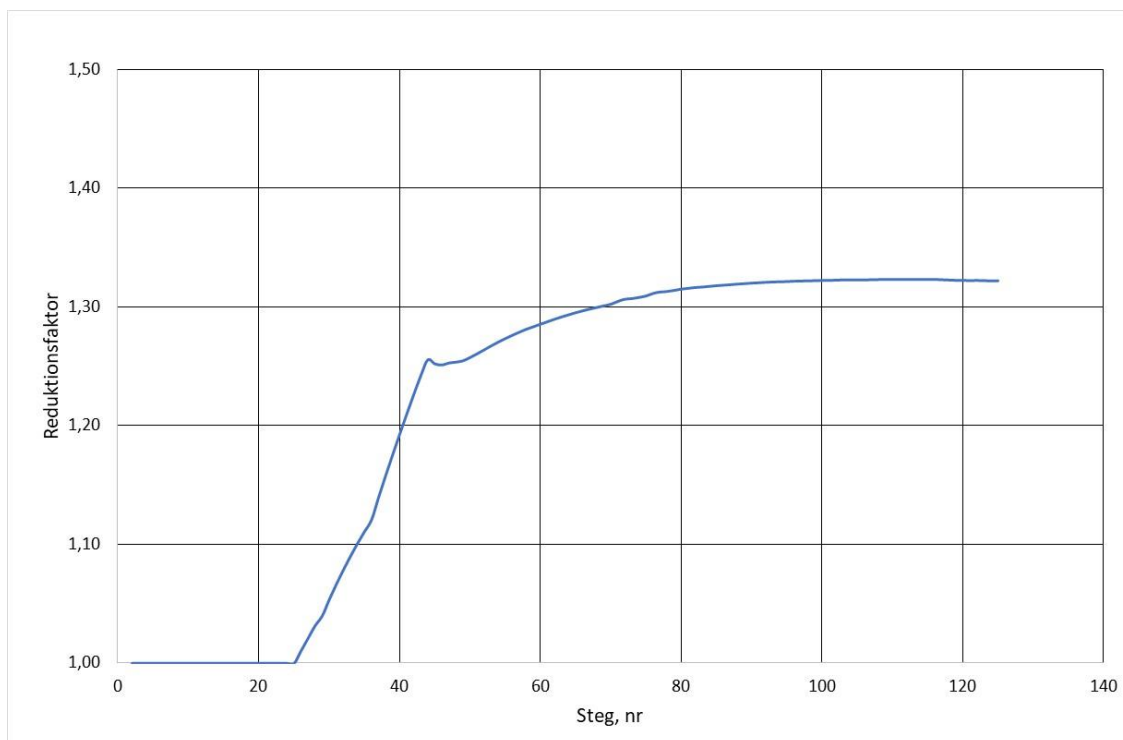
Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillståndet vid samverkansberäkning

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normalbelastning förstörade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora deformationer.

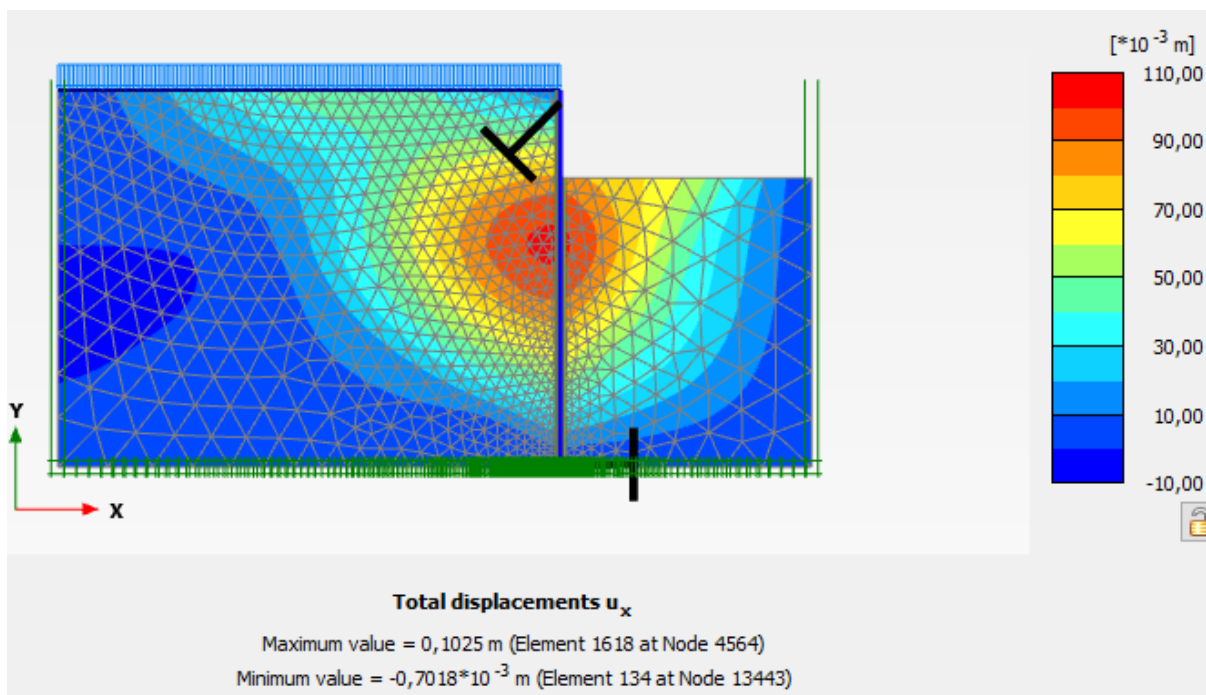
I detta fall blir de dimensionerande snittkrafterna enligt nedan.

	Dimensionerande snittkrafter vid normal belastning	Reduktion $\gamma_M=1,3$	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	152,6 kN/m	183,7kN/m	183,7 kN/m
$q_{h,Ed,dubb}$	72,6 kN/m	41,4 kN/m	72,6 kN/m
M_{Ed}	236,1 kNm/m	387,3 kNm/m	387,3 kNm/m
T_{Ed}	134,8 kN/m	171,4 kN/	171,4 kN/m
N_{Ed}	195,3 kN/m	201,0 kN/m	201,0 kN/m
UK_{spont}	-15,0 m	-15,0 m	-15,0 m

BILAGA H Beräkningsexempel

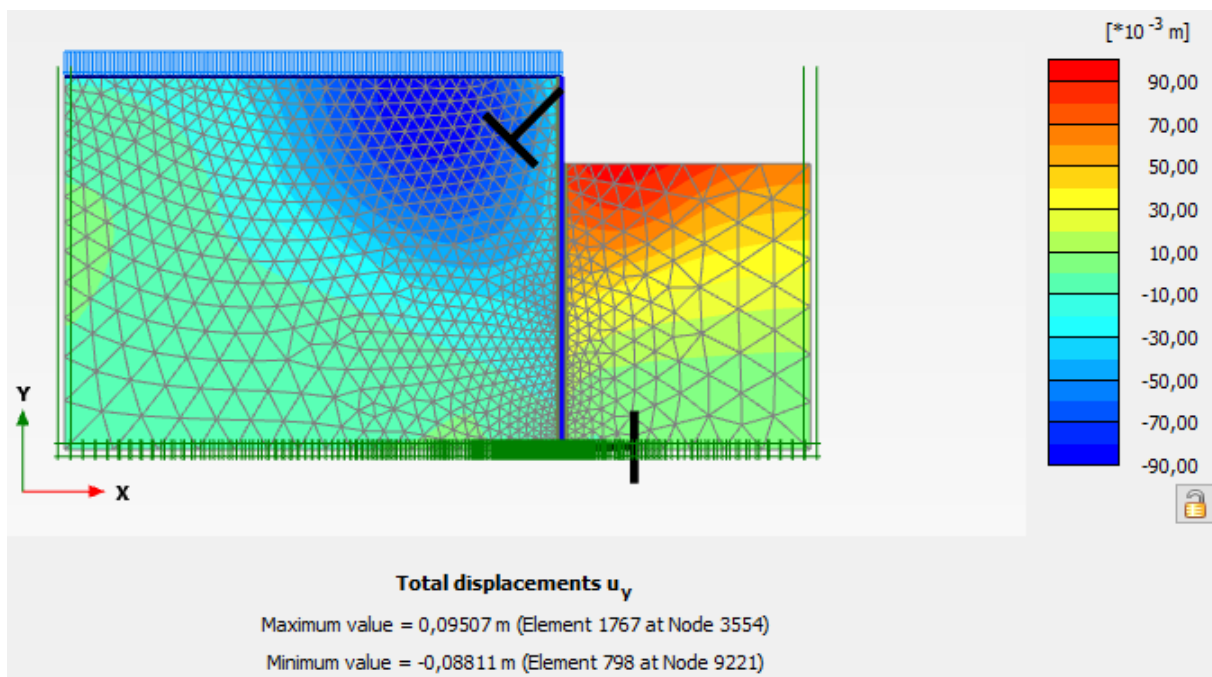


Figur H 2-12. Reduktionssfaktor som funktion av beräknings steg vid spont underkant = -15,0 utan dubb.

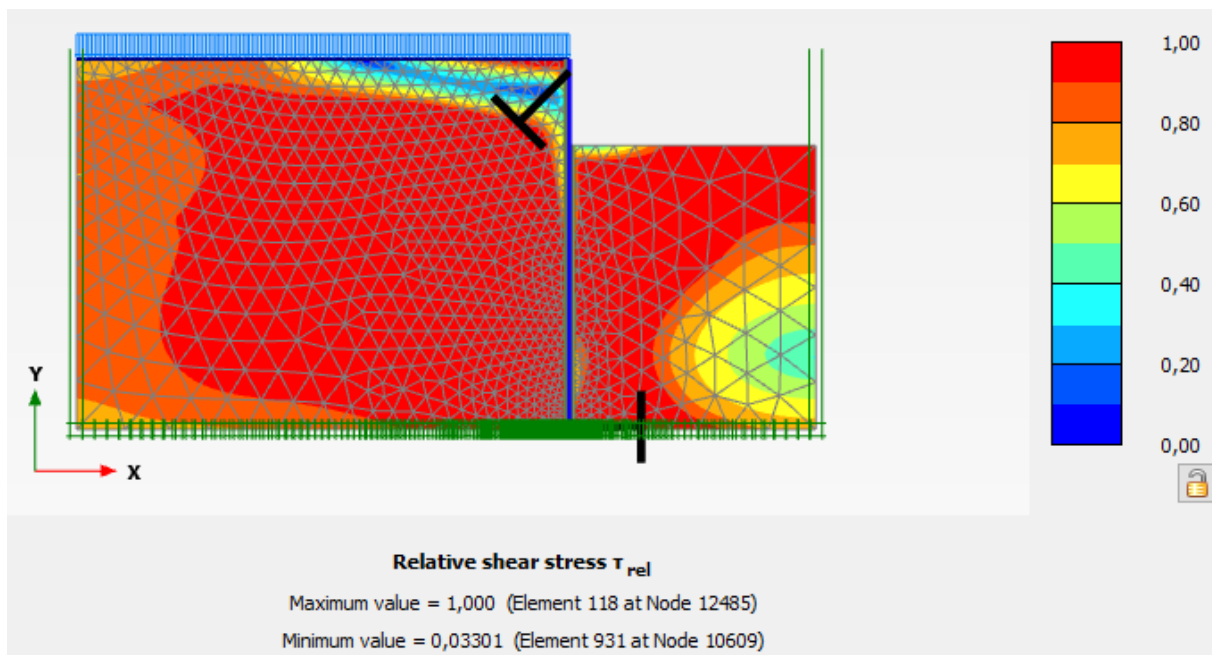


Figur H 2-13. Beräknade horisontaldeformationer vid schakt till fullt djup.

BILAGA H Beräkningsexempel

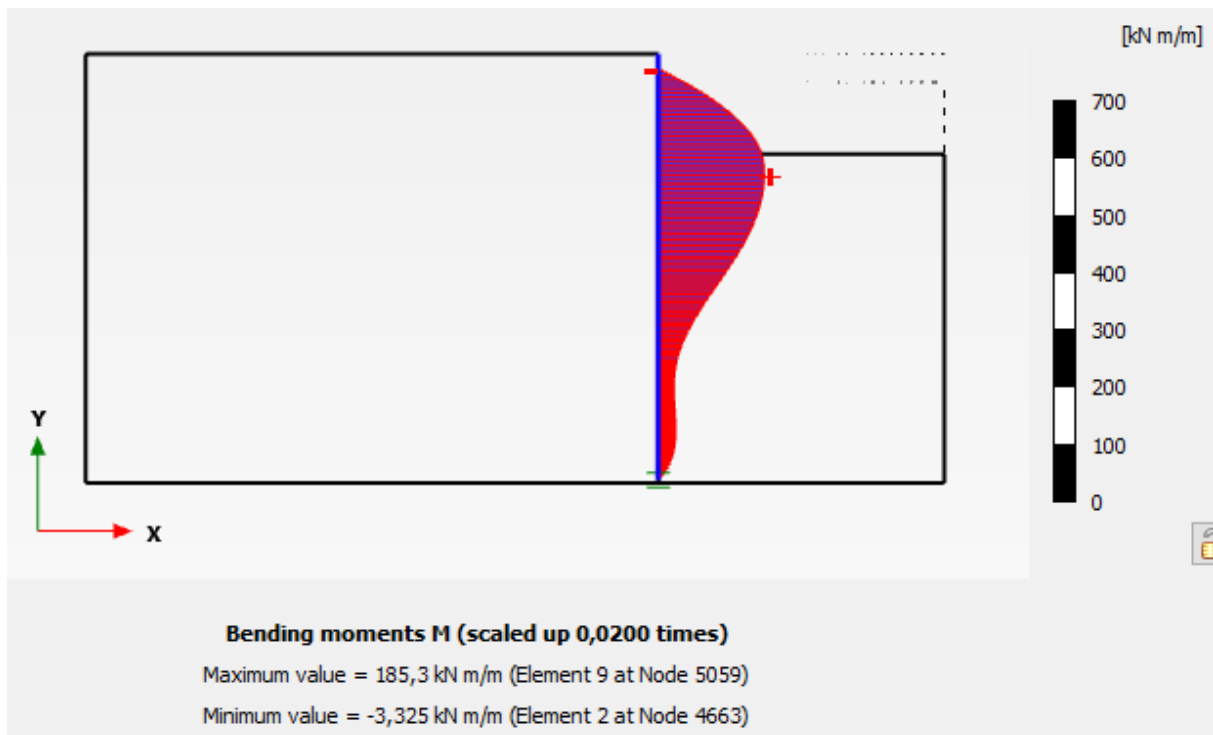


Figur H 2-14. Beräknade vertikaldeformationer vid schakt till fullt djup.

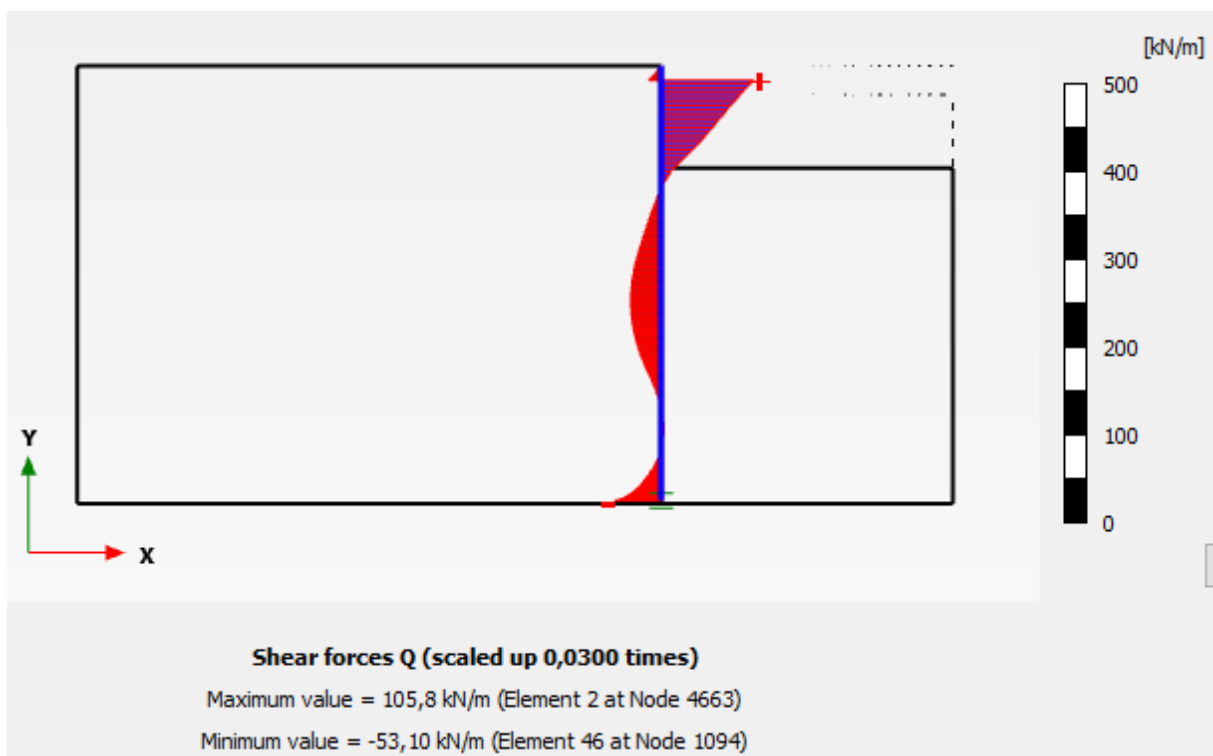


Figur H 2-15. Beräknad mobiliseringsgrad vid schakt till fullt djup.

BILAGA H Beräkningsexempel

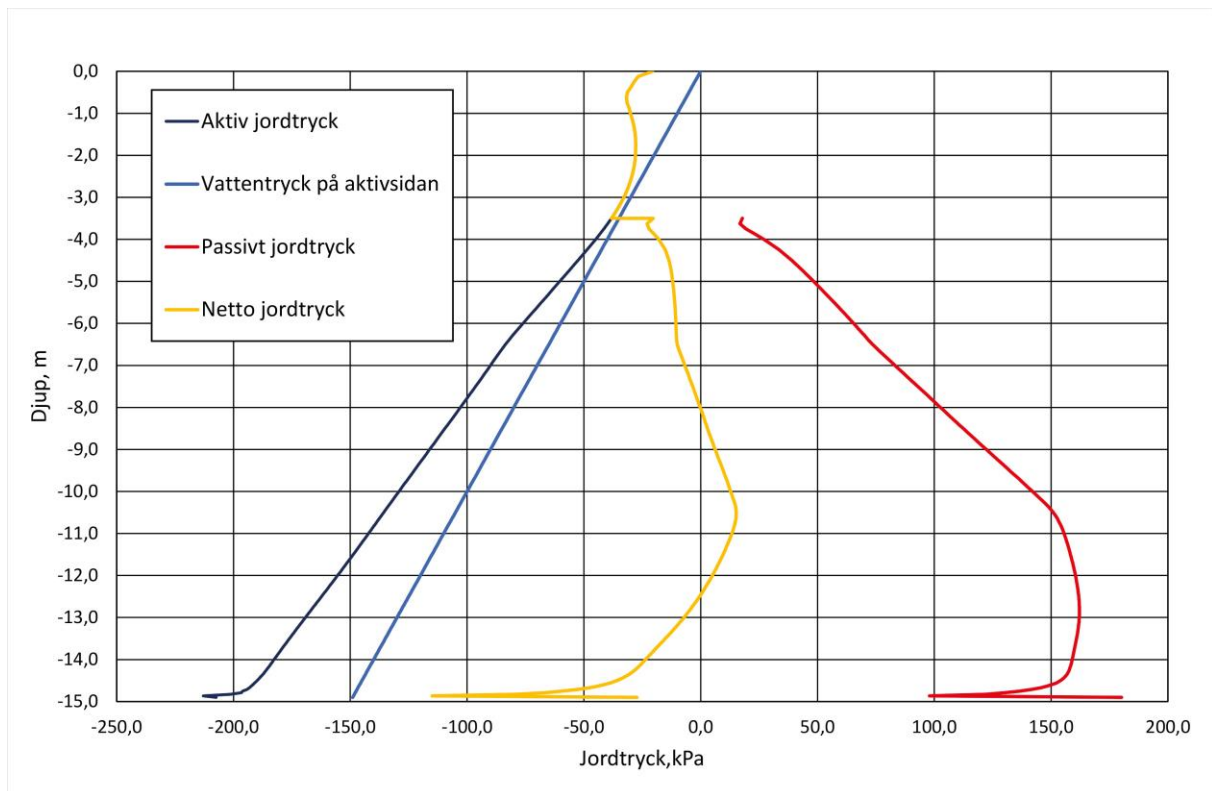


Figur H 2-16. Beräknat moment i spanten vid schakt till fullt djup.



Figur H 2-17. Beräknad tvärkraft i spanten vid schakt till fullt djup.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 2-18. Beräknat jordtryck mot spont. Aktivt jordtryck, passivt jordtryck och netto jordtryck vid schakt till fullt djup.

3 EXEMPEL 3 ENBANDSSPONT I FRIKTIONSJORD – INVERKAN AV VARIABEL ÖVERLAST

3.1 FÖRUTSÄTTNINGAR

Följande exempel syftar till att belysa effekten av variabel last. Samma förutsättningar som Exempel 1 – Enbandsspont i friktionsjord med skillnaden där den permanenta lasten ersatts av en variabel last och bakåtförankring i 45 grader.

3.2 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID STORA FÖRSKJUTNINGAR (BROTTGRÄNS, PUNKT 2).

Partialkoefficienter

$$\gamma_M = 1,3$$

$$\gamma_d \cdot 1,1 = 1,0 \text{ Partialkoefficient på permanent ogynnsam geoteknisk last}$$

$$\gamma_d \cdot 1,4 = 1,27 \text{ Partialkoefficient på variabel ogynnsam geoteknisk last}$$

$$\gamma_{S;d,a} = 1,0 \text{ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av aktivt nettojordtryck.}$$

$$\gamma_{R;d,p} = 1,0 \text{ Modelfaktor som tar hänsyn till osäkerheten i beräkning av passivt nettojordtryck.}$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 32}{1,3} = 25,7^\circ$$

$$K_a - K_p \text{ faktorer, } \phi = 25,7^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45 - 25,7/2) = 0,3955$$

$$K_p = \tan^2(45 + 25,7/2) = 2,5287$$

Permanent kontakttryck "G"

De permanenta jordtrycken redovisas till vänster i Figur H 3-1. Då det i det här fallet är säkerhetsklass 2 görs ingen skillnad på ogynnsamt kontakttryck varför de följande jämviktssberäkningarna utgår från aktivt och passivt jordtryck.

Variabelt kontakttryck "Q"

Effekten av den variabla överlasten mot sponten redovisas till höger i Figur H 3-1. Då lasten har stor utbredning ökas vertikalspänningen i hela jordprofilen. Det vertikala bidraget korrigeras med partialkoefficient på variabel ogynnsam geoteknisk last. Därefter erhålls den horisontella lasteffekten genom multiplikation med K_a .

$$1,27 \cdot 10 \cdot 0,3955 = 5,0 \text{ kPa}$$

Kontakttryck orsakat av vatten "U"

Aktuell schakt påverkas ej av vatten då grundvattenytan ligger djupt.

BILAGA H Beräkningsexempel

Kraft och momentjämvikt

Erforderligt nedslagningsdjup beräknas utifrån att momentjämvikt runt hammarbandsnivån måste råda.

Momentjämvikt runt Q_{Fr} : $M("G") + M("Q") = 0 \rightarrow d$

$$\frac{18 \cdot (5 + d)^2 \cdot 0,4}{2} \cdot \left((5 + d) \cdot \frac{2}{3} - 1 \right) - \frac{18 \cdot d^2 \cdot 2,5}{2} \cdot \left(d \cdot \frac{2}{3} + 4 \right) + 5,0 \cdot (5 + d) \cdot \left((5 + d) \cdot \frac{1}{2} - 1 \right) = 0$$

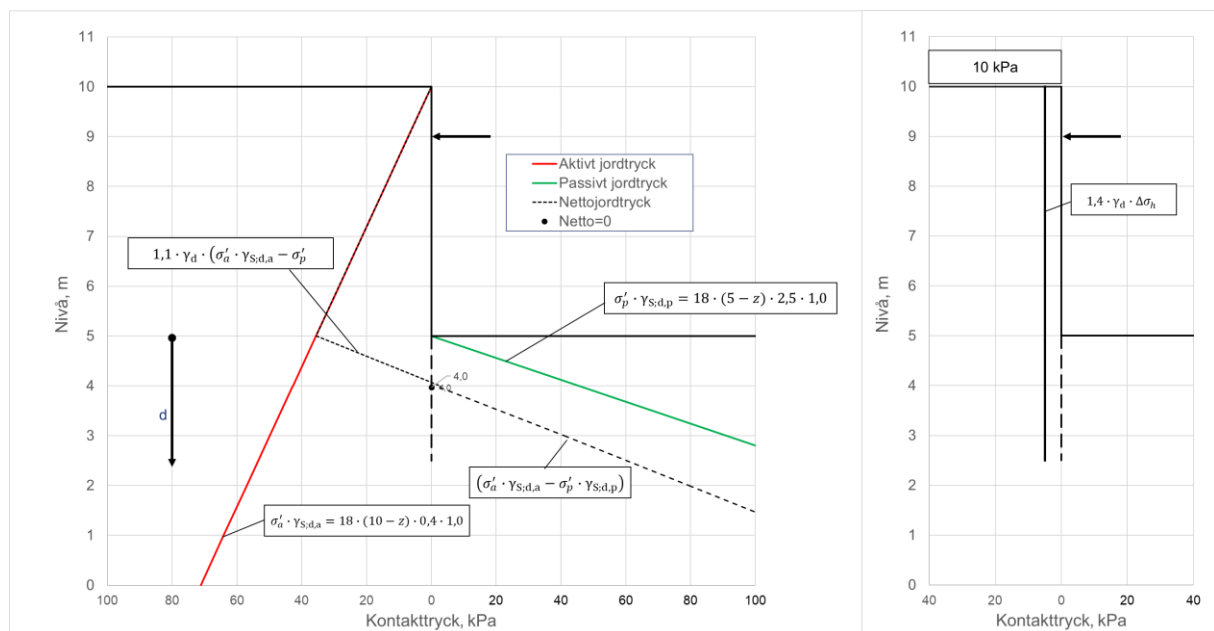
<i>Triangellast från aktivtryck · hävarm</i>	<i>Triangellast från passivtryck · hävarm</i>	<i>Lasteffekt från variabel överlast · hävarm</i>
--	---	---

Momentjämvikt erhålls för $d=2,75^2$ vilket motsvarar nedslagningsnivå +2,25.

Horisontell jämvikt: $Q_{Fr} = H("G") + H("Q")$

$$Q_{Fr} = \frac{18 \cdot (5 + 2,75)^2 \cdot 0,4}{2} - \frac{18 \cdot 2,75^2 \cdot 2,5}{2} + 5,0 \cdot (5 + 2,75) = 81 \text{ kN/m}$$

<i>Triangellast från aktivtryck</i>	<i>Triangellast från passivtryck</i>	<i>Lasteffekt från variabel överlast</i>
-------------------------------------	--------------------------------------	--



Figur H 3-1: Kontakttryck mot spont. T.v. Permanenta jordtryck. T.h. Kontakttryck orsakat av variabel överlast

Lasteffekt i sponten

² Ekvationssystemet är av tredje graden och uppfylls även för $d=-6,0$ respektive $-1,1$ vilka saknar relevans.

BILAGA H Beräkningsexempel

Maximalt fältmoment erhålls där tvärkraften är noll. Det dimensionerande momentet $M_{ULS,d}$ beräknas därefter med beaktande av modellosäkerheten, $\gamma_{S;d,m}$, enligt:

$$V = \frac{18 \cdot (10 - z)^2 \cdot 0,4}{2} - \frac{18 \cdot (5 - z)^2 \cdot 2,5}{2} + 5,0 \cdot (10 - z) - 81 = 0 \text{ där } () \text{ endast tillåts} \\ \geq 0 \text{ annars } 0.$$

Triangellast från aktivtryck	Triangellast från ev. passivtryck	Lasteffekt från variabel överlast	Q_{Fr}
------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	----------

Tvärkraften är noll vid nivå +5,9

Det dimensionerande momentet $M_{ULS,d}$ beräknas därefter med beaktande av modellosäkerheten, $\gamma_{S;d,m}$, enligt:

$$M_{ULS,d} = \gamma_{S;d,m} \cdot \left(81 \cdot (9 - 5,9) - \frac{18 \cdot (10 - 5,9)^3 \cdot 0,4}{6} - \frac{5,0 \cdot (10 - 5,9)^2}{2} \right) = \gamma_{S;d,m} \cdot 127 \text{ kNm/m}$$

Moment från Q_{Fr}	Moment från aktivtryck "G"	Moment från överlast "Q"
----------------------	----------------------------	--------------------------

På samma sätt som beskrivits i exempel 1 kan $\gamma_{S;d,m}$ utvärderas beroende på styvhetsförhållanden.

Vertikalstabilitet

Antag UPE400 stål S355 hammarband i 45 grader.

Resulterar i en vertikalkraft på sponten motsvarande 81 kN/m.

Med den förenklade modellen att $r=0$ ovan nivå +2,25 och 0,67 därunder erhålls

$$P_{PV} + 2 \cdot P_{AV} > F \cdot (q_v + W_s + R_y)$$

$$0 + 2 \cdot \frac{60+60+18 \cdot 0,4 \cdot \Delta d}{2} \cdot 0,67 \cdot \tan 25,7^\circ \cdot \Delta d > 1,5 \cdot (81 + 0 + 0) \rightarrow \Delta d \geq 2,7 \text{ m.}$$

Vilket ger en erforderlig underkant på nivå -0,5.

3.3 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID NORMAL BELASTNING (BRUKSGRÄNS, PUNKT 1) MED VARIABEL LAST

Inledningsvis beräknas nivån för där det aktiva jordtrycket är lika med det passiva.

$$\sigma'_a = 18 \cdot (10 - z) \cdot 0,31 = \sigma'_p = 18 \cdot (5 - z) \cdot 3,25 \rightarrow z = 4,48$$

Därefter beräknas erforderlig underslagning för såväl de permanenta jordtrycken "G" och de variabla "Q" med avseende på momentjämvikt runt förankringsnivån.

Då den variabla lasten har stor utbredning ökas vertikalspänningen i hela jordprofilen. I punkt 1 nyttjas karakteristisk last. Därefter erhålls den horisontella lasteffekten genom multiplikation med K_a .

BILAGA H Beräkningsexempel

$$10 \cdot 0,31 = 3,1 \text{ kPa}$$

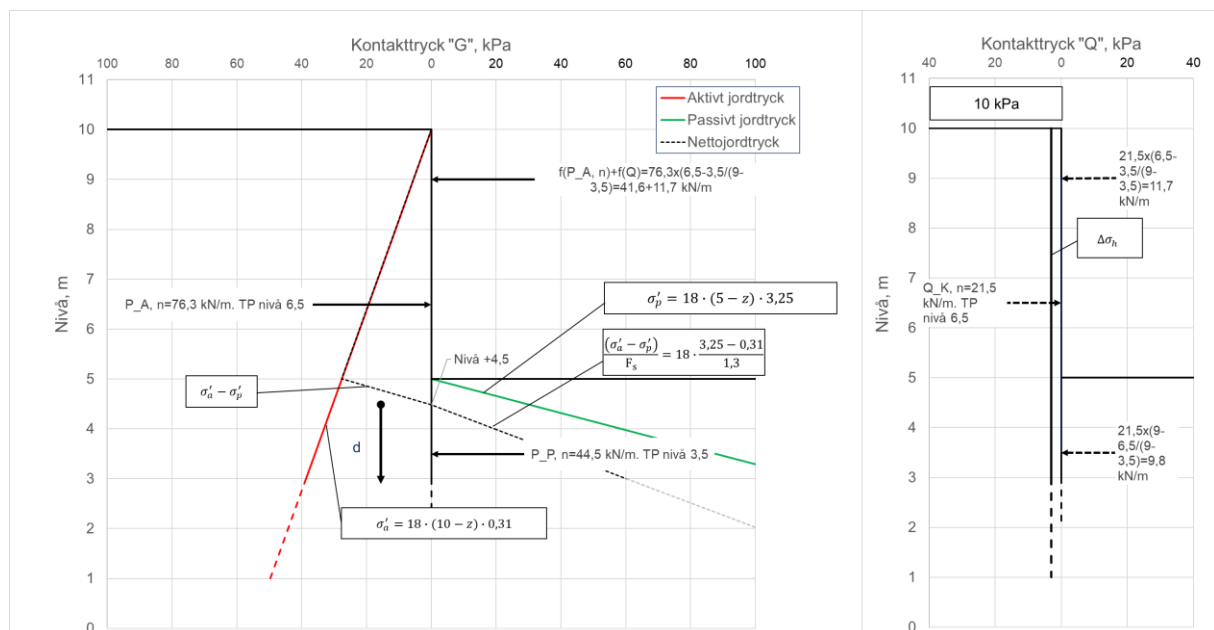
Momentjämvikt runt Q_{FR} : $M("G") + M("Q") = 0 \rightarrow d$

$$\frac{18 \cdot (10 - 4,48)^2 \cdot 0,31}{2} \cdot \left((10 - 4,48) \cdot \frac{2}{3} - 1 \right) - \frac{18 \cdot (5 - 4,48)^2 \cdot 3,25}{2} \cdot \left((5 - 4,48) \cdot \frac{2}{3} + 4 \right) + 10 \cdot 0,31 \cdot (10 - 4,48 + d) \cdot \frac{(10 - 4,48 + d - 1)}{2} - 18 \cdot \frac{3,25 - 0,31}{1,3} \cdot \frac{d^2}{2} \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{3} + (10 - 4,48) \right) = 0$$

Momentbidrag från aktivtryck ned till +4,48 - Momentbidrag från passivtryck ned till +4,48 + Momentbidrag från variabel last - Momentbidrag från resulterande passivtryck.

Jämvikt erhålls vid $d=1,48$ m vilket motsvarar erforderlig nedslagning till nivå +3,0. Tyngdpunkten för det resulterande nettojordtrycket blir därmed på nivå +3,5.

Kraftresultanterna beräknas. Kraftresultanten från "Q" fördelas på stagnivån och på tyngdpunktsnivån för $P_{P,n}$. På samma sätt fördelas $P_{A,n}$ där bidraget på hammarbandsnivån betecknas $Q_{FR(G)}$ och i det här fallet blir 41,6 kN/m.



Figur H 3-1 Kraftresultanter mot spanten efter beräkning av erforderlig underslagning till nivå +3,0. T.v. Effekten av permanenta jordtryck. T.h Effekten av de variabla lasterna. OBS! $P_{P,n}$ måste vara tillräckligt stor för att bära andelen från såväl $P_{A,n}$ som $Q_{K,n}$.

Hammarbandet är bakåtförankrat och för att begränsa deformationerna väljs en förspänningslast motsvarande 75% av beräknad last i Punkt 2 vilket ger $\frac{Q_{tot,pr}}{Q_{FR(G)}} = \frac{0,75 \cdot 81}{41,6} = 1,46$. Vilket ger $Q_{tot} = Q_{tot,pr}$.

$$Q_{tot} = 0,75 \cdot 81 = 60,8 \text{ kN/m}$$

Det bidrag som $P_{A,n}$ gav på hammarbandsnivån (Q_{FR}) ersätts efter korrigering med avseende på förspänningseffekter av Q_{tot} .

$$q_{h,serv} = 60,8 + 11,7 = 72,5 \text{ kN/m}$$

Lasteffekt i spanten

Maximalt fältmoment erhålls där tvärkraften är noll utan beaktande av förspänningen:

BILAGA H Beräkningsexempel

$$V = \frac{18 \cdot (10 - z)^2 \cdot 0,31}{2} - \frac{18 \cdot (5 - z)^2 \cdot 3,25}{2} + 3,25 \cdot (10 - z) - 53,0$$

$= 0 \quad \text{där } () \text{ endast tillåts } \geq 0 \text{ annars } 0.$

Triangellast från aktivtryck	Triangellast från ev. passivtryck	Lasteffekt från variabel överlast	$q_{h, \text{serv}}$
------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	----------------------

Tvärkraften är noll vid nivå +6,13.

Max moment utan beaktande av förspänning

$$M_{Fr} = (41,6 + 11,7) \cdot (9 - 6,13) - \frac{18 \cdot (10 - 6,13)^3 \cdot 0,31}{6} - \frac{3,07 \cdot (10 - 6,13)^2}{2} = 76 \text{ kNm/m}$$

Moment från Q_{Fr}	Moment från aktivtryck "G".	Moment från överlast "Q".
----------------------	-----------------------------	---------------------------

Max moment med beaktande av förspänning beräknas därefter med beaktande av förspänningen enligt det förenklade antagandet att det permanenta jordtrycket skalas upp ovanför nivån där tvärfkraften är noll och att tyngdpunktsläget bibehålls

$$M_{Tot} = (60,8 + 11,7) \cdot (9 - 6,13) - \frac{18 \cdot (10 - 6,13)^3 \cdot 0,31}{6} - \frac{3,07 \cdot (10 - 6,13)^2}{2} - 19,2 \cdot (7,42 - 6,13)$$

$= 106 \text{ kNm/m}$

Moment från Q_{Tot}	Moment från aktivtryck "G".	Moment från överlast "Q".	Moment från förspänningen ΔQ $= 60,8 - 41,6 = 19,2 \text{ kN/m}$ Tyngdpunkt $+6,13 + (+10 - 6,13)/3 = +7,42$
-----------------------	-----------------------------	---------------------------	---

Bruksgränslasten beräknas

$$M_{\text{serv}} = \gamma_{S;d,m} \cdot (106) = \gamma_{S;d,m} \cdot 106 \text{ kNm/m}$$

För att säkerställa rotationsstabiliteten ökas underslagningen med

$$(106 - 76) = 60 \cdot \Delta d \cdot (6,13 - 3,0 + \Delta d/2)$$

$$\Delta d = 0,16 \text{ m}$$

Vilket ger en underslagning till nivå +2,8

Dimensionerande lasteffekter i punkt 1

$$q_{h,Ed} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h,\text{serv}} = 1,274 \cdot 72,6 = 92,3 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_{S;d,m} \cdot M_{\text{serv}} = 1,274 \cdot \gamma_{S;d,m} \cdot 106 = \gamma_{S;d,m} \cdot 135 \text{ kNm/m}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

Nivå underkant spont +2,8.

Vertikalstabilitet

Antag UPE400 stål S355 hammarband i 45 grader.

$$q_{h, \text{serv}} = 72,5 \text{ kN/m}$$

och

$$q_{h, \text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h, \text{serv}} = 1,274 \cdot 72,5 = 92,3 \text{ kN/m}$$

Vilket resulterar i en vertikalkraft på sponten motsvarande 92,4 kN/m.

Med den förenklade modellen att $r=0$ ovan nivå +3,0 och 0,67 därunder erhålls

$$P_{PV} + 2 \cdot P_{AV} > F \cdot (q_V + W_S + R_Y)$$

$$0 + 2 \cdot \frac{44,5 + 44,5 + 18 \cdot 0,31 \cdot \Delta d}{2} \cdot 0,67 \cdot \tan 32^\circ \cdot \Delta d > 1,5 \cdot (92,3 + 0 + 0) \rightarrow \Delta d \geq 3,1 \text{ m.}$$

Vilket ger en erforderlig underkant på nivå -0,1.

3.4 SAMMANSTÄLLNING OCH JÄMFÖRELSE BERÄKNINGAR

Sammanställning av beräknade snittkrafter för fallet normal belastning:

1. Beräkning med variabel last

$$q_{h, \text{serv}} = 72,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{serv}} = 106 \text{ kN/m}$$

Nivå underkant spont +3,0.

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillstånd baserat på fallet normal belastning:

1. Beräkning med variabel last

$$q_{h, \text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot q_{h, \text{serv}} = 1,274 \cdot 72,6 = 92,3 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Ed}} = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_{S;d,m} \cdot M_{\text{serv}} = 1,274 \cdot \gamma_{S;d,m} \cdot 106 = \gamma_{S;d,m} \cdot 135 \text{ kN/m}$$

Nivå underkant spont +3,0.

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillståndet med jämviktsbetraktelse

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normal belastning förstorade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora förskjutningar, nedanstående tabell.

	Vid stora förskjutningar	Vid normal belastning	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h, \text{Ed}}$	81 kN/m	92,3 kN/m	92,3 kN/m
$q_{h, \text{serv}} (=q_{h, \text{ALS}})$		72,5 kN/m	72,5 kN/m
$q_{h, \text{pr}}$			61 kN/m
Uk spont rotation	+2,25	+2,8	

BILAGA H Beräkningsexempel

Uk spont vertikalstabilitet	-0,5	-0,1	-0,5
M_{Ed}	$\gamma_{S;d,m} \cdot 127$	$\gamma_{S;d,m} \cdot 135$	$\gamma_{S;d,m} \cdot 135 \text{ kNm/m}$

3.5 DIMENSIONERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT

Spontväggen

$$M_{Ed} = \gamma_{S;d,m} \cdot 135 \text{ kNm/m} \quad \text{VL601 S355 är Ok enligt tidigare kontroll}$$

Hammarband och ankare.

$$M_{z,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 2 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 894,6 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Brottgräns

$$M_{Ed} = \frac{q_{h,Ed} \cdot (c)^2}{12 \cdot \cos 45} \leq M_{z,Rd} \rightarrow c \leq 9,1 \text{ m}$$

Ankarbortfall (olyckslast)

$$M_{Ed} = \frac{q_{h,ALS} \cdot (2 \cdot c)^2}{16 \cdot \cos 45} \leq M_{z,Rd} \rightarrow c \leq 5,9 \text{ m}$$

Väljer stag c/c 4,8m

Ankarlast

$$F_{ULS;Ed} = \frac{q_{h,Ed} \cdot c}{\cos 45} = 627 \text{ kN}$$

$$F_{ALS;Ed} = 1,5 \cdot \frac{q_{h,ALS} \cdot c}{\cos 45} = 738 \text{ kN}$$

Ankarna skall provdras till minst 738 kN.

Vald låslast är 414 kN

Dimensioneringen av själva ankaret avseende strukturell utförs i enlighet med Kapitel 7.6.

4 EXEMPEL 4. ENBANDSPONT I LERA – INVERKAN AV VARIABEL ÖVERLAST

4.1 FÖRUTSÄTTNINGAR

Följande beräkningsexempel har samma förutsättningar som Exempel 2 – Enbandsspont i lera med skillnaden att följande beräkningsexempel räknar spont med eller utan variabel last i stället för permanent last.

4.2 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID STORA DEFORMATIONER (BROTTGRÄNS, PUNKT 2) MED VARIABEL LAST

Totalstabilitet

För samma förutsättningar men med en permanent last konstateras att sponten redan för den mindre lasten 10 kPa (den variabla lasten skall förses med partialkoefficienterna $\gamma_d \cdot 1,4 = 1,27$) att sponten måste dubbas.

Rotationsstabilitet

Jordtrycket beräknas enligt Bilaga A utan vidhäftning ovan schaktbotten

Vattenspalten dominerar ned till nivå -2,22 för den permanenta kontakttrycket

$$\gamma_w \cdot (0 - z) = 16 \cdot (0 - z) - 2 \cdot c_{ud} \rightarrow z = -2,22 \text{ m.}$$

Vattenspalten dominerar ned till nivå -0,1 för det totala kontakttrycket

$$\gamma_w \cdot (0 - z) = 12,7 + 16 \cdot (0 - z) - 2 \cdot c_{ud} \rightarrow z = -0,1 \text{ m.}$$

Genom att beräkna jordtrycken på liknande sätt som i Exempel 2 erhålls ett underskott avseende rotation kring hammarbandet vilket ger en dubbreaktion. Den horisontella jämvikten ger en hammarbandslast och slutligen erhålls en momentpåkänning i sponten.

$$q_{h,dubb} = 785/14,5 = 54 \text{ kN/m}$$

$$Q_{FR} = 179,4 \text{ kN/m}$$

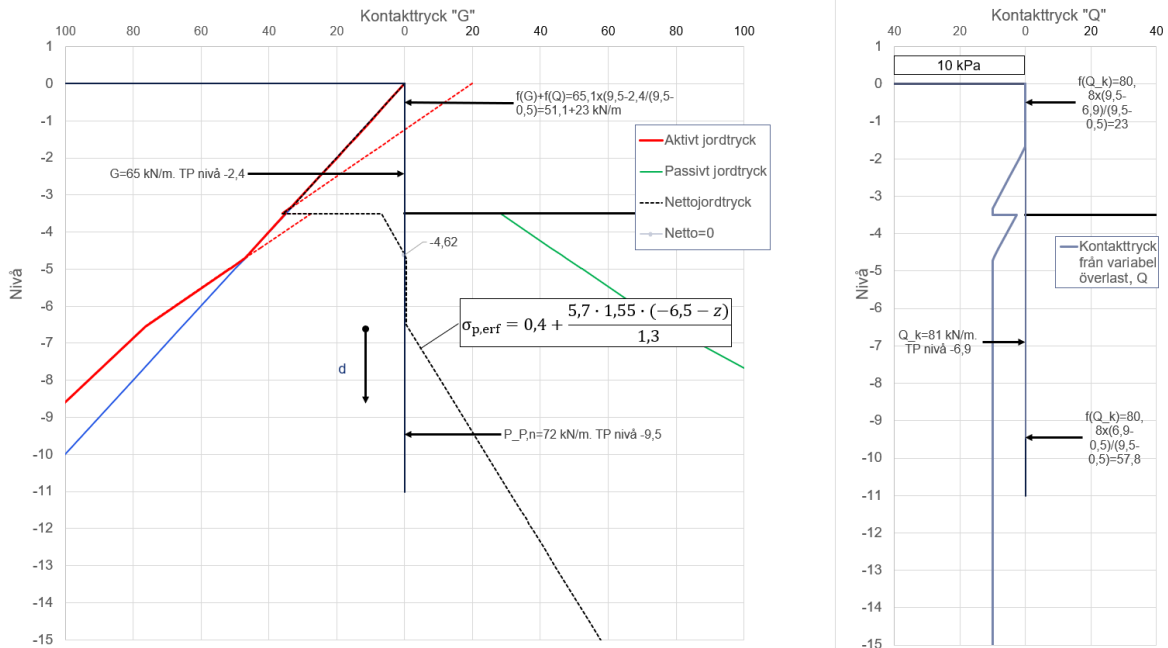
$$M_{Ed} = 566 \text{ kNm/m}$$

$$T_{Ed} = 178,2 \text{ kN/m}$$

4.3 ANALYTISK JÄMVIKTSBERÄKNING. VID NORMAL BELASTNING (BRUKSGRÄNS, PUNKT 1) MED VARIABEL LAST

Kontroll av erforderlig underslagning för samtliga lasttyper "G" + "Q" + "U". I detta aktuella fall finns inget "U" då leran "G" baseras på en totalspänningsanalys med ett nedre gränsvärde motsvarande hydrostatiskt vattentryck.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 4-1 Erforderlig nedslagningsnivå och hammarbandsreaktion tillsammans med jordtryck med variabel last. Den variabla lasten har justerats för att inte medräkna effekten av vattenspalten två gånger.

Rotationsjämvikt erhålls för "G"+"Q" med en underkant på nivå -11,03.

Den variabla lasten är separerad och säkerheten $F_s = 1,3$ är applicerad på mothållande nettojorjtryck (under nivå -4,62). $P_{A,n}$ är 65 kN/m.

$$Q_{FR(G)} = \frac{P_{A,n}(b+c)}{a+b+c} = \frac{65 \cdot (9,5-2,4)}{9,5-0,5} = 51,1 \text{ kN/m}$$

$$Q_{FR(Q)} = \frac{Q_k(a+b+c-a_k)}{(a+b+c)} = \frac{83 \cdot (9,5-6,9)}{9,5-0,5} = 23,0 \text{ kN/m}$$

$$Q_{FR} = Q_{FR(G)} + Q_{FR(Q)} = 51,1 + 23,0 = 74,1 \text{ kN/m}$$

Tvärkraften i sponten är noll vid nivå -3,8 vilket ger $M = 145,1 \text{ kNm/m}$.
TP för den permanenta lasten ovanför denna nivå ligger på nivå -2,4

Alternativ 1: Förspänning motsvarande 80% $Q_{FR(G)}$

$$Q_{tot} = 0,8 \cdot 51,1 + 0,4 \cdot 0,8 \cdot 51,1 = 57,2 \text{ kN/m}$$

$$\Delta Q = Q_{tot} - Q_{FR(G)} = 57,2 - 51,1 = 6,1 \text{ kN/m}$$

$$q_{h, serv; k} = Q_{tot} + \frac{Q_k(a+b+c-a_k)}{(a+b+c)} = 57,2 + \frac{81 \cdot 2,6}{9,0} = 80,6 \text{ kN/m}$$

Tvärkraften i sponten antas fortsatt vara noll vid nivå -3,8 vilket ger
 $M_{serv} = 145,1 + 6,1 \cdot (2,4 - 0,5) = 156,7 \text{ kNm/m}$.

Momentökningen återspeglas i ett ökat underslagningsbehov

$$\Delta d \approx \frac{(156,7-145,1)}{7,2 \cdot 30} = 0,05 \text{ m}$$

Alternativ 2: Förspänning motsvarande 75% av beräknad last i Punkt 2

$$Q_{tot, pr} / Q_{FR(G)} = 0,75 \cdot 179,4 / 51,1 = 2,63$$

$$Q_{tot} = 0,75 \cdot 179,4 = 134,6 \text{ kN/m}$$

$$\Delta Q = Q_{tot} - Q_{FR(G)} = 134,6 - 51,1 = 83,5 \text{ kN/m}$$

BILAGA H Beräkningsexempel

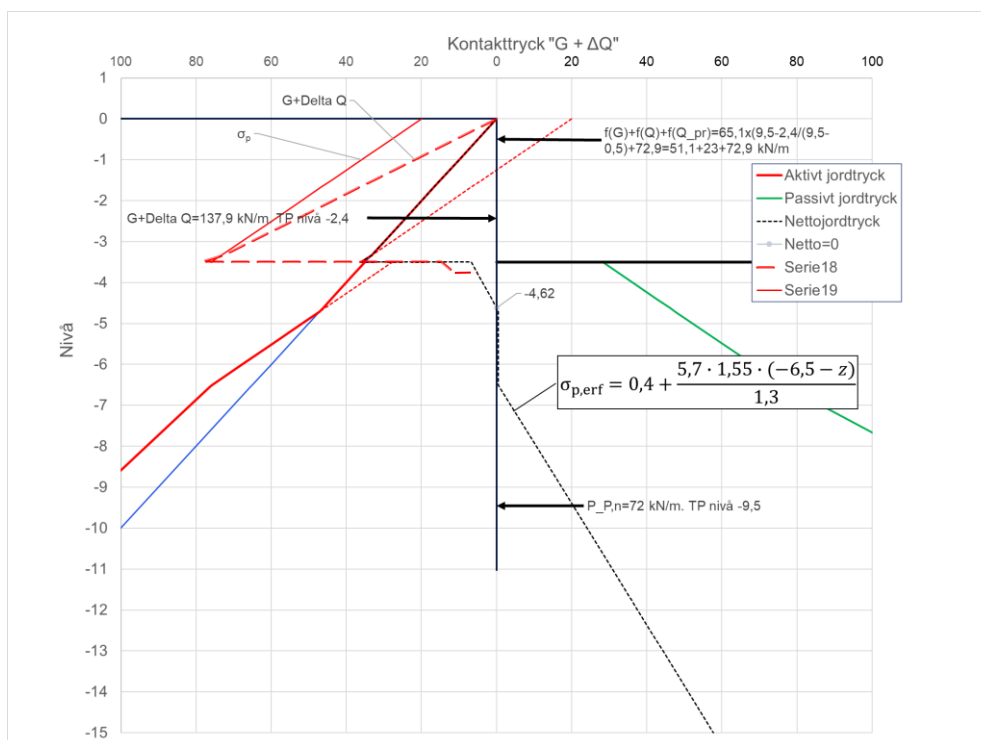
$$q_{h, \text{serv};k} = Q_{\text{tot}} + \frac{Q_k(a + b + c - a_k)}{(a + b + c)} = 134,6 + \frac{81 \cdot 2,6}{9,0} = 158 \text{ kN/m}$$

Tvärkraften i spanten antas fortsatt vara noll vid nivå -3,8 vilket ger $M_{\text{serv}} = 145,1 + 83,5 \cdot (2,4 - 0,5) = 303,8 \text{ kNm/m}$.

Momentökningen återspeglas i ett ökat underslagningsbehov

$$\Delta d \approx \frac{(303,8 - 145,1)}{7,2 \cdot 30} 0,73 \text{ m}$$

Då förspänningen är hög har effekten av aktuell beräkningsmodell jämförts med tillgängligt mothåll, se Figur H 4-1. Med denna höga förspänning och den förenklade modellen att tyngdpunkten skall bibehållas konstateras vissa brister i den konceptuella modellen. Ett rimligare antagande är att effekten av förspänningen koncentreras ytligare och begränsas av tillgängligt passivtryck. Den antagna modellen är dock på säker sida vad gäller momentpåkning och behovet av extra underslagning.



Figur H 4-1: Aktuella lasteffekter mot spanten till följd av förspänningen samt gränsvärden för tillgängligt mothåll.

Sammanfattning av alternativ 2: Skall så hög förspänning nyttjas som i det här fallet och konstruktören inte är trygg i lösningen så rekommenderas samverkansberäkningar för att studera lasteffekterna i Punkt 1.

Sammanställning av snittkrafter vid fallet normal belastning och olika förspänningslaster

$q_{\text{låslast}} =$	40,9 kN/m	134,6 kN/m
$q_{h, \text{serv};k} =$	80,6 kN/m	158,0 kN/m
$M_{\text{serv}} =$	156,7 kNm/m	303,8 kNm/m
$T_{\text{serv}} =$	79,4 kN/m	156,8 kN/m
$N_{\text{serv}} =$	80,6 kN/m	158,0 kN/m

BILAGA H Beräkningsexempel

Uk spont -11,1 -11,8

Underkant spont -11,3 m. (vertikalstabiliteten kontrolleras ej då det redan i analysen av Punkt 2 är klarlagt att sponten skall slås till berg nivå -15,0)

Dimensionerande snittkrafter i brottgränstillstånd baserat på normalbelastning:

$$\begin{aligned} q_{\text{låslast}} &= & 40,9 \text{ kN/m} & \quad 134,6 \text{ kN/m} \\ \gamma_{S;d} &= 1,274 \\ q_{h,Ed} &= \gamma_{S;d} \cdot q_{h,\text{serv};k} = & 102,7 \text{ kN/m} & \quad 201,3 \text{ kN/m} \\ M_{Ed} &= \gamma_{S;d} \cdot M_{\text{serv}} = & 199,6 \text{ kNm/m} & \quad 387,0 \text{ kNm/m} \\ T_{Ed} &= \gamma_{S;d} \cdot T_{\text{serv}} = & 101,2 \text{ kN/m} & \quad 199,8 \text{ kN/m} \\ N_{Ed} &= \gamma_{S;d} \cdot N_{\text{serv}} = & 102,7 \text{ kN/m} & \quad 201,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4.4 DIMENSIONERANDE SNITTKRAFTER I BROTTGRÄNSTILLSTÅNDET MED JÄMVIKT BETRAKTELSE

I brottgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras för de största snittkrafter som beräknats vid normalbelastning förstörade med en modellfaktor $\gamma_{S;d}$ eller beräknade vid stora deformationer.

I detta fall blir de dimensionerande snittkrafterna enligt nedan.

	Vid stora förskjutningar	Vid normal belastning $q_{\text{låslast}} = 49,4 \text{ kN/m}$	Vid normal belastning $q_{\text{låslast}} = 134,6 \text{ kN/m}$	Dimensionerande snittkrafter
$q_{h,Ed}$	179,4 kN/m	102,7 kN/m	201,3 kN/m	179,4 / 201,3 kN/m
$q_{h,ALS}$		80,6 kN/m	158 kN/m	83,7 / 158 kN/m
$q_{h,Edubb}$	54 kN/m	0	0	54 kN/m
M_{Ed}	566 kNm/m	199,6 kNm/m	387,0 kNm/m	566 kNm/m
T_{Ed}	178,2 kN/m	101,2 kN/m	199,8 kN/m	178,2 / 199,8 kN/m
N_{Ed}	179,4 kN/m	102,7 kN/m	201,3 kN/m	179,4 / 201,3 kN/m
<i>UK spont</i>	-15,0 m	-11,1 m	-11,8 m	-15,0 m

4.5 DIMENSIONERING AV KONSTRUKTIONSELEMENT EXEMPEL 2

Spontväggen

Från tidigare exempel är det konstaterat att PU18 stål S355 har tillräcklig kapacitet.

Ankare

Baserat på att förspänningslasten (låslasten) är relativt låg i alternativ 1 i förhållande till brottgränslasten är stångankare att föredra. *Ett linankare kräver i sort sett en låslast på 30-50% av kapaciteten för att säkerställa kilningen..*

Vald stagdimension MAI T76N

BILAGA H Beräkningsexempel

Vald stagdimension har en brottlast på 1600 kN och en sträckgräns på 1200 kN.

Max provdragningslast är det lägsta av 90% av sträckgränsen eller 80% av brottgränsen.

Max provdragningslast blir 1080 kN

$$F_{ULS,Rd} = \frac{P_p}{\gamma_{a;acc;ULS}} = \frac{1080}{1,05} = 1029 \text{ kN}$$

Belastning i stagriktning i brottgräns

$$F_{ULS,Ed} = \frac{q_{h,Ed}}{\cos \beta_{stag}} = \frac{179,4}{\cos 45^\circ} = 254 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max cc} = \frac{1029}{254} = 4,05 \text{ m i brottgräns}$$

Belastning i ankarriktning vid ankarbortfall, alternativ 1

$$F_{ALS,Ed} = 1,5 \cdot \frac{q_{h,serv;k}}{\cos \beta_{stag}} = 1,5 \cdot \frac{80,6}{\cos 45^\circ} = 171,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max dubbla - cc} = \frac{1029}{171,0} = 6,0 \text{ m vid ankarbortfall.}$$

Välj ankare cc = 2,4 m vilket ger $N_{ULS,Ed} = 2,4 \cdot 254 = 610 \text{ kN}$

Provdragningslast görs till minst $N_{Prov} = \max(1,5 \cdot 2,4 \cdot \frac{80,6}{\cos 45^\circ} \cdot 1,05, N_{ULS,Ed} \cdot 1,05) = 641 \text{ kN}$

$$\text{Låslast } N_{Lås} = \frac{40,9}{\cos 45^\circ} \cdot 2,4 = 139 \text{ kN}$$

Belastning i ankarriktning vid ankarbortfall, alternativ 2

$$F_{ALS,Ed} = 1,5 \cdot \frac{q_{h,serv;k}}{\cos \beta_{stag}} = 1,5 \cdot \frac{158,0}{\cos 45^\circ} = 335,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max dubbla - cc} = \frac{1029}{335,2} = 3,07 \text{ m vid ankarbortfall.}$$

Välj ankare cc = 1,5 m vilket ger $N_{ULS,Ed} = 1,5 \cdot \frac{201,3}{\cos 45^\circ} = 427 \text{ kN}$

Provdragningslast görs till minst $N_{Prov} = \max(1,5 \cdot 1,5 \cdot \frac{158,0}{\cos 45^\circ} \cdot 1,05, N_{ULS,Ed} \cdot 1,05) = 528 \text{ kN}$

$$\text{Låslast } N_{Lås} = \frac{134,6}{\cos 45^\circ} \cdot 1,5 = 286 \text{ kN}$$

Hammarband, endast alternativ 1

Valt hammarband 2xUPE240 tvärsnittsklass 1

Momentbelastning vid ankarbortfall

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{h,ALS} \cdot (2 \cdot l)^2}{\cos 45^\circ \cdot 16} = \frac{83,7 \cdot (2 \cdot 2,4)^2}{\cos 45^\circ \cdot 16} = 170,4 \text{ kNm}$$

Momentbelastning i brottgräns

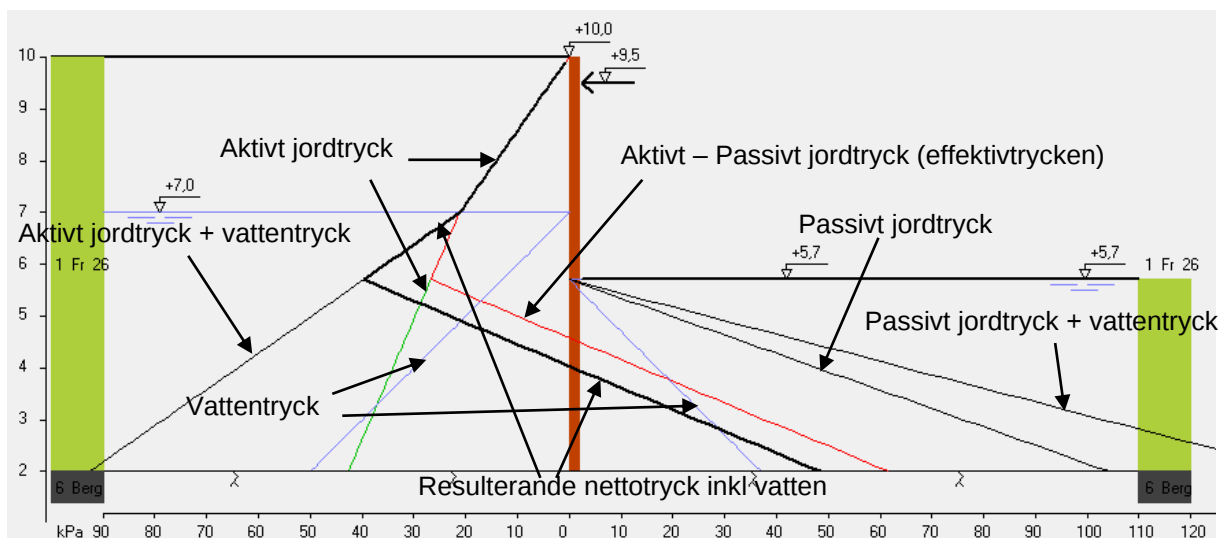
$$M_{y,Ed} = \frac{q_{h,Ed} \cdot l^2}{\cos 45^\circ \cdot 12} = \frac{179,4 \cdot 2,4^2}{\cos 45^\circ \cdot 12} = 121,8 \text{ kNm}$$

$M_{y,Rd} > 170,4 \text{ kNm}$ vilket redan visats.

5 EXEMPEL PÅ BROTTGRÄNSJORDTRYCK MOT SPONTER

5.1 SPONT I FRIKTIONSJORD

I friktionsjord är belastningen mot spanten en kombination av last från jorden och last från grundvattentryck. Storleken av lasten från jorden beror på friktionsjordens hållfasthet. Vattentrycket beror av grundvattenytans läge och strömningsförhållandena under spantfoten. I Figur H 5-1 visas tryckfördelningen av jordtryck och vattentryck mot en spont som slagits tät mot berg och grundvattnet avsänks inom schakten.

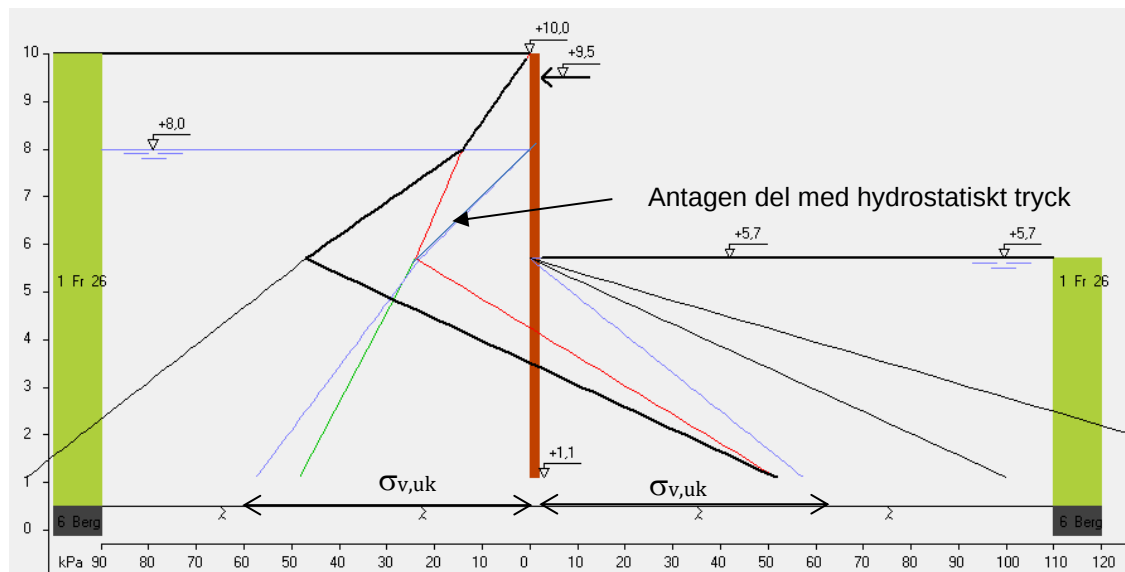


Figur H 5-1. Jordtryck mot enbandsspont i friktionsjord slagen tät mot berg.

Om vattenströmning förekommer, kommer vattentrycken på aktiv och passiv sida att vara lika vid spontunderkanten, se Figur H 5-2 Vattentrycket beror bland annat på jordlagrens permeabilitet och förekomst av eventuella täta skikt. Det är också viktigt att veta hur pumpningen sker i schakten. Följande aspekter bör beaktas:

- Om pumpning sker på schaktbotten, kan detta ge risk för hydrauliskt grundbrott på passivsidan se avsnitt 4.1.
- Om pumpning sker i pumpbrunnar eller "blödarrör" nerförda till spontunderkant, minskas gradienterna och ett hydrostatiskt vattentryck erhålls mot spanten på passiv sidan.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 5-2. Jordtryck mot enbandsspont i friktionsjord där vattenströmning förekommer.

För att bestämma vattentrycket kan numeriska beräkningar utföras eller tekniken med strömlinjenät utnyttjas. I det redovisade exemplet har problemet förenklats som normalt ger tryck på säkra sidan. Man använder sig av statiskt vattentryck ner till schaktbotten och därefter utjämnar tryckskillnaden linjärt mellan aktiv och passivsidan.

I exemplet ovan, Figur H 5-2, är skillnaden 2,3 meter mellan grundvattenytorna på aktiva respektive passiva sidan, vilket innebär att u_a minskar i nivå med spontens underkant med 11,5 kPa och u_p ökas med 11,5 kPa. Det statiska vattentrycket på aktivsidan, u_a , i nivå med schaktbotten är 23 kPa och blir i höjd med spontunderkanten $69 - 11,5 = 57,5$ kPa och antas linjärt däremellan. På passivsidan är vattentrycket noll på schaktbotten och vid spontunderkanten blir vattentrycket $u_p = 0 + 11,5 = 11,5$ kPa. Dessa värden används sedan vid beräkning av aktivt och passivt jordtryck och nettotryck mot sponten.

I verkligheten kan ett flertal andra varianter förekomma beroende bl.a. på tillgång på vatten utanför sponten, förekomst av täta skikt i jordlagren och på jordlagrens verkliga permeabilitet horisontellt och vertikalt. Om jorden är homogen kommer en sänktratt utbildas mot sponten och vattentrycket mot spontens aktivsida minskar. I normalfallet saknar vi kunskaper om jordlagrens permeabilitet, så att bestämning av ett riktigt grundvattenflöde är möjligt, det är därför viktigt att göra en bedömning som ligger på säkra sidan.

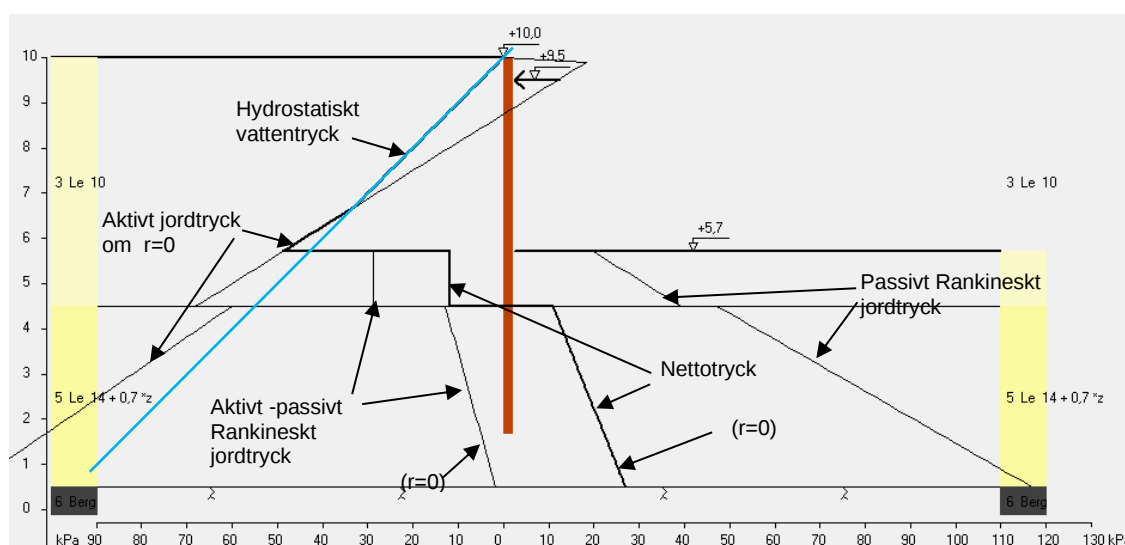
BILAGA H Beräkningsexempel

Om leran har konstant hållfasthet inom ett skikt blir nettotrycket konstant och om hållfastheten ökar med djupet ökar nettotrycket med djupet se Figur H 5-5. I figuren redovisas dels Rankines jordtryck över schaktbotten dels nettotrycket under schaktbotten. I figurerna nedan Figur H 5-5 och Figur H 5-6 har nettojordtrycket beräknats för två olika värden på relativ vidhäftning $r=0$ i Figur H 5-5 och $r=1$ i Figur H 5-6. För att ett mothållande jordtryck skall finnas under schaktbotten måste spanten utföras med vertikalstöd så att full vidhäftning erhålls på både aktiva och passiva sidan.

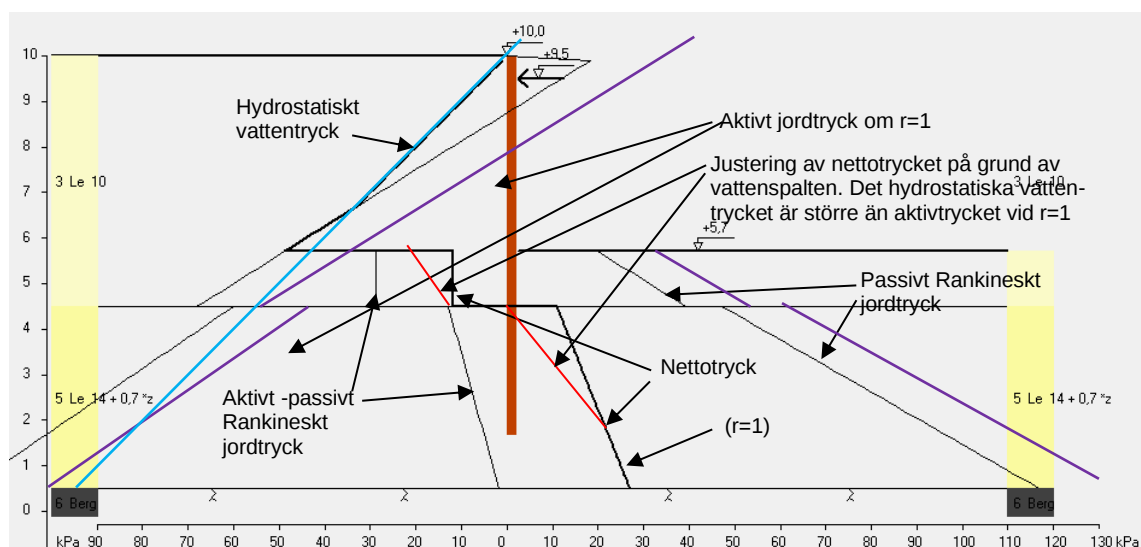
Jordtrycket bakom spanten justeras med hänsyn till sprickvattentryck från markytan, se Figur H 5-5, och Figur H 5-6.

I Figur H 5-6 visas beräknat aktivt jordtryck med relativ vidhäftning, $r=1$, med en lila linje.

Notera då att det hydrostatiska vattentrycket kan vara högre än det aktiva trycket även under schaktbotten. Därför bör även nettotrycket justeras för detta, se de röda linjerna.

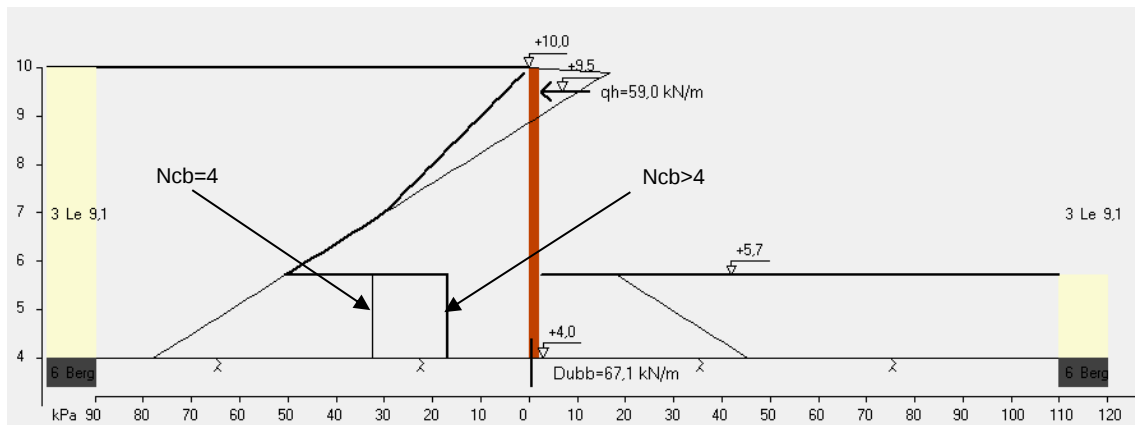


Figur H 5-5. Jordtryck mot en svävande spant med ett hammarband i lera med ökande hållfasthet och utan relativ vidhäftning $r=0$.

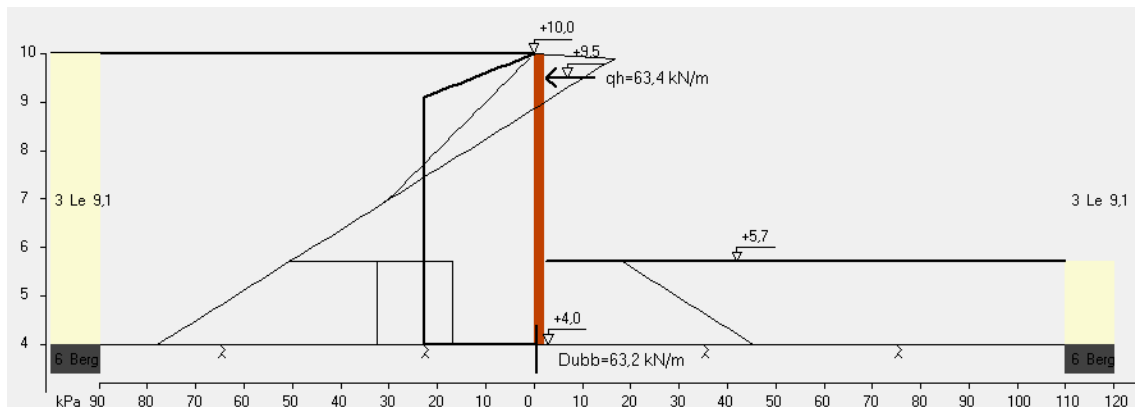


Figur H 5-6. Jordtryck mot en svävande spant med ett hammarband i lera med ökande hållfasthet och med relativ vidhäftning $r=1$.

5.4 DUBBAD SPONT



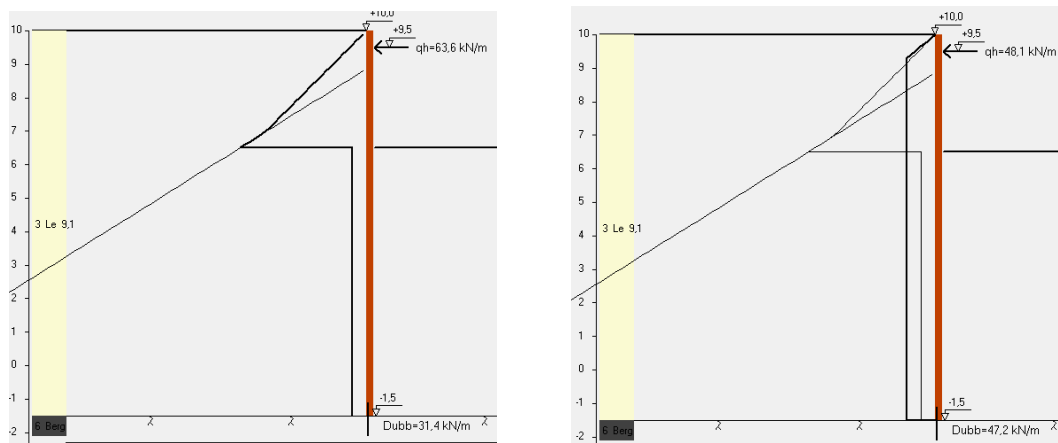
Figur H 5-7. Jordtryck mot en dubbad spont med en hammarbandsnivå.



Figur H 5-8. Jordtryck mot en dubbad spont räknad med omfördelat jordtryck.

Om underslagningen är måttlig kan man även tänka sig att betrakta dubben som ett upplag till en flerbands-spont och räkna med omfördelat jordtryck, vilket som är rätt beror på många omständigheter. Det är därför viktigt att man har klart för sig vilka effekter det får. Särskilt gäller detta vid sponter med stor underslagning och ett litet pådrivande jordtryck under schaktbotten, se nedan. Det är inte alls självklart att man kan tvinga ner lasterna till dubben som blir fallet om man räknar med omfördelat jordtryck se Figur H 5-9.

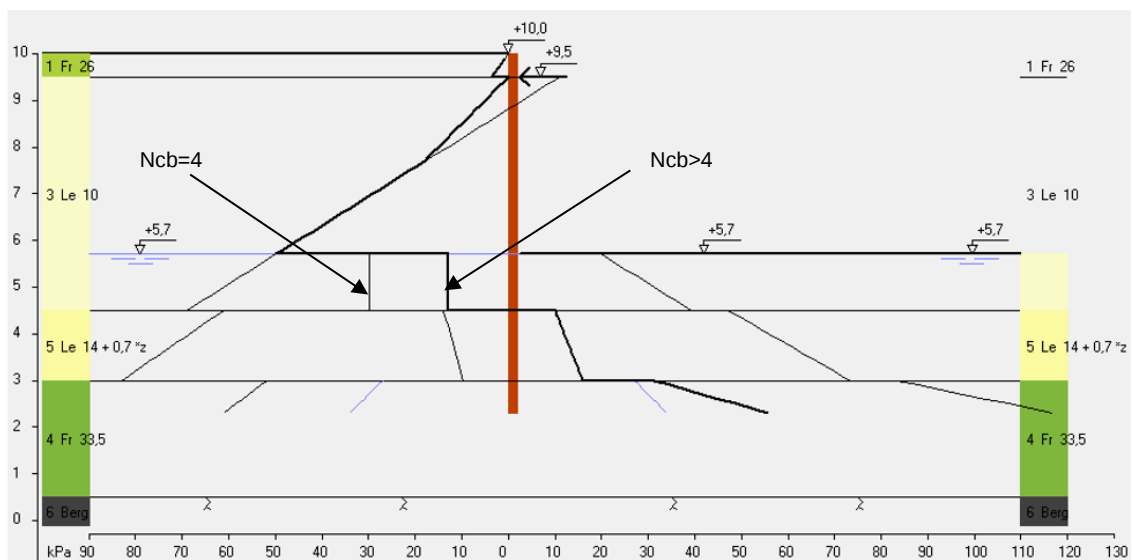
BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 5-9. Alternativa jordtryck mot dubbad spont.

5.5 JORDTRYCK MOT SPONT I JORD MED BÅDE LER- OCH FRIKTIONSMATERIAL.

Exempel på jordtryck mot spont i en jordprofil där både friktionsjord och lera förekommer visas i Figur H 5-10. I lera justeras jordtrycket med hänsyn till sprickvattentryck från överkant lerlager.



Figur H 5-10. Jordtryck mot en spont med ett hammarband slagen till rotationsstabilitet i friktionsjord.

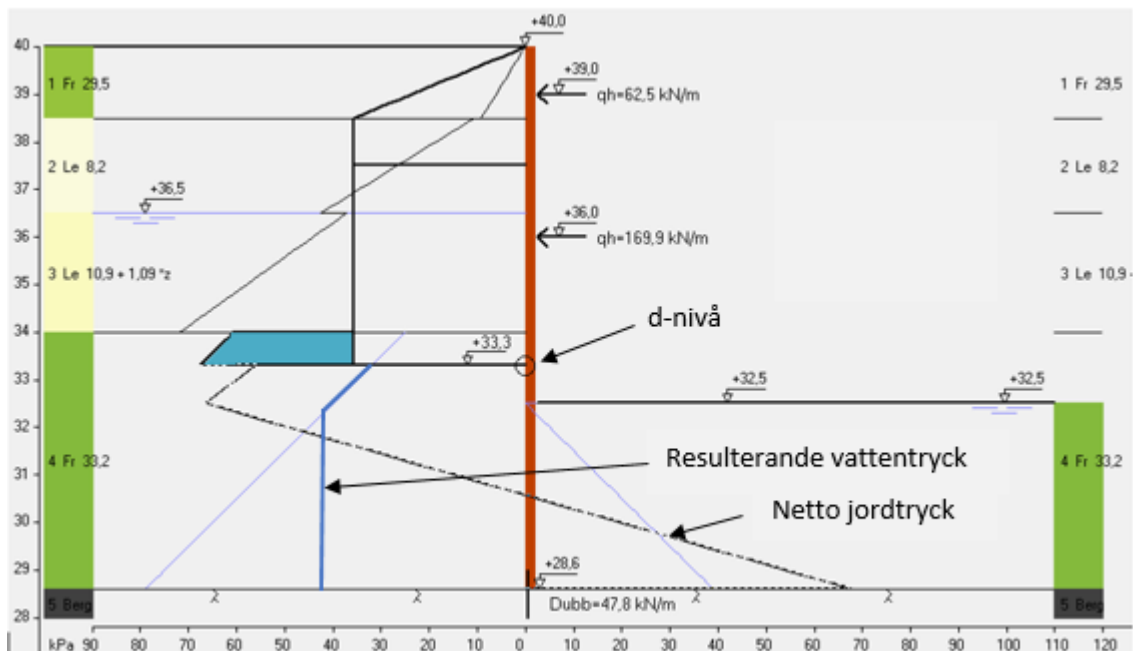
BILAGA H Beräkningsexempel

5.6 SPONT MED FLERA HAMMARBAND

Vid beräkning av det omfördelade jordtrycket är det viktigt att man inte tar med vattentrycket i friktionsjorden utan lägger till det när omfördelningen är gjord, se Figur H 5-11. OBS att vald D-punkt inte stämmer överens med riktlinjerna i Avsnitt 4.6 då d-punkten ej bör placeras över schaktbotten.

Den del av vattentrycket som finns över d-nivån kan inte omfördelas utan måste appliceras utanpå det omfördelade jordtrycket.

Eftersom det pådrivande nettojordtrycket är större än det mothållande under d-nivån behöver sponten dubbas. Dubblasten beräknas som skillnaden mellan pådrivande och mothållande jordtryck under d-nivån samt skillnaden i vattentryck mot sponten. Om sponten dubbas kan momentet under undre hammarbandet beräknas för jordtrycket som beskrivs av det omfördelade jordtrycket inklusive vattentillägget ner till d-nivån och under denna nivå det dimensionerande jordtrycket plus vattentrycksskillnaden. Momentet beräknas sedan för en balk som är fast inspänd vid undre hammarbandet och ledat upplagd vid dubben.



Figur H 5-11. Spont med omfördelat jordtryck, vattentryck och dubb.

6 SVÄVANDE SPONT I LERA

6.1 ALLMÄNT

Sponthandboken 2018 togs fram av Anders Fredriksson, Anders Kullingsjö, Anders Ryner och Håkan Stille. För att verkligen trycka på nyheterna i Sponthandboken 2018 gentemot dess föregångare, särskilt med fokus på svävande sponter i lera tog Påkommissionen tillsammans med SBUF fram ett tillämpningsexempel, särskilt med fokus på svävande sponter i lera. Denna rapport finns publicerad hos SBUF (projekt 13589). Rapporten innehåller en rad hänvisningar till formler och avsnitt Sponthandboken 2018 innan aktuell revidering gjorts.

I efterföljande avsnitt redovisas delar av resultaten från SBUF Rapport 13589 "Sponthandboken 2018 Tillämpningsexempel "Svävande spont i lera"

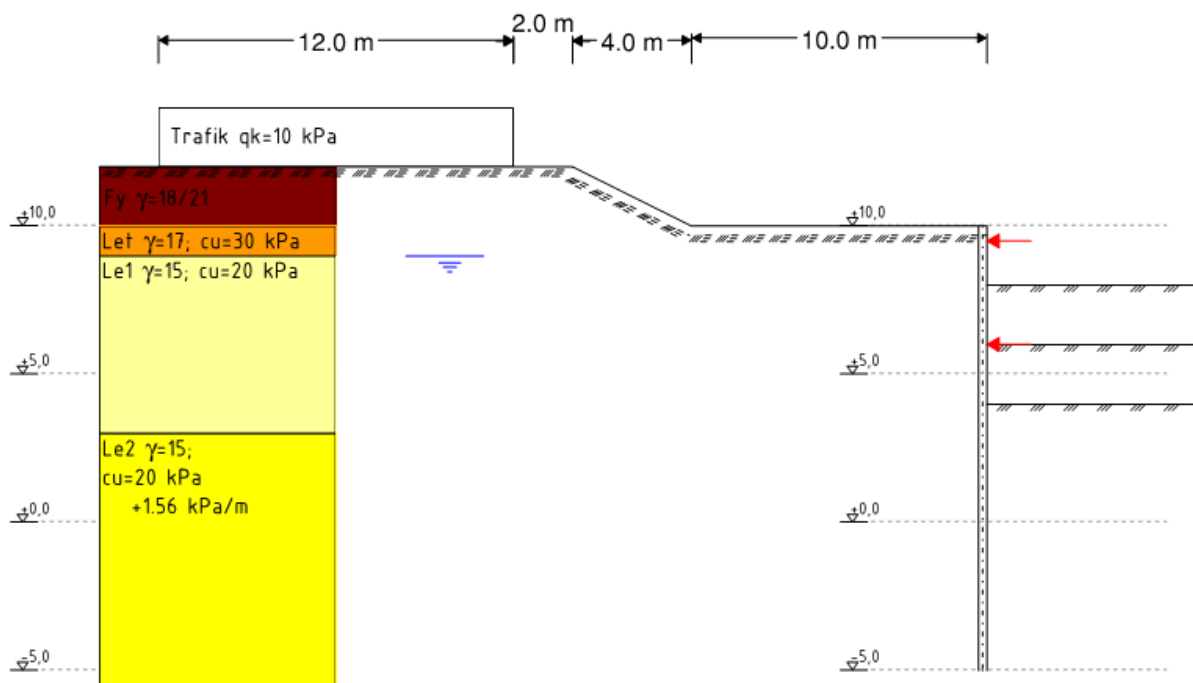
6.2 GEOMETRISK OCH GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Schakt i lera med stor mäktighet. Tre olika schaktskeden redovisas med respektive utan inverkan av överlast relativt marknivån omedelbart intill schakten.

- Konsolschakt till 2m djup
- Schakt till 4m djup med en stämpnivå
- Schakt till 6m djup med två stämpnivåer

Schakten skall utföras i anslutning till en befintlig fyllning där viss trafiklast förväntas. Fyllningen är två meter. Geometrin framgår i Figur H 6-1. Denna spontvägg är benämnd spont 1. Motstående spontvägg, spont 2, är belägen 15m från redovisad spont och där är markytan plan på nivå +10 med samma jordlagerföljd.

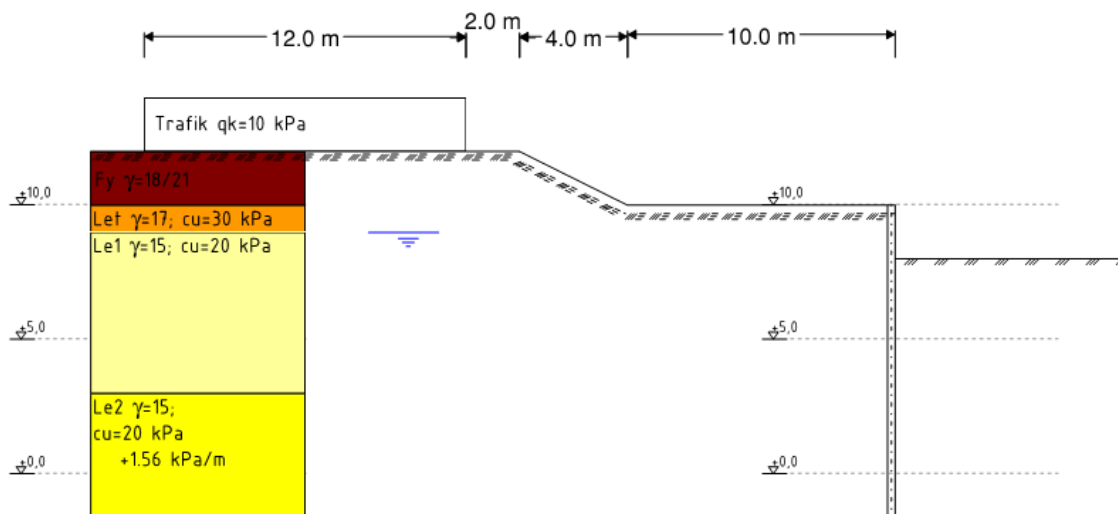
Jordprofilen består av lera till stort djup. Den översta metern utgörs av lera med torrskorpekaraktär följt av lera med en konstant hållfasthet (20 kPa) ned 7m djup. Därunder ökar hållfastheten med 1,56 kPa/m.



Figur H 6-1: Aktuell geometri med valda geotekniska parametrar.

BILAGA H Beräkningsexempel

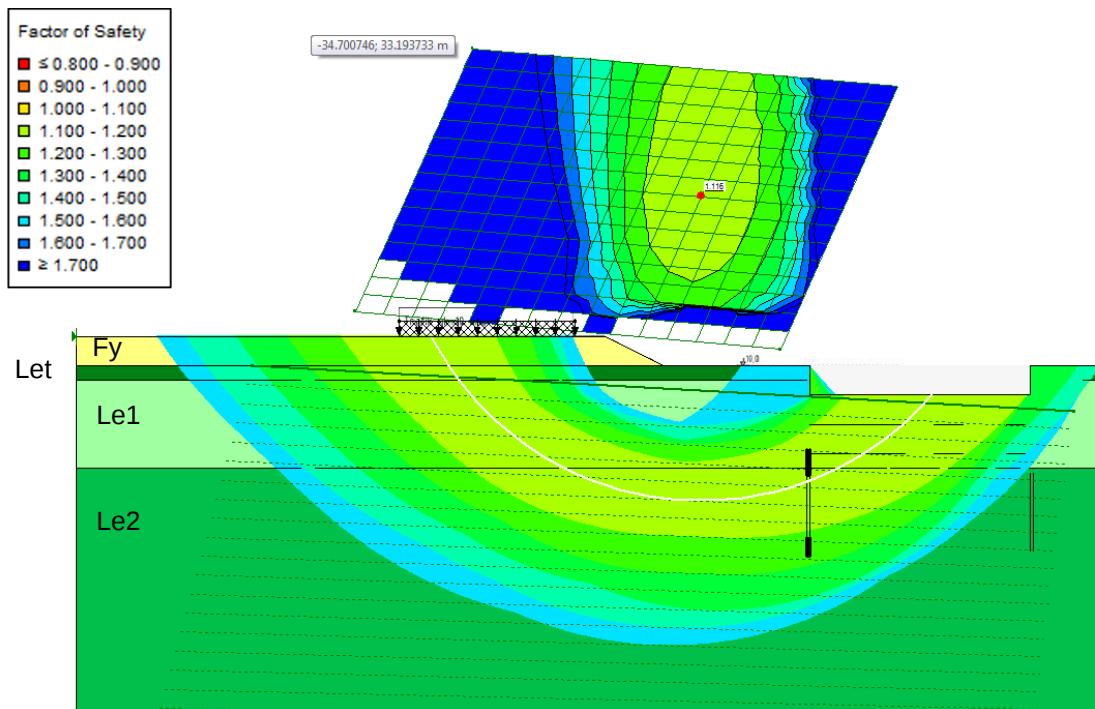
6.3 KONSOLSCHAKT TILL 2M DJUP



Figur H 6-2: Schaktdjup 2m inom konsolspont

6.3.1 Totalstabilitet

Totalstabiliteten är kontrollerad i enlighet med Avsnitt 4.2. Resultatet redovisas i **Fel! Hittar inte referens**.



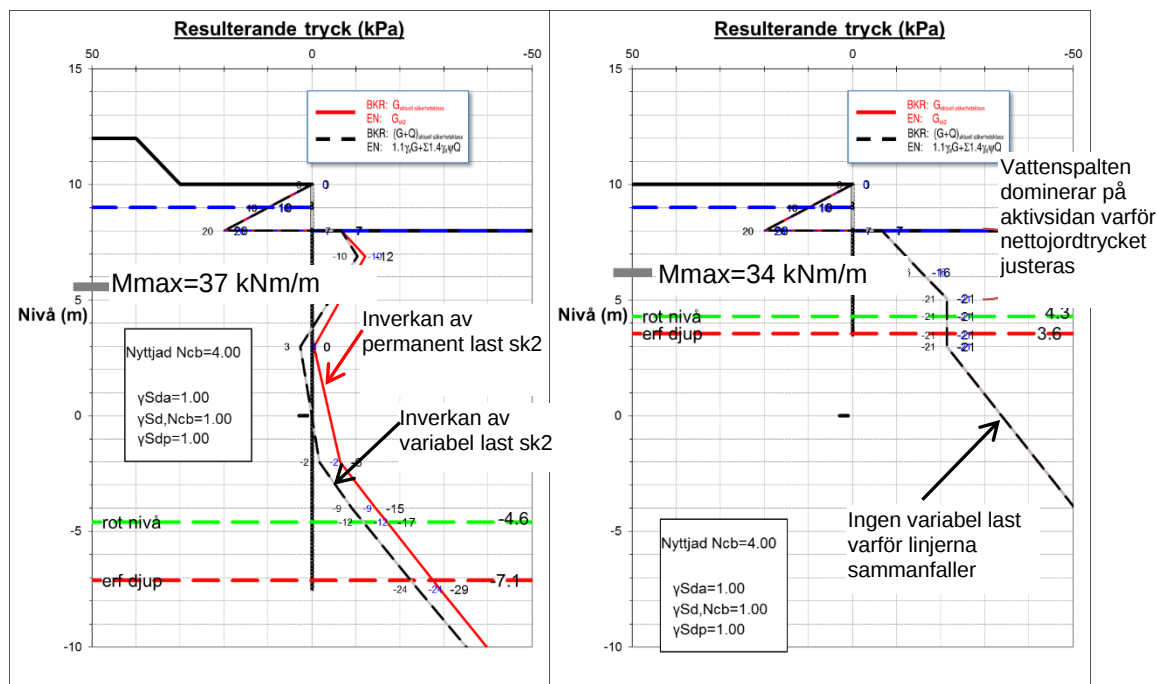
Figur H 6-3: Erhållen säkerhet för olika glidytor. $F_{EN} \geq 1,12$

Säkerheten är tillfredställande

6.3.2 Rotationsstabilitet och lasteffekter, i punkt 2

Fyllningen betraktas som en permanent last och trafiken som en variabel. Lastspridning utförs med metod SBN80.

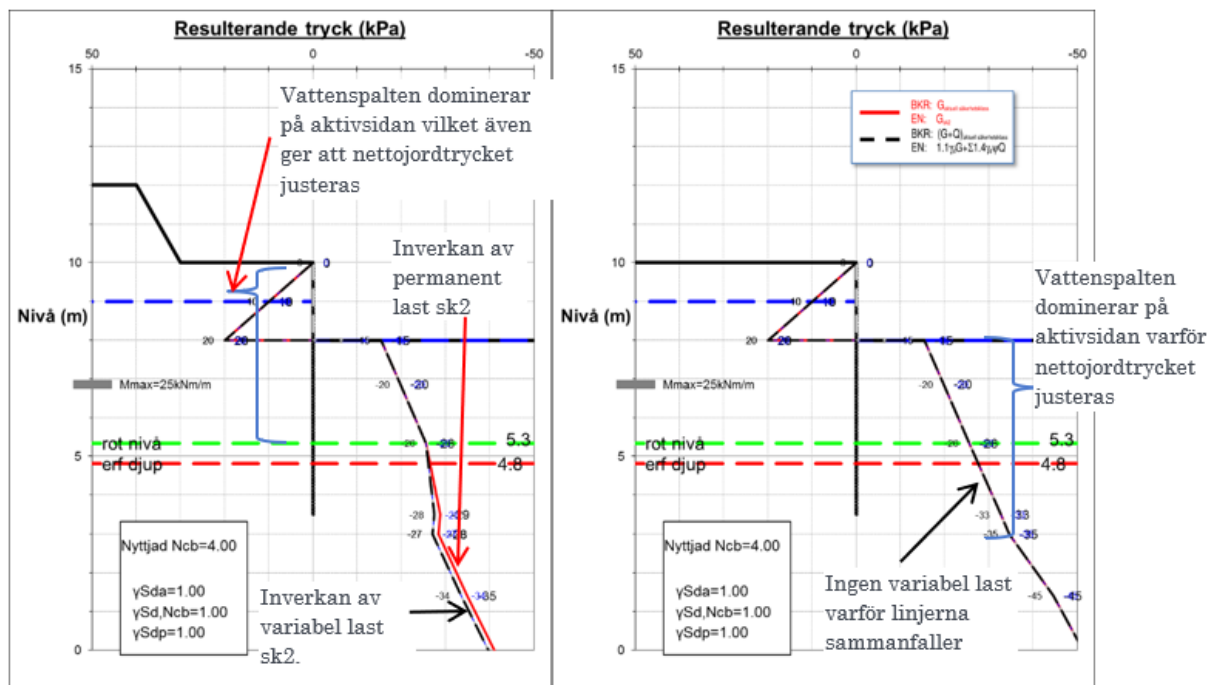
BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 6-4: Erhållet nettojordtryck i punkt 2 med tillhörande maximala moment och erforderlig underslagning.till vänster: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)
till höger: Jordtrycken mot spont 2.

6.3.3 Rotationsstabilitet och lasteffekter, i punkt 1

Fyllningen betraktas som en permanent last och trafiken som en variabel. Lastspridning utförs med metod elasticitetsteorin med $k=1,0$.



Figur H 6-5: Erhållet jordtryck i punkt 1 med tillhörande maximala moment och erforderlig underslagning.
till vänster: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)
till höger: Jordtrycken mot spont 2.

Då vattenspalten ger högre tryck än Ekv A 1-7 får den variabla lasten inget genomslag

BILAGA H Beräkningsexempel

6.3.4 Sammanställning av AJB i konsolskedet

Lasteffekterna i konsolskedet redovisas i Tabell H 6-1.

Tabell H 6-1: Erforderlig underslagning och erhållna påkänningar, baserade på AJB i punkt 1.

Analytisk Jämviktsbetraktelse Punkt 1	Spont 1	Spont 2
Erf underslagning	(+4,8)	(+4,8)
Mmax pkt 1 (kNm/m)	25	25
Mmax pkt 1 • 1.27	32	32

6.3.5 Samverkansberäkningar

Inför kontroll med FE krävs att konstruktionselementen valts med avseende på styvhet mm. I det aktuella fallet väljs PU12 S240. Låsglidningsfaktorerna β_B och β_D har bedömts till 0,85 respektive 0,7 i enlighet med [Tabell 7-5]. I vissa fall kan krävas att en känslighetsanalys med $\beta_D=1,0$ genomförs då detta ofta innebär att konstruktionselementen suger åt sig lasten på ett annorlunda sätt. I det aktuella fallet med en konsolspont försummas detta då den eventuella ökningen i momentpåkänning med största sannolikhet kan tas upp av den ökade kapaciteten då $\beta_B \geq \beta_D$.

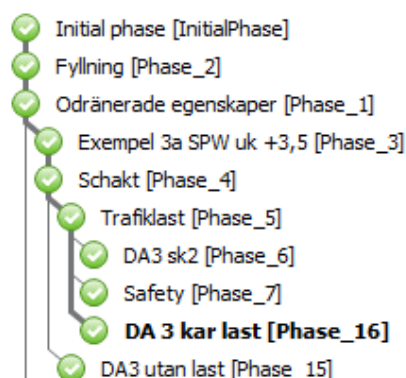
Det finns en rad andra indata som krävs för att erhålla realistiska beräkningsresultat. Några av dessa är K_o vilket satts till 0,6 i leran och 0,8 i torrskorpan. Vid appliceringen av fyllningen har leran ansatts till dränerad med ett tvärkontaktionsstal, ν , på 0,35. Vid efterföljande schakt har ν bedömts vara 0,2 och skjuvmodulen har satts till $100 \cdot c_u$. Råheten mellan jord och spont har satts till 0,5. Beroende på analysens huvudsyfte - exempelvis bedömning av deformationer och snittkrafter vid normala deformationer eller totalsäkerheten genom en hållfasthetsreduktion - kan olika materialmodeller vara mer eller mindre tillämpliga. Dessutom kan storleken på de erforderliga indataparametrarna behöva anpassas med hänsyn till den aktuella frågeställningen.

Kravet att sprickvatten skall beaktas i odränerade jordar gäller även vid samverkansberäkningar. Detta innebär att pådrivande jordtryck aldrig tillåts vara lägre än hydrostatiskt vattentryck räknat från den högsta nivån av överkant tät jord eller ovanförliggande vattenyta.

I samverkansberäkningarna har underkant spont antagits till +0,5 för spont 1 och +3,5 för spont 2. Underslagningen för spont 2 har helt baserats på den analytiska jämviktsbetraktelsen. För spont 1 har spontunderkanten valts till +0,5, vilket bedömts rimligare är -7,0 med tanke på att en annan vidhäftning (råhet) antagits.

Fokus i denna redovisning ligger på stödkonstruktionen och säkerheten mot brott.

Nedan redovisas det flöde som nyttjats i analysen, jfr Tabell D 1-1, se **Fel! Hittar inte referenskälla..**

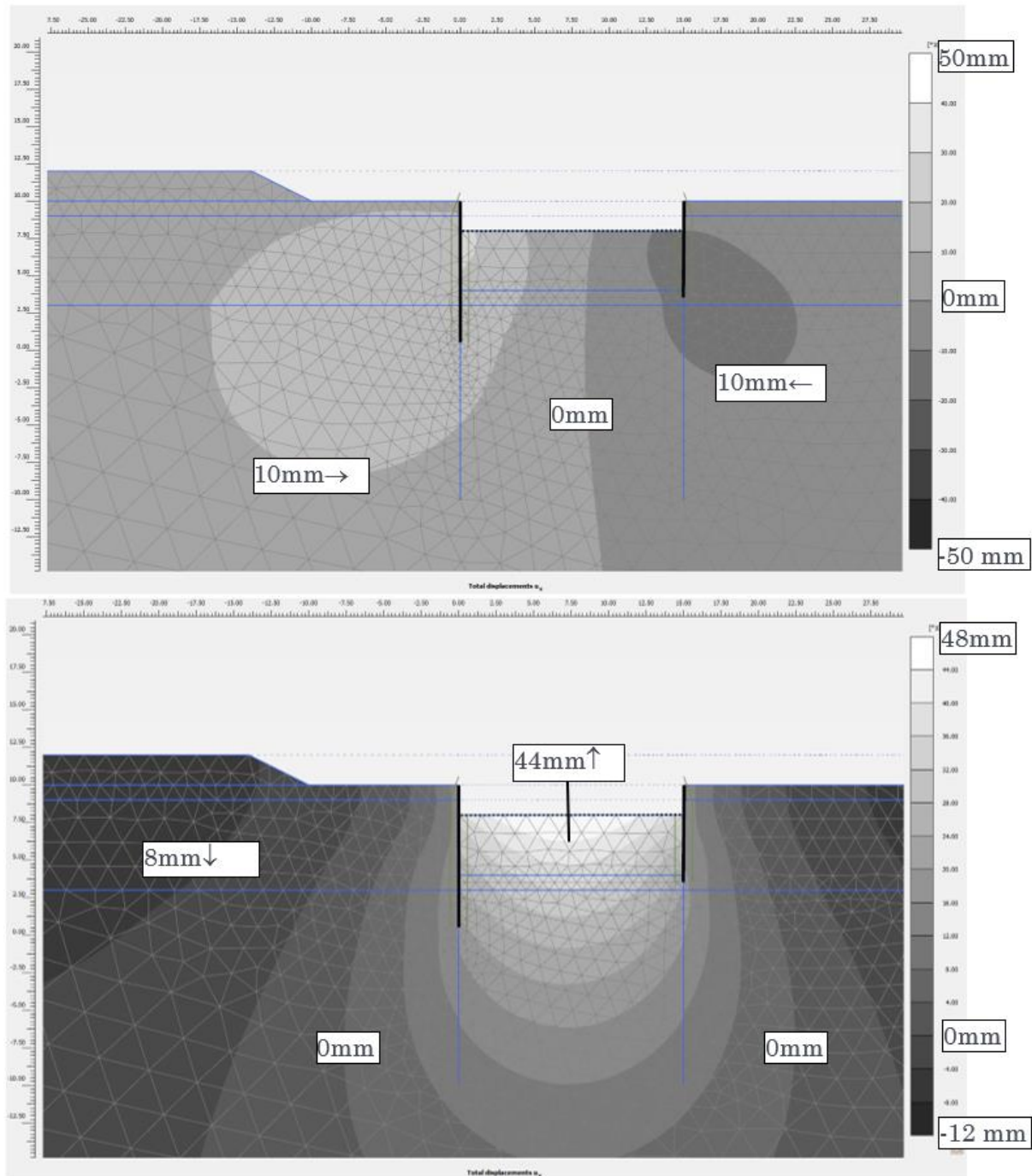


Figur H 6-6: Flödesschema nyttjat vid FE-analysen

I Bilaga D Avsnitt 3, framgår erforderlig omfattning när det gäller resultatredovisning för en samverkansanalys.

BILAGA H Beräkningsexempel

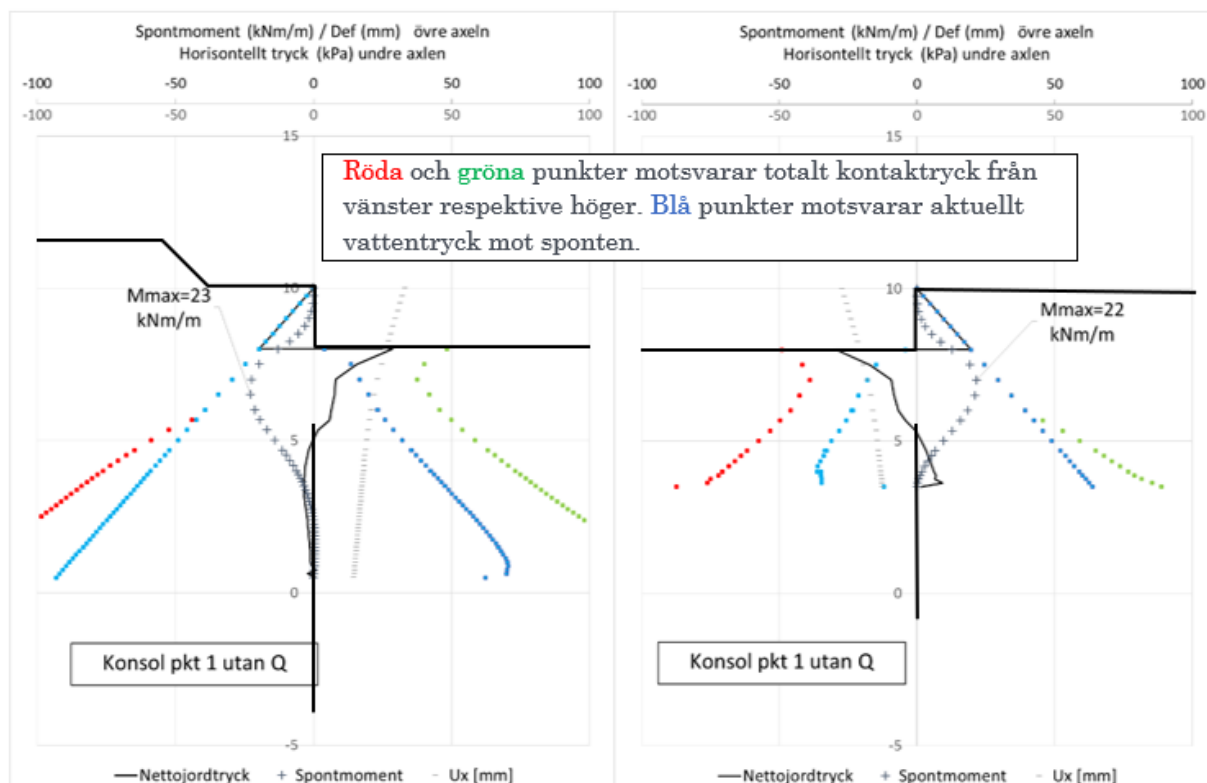
Eftersom aktuell FEA är baserad på en så pass enkel materialmodell som en ideal elastoplastisk modell, med brottvillkor enligt Tresca (leran) samt Mohr-Coulomb (fyllningen), redovisas inte spänningsvägar specifikt.



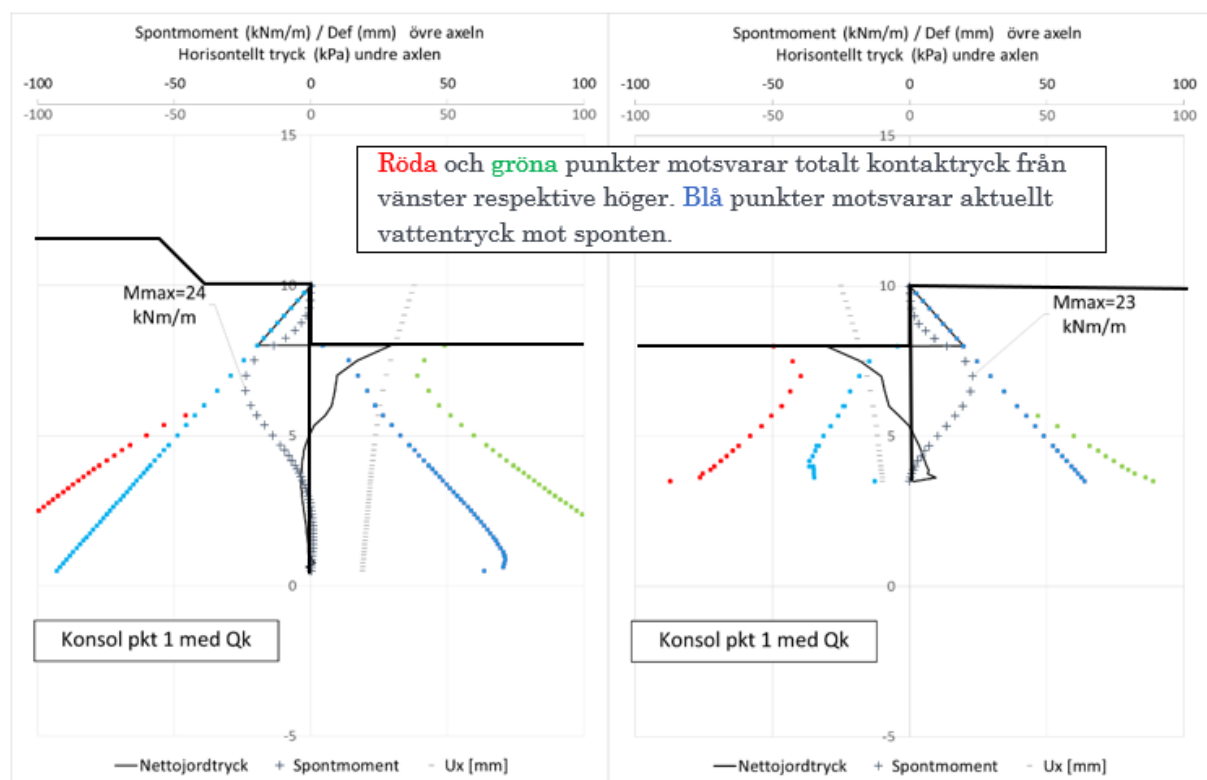
Figur H 6-7 Beräknad deformation i jordvolymen runt schakten. Horisontell respektive vertikal deformation

Erhållna snittkrafter och kontaktryck mot sponterna redovisas i Figur H 6-8-Figur H 6-11.

BILAGA H Beräkningsexempel

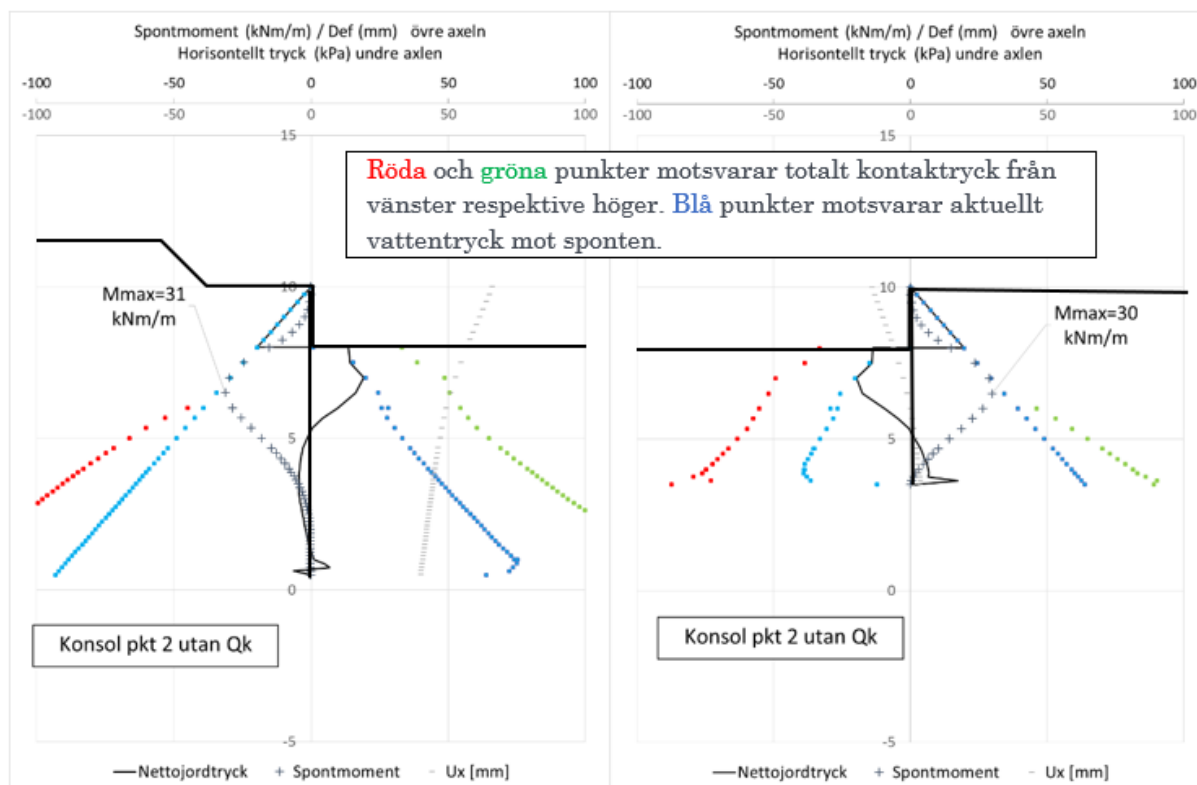


Figur H 6-8: Punkt 1 permanent karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

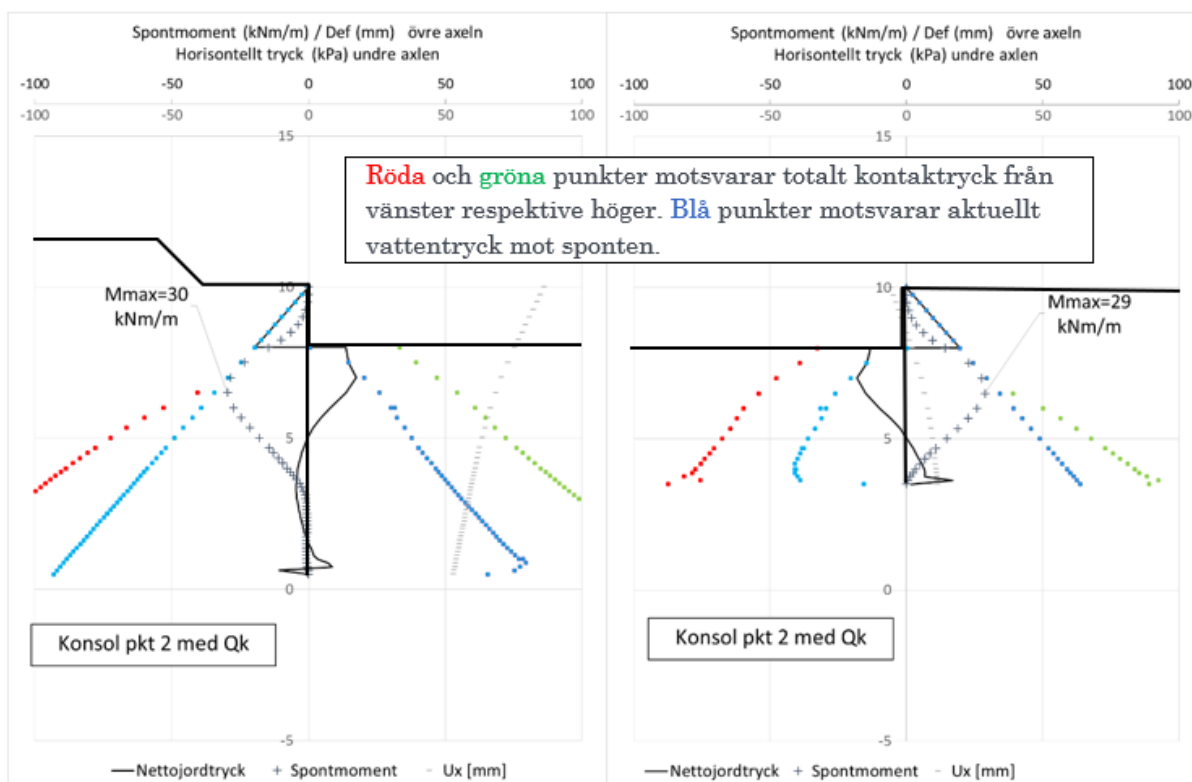


Figur H 6-9: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 6-10: "Punkt 2" permanent last - lasteffekt och kontaktryck tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur H 6-11: "Punkt 2" permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck tv. Spont 1 th. Spont 2

En sammanfattning av erhållen lasteffekt framgår i Figur H 6-12. Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-13] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], varvid $\gamma_{s;d}=1,4$ i det här fallet.

BILAGA H Beräkningsexempel

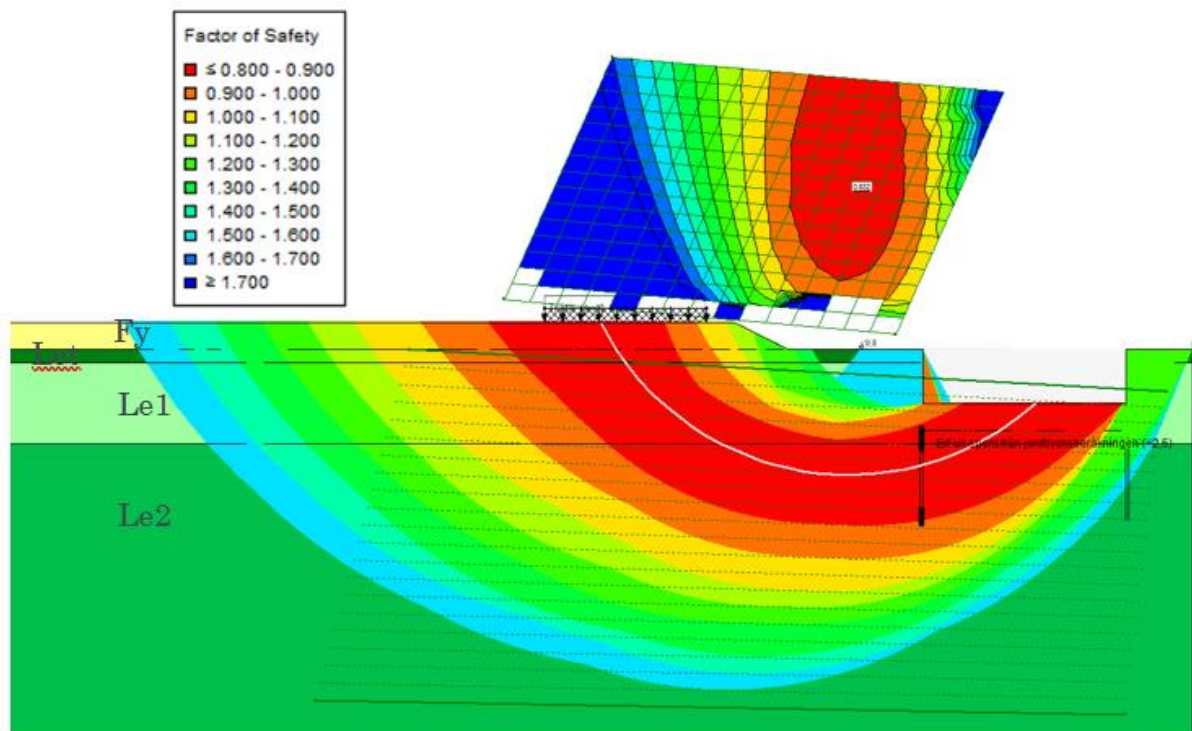
Figur H 6-12: Lasteffekt i spontväggarna

	Mmax [kNm/m]			Mdim [kNm/m]	
Spont	1	2		1	2
Punkt 1 (perm)	23	22	[Tabell 3-2] ger		32
Punkt 1 (perm+variabel)	24	23		34	
Punkt 2 (perm)	31	30	[Ekv 3-12] ger	31	30
Punkt 2 (perm+variabel) ³	30	29			
Msd=34 kNm/m för spont 1 och 32 kNm/m för spont 2.					

6.4 SCHAKT TILL 4M DJUP MED EN STÄMPNIVÅ

6.4.1 Totalstabilitet

Totalstabiliteten är kontrollerad i enlighet med Avsnitt 4.2. Resultatet redovisas i Figur H 6-13. Utifrån denna kontroll konstateras en minsta underslagning till nivå -5,0. Nivån där alla underliggande glidytor har $F_{cEN} \geq 1,0$.



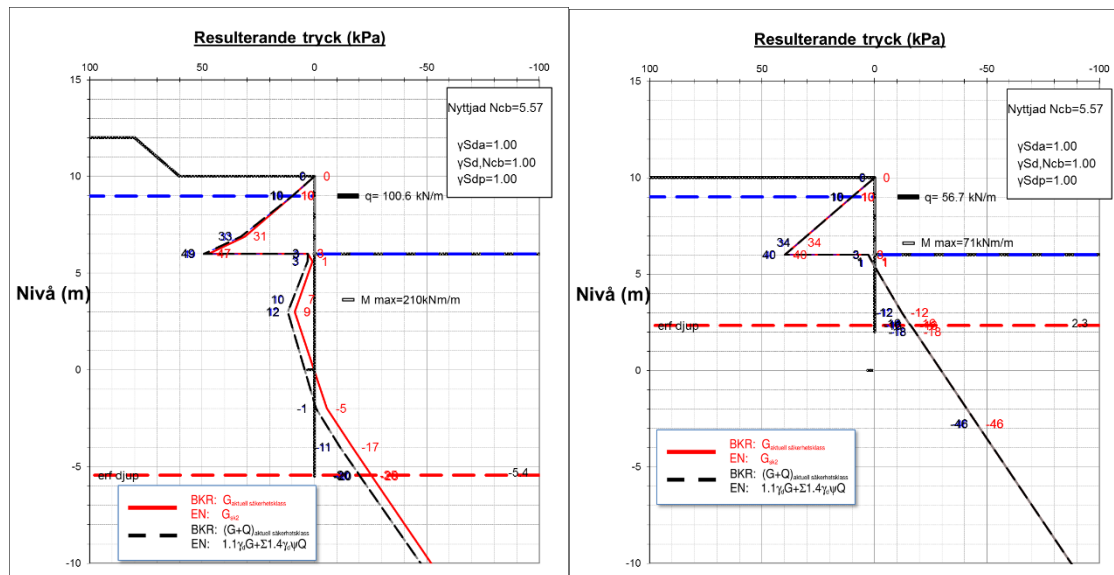
Figur H 6-13: Erhållna säkerheter för olika glidytor. F_{cEN} kritisk = 0,83

6.4.2 Rotationsstabilitet och lasteffekt i punkt 2

Lasteffekter beräknade på samma sätt som för konsolskedet, men med beaktande av vidhäftning under schaktbotten. Sprickvattnet dominerar till nivå +5,6 och hela vägen ned erforderlig nivå map rotationsstabilitet för den högra. Erforderlig underslagning för den vänstra sponten är -5,4 vilket stämmer väl med kravet från totalstabilitetsanalysen. Detta är ett kvitto på att antagen lastspridningsmodell (SBN80) är lämplig i det här fallet. Ingen vidare justering av jordtrycken behövs för att inte underskatta lasteffekten.

³ Den variabla lasten är gynnsam för punkt 2 i det här fallet när det gäller lasteffekten i spontväggen. Kraftspelet blir olika då olika delar i jordvolymen plasticeras.

BILAGA H Beräkningsexempel

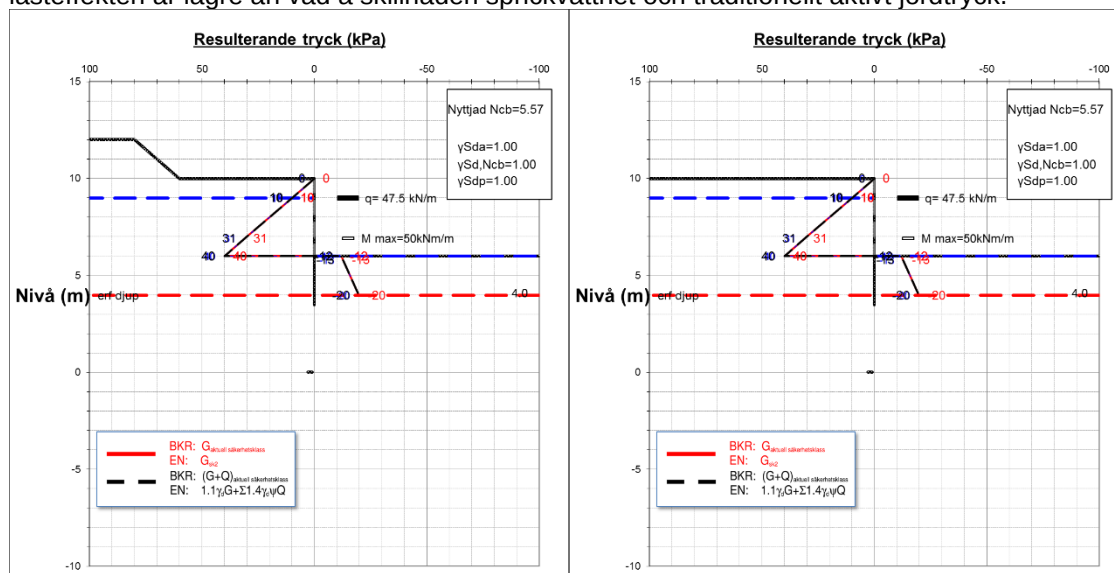


Figur H 6-14: Erhållet jordtryck i punkt 2 med tillhörande maximala moment och erforderliga underslagning.
till vänster: Jordtrycken mot spont 1 med den variabla lasten
till höger: Jordtrycken mot spont 2 utan inverkan av överlast (motstående sida).

Observera att jämvikt måste råda mellan de bägge spontväggarna, varför jordtrycken mot den högra väggen måste ses över. Detta behandlas mer i SBUF Rapport 13589.

6.4.3 Rotationsstabilitet och lasteffekt i punkt 1

Lasteffekter beräknade på samma sätt som för konsolskedet, men med beaktande av vidhäftning under schaktbotten. Sprickvattnet dominerar utefter hela spontens erforderliga längd. Effekten av överlasterna (permanent och variabel) är i det här fallet betraktade med elasticitetsteorin och lasteffekten är lägre än vad å skillnaden sprickvattnet och traditionellt aktivt jordtryck.



Figur H 6-15: Erhållet jordtryck i punkt 1 med tillhörande maximala moment och erforderliga underslagning.
tv: Jordtrycken mot spont 1 med den variabla lasten
th: Jordtrycken mot spont 2 utan inverkan av överlast (motstående sida).

Erforderlig säkerhet erhålls genom att framräknade snittkrafter skalas upp i enlighet med Tabell 3-2 där spont och hammarband betraktas som duktila konstruktionselement och stämpan som spröda. Förspänningseffekten är satt till 80% av $Q_{FR(G)}$, vilket ger en lastökning på 12%. Ingen justering av

BILAGA H Beräkningsexempel

moment och erforderlig underslagning har gjorts i detta exempel då detta av uppenbara skäl inte kommer bli dimensionerande i förhållande till resultaten i punkt 2.

6.4.4 Sammanställning av AJB för enbandssponten

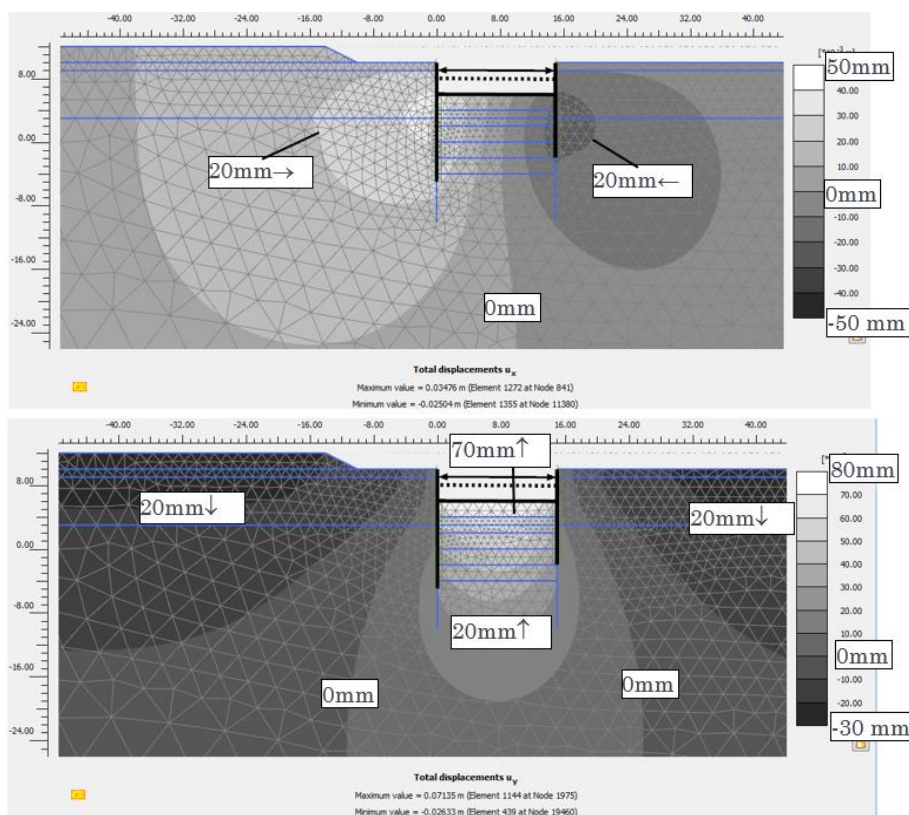
Resultaten från de olika analytiska jämviktsbetraktelserna redovisas i Figur H 6-16

Figur H 6-16: Sammanställning av erhållna dimensionerande lasteffekter och erforderlig underslagning.

	Punkt 1		Punkt 2		Dimensionerande lasteffekt/underslagning	
	Spont 1	Spont 2	Spont 1	Spont 2	Spont 1	Spont 2
Erf underkant	+4,0	+4,0	-6,1	+1,7	-6,1	+1,7
Spontmoment (kNm/m)	64	32	210	71	210	71
Hammarbandslast (kN/m)	68	68	101	51	101	68
Stämplast (kN/m)	73	73	101	51	101	51

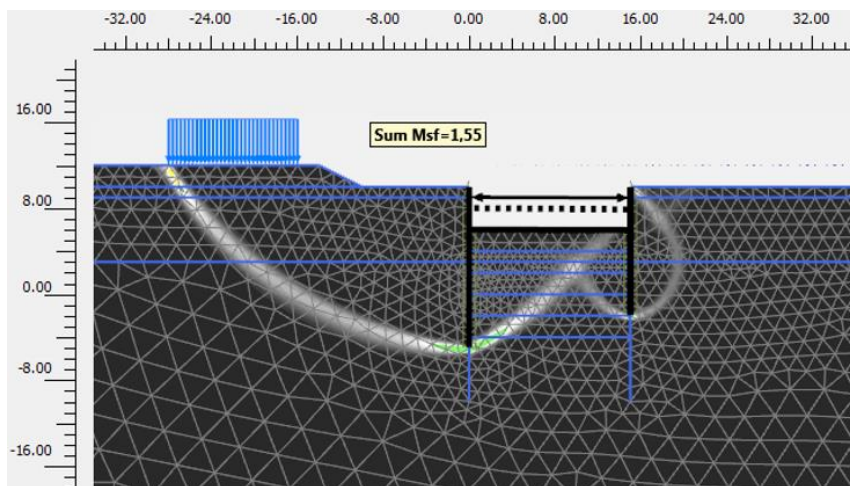
6.4.5 Samverkansberäkningar

Geotekniskt råder samma förutsättningar som beskrivits i konsolskedet. Konstruktivt har konstruktionselementens styvheter valts avsevärt styvare än vad som kan förväntas från de analytiska beräkningarna. Vidare har de ansatts som elastiska. Detta ger att konstruktionerna kan suga åt sig mer last vilket är konservativt. Det finns en möjlighet att successivt iterera fram lämplig styvhet på konstruktionselementen vilket redovisas i SBUF Rapport 13589.

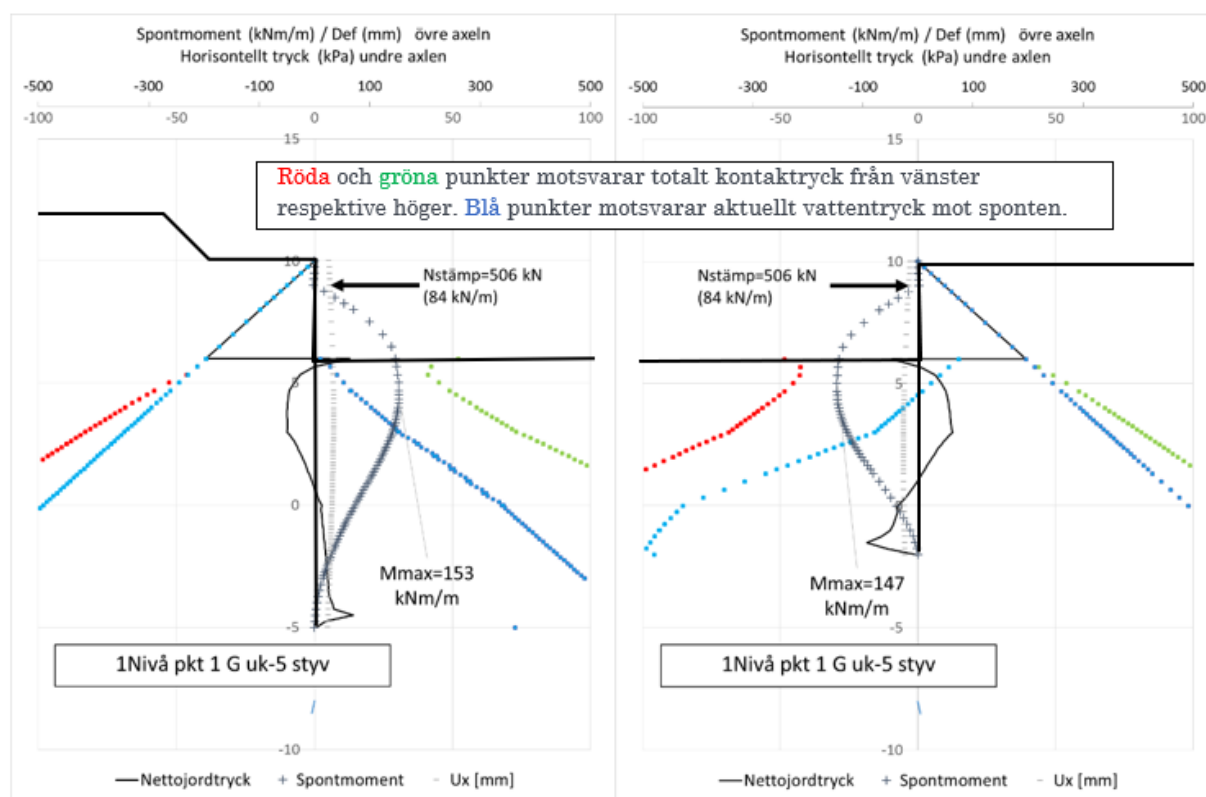


Figur H 6-17: Beräknad deformation i jordvolymen runt schakten. Horisontell respektive vertikal deformation

BILAGA H Beräkningsexempel

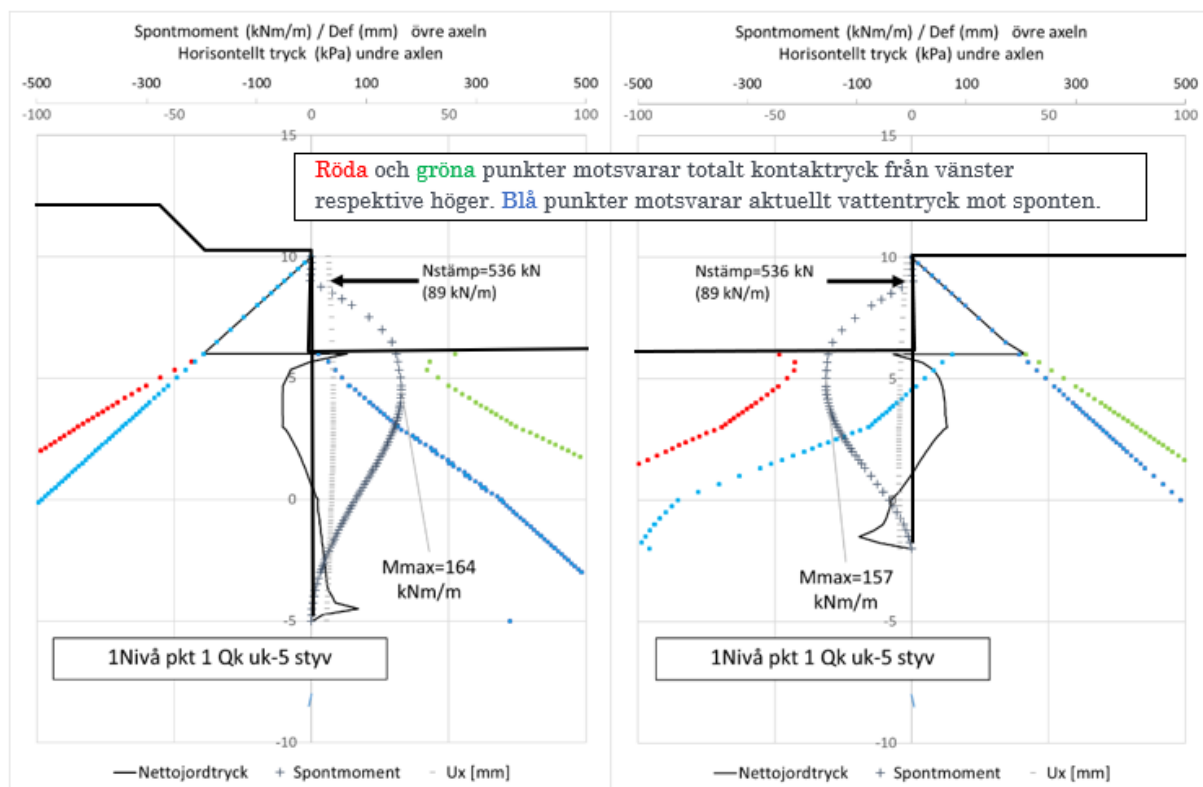


Figur H 6-18: Geoteknisk brottmekanism med styva konstruktionselement

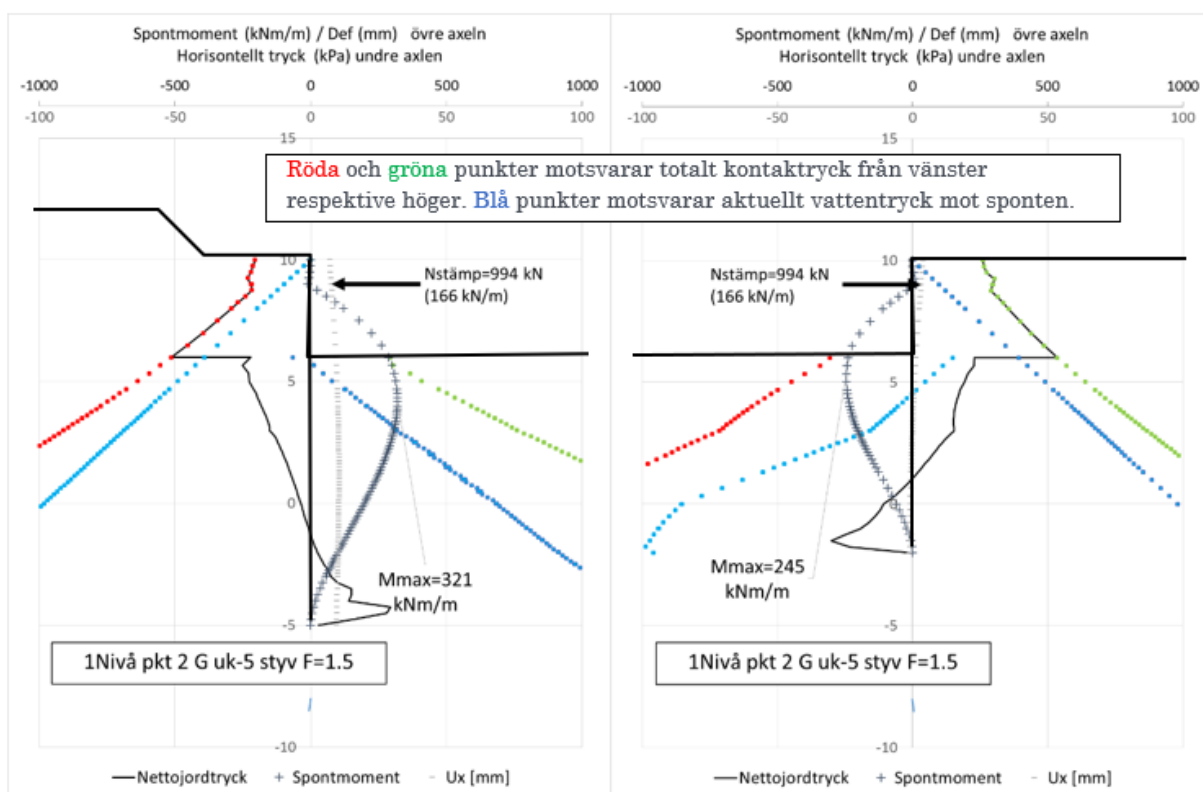


Figur H 6-19: Punkt 1 permanent last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

BILAGA H Beräkningsexempel

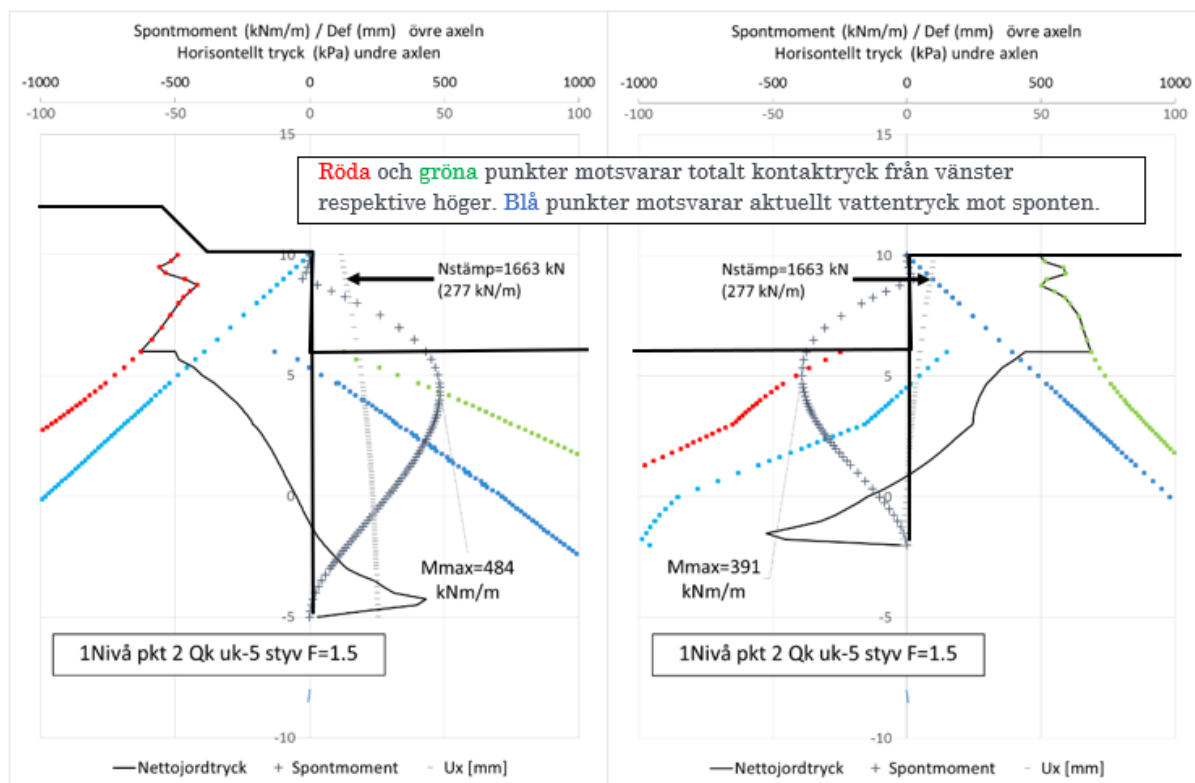


Figur H 6-20: Punkt 1 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

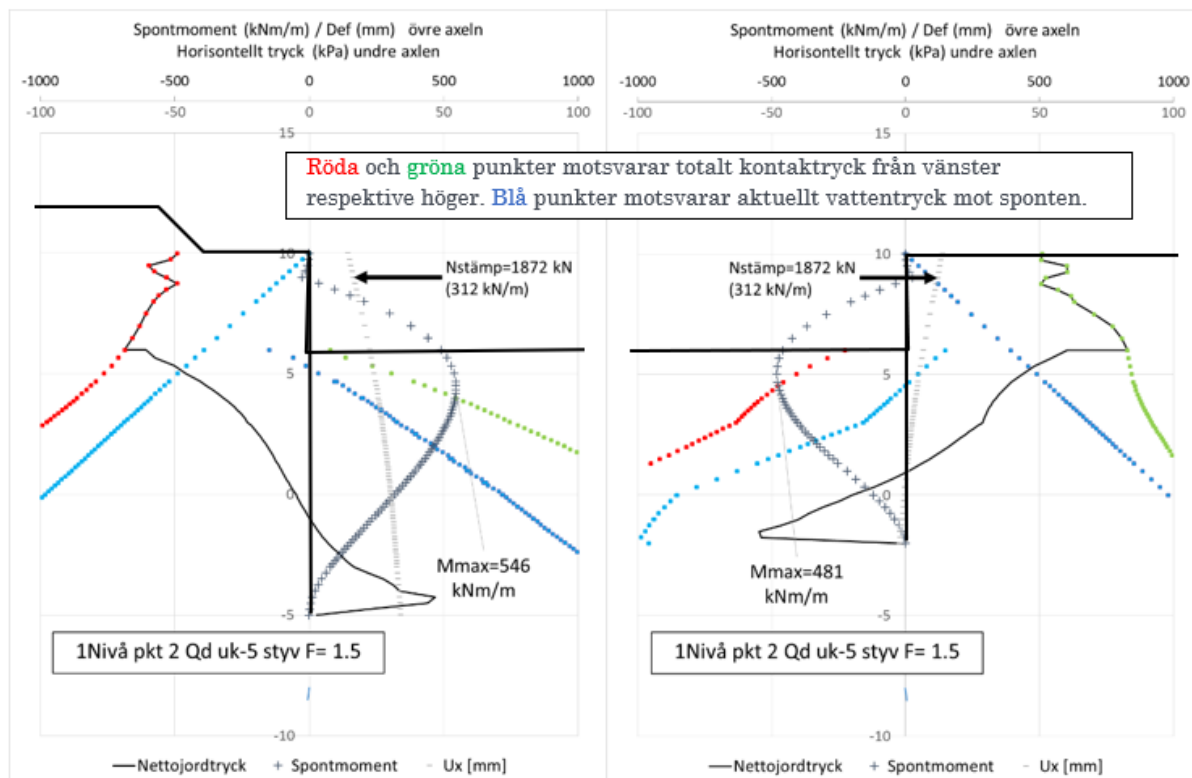


Figur H 6-21: Punkt 2 permanent last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 6-22: Punkt 2 permanent + variabel karakteristisk last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2



Figur H 6-23: Punkt 2 permanent + variabel dimensionerande last - lasteffekt och kontaktryck
tv. Spont 1 th. Spont 2

En sammanfattning av erhållna spontpåskänningar redovisas i **Fel! Hittar inte referensskälla..** Dimensionerande lasteffekt beräknas enligt [Ekv 3-12] för punkt 2. För punkt 1 erhålls dimensionerande lasteffekt enligt [Tabell 3-2], i det här fallet är $\gamma_{s,d}=1,4$

BILAGA H Beräkningsexempel

Figur H 6-24: Lasteffekt i spontväggarna

	Mmax		Q		Mdim		Qhb	Qstämp
	1	2			1	2		
Spont	1	2			1	2		
Punkt 1 (perm)	153	147	84	[Tabell 3-2] ger				
Punkt 1 (perm+variabel)	164	159	89		208	199	114	122
Punkt 2 (perm)	321	245	166	[Ekv 3-12 och 3-14] ger	529	431	308	308
Punkt 2 (perm+kar variabel)	484	391	277					
Punkt 2 (perm+dim variabel)*	546	481	312	Alternativ (med dim last på en gång)	546	481	312	312
Msd spont 1=529 kNm/m Msd spont 2=431 kNm/m Qhb=308 kN/m Qstämp=308 kN/m								

*I det här fallet är det konservativt att ansätta dimensionerande last, vilket härrör från att säkerheten mot GEO endast är uppfyllt med knapp marginal.

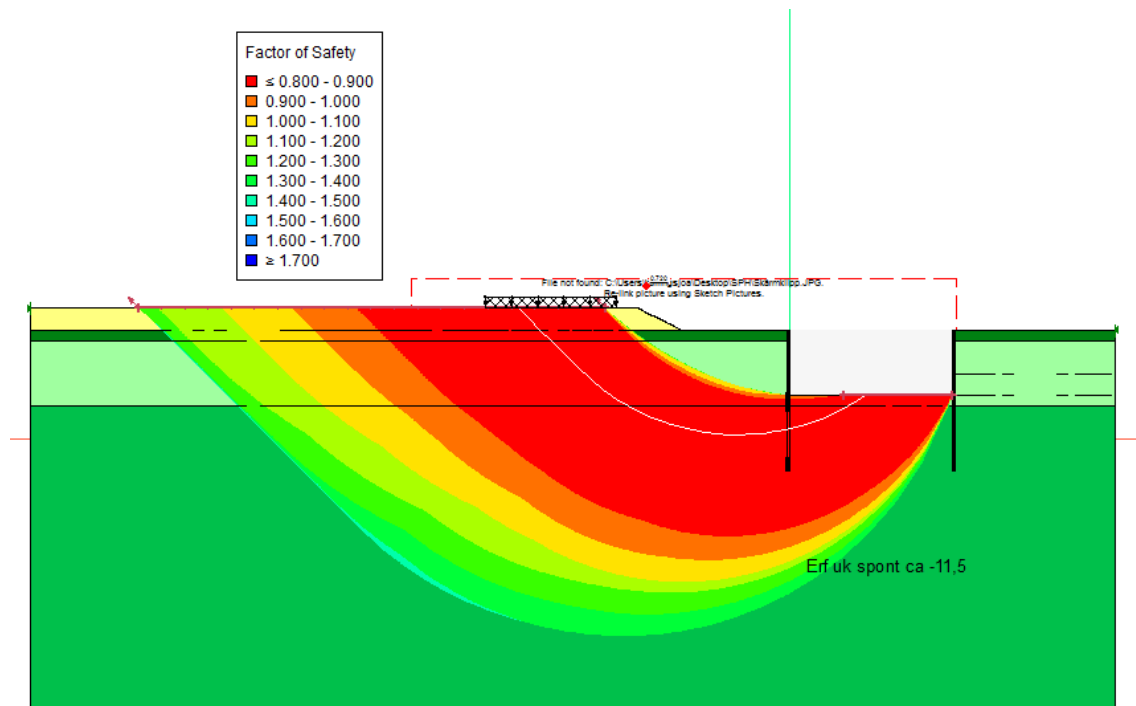
6.5 SCHAKT TILL 6M DJUP MED TVÅ STÄMPNIVÅER

6.5.1 Allmänt

Målbild att uppfylla sk3. Stor involverad jordvolym vilket föranlett $\eta=1,1$. I de tidigare kontrollerna har sk2 antagits och η valts till 1,0.

6.5.2 Totalstabilitet

Spont erfordras till nivå -11,5 se Figur H 6-25.

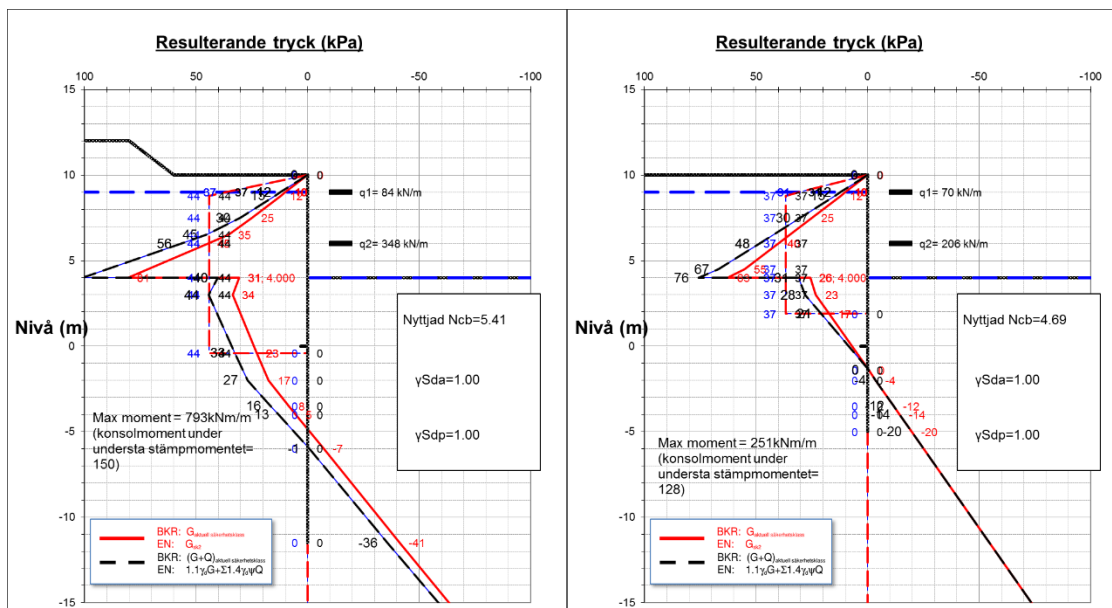


Figur H 6-25: Spont 1, erhållen säkerhet för olika glidytor. Kravet är $F_{EN} \geq 1,10$

BILAGA H Beräkningsexempel

6.5.3 Rotationsstabilitet och lasteffekt i punkt 2

Lasteffekterna mot sponterna framgår av Figur H 6-26.



Figur H 6-26: Erhållet kontakttryck i punkt 2 med tillhörande påkänningar efter justering så momentjämvikt erhålls runt nedre stämpnivå. OBS! Stämpnivå 2 är belägen ovanför tyngdpunkten på det omfördelade jordtrycket, varför all last antas hamna i nivå 2.

tv: Jordtrycken mot spont 1 (inklusive fyllning och trafik)
th: Jordtrycken mot spont 2.

6.5.4 Rotationsstabilitet och lasteffekt i punkt 1

Även för detta schaktdjup styr vattenspalten ned till schaktbotten och effekterna från överlasterna kommer inte in ovanför vad d-punkt (schaktbotten).

Lasteffekten på nivå +4 är 60 kPa vilket ger $\sigma_i = \frac{P_{A(G),d}}{0,9H+d} = \frac{60 \cdot 6/2}{0,9 \cdot 6+0} = 33 \text{ kPa}$ och $q_1=63 \text{ kN/m}$ och $q_2=116 \text{ kN/m}$.

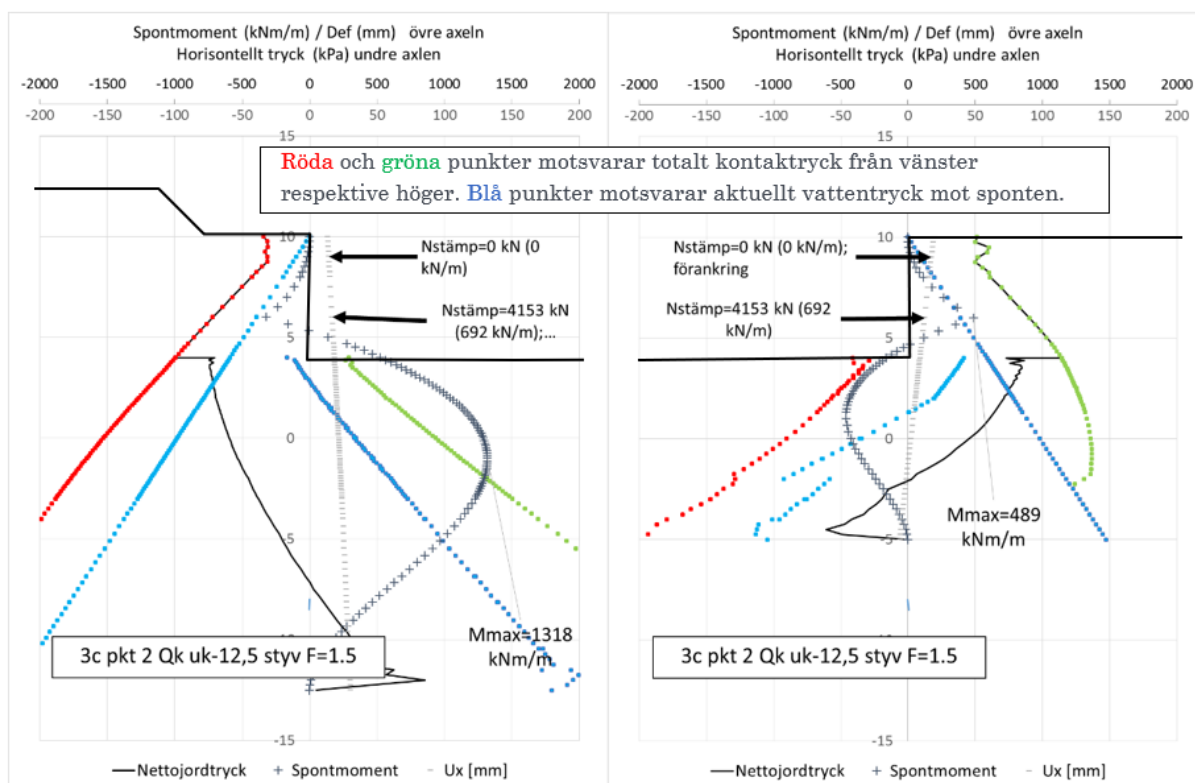
Med förspänningseffekten från stämpan +12% erhålls $q_{1, \text{serv}}=71 \text{ kN/m}$ och $q_{2, \text{serv}}=130 \text{ kN/m}$. vilket är mindre än i punkt 2.

6.5.5 Samverkansberäkningar

Geotekniskt råder samma förutsättningar som beskrivits i tidigare skeden.

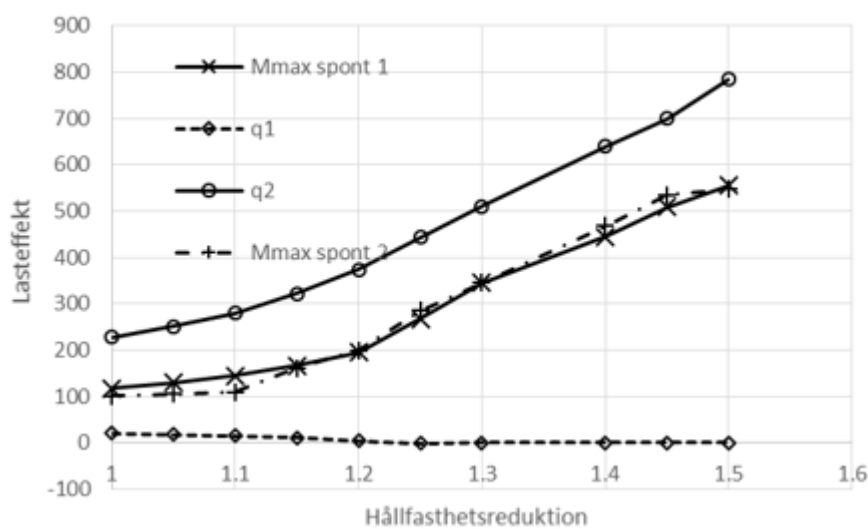
Lasteffekterna i punkt 2 redovisas Figur H 6-27. För att uppfylla tillräcklig säkerhet krävdes att den vänstra sponten drevs till nivå -12,5.

BILAGA H Beräkningsexempel



Figur H 6-27: Punkt 2 permanenta last - lasteffekt och kontaktryck för styv konstruktion
tv. Spont 1 th. Spont 2

Lasteffekterna i konstruktionselementen ökar vartefter hållfastheten i leran reduceras vilket redovisas i Figur H 6-28.



Figur H 6-28: Lasteffekt till följd av hållfasthetsreduktion i leran. Efter beaktande av ekv 3-12

BILAGA H Beräkningsexempel

6.6 YTTERLIGARE KOMMENTARER TILL SBUF RAPPORT 13589

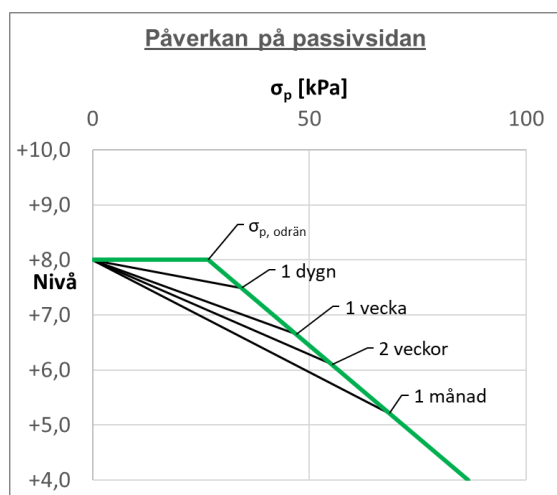
6.6.1 Sprickvatten i odränerade jordar

Rapporten innehåller en del exempel på risker vid FEA där modelleringen inte utförts på rätt sätt, vilket blir tydligt främst vid konsolsponten vid vek spont. Följs bara redovisningskravet i Bilaga D avsnitt 3 så blir detta tydligt för användaren av det numeriska hjälpmedlet.

6.6.2 Tidsaspekter i odränerade jordar

Rapporten behandlar konsolideringseffekten som sker vid schaktbotten. En empirisk modell finns beskriven i Bilaga A Avsnitt 1.4. Denna modell skall nyttjas vid AJB där schaktbotten består av lågpermeabel jord, om inte annat kan påvisas.

För konsolskedet som beskrivs i Bilaga H Avsnitt 6.3 erhålls följande reduktion i Punkt 2, med antagandet den hydrauliska konduktiviteten, k , är $5 \cdot 10^{-10}$ m/s och aktuell styvhet $M=5000$ kPa.



Figur H 6-29. Tillgängligt passivtryck på schaktbotten som funktion av tiden.

6.6.3 Vikten av jämvikt vid stämpade konstruktioner

Utifrån aktuellt exempel är det uppenbart att stämp och hammarband kommer utsättas för samma lasteffekt även om den oregelbundna lasten (permanent eller variabel) endast verkar på ena sidan. Ett typiskt exempel är en ledningsgrav som utförs tvärs fallriktningen i en slänt.

Den nedre sponten måste kunna ta emot lasten från den övre utan att tryckas nedåt i överkant eller att spontfoten roterar inåt mot ledningsschakten.

6.6.4 Temperatureffekter vid stämpade konstruktioner

Även här är det tydligt att temperatur effekter (utvidgning av stämp) skall beaktas vid såväl dimensioneringen av stämpan, men det skall även säkerställas att hammarbanden och bakomliggande jord kan ta emot eventuella lastökningar utan markbrott eller risk för att sponten brister eller roterar.

6.6.5 Konstruktionselementens styvhetspåverkan vid FEA

Rapporten visar en möjlig procedur att begränsa lasteffekterna i konstruktionselementen dock på bekostnad av större deformationer.



PÅLKOMMISSIONEN



I september 1959
bildades Pålkommittén för
påslagning och pålbärighet.

Till grund för kommissionens verksamhet
ligger samhällets och branschens behov
av forskning och information inom pålnings-
området. Medlemmar är entreprenörer,
tillverkare, konsulter, forskare, kommuner samt
representanter från olika myndigheter.

Organisationen Pålkommisionen,
som sammanfogar dessa grupper,
är unik i Europa.

April 2024

Pålkommisionen, c/o iOffice, Drottninggatan 32,
111 55 Stockholm, www.palkommisionen.org