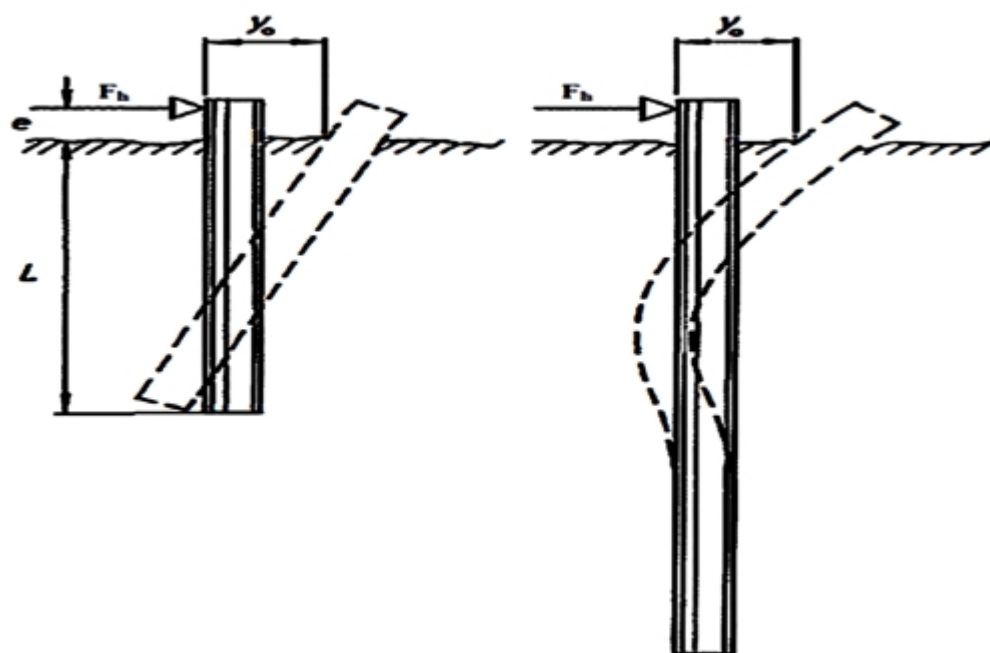


Bilaga 2 - Plan- och sektionssritning över borrhypunkt samt resultat från geoteknisk undersökning

Transversalbelastning av stålrörspålar i postglacial lera



Anders Jonefjäll

Civilingenjör, Väg- och vattenbyggnad
2021

Luleå tekniska universitet
Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser

Sammanfattning

Detta examensarbete är en introduktion till ämnet transversalbelastade pålar i kohesionsjord. Rapporten behandlar teorin kring transversalbelastning, bäddmodul och gruppeffekt av pålar i lerjord. Tre publicerade rapporter där experiment av transversalbelastning av pålar i lerjord har dokumenterats i detta examensarbete.

Rapporten innehåller även experiment av transversalbelastning av stålörspålar i Göteborg. I experimentet har en varmvalsad kvadratisk stålörspåle samt två cirkulära, långsgående svetsade stålörspålar provbelastats. Den kvadratiske och en av de cirkulära stålörspålarna har instrumenterats med trådtöjningsgivare längst hela utsidan av pålen. Alla tre pålar instrumenterats med inklinometer i översta 6m av pålarna. Pålarna installerades med hjälp av grävmaskin utrustad med högfrekvent vibrator. Som mothåll installerades tre spontplankor med längd på 10m med och en total bredd på cirka 2 meter. Efter installation tilläts leran konsolidera i cirka fyra månader. Samtliga pålar belastades i laststeg där magnituden av belastning mättes med hjälp av lastcell. Mätningarna av påltopparnas förskjutning gjordes med hjälp av mätlocka som fästes på en referensbalk bakom pålarnas förskjutningsriktning. Deformationen mot djupet mättes med inklinometer före och efter varje laststeg. Referensbalken och mothållets förskjutning mättes in med hjälp av mätprismor före och efter belastning av respektive påle. Ingen av töjningsgivarna överlevde installationsprocessen och konsolideringstiden.

Flertalet problem har uppstått under fältförsöket där pålar behövt kapats, töjningsgivare skadats och inklinometer lossnat. I slutändan kunde inga töjningsgivare mätas på någon av pålarna. Inklinometermätningar var möjliga de översta 4m i båda cirkulära pålar och 6m i den kvadratiske pålen. Analysdelen i detta examensarbete är begränsad då fokus legat på fältförsöken.

Analytiska beräkningar har utförts för en jordprofil bestående av ren lera. De analytiska beräkningarna är gjorda enligt Handboken Bygg Geoteknik och bärförmågan av stålörspålarna kontrollerats enligt Eurokod 3. De analytiska beräkningarna består av spänning-, tvärkraft- och momentfördelning samt lutningsvinkel och horisontell deformation längst djupet för respektive tvärsnitt. De analytiska beräkningarna är gjorda med fyra olika bäddmoduler. En känslighetsanalys för att undersöka vikten av korrekt indata har gjorts.

Resultatet visade att de analytiska beräkningarna överskattar styvheten i leran avsevärt vid maximal last. Förskjutningarna som uppmättes vid fältförsök var avsevärt större än de som beräknats. Förskjutningen vid fältförsöket var plastiska redan vid små laster. De analytiska beräknade förskjutningarna stämmer relativt väl vid små laster. Vidare studier behöver göras för att få bättre förståelse av jordens kapacitet. VKR-pålen verkar avsevärt styvare jämfört med de två cirkulära stålörspålarna.

Förord

Detta examensarbete utgör slutet på min Civilingenjörsutbildning inom Väg och Vattenbyggnad med inriktning Konstruktion vid Luleå tekniska universitet. Examensarbetet har utförts i samarbete med Peab Anläggningsteknik med delfinansiering från Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, SBUF och Trafikverket. Tack SBUF och Trafikverket för möjligheten och förtroendet att utföra denna forskning.

Jag vill tacka Peab Anläggningsteknik för att jag fått möjligheten att genomföra denna forskning som en del av mitt examensarbete, det har varit mycket intressant och lärorikt. Särskilt tack till Michael Sabattini som givit mig ovärderlig stöttning genom hela arbetet. Tack även till Daniel, Jimmie och Johannes för er hjälp i detta arbete. Tack till Peab Grundläggning för att ni gjort detta experiment möjligt. Stort tack till Per-Evert Bengtsson för givande diskussion och värdefulla kommentarer.

Vid Luleå tekniska universitet vill jag tacka Per Gunnvard för vägledning och assistans genom hela arbetet. Tack till Ove Lagerqvist och Jan Laue för er erfarenhet och vägledning. Tack Ove för allt lärande och stöttning du givit mig under studietiden, har varit underhållande och lärorikt med dig. Även ett stort tack till mina många lärare genom studietiden, särskilt tack till Hans, Jasmina, Lennart och Martin. Om det inte vore för Erik Andersson & Mats Petersson, forskningsingenjörer vid MCE Labb, skulle detta arbete varit betydligt mycket mer frustrerande och irriterande. Tack så hemskt mycket för att ni delat med er av erfarenhet och kommentarer.

Fem år av studier är nu passé, vad fort det gått. Det har varit en oerhört rolig tid av mitt liv som jag aldrig kommer glömma. Jag vill tacka min familj och vänner för allt stöd under studietiden. Stort tack till samtliga föreningar och dess medlemmar som bidragit till denna roliga studietid. Carl, Eric, Johanna, Jonathan, Maja, Niklas, Pontus, Sofie, med flera, tack för alla skratt och oförglömliga minnen. Sist men inte minst måste jag även tacka David, Hanna och Jacob för all glädje i datasalen och roligt kaffepauser under skrivandet av detta examensarbete.

Göteborg, september 2021

Anders Jonefjäll

Innehållsförteckning

1.	Inledning.....	1
1.1.	Bakgrund.....	2
1.2.	Avgränsningar	5
2.	Teori.....	6
2.1.	Stål	6
2.1.1.	Materialegenskaper	6
2.1.2.	Stålpålar	8
2.2.	Jordmekanik	11
2.2.1.	Teori kring transversalbelastning.....	12
3.	Tidigare undersökning.....	21
3.1.	AASHTO – Design and Construction of Driven Pile Foundations	21
3.2.	Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay – Offshore Technology Conference	23
3.3.	Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay – Offshore Technology Conference	23
3.4.	Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p-y curves – Dongqing Wu, Bengt B. Broms & Victor Choa	25
3.5.	Utvärdering tidigare undersökningar	26
3.6.	<i>p-y-kurvor</i>	27
4.	Fältförsök	33
4.1.	Område	33
4.2.	Materialegenskaper pålar	33
4.3.	Materialegenskaper jordprofil	35
4.3.1.	Utvärderingsmetoder materialegenskaper	35
4.3.2.	Materialegenskaper	48
4.3.3.	Resultat geoteknisk undersökning i området.....	53
4.4.	Mätning.....	54
4.4.1.	Töjningsgivare.....	54
4.4.2.	Inklinometer	55
4.5.	Instrumentering töjningsgivare och inklinometerrör	57
4.5.1.	Stålpålar	58
4.5.2.	Installation töjningsgivare	58
4.5.3.	Installation inklinometerrör	69
4.5.4.	Övrigt arbete med stålrörspålarna	76
4.6.	Installation	79
4.7.	Belastning	87

5.	Analytiska metoder	95
5.1.	Handboken Bygg Geoteknik.....	95
6.	Resultat och analys	97
6.1.	Bäddmodul	97
6.2.	Kapacitet pålar	98
6.3.	Brottlast	98
6.4.	Spänning-, tvärkraft och momentfördelning	99
6.5.	Tvärkraftskapacitet pålar	108
6.6.	Känslighetsanalys.....	108
6.7.	Resultat fältförsök	115
7.	Diskussion och slutsats	125
7.1.	Allmänt.....	125
7.2.	Fältförsök.....	125
7.3.	Analytisk beräkning.....	127
7.4.	Jämförelse	128

Figurförteckning

Figur 1: Brottmoder för fria påltoppar för både långa och korta pålar (Broms, 1964)	2
Figur 2: Brottmoder för inspända påltoppar för både långa och korta pålar (Broms, 1964)	3
Figur 3: Brottmoderna med redovisning av förskjutning för fri påltopp, redovisning av kort och lång påle (Broms, 1965)	3
Figur 4: Jordförskjutningar vid brott, hävning sker vid markytan och övergår till transversella förskjutningar vid ett visst djup (Broms, 1965)	4
Figur 5: Sidoförskjutning, jordtrycksfördelning och verkande böjmoment som verkar i pålen för en lång påle med fri påltopp (Broms, 1964)	5
Figur 6: Arbetskurva för varm- respektive kallarbetat kolstål med relevanta beteckningar (Isaksson et al., 2020)	6
Figur 7: Flyt- och brottgränssytor samt segt och sprött brott (Isaksson et al., 2020)	7
Figur 8: Praxis för kraftuppdelening inom strukturmekanik (Nilsson & Bernspång, 2019)	7
Figur 9: Förenklad modell av påle. Elastisk påle i jord med idealt elastoplastiska egenskaper (Pålkommissionen, 2006)	12
Figur 10: Elastisk-idealplastisk modell av jorden - normalkonsoliderad kohesionsjord (Pålkommissionen, 1998)	15
Figur 11: Pålar i en horisontal- och momentbelastad pålgrupp (Olsson & Holm, 1993)	16
Figur 12: Förklarande om hur reduktion behöver göras för gruppeffekt av transversalbelastade pålar (Pålkommissionen, 2006)	17
Figur 13: Blockbrott för horisontalbelastade pålar i en pålgrupp (Olsson & Holm, 1993)	18
Figur 14: Kapaciteten för transversalbelastning enligt Broms (1964)	19
Figur 15: Normaliserad bärförmåga för långa pålar i lera (Olsson & Holm, 1993)	20
Figur 16: Elementarfäll för en balk på fjädrande underlag belastad med punklast och moment (Pålkommissionen, 1998)	20
Figur 17: Testuppställning för transversalbelastning av två pålar med domkraft (ASTM, 2007)	21
Figur 18: Testuppställning för transversalbelastning av en (1) påle med vinsch (ASTM, 2007)	22
Figur 19: Testuppställning för transversalbelastning av pålelement med inspänd påltopp (Matlock, 1970)	23
Figur 20: Testuppställning för transversalbelastning av mindre pålen (Reese et al., 1975)	24
Figur 21: Testuppställning för transversalbelastning av större pålen (Reese et al., 1975)	24
Figur 22: Normaliserad p-y-kurva för korttidsbelastat pålelement i lera (Matlock, 1970)	27
Figur 23: p-y-kurva för korttidsbelastade pålar i Sabine River området (Matlock, 1970)	28
Figur 24: Typiskt p-y-kurva för en styv lera (Reese et al., 1975)	28
Figur 25: p-y-kurva för korttidsbelastade pålar i styv lera (Reese et al., 1975)	29
Figur 26: Momentkurva över djupet för test 3, med påldiameter 0,09m (Wu et al., 1998)	29
Figur 27: Momentkurva över djupet för test 1, med påldiameter 0,16m (Wu et al., 1998)	29
Figur 28: Momentkurva över djupet för test 17, med påldiameter 0,50m (Wu et al., 1998)	29
Figur 29: Normaliserad p-y-kurva för tester 1, 10 och 12 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)	30
Figur 30: Normaliserad p-y-kurva för tester 13 och 18 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)	30
Figur 31: Normaliserad p-y-kurva för tester 3, 4 och 5 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)	31
Figur 32: Normaliserad p-y-kurva för test 17 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)	31
Figur 33: Spänning-töjningsförhållande vid dränerat aktivt triaxialförsök (Brinkgreve et al., 2018)	32
Figur 34: Överblick av område för installerade pålar, ungefärlig uppschaktad yta är markerat med gult	33
Figur 35: Tvärsnitt för cirkulär stålrörspåle	34
Figur 36: Tvärsnitt för VKR-påle	34
Figur 37: Innmätning av spont, pålar, släntfot, slänkrön och borrpunkt den 24 augusti 2021	35
Figur 38: Schematisk spänning-töjningsfördelning för godtyckligt material (Sällfors, 2001)	36

Figur 39: Testuppställning för ett ödometerförsök (Axelsson & Mattsson, 2016)	37
Figur 40: Kompressionskurvor för lera och sand (Axelsson & Mattsson, 2016)	37
Figur 41: Bestämning av ödometermodul för axiellkompression i ödometer (Axelsson & Mattsson, 2016)	38
Figur 42: Bestämning av förkonsolideringstrycket för ödometerförsök (Axelsson & Mattsson, 2016) ...	39
Figur 43: Kompressionskurva för CRS-försök, redovisning av förkonsolideringstryck (SIS, 1991)	40
Figur 44: Samband mellan kompressionsmoduler samt effektivtryck vid CRS-försök (SIS, 1991)	40
Figur 45: Utvärdering av permeabilitetsparametrar (SIS, 1991)	41
Figur 46: Spänningar i axial- och radialriktning på en cylindrisk provkropp (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	42
Figur 47: Principskiss för aktivt och passivt triaxialförsök, radialtrycket σ_r betecknas i bilden med σ_3 (Larsson, 2008)	42
Figur 48: Principskiss för de olika faser i triaxialförsök, i bilden syns spänningsvägen till in-situ spänningar samt brott redovisas (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	43
Figur 49: Principskiss för aktivt dränerade triaxialförsök, prov 1 är överkonsoliderat och prov 2 är normalkonsoliderat (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	45
Figur 50: Diagrammen redovisar resultat från aktivt odränerat triaxialförsök på en lera. På diagrammen till vänster redovisar skjuvspänningen τ samt porttrycksändringen Δu mot axialtöjningen ϵ_a . Diagrammen till höger redovisar deviatorspänningen q' samt porttrycksändringen Δu mot axialtöjningen ϵ_a (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	45
Figur 51: Diagrammen visar spänningsvägen för samma triaxialförsök på en lera. Diagrammet till vänster redovisar skjuvspänningen τ längst y-axeln och medeleffektivspänningen s' längst x-axeln. Diagrammet till höger redovisar deviatorspänningen q' längst y-axeln och medeleffektivspänningen p' längst x-axeln (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	45
Figur 52: Sammanställning av spänningar som mäts vid triaxialförsök (Sällfors & Larsson, 2017)	46
Figur 53: Principskiss för direkt skjuvförsök (Larsson, 2008)	46
Figur 54: Redovisning av axiellkraft N , skjuvkraft T samt skjuvvinkel γ (Axelsson & Mattsson, 2016) ..	47
Figur 55: Resultat från odränerat direkt skjuvförsök (Larsson, 2004)	47
Figur 56: Mohr-Coulombs brottvillkor för kohesionsjord (Axelsson & Mattsson, 2016)	49
Figur 57: Utvärdering av skjuvmodell från direkt skjuvförsök (Larsson, 2004)	51
Figur 58: Principskiss för utvärdering av elasticitetsmodulerna E_{50} & E_{int} (Svenska geotekniska föreningen, 2012)	52
Figur 59: Typisk struktur för en trådtöjningsgivare (Kyowa, 2020)	54
Figur 60: Skyddad töjningsgivare från Kyowa (2020)	54
Figur 61: Brygga för töjningsgivare (Kyowa, 2020)	55
Figur 62: Flera inklinometrar (Hannigan et al., 2016)	56
Figur 63: Principen för beräkning av utböjning i ett inklinometerrör (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006)	56
Figur 64: Mätning med SSA i stålrör (Hannigan et al., 2016)	57
Figur 65: Spårat samt släta inklinometerrör (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006)	57
Figur 66: Uppställning av stålrörspålar innan instrumentering påbörjats	58
Figur 67: Spetsen på den cirkulära stålrörspålen utrustas med en påsko	60
Figur 68: Färdig markering med centrumlinje och vinkelrät markering för VKR-pålen	61
Figur 69: Slutgiltig yta för givare då slipning är utförd. I figuren ses ytan för givare F 2,8-C	61
Figur 70: Schematisk skiss över torkriktning	62
Figur 71: Skyddad töjningsgivare i förpackning	63
Figur 72: Fastlimmad givare på den cirkulära stålrörspålen, i detta fall givare F 7,7-C	63
Figur 73: Givare som skyddats med AK-22	64

Figur 74: Givare som skyddats med aluminiumtejp	65
Figur 75: Ordning på kablar ur VKR-påle	65
Figur 76: Ordning på kablar från cirkulära stålörspåle	65
Figur 77: Töjningsgivare med dragen kabel, notera att kabeln inte täcks med aluminiumtejp	66
Figur 78: Cirkulär stålörspåle med skyddade givare	67
Figur 79: Limmad givare på provpåle	68
Figur 80: Installerad provpåle med töjningsgivare i lera	68
Figur 81: Visuellt inspektion av givare efter uppdragning av provpåle	69
Figur 82: Trädistans inuti VKR-påle	70
Figur 83: Fastskruvad trädistans, i bilden ses även det centrerade hål som gjorts i VKR-pålen	71
Figur 84: Inklinometerörr i VKR-påle	71
Figur 85: Centrerade hålen fylls med fogskum	72
Figur 86: Distanser runt inklinometerörr	73
Figur 87: Positionering av distanser längst inklinometerörr	73
Figur 88: Håltagning i cirkulär stålörspåle utan töjningsgivare	74
Figur 89: Nygjorda hål fylls med fogskum i de cirkulära stålörspålarna	75
Figur 90: Pålopp fylls med fogskum	76
Figur 91: Plansko för VKR-påle	77
Figur 92: Plansko fastskruvad i VKR-påle	77
Figur 93: Schematisk skiss över plansko för cirkulära stålörspålen med töjningsgivare	78
Figur 94: Fastkilade träplankor i cirkulär stålörspåle utan givare	79
Figur 95: Installationsområde, markeringar för installation syns i schaktbotten	80
Figur 96: Schematisk skiss över position för spontplank samt stålörspålar	80
Figur 97: Position för samtliga spontplank, spontplankor är inringade	81
Figur 98: Kontroll så stålörspålen installerades lodrätt samt så töjningsgivare vinklas korrekt	82
Figur 99: Djup då stålörspålen inte kunde drivas vidare utan vibrering	83
Figur 100: Prylningsarbete med tom stålörspåle	84
Figur 101: Kapning av pålopp med gasbrännare	85
Figur 102: Installation av VKR-påle	86
Figur 103: Samtliga stålörspålar är installerade	86
Figur 104: Schaktgrop då installation är färdig	87
Figur 105: Uppställning av provområde med mätinstrument	88
Figur 106: Testuppställning för transversalbelastning	89
Figur 107: Belastning av Påle 1	91
Figur 108: Belastning av Påle 2	92
Figur 109: Belastning av Påle 2, här ses även spricka mellan Påle 1 & 2	93
Figur 110: Belastning av Påle 3	94
Figur 111: Transversellt belastad påle enligt Handboken Bygg Geoteknik (Stål et al., 1984)	95
Figur 112: Bärförmåga för långa pålar i lera, figuren har linjärt extrapolerat baserat på Figur 15	99
Figur 113: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_1	100
Figur 114: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_2	100
Figur 115: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_3	101
Figur 116: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_4	101
Figur 117: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_1	102

Figur 118: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_2	102
Figur 119: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_3	103
Figur 120: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_4	103
Figur 121: Jämförelse av spänningsfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar.....	104
Figur 122: Jämförelse av tvärkraftsfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar.....	104
Figur 123: Jämförelse av momentfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar.....	105
Figur 124: Jämförelse av lutningsvinkel för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar.....	105
Figur 125: Jämförelse av förskjutningen för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar.....	106
Figur 126: Förskjutningskurva enligt analytiska beräkningar.....	108
Figur 127: Extremvärden för spänningsfördelningen med bäddmodul 2 för test 0–10.....	109
Figur 128: Extremvärden för tvärkraftsfördelningen med bäddmodul 2 för test 0–10.....	110
Figur 129: Extremvärden för momentfördelningen med bäddmodul 2 för test 0–10.....	110
Figur 130: Rotationsdjup för bägge tvärsnitt för test 0–10.....	111
Figur 131: Förändring av resultatet då N_p förändras.....	112
Figur 132: Förändring av resultatet då c_u förändras.....	112
Figur 133: Förändring av resultatet då E_{50} förändras.....	113
Figur 134: Förändring av resultatet då F_h förändras.....	113
Figur 135: Förändring av resultatet då v_{soil} förändras.....	114
Figur 136: p-y kurvor för samtliga pålar.....	116
Figur 137: p-y kurvor för cirkulära pålar.....	116
Figur 138: Inklinometermätningar av Påle 1.....	117
Figur 139: Inklinometermätningar av Påle 2.....	118
Figur 140: Inklinometermätningar av Påle 3.....	118
Figur 141: Jämförelse mellan beräknade och uppmätta förskjutningar vid maximal last.....	120
Figur 142: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning för Påle 1 och Påle 3 vid $F_h=6\text{kN}$	120
Figur 143: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning för påle 3 vid $F_h=6\text{kN}$	121
Figur 144: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning vid $F_h=19\text{kN}$	121
Figur 145: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning vid $F_h=25\text{kN}$	122
Figur 146: Jämförelse av förskjutning mellan analytiskt beräknade samt uppmätta värden för kvadratisk påle.....	123
Figur 147: Jämförelse av förskjutning mellan analytiskt beräknade samt uppmätta värden för cirkulär påle.....	123
Figur 148: Kapacitet för beräkning av knäckning utav pålar i Finland (Pålkommissionen, 2018).....	129

Förkortningslista

<i>Romerska versaler</i>		<i>Enhet</i>
A_s	<i>Tvärsnittsarea påelement</i>	mm ²
A_v	<i>Skjuvarea</i>	mm ²
D	<i>Diameter</i>	mm
E	<i>Elasticitetsmodul</i>	kPa alternativt GPa
E'	<i>Effektiv elasticitetsmodul</i>	kPa
E_{50}	<i>Elasticitetsmodul vid halva maximala deviatorspänningen utvärderat från triaxialförsök</i>	kPa
E'_{50}	<i>Effektiv elasticitetsmodul för jordmaterial, bedömt från triaxialförsök</i>	kPa
E_{int}	<i>Initial elasticitetsmodul utvärderat från triaxialförsök</i>	kPa
E_{oed}	<i>Elasticitetsmodul från ödometerförsök</i>	kPa
E'_{oed}	<i>Effektiv elasticitetsmodul från ödometerförsök</i>	kPa
E_p	<i>Elasticitetsmodul för påelement</i>	GPa
E_s	<i>Elasticitetsmodul för stål</i>	GPa
E_{soil}	<i>Elasticitetsmodul för jord</i>	kPa
E_u	<i>Odränerad elasticitetsmodul för jord</i>	kPa
E_{ur}	<i>Av- och pålastningsmodul</i>	kPa
E'_{ur}	<i>Effektiv av- och pålastningsmodul</i>	kPa
F_h	<i>Transversallast</i>	kN
F_s	<i>Mantelyta per längdmeter påelement</i>	m ² /m
G	<i>Skjuvmodul</i>	kPa
I	<i>Tröghetsmoment</i>	mm ⁴
I_p	<i>Tröghetsmoment för påelement</i>	mm ⁴
K	<i>Balkbäddmodul</i>	kPa
K_0	<i>Vilojordtryckskoefficient</i>	-
$K_{0,1}$	<i>Bäddmodul för en kvadratisk platta med kantlängden 1,0</i>	kPa
K_s	<i>Töjningsgivarfaktor</i>	
L	<i>Påelementets längd</i>	m
L_e	<i>Elastisk längd av påelement utsatt för transversalbelastning i jordprofil</i>	m
M	<i>Ödometermodul</i>	kPa

M'	Linjär ökning av ödometermodul efter σ'_L	-
M_0	Ödometermodul fram till förkonsolideringstryck σ'_c bedömt från CRS-försök	kPa
M_{Ed}	Maximalt verkande moment	kNm
$M_{el,Rd}$	Elastisk momentkapacitet	kNm
M_L	Ödometermodul mellan förkonsolideringstryck σ'_c och σ'_L bedömt från CRS-försök	kPa
M_{max}	Maximalt böjmoment	kNm
M_{Rd}	Momentkapacitet	kNm
$M(x)$	Böjmoment vid snitt av balkelement	kNm
N	Vertikal kraft i direkt skjuvförsök	kN
N_p	Bärighetsfaktor för transversalbelastning	-
OCR	Överkonsolideringskvot	-
P	Transversalbelastning som verkar längst pålelementet	kN/m
P_u	Kapacitet för transversalbelastning	kN/m
Q	Utbredd last	kN/m
R	Resistans trådtöjningsgivare	ohm
R_f	Brottkvot mellan deviatorspänningar	-
T	Skjuvkraft i direkt skjuvförsök	kN
TK	Tvärsnittsklass	-
V	Tvärkraft	kN
V_{Ed}	Maximalt verkande tvärkraft	kN
V_e	Uppmätta spänningen för att avgöra resistansförändring i töjningsgivare	V
V_s	Excitationsspänning för brygga med töjningsgivare	V
W_{el}	Elastiskt böjmotstånd	mm ³
Z_{pl}	Plastiskt böjmotstånd	mm ³
Romerska gemener		
a	Avstånd mellan två intilliggande pålar i en pålgrupp	m
b_p	Kantlängd pålelement	m
c'	Effektiv kohesion	kPa
c_u	Odränerad kohesion	kPa
d	Påldiameter	m

e	<i>Excentricitet, avstånd mellan belastningspunkt och markyta</i>	m
f_y	<i>Flytgräns för stål</i>	MPa
f_u	<i>Brottgräns för stål</i>	MPa
k	<i>Bäddmodul för jord</i>	kPa/m
k_{int}	<i>Permeabilitet för jord</i>	m/sek
l_k	<i>Knäcklängd för pålelement</i>	mm
m	<i>Kompressionsmodultalet från ödometerförsök</i>	-
n	<i>Antal skarvar inom l_k</i>	st
n_1	<i>Koefficient för att bestämma bäddmodulen som beror på odränerad skjuvhållfasthet</i>	-
n_2	<i>Koefficient för att bestämma bäddmodulen som beror på pålmaterial</i>	-
p	<i>Mobiliserat jordmotståndet från transversalbelastning</i>	kPa
p'_m	<i>Effektiv medelspänning</i>	kPa
p_m	<i>Medelspänning</i>	kPa
q	<i>Deviatorspänning</i>	kPa
q'	<i>Effektiv deviatorspänning</i>	kPa
s	<i>Medelspänning i axialsymmetriskt spänningstillstånd</i>	kPa
s'	<i>Effektiv medelspänning i axialsymmetriskt spänningstillstånd</i>	kPa
t	<i>Godstjocklek pålelement</i>	mm
u	<i>Portryck</i>	kPa
V_{skarv}	<i>Vinkelavvikelsen i en skarv (givet som tex 1/300)</i>	-
w	<i>Nedböjning av balkelement</i>	m
w'	<i>Lutningsvinkel till följd av nedböjningen w</i>	rad
w''	<i>Krökning</i>	
w_L	<i>Flytgräns för lera</i>	-
y	<i>Horisontell förskjutning</i>	m
z	<i>Djup i jordprofil</i>	m
z_{crit}	<i>Djup där flytled uppstår i pålelement</i>	m

**Grekiska
versaler**

Σ	<i>Summan av</i>	-
Δ	<i>Förändring, inkrement</i>	-

***Grekiska
gemener***

α	<i>Faktor som beror på pålens och omgivande jords styvhet</i>	-
β	<i>Dimensionslös faktor för att bestämma sidoförskjuvningen</i>	-
β'	<i>Dimensionslös faktor som antas för att bestämma sidoförskjuvningen</i>	-
β_k	<i>Förändring av permeabilitet vid kompression i CRS-försök</i>	-
γ	<i>Skjuvdeformation vid direkt skjuvförsök</i>	rad
γ_s	<i>Tunghet</i>	kN/m ³
δ_0	<i>Total krokighet</i>	mm
δ_d	<i>Dimensionerande initialkrokighet</i>	mm
δ_f	<i>Fiktiv initialkrokighet</i>	mm
δ_k	<i>Karaktäristisk initialkrokighet</i>	mm
ε	<i>Töjning</i>	-
ε_{vol}	<i>Volumetrisk töjning</i>	-
ν	<i>Kontraktionstal</i>	-
ν'	<i>Effektivt kontraktionstal</i>	-
ν_s	<i>Kontraktionstal för stål</i>	-
ν_{soil}	<i>Kontraktionstal för jord</i>	-
ρ	<i>Densitet</i>	ton/m ³
σ	<i>Spänning</i>	kPa
σ'	<i>Effektivspänning</i>	kPa
$\sigma_{1,2,3}$	<i>Huvudspänningar</i>	kPa
σ_a	<i>Axialspänning</i>	kPa
σ'_c	<i>Effektivt förkonsolideringstryck</i>	kPa
σ_h	<i>Horisontell spänningsfördelning längst med transversalbelastat påelement</i>	kPa
σ_r	<i>Radialspänning</i>	kPa
σ'_v	<i>Rådande effektivt vertikalt tryck</i>	kPa
$\sigma_{x,y,z}$	<i>Cartesiska spänningar</i>	kPa
τ	<i>Skjuvspänning i axialsymmetriskt spänningstillstånd</i>	kPa
τ_{fu}	<i>Odränerad skjuvhållfasthet</i>	kPa

1. Inledning

Pålar utsätts för flera lastsituationer, där axial- och momentbelastade pålar är vanligt förekommande. Transversallaster är också vanligt förekommande, för att hantera detta lastangrepp lutar vanligtvis pålar för att överföra lasten som en axialspanning. I somliga pålgrundläggningar kan lutande pålar vara opraktiskt, så som havsbenägna vindkraftverk och kajkanter. I stället behöver den transversella lasten överföras till pålens sidomotstånd. Det finns även problem att lutande pålar knäcks på grund av sättningar. Vid knäckning av lutande pålar behöver sidomotståndet beaktas. Genom att beakta och utnyttja kapacitet i sidomotstånd kan även andra pålgrundläggningar optimeras och materialanvändandet reduceras.

Idag används ofta enkla en-dimensionella metoder för att beräkna interaktionen mellan jord och pålelementet då pålelementen belastas av transversallaster. Dessa beräkningar baseras främst på experiment gjorda på grova stålrörspålar. Det är intressant att studera slanka pålelement samt icke cirkulära tvärsnitt. Med pålelement menas en påle av godtyckligt material, stål, trä, betong, eller annat om inte annat specificeras. Denna rapport är en del av ett SBUF utvecklingsprojekt utfört av Peab Anläggning AB. Utvecklingsprojektets syfte är att förbättra dimensionering av transversalbelastning med hjälp av finita element modeller, FE-modeller. Undersökningen utförs genom jämförelse mellan in-situ experiment och FE-modeller. Detta examensarbete skall redovisa planering samt utförande av in-situ experiment. Arbetet skall även ge en introduktion till ämnet transversalbelastade pålar och hur detta beräknas idag. Endast strikt transversalbelastade pålar behandlas i denna rapport, inverkan av normalkraft samt påfört moment kommer alltså inte behandlas. Den faktiska testbelastningen ligger sent i examensarbetet och analys av testdata är därför begränsad och kommer fortsättas efter examensarbetet.

Experimentet utförs på tre stålrörspålar, två cirkulära-stålrörspålar med diameter 139,7mm och en VKR-påle med kantlängd 140mm. VKR står för Varmformad Konstruktionsrör, även kallat fyrkantsrör, är ett kvadratisk, ihåligt stålrör. VKR-pålen är varmvalsad och sömlös. De två cirkulära stålrörspålarna är kallformade och längdsvetsade stålrör vilket betecknas KCHR. KCHR står för Kallformad Cirkulära Konstruktionsrör. Samtliga pålar har en intiallängd på 12m. En av de cirkulära stålrörspålarna och VKR-pålen instrumenteras med trådtöjningsgivare på utsidan. Inuti samtliga stålrörspålar installeras inklinometerrör för att mäta pålarnas utböjning. Inklinometerröret installerades som en försäkring ifall töjningsgivarna skadas. Pålarna installeras i jordprofil bestående av normalkonsoliderad lera i Göteborg.

För att få en uppfattning av brottlaster och förskjutningen för de olika stålrörspålarna har analytiska beräkningar utförts. Det förutsagda resultatet presenteras här i rapporten och ligger i grund för tolkning av resultat från testbelastningen. Dessa analytiska beräkningar gjordes med antagandet att jordprofilen bestod av ren lera. Efter drivning av stålrörspålarna har det upptäckts att jordprofilen inte består av ren lera utan ett sandlager existerar där pålarna installerats. Inverkan av sandlagren diskuteras senare i rapporten.

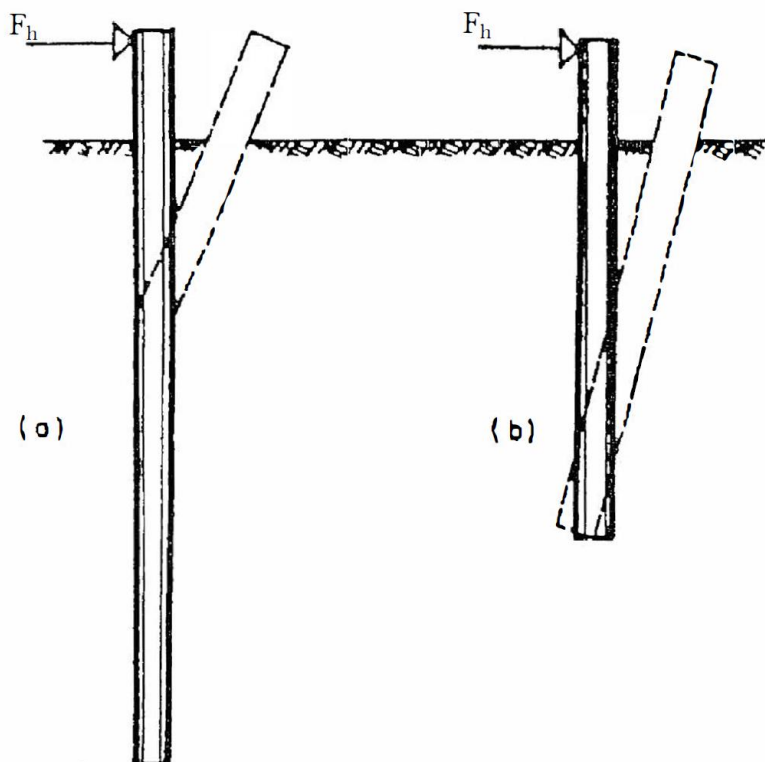
1.1. Bakgrund

Tryck-deformations kurvor, även kallat ”*p-y-kurvor*”, för transversalbelastade pålar i kohesionsjordar kan liknas vid spännings-töjnings förhållandet som fås från odränerade konsolideringstester, d.v.s. snabba ödometerförsök. För laster mellan en tredjedel och hälften av kapaciteten kan förskjutningen antas öka linjärt med lasten. Vid laster högre än detta antas last-deformationskurvan verka olinjärt (Broms, 1964).

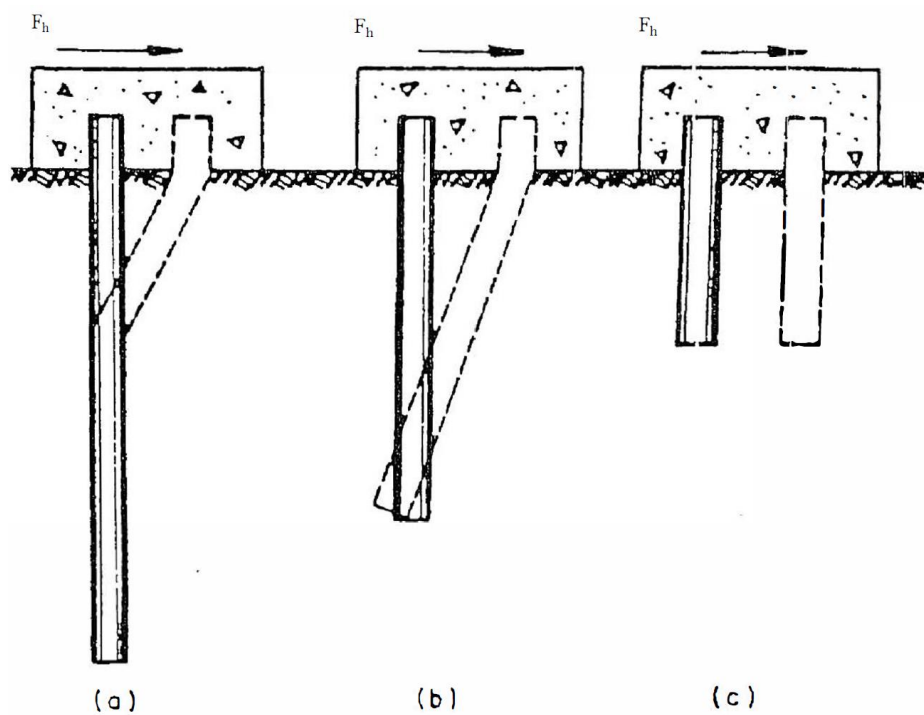
För transversalbelastade pålar finns två brottstadier, antingen fås plastiska egenskaper i pålelementet eller fås plastiska egenskaper i jordelementet. Vid plastiska egenskaper i pålelementet antas en flytled uppstå i pålelementet. Då en flytled bildas antas momentet vara konstant i denna led (Broms, 1964). För vidare förståelse behöver pålelementet delas in i två kategorier, där påltoppen kan ses som inspänd eller fri (Broms, 1965). I denna rapport beaktas endast fria påltoppar och läsaren är välkommen att läsa mer om inspända påltoppar i Broms (1964) & (1965) samt Pålkommisionen (2006).

Fria påltoppar kan i sin tur delas in i två underkategorier, korta och långa pålar. För att särskilja dessa åt, särskiljs korta från långa. En kort påle kommer vid belastning rotera som en stel kropp. Sidomotståndet är då helt avgörande av jordens styvhet. En lång påle kommer i stället vara tillräckligt lång för att en rotationspunkt, en flytled, bildas i pålen. Sidomotståndet för en lång påle avgörs både av jordens och pålens styvhet (Pålkommisionen, 2006).

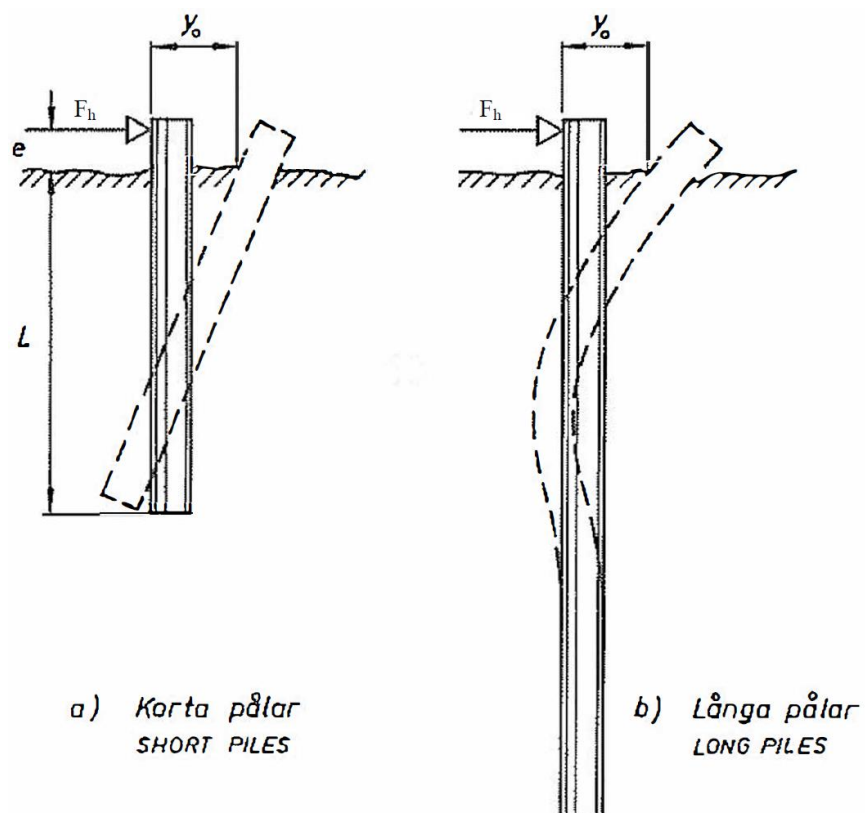
I Figur 1 visas brottmoderna för fria påltoppar för både långa (a) och korta (b) pålar. I Figur 2 visas brottmoderna för inspända påltoppar för både långa (a) och korta (b & c) pålar. Brottmoderna för fria påltoppar samt hur förskjutningen som sker av transversallasten redovisas i Figur 3. Vid brott sker en hävning av jorden som är belägen framför pålelementet, vid ett visst djup övergår förskjutningen till transversella förskjutningar längst med pålelementet vilket redovisas i Figur 4. Enligt Broms (1965) övergår förskjutningen från hävning till transversell vid ungefär tre gånger påldiametern för en kohesionsjord. Bakom pålens förskjutningens riktning uppstår även ett hålrum.



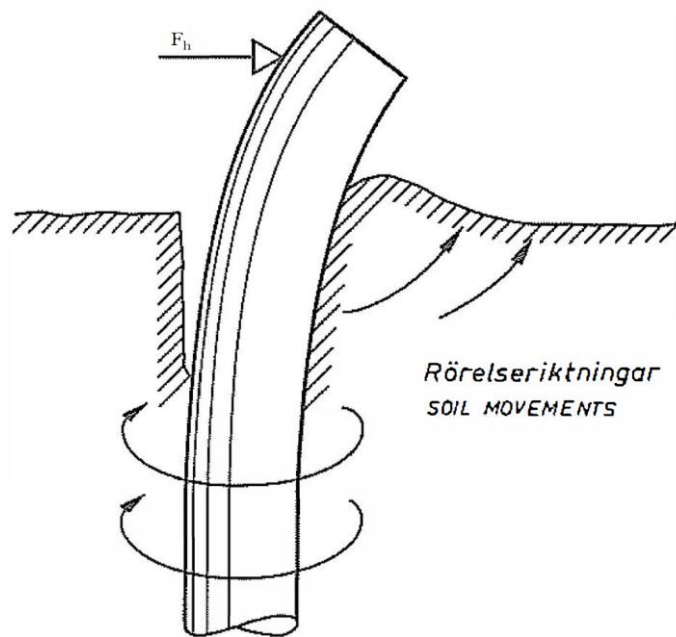
Figur 1: Brottmoder för fria påltoppar för både långa och korta pålar (Broms, 1964)



Figur 2: Brottmoder för inspända påltoppar för både långa och korta pålar (Broms, 1964)

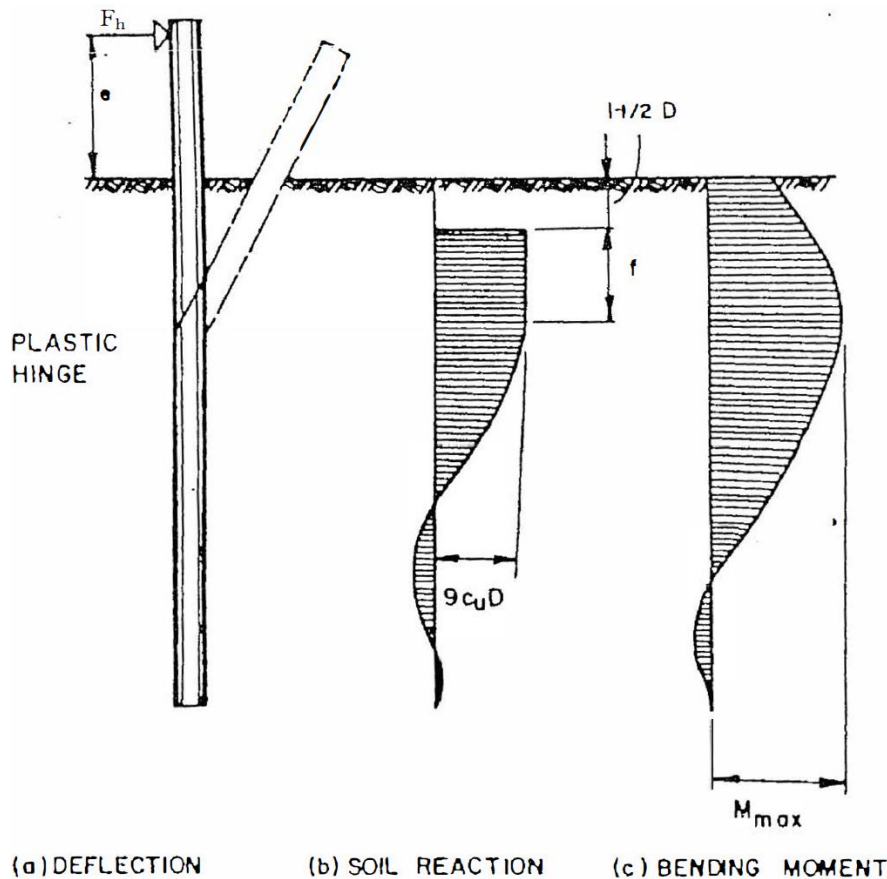


Figur 3: Brottmoderna med redovisning av förskjutning för fri påltopp, redovisning av kort och lång påle (Broms, 1965)



Figur 4: Jordförskjutningar vid brott, hävning sker vid markytan och övergår till transversella förskjutningar vid ett visst djup (Broms, 1965)

En visualisering av jordtrycket, sidoförskjutningen samt det verkande böjmomentet kan ses i Figur 5. Observera att böjmomentet inte är noll vid markytan, även om påltoppen är fri, detta pga. excentriciteten, e , för transversalkraften F_h (Broms, 1964).



Figur 5: Sidoförskjutning, jordtrycksfördelning och verkande böjmoment som verkar i pålen för en lång påle med fri påltopp (Broms, 1964)

Vid analys i bruksgränstillståndet kan låg belastning antas, en elastisk respons i både pålelementet och jordprofilen nyttjas. I brottgränstillstånd antas att kapaciteten av pålelementet eller jordprofilen har överskridits samt att elementen påvisar plastiska egenskaper (Broms, 1964). Broms (1964) uttrycker att dessa antaganden måste kontrolleras mot testdata för en säker analys. Experiment av transversalbelastade pålar behöver göras för att bestämma *p-y-kurvor* som kan användas vid beräkning samt för att kontrollera tillgängliga *p-y-kurvor* (Hannigan et al., 2016).

Broms (1964) nämner att vid analys av transversalbelastade pålar skall två förutsättningar antas;

- Förskjutningen i bruksgränstillstånd skall inte förhindra normalt brukande av pålen
- Kapaciteten av pålen skall vara tillräckligt hög sådan att kollaps inte sker även vid samverkande faktorer

1.2. Avgränsningar

- Endast slanka pålar beaktas där jordens respons är elastisk idealtplastisk och pålens beteende är elastiskt.
- Endast korttidseffekterna av transversalbelastning studeras
- Påltopparna ses som fria
- Samverkan av axial- och transversalkraft studeras ej
- Analytiska beräkningar är gjorda för en jordprofil bestående av ren lera
- Ståltypen som behandlas är endast vanligt konstruktionsstål

2. Teori

I detta kapitel beskrivs delar av den teoretiska bakgrund som behövs till studien. Först presenteras kort teori kring stål, dess mekaniska egenskaper och information om stålplåtar. Detta följs av jordmekanik, bäddmodulsteorin samt vidare information om transversalbelastade pålar och pålgrupper.

2.1. Stål

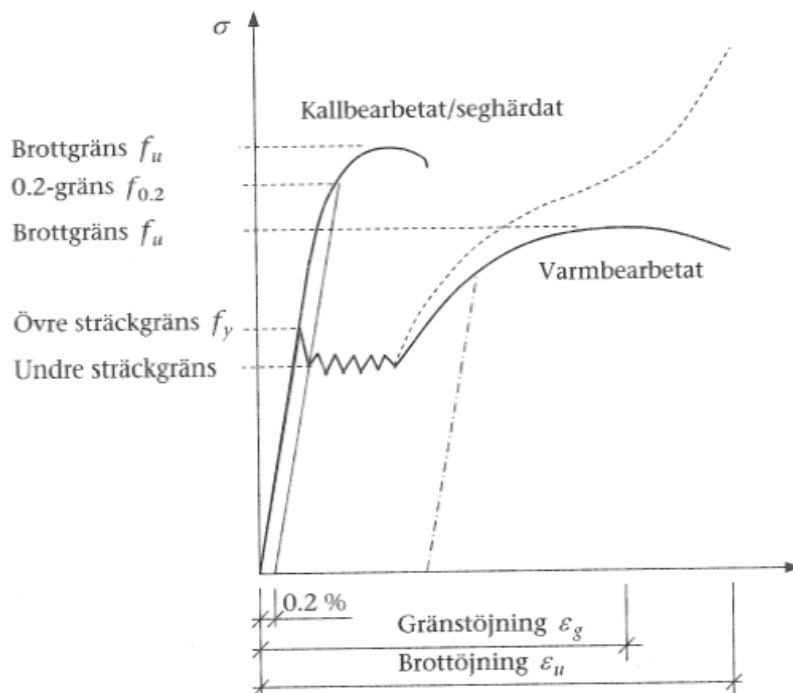
Stål är en legering där järn används som bas, det rostfria stålet skiljer sig avsevärt från andra stålsorter när det gäller fysikaliska och mekaniska egenskaper. Vanligt konstruktionsstål är det mest frekvent använda stålet där de viktigaste egenskaperna är hållfasthet, seghet och svetsbarhet (Samuelsson & Tigerstrand, 2017).

2.1.1. Materialegenskaper

Varmarbetat kolstål har ett linjärt beteende fram till sträckgränsen och sedan en plåtå med konstant töjning utan förändring av spänningen innan deformationshårdnandet sker, vilket ses i Figur 6 (Samuelsson & Tigerstrand, 2017). I Figur 6 ses även den sanna arbetskurvan för kolstål, vilket redovisas som den streckade kurvan i diagrammet (Isaksson et al., 2020). Varmarbetat kolstål redovisas detta samband av Hooke lag

$$\sigma = E_s * \varepsilon \quad (1)$$

där E_s är elasticitetsmodulen för stålet och därmed redovisar lutningen av den linjära kurvan som redovisas i Figur 6 (Isaksson et al., 2020). Elasticitetsmodulen E_s för stål är enligt europeisk standard givet som 210 MPa (SIS, 2005).



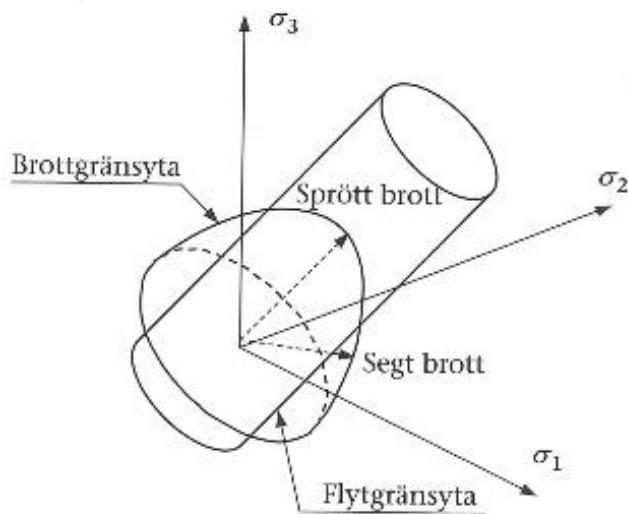
Figur 6: Arbetskurva för varm- respektive kallbearbetat kolstål med relevanta beteckningar (Isaksson et al., 2020)

Spänningar över sträckgränsen innebär att materialet beter sig plastiskt, d.v.s. stålet flyter och redovisar plastisk töjning. Avlastning efter plastiska töjningar kommer resultera i kvarstående deformationer, d.v.s. materialet återgår inte till sin ursprungliga längd (Isaksson et al., 2020). Avlastningskurvan som fås när plastiska töjningar har nåtts redovisar elastiskt beteende. Lutningen på avlastningskurvan kommer vara samma som före flytning påbörjats, alltså är lutningen på avlastningskurvan elasticitetsmodulen för stål.

Avlastningskurvan efter plastisk töjning kan ses som den punktstreckade kurvan i Figur 6, en ny pålastning följer samma kurva som avlastningen (Isaksson et al., 2020).

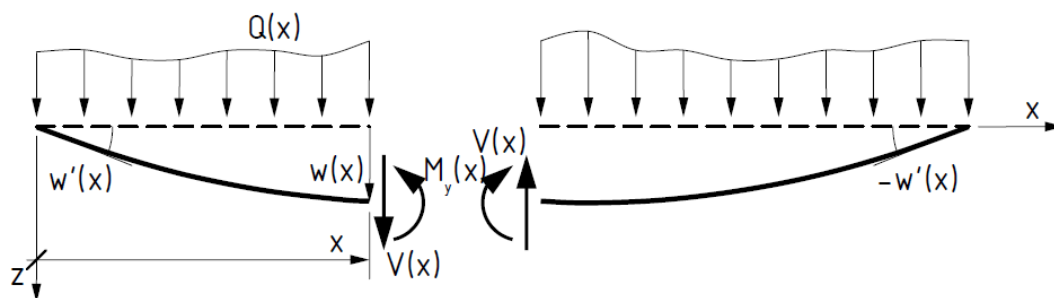
2.1.1.1. Brott i stål

Stål följer flytgränsytan enligt Von Mises, vilket redovisas i Figur 7. Brottgränsytan är inte lika väldokumenterad som flytgränsytan, men att brottgränsytan behöver skära flytgränsytan på dragsidan har bestämts. Detta då brott inte skett då stål utsatts för tryck, endast dragbrott har dokumenterats (Isaksson et al., 2020). I Figur 7 redovisas sprött samt segt brott, vid sprött brott sker brottet utan förvarning och segt brott påvisar duktilt beteende. Stålkonstruktioner skall utformas så spröda brott undviks. Risken för spröda brott är störst vid treaxliga dragspänningstillstånd där huvuddragspänningarna är av samma storleksordning. Sådant spänningstillstånd är vanligt förekommande runt och/eller i svetsar (Isaksson et al., 2020).



Figur 7: Flyt- och brottgränsytor samt segt och sprött brott (Isaksson et al., 2020)

Inom strukturmekanik existerar en generell praxis på kraftuppdelning vilket redovisas i Figur 8. Kraftuppdelningen som visualiseras benämns för den elastiska linjen. Elastiska linjen belastas med en utbredd last $Q(x)$ då alstras moment $M(x)$ samt tvärkraft $V(x)$, nedböjning av balkelementet betecknas $w(x)$, lutningsvinkeln $w'(x)$ och krökningen $w''(x)$ (Nilsson, M. & Bernspång, 2019).



Figur 8: Praxis för kraftuppdelning inom strukturmekanik (Nilsson & Bernspång, 2019)

Elastiska linjens ekvation redovisar förhållandet mellan moment $M(x)$, styvhet EI och krökning $w''(x)$ som

$$-EI * w''(x) = M(x) \quad (2)$$

Schwedlers teori används för att redovisa förhållandet mellan den utbredda lasten, tvärkraften samt momentet (Nilsson & Bernspång, 2019)

$$Q(x) = -\frac{d}{dx}V(x) = -\frac{d^2}{dx^2}M(x) \quad (3)$$

Baserat på elastiska linjens ekvation och Schwedlers teori kan den elastiska linjens differentialekvation erhållas som

$$EI * w''(x) = -M(x) \quad (4)$$

$$EI * w'''(x) = -V(x) \quad (5)$$

$$EI * w^{iv}(x) = Q(x) \quad (6)$$

För de fall då randvillkor är känt kan integrering av elastiska linjens differentialekvation göras och lutningsvinkeln samt nedböjningen kan bestämmas (Nilsson & Bernspång, 2019).

2.1.2. Stålpålar

I Sverige är den dominerande påltypen förtillverkade standardpålar av betong, närmast vanligaste påltypen är slagna, slanka stålpålar (Pålkommisionen, 2000). Årligen samlar Pålkommisionen in statistikuppgifter om pålningsverksamheten i Sverige, den insamlade statistiken för 2020 redovisas i Tabell 1 (Pålkommisionen, 2021). I Tabell 1 redovisas mängd installerade pålmetrar av respektive påltyp under 2020. Totalt utgör stålpålar cirka 45 procent av andelen installerade pålmetrar.

Tabell 1: Statistikuppgifter för pålningsverksamheten i Sverige år 2020 (Pålkommisionen, 2021)

Påltyp	2020	Procent
Slagna betongpålar	1 234 410	52%
Slagna stålpålar	747 432	32%
Borrade stålpålar	305 399	13%
Övriga pålar	73 518	3%
Summa	2 360 759	100%

Vid installation av stålrörspålar påverkas materialegenskaperna föga samt omgivningspåverkan är mindre jämfört med slagen betongpåle per uppburen kN (Pålkommisionen, 2000). Slanka stålrörspålar klassas som stålrör eller stålprofiler med cirka 250 mm i tvärmått (Pålkommisionen, 2000). Enligt *Krav Brobyggande* betraktas en stålrörspåle som slank om diametern är <300mm (Trafikverket, 2019a). Tvärsnittsklasser för stålrörspålar skall bestämmas och risken för lokal buckling skall kontrolleras (Pålkommisionen, 2000).

Stålpålar skall dimensioneras för en livslängd på minst 100 år om inte konstruktionen uppenbart skall ha en kortare livslängd. Korrosion av stål behöver därmed beaktas vid dimensionering av stålpålar. Det förekommer tre olika typer av korrosion på stålpålar, jordkorrosion, galvanisk korrosion samt korrosion orsakad av elektrisk likström, även kallad läckströmskorrosion. Jordkorrosion sker under inverkan av jordens och grundvattnets kemiska och fysikaliska egenskaper, galvanisk korrosion sker då stålpålarna är i kontakt med en galvanisk ädlare metall. Läckströmskorrosion orsakas av läckströmmar från elektrisk likströmsanläggning (Pålkommisionen, 2009).

Korrosionshastigheten för stålpålar brukar beräknas som en medelavfrätning i mm/100år alternativt µm/år. Korrosionshastigheten kan uppmätas eller anges som rekommenderade värden på avrostning.

Dimensionering av stålplåtar görs ofta genom att beräkna korrosionen över 100 år, tjockleken på godset av stålplåten ökas med den beräknade korrosionen. Denna ökade tjocklek av godset kallas för stålplåtens rostmån. För att dimensionera med rostmån i Sverige existerar fyra dokument, varav två nämns nedan (Pålkommissionen, 2009).

Enligt Pålkommissionen (2000) kan den utvändiga dimensionerade rostmån för stålplåtar beräknas enligt Tabell 2 och den invändiga enligt Tabell 3. För stålrospålar med tätt förseglade ändar, eller som är betongfyllda kan dock invändig korrosion försummas (SIS, 2007). Svensk standard (2007) återger dimensionerande rostmån i jord enligt Tabell 4.

Tabell 2: Dimensionerande rostmån för 100 år i jord vid enkla förhållanden (Pålkommissionen, 2000)

Jordart	Dimensionerande rostmån, mm	
	Över GVV	Under GVV
Sand, grus samt sandiga/grusiga moräner och fyllningar	2	2
Lera, silt, leriga/siltiga moräner	3	2
Gyttig lera/silt, gyttja, torv, dy (vattenkvot >80%)	4	3

Tabell 3: Dimensionerande invändig rostmån för 100 år (Pålkommissionen, 2000)

Omgivande grundvatten	Dimensionerande rostmån, mm
Sött	1
Salt, bräckt	1,5

Tabell 4: Rekommenderad rostmån [mm] för plåtar och spont i jordmaterial, med eller utan grundvatten (SIS, 2007)

Erforderlig livslängd	5 år	25 år	50 år	75 år	100 år
Ostörda naturliga jordar (sand, silt, lera, skiffer, etc.)	0,00	0,3	0,60	0,90	1,20
Förorenade naturliga jordar och industriområden	0,15	0,7	1,50	2,25	3,00
Aggressiva naturliga jordar (kärr, sumpmark, torv, etc.)	0,2	1,00	1,75	2,50	3,25
Opackade icke-aggressiva fyllningar (lera, skiffer, sand, silt, etc.)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Opackade aggressiva fyllningar (aska, slagg, etc.)	0,5	2,00	3,25	4,50	5,75

Anm.

- 1) Korrosionshastigheten i packade fyllningar är lägre än i opackade. För packade fyllningar bör värdena i tabellen halveras
- 2) Värden för 5 och 25 år är baserade på mätningar medan övriga värden är extrapolerade

Egenspänningar behöver beaktas vid dimensionering, hänsyn till detta görs genom en reducering av elasticitetsmodulen med 10% samt genom en fiktiv initialkrokighet, δ_k , som adderas till den geometriska krokigheten (Pålkommisionen, 2000). Den fiktiva initialkrokigheten beaktas genom värden från Tabell 5 & Tabell 6.

Tabell 5: Fiktiv initialkrokighet för att beakta egenspänningar i stålplåtar (Pålkommisionen, 2000)

Egenspänningsgrupp	Fiktiv initialkrokighet
1	$0,0003 \cdot l_k$
2	$0,0003 \cdot l_k$
3	$0,0003 \cdot l_k$

Tabell 6: Egenspänningsgrupp för olika tvärsnitt (Pålkommisionen, 2000)

Tvärsnittstyp	Godstjocklek	Egenspänningsgrupp
Varmformat, ej avspänningsglödgat rör	$t \leq 40\text{mm}$	1
Längs- eller spiralsvetsat rör	$t \leq 40\text{mm}$	2
Valsade krysspålar	$t \leq 40\text{mm}$	1
Valsade H-profiler	$t \leq 40\text{mm}$	2
Valsade cirkulära homogena profiler	$\Phi \geq 80\text{mm}$	2
Valsade rälsprofiler	$t_{fläns} \leq 40\text{mm}$ $t_{fläns} \leq 100\text{mm}$	2

Initialkrokigheten beror av ett schablonvärde som beror på pålelementets knäcklängd samt eventuella skarvar. Karakteristiskt schablonvärdet ges som

$$\delta_k = \frac{l_k}{600} + n * \frac{l_k}{4} * v_{skarv} \quad (7)$$

där l_k är knäcklängden för pålelementet, n antalet skarvar inom l_k samt v_{skarv} vinkelavvikelsen i en skarv (givet som tex. 1/300) Då schablonvärde för karakteristiska initialkrokigheten nyttjas kan det dimensionerande initiellakrokigheten beräknas med en partialkoefficient $\gamma_d=2,0$ (Pålkommisionen, 2000). Detta görs genom

$$\delta_d = \gamma_d * \delta_k. \quad (8)$$

Med dimensionerande initialkrokighet samt den fiktiva initialkrokigheten kan ett totalt värde för krokighet beräknas som

$$\delta_0 = \delta_d + \delta_f \quad (9)$$

där totala krokigheten δ_0 kan nyttjas för att beräkna inverkan av andra ordningens moment (Pålkommisionen, 2000).

2.1.2.1. Brott i stålpålar

För transversellt och axiellt belastade pålar uppkommer normalkrafter, tvärkrafter och moment i pålelementet. För transversalbelastade pålar kan tvärkraftskapaciteten vara begränsande för pålelementet, något som inte är aktuellt för rent axialbelastade pålar. För ofyllda stålrörspålar kan därav buckling vara begränsande för tvärkraftskapaciteten. För transversalbelastade pålar behöver pålelementets momentskapacitet kontrolleras (Pålkommissionen, 2006).

2.2. Jordmekanik

Spännings- och töjningsteorin för en jord är lik den för stål, för stål ses dock positiv spänning som drag medan positiv spänning för jord ses som kompression. Inom geotekniken finns en vedertagen praxis att z-axeln växer med djupet i jordkroppen och xy-planet utgör ett horisontellt plan längst markytan. I en jordkropp existerar ofta vatten vilket har en inverkan på de mekaniska egenskaperna för jordkroppen. För att redogöra ifall inverkan av vatten beaktas eller ifall krafter överförs i jordskelettet behöver två termer med tillhörande beteckning förklaras. Normalspänningar som verkar på jordskelettet benämns effektiv normalspänning och ifall vattnet beaktas benämns de total normalspänning. För att särskilja betecknas effektivspänning med prim ('), axialspänning verkande på en jordkropp betecknas då σ'_z (Lambe & Whitman, 1969). Då vatten ej kan skjuvas existerar inte denna beteckning för skjuvspänning i en jordkropp (Axelsson & Mattsson, 2016).

Det existerar ett förhållande mellan effektivspänning och totalspänning

$$\sigma = \sigma' + u \quad (10)$$

där u utgör portrycket. Vid en normal beräkningsgång vid spänningsanalys av en jordprofil bestäms först totalspänningen σ och porvattentrycket u (Axelsson & Mattsson, 2016). Ur dessa bestäms effektivspänningen σ' genom

$$\sigma' = \sigma - u \quad (11)$$

viket redovisar vikten av portrycket u . Portrycket bestäms av grundvattenytans läge och av dräneringsförhållande (Axelsson & Mattsson, 2016). I de vanligaste fallen kan jordprofilen delas upp i jordlager, där jordtypen varierar med djupet. I sådana fall kan den vertikala totalspänningen beräknas som

$$\sigma_z = \sum(\gamma_s * \Delta z) \quad (12)$$

där γ_s är tungheten för respektive jordlager och z djupet i jordprofilen (Lambe & Whitman, 1969). För vidare studier om spänning-töjningstillstånd av jordar skall först olika begrepp definieras.

Medelspänning: Även kallat medeltrycket är medelvärde av de tre i punkten tryckande delen av normalspänningar, där både effektiva medelspänning p'_m och totala medeltrycket p_m definieras. Medelspänningen gäller för både huvudspänningarna σ_1 , σ_2 och σ_3 samt cartesiska normalspänningarna σ_x , σ_y och σ_z (Axelsson & Mattsson, 2016). Medelspänningen p_m definieras som

$$p_m = \frac{1}{3} * (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (13)$$

Deviatorspänning: Spänningstillståndet som avviker, deriverar, från medelspänningen p_m . Både effektiv och total deviatorspänningar definieras och gäller för både cartesiska och huvudspänningar. Deviatorspänning definieras som

$$q_i = \sigma_i - p_m \quad (14)$$

där indexet i definierar riktningarna xyz alternativ 123 (Axelsson & Mattsson, 2016).

Volumetrisk töjning: Representeras jordens isotropa kompression och definieras som

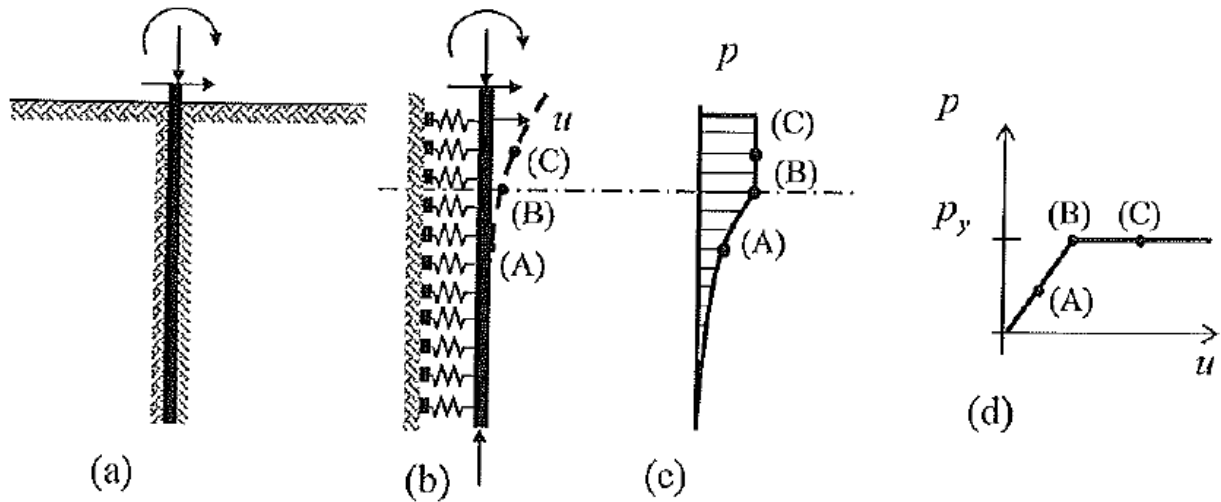
$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (15)$$

där töjningen i cartesiska riktningen används (Axelsson & Mattsson, 2016).

2.2.1. Teori kring transversalbelastning

2.2.1.1. Bäddmodul

Bäddmodulen definierar interaktionen mellan påle och jord, där jordens respons representeras likt arbetskurvan för fjädrar i en Winklerbädd. I en Winklerbädd ses pålen som en balk liggandes på en fjäderbädd, se Figur 9b. Jorden ses då som oändligt tätt placerade, men okopplade, fjädrar. Fjädrarnas styvhetsegenskaper representerar den totala responsen i jorden då pålen utsätts för en transversell förskjutning (Pålkommissionen, 2006).



Figur 9: Förenklad modell av påle. Elastisk påle i jord med idealt elastoplastiska egenskaper (Pålkommissionen, 2006).

Enligt bäddmodulsteori kan transversalbelastningen, P , som verkar på en påle beskrivas som

$$P = -K * y_0 = K * (y - y_g) \quad (16)$$

där y_0 motsvarar markytans horisontella förskjutning, y motsvarar pålens förskjutning och y_g omkringliggande jordens förskjutning. Jordens styvhet, som sammanfattas i balkbäddsmodulen, K , beräknas med bäddmodulen, k , och kantlängden av pålen b_p

$$K = k * b_p \quad (17)$$

Det mobiliserade jordmotståndet p som alstras från transversalbelastningen P , kan uttryckas som

$$p = \frac{P}{b_p} \quad (18)$$

vilket är oberoende av pålens form (cirkulärt eller kvadratisk) och varierar med pålens längd (Pålkommissionen, 2006). Det mobiliserade jordmotståndet p , som verkar transversellt pålen kan, genom insättning av ekvation (17) & (18) i ekvation (16), fås som en funktion av bäddmodulen och förskjutningen

$$p = k * y_{tot} = k * (y - y_g). \quad (19)$$

Funktionen visar ett linjärt samband mellan trycket och förskjutningen (Pålkommissionen, 2006). Kapaciteten P_u för en transversalbelastad lerjord kan skriva som

$$P_u = N_p * c_u * d \quad (20)$$

där c_u är den odränerade skjuvhållfastheten, d diametern eller kantlängden på pålelementet samt N_p är en bärighetsfaktor (Wu et al., 1998). Det kan antas att N_p varierar med djupet, vid ytan antas N_p mellan 2 och 3. Från ett djup cirka $4d$ till $5d$ antas N_p öka till mellan 9 och 11 (Wu et al., 1998). Broms (1964a) föreslår att N_p kan väljas till 9 längst hela pålen, vilket överskattar bärförmågan närmast markytan. En sträcka $1,5d$ från markytan kan N_p ansättas till 0 (Broms, 1964). Enligt Pålkommissionen (2006) kan N_p variera mellan 8 och 12 för djupt liggande delar, $>3d$, och närmare ytan reduceras faktorn till 2. Dessa värden för N_p förutsätter full råhet mellan pålen och leran.

Broms (1964) nämner att bäddmodulen varierar med djupet och att bäddmodulen för en kohesionsjord kan antas beroende på jordens odränerade skjuvhållfasthet. För en normalkonsoliderad lera kan den odränerade skjuvhållfastheten antas öka linjärt med djupet och därav kan det förväntas att bäddmodulen ökar linjärt med djupet (Broms, 1964a). För att underlätta analys antas ofta bäddmodulen i en normalkonsoliderad lera konstant med djupet (Broms, 1964).

Då lerjordar utsätts för statisk belastning kommer deformationen öka med tiden, d.v.s. lerjorden utsätts för ett dräneringsförlopp vilket resulterar i att vattnet inte längre bidrar med sin bulkmodul. Denna ökning i deformationen resulterar i en minskning av bäddmodul. Bäddmodulen i en lerjord kommer alltså minska med tiden, p.g.a. dräneringsförlopp (Terzaghi, 1955).

För att uppskatta bäddmodulen för kohesionsmaterial nyttjas elasticitetslära (Broms, 1965). Bäddmodulen beror på pålelementets styvhet och på den omgivande jordens deformationsegenskaper (Broms, 1964). För en lång påle, vars pållängd överskrider fem påldiameter eller kantlängder, kan bäddmodulen beräknas som

$$k = \alpha * \frac{K_{0,1}}{d} \quad (21)$$

där α är en faktor som beror på pålens och omgivande jordens styvhet, d är diametern eller kantlängd på pålen och $K_{0,1}$ är bäddmodulen för en kvadratisk platta med kantlängden 1,0 (Broms, 1965). Bäddmodulen för en kvadratisk platta med kantlängden 1,0 kan beräknas med hjälp av elasticitetsläran. Om ett medelvärde av 0,5 på kontraktanstalet, ν , används beräknas bäddmodulen $K_{0,1}$ som

$$K_{0,1} = 1,67 * E_{soil} \quad (22)$$

där E_{soil} är elasticitetsmodulen för kohesionsjorden (Broms, 1965) Enligt Broms (1964) kan elasticitetsmodulen i ekvation (22) antas till sekantmodulen E_{50} för hälften av brottslasten vid triaxialförsök.

Faktorn α kan beräknas som

$$\alpha = n_1 * n_2 \quad (23)$$

där n_1 och n_2 är beräknade av Broms (1964) och är funktioner av jordens odränerade skjuvhållfasthet respektive pålmaterial. De rekommenderade värdena är redovisade i Tabell 7 & Tabell 8, omvandling från ton per kvadratfot till kilopascal är gjord av författaren. Det är nämnvärt att Broms (1964) antar att bäddmodulen för långa samt korta pålar är samma i vertikal som horisontell riktning och att samtliga är konstanta med djupet av jordprofilen.

Tabell 7: Rekommenderat värde för koefficient för n_1 som beror på odränerad skjuvhållfastheten (Broms, 1964)

Odränerad skjuvhållfasthet c_{ud} [kPa]	Koefficient n_1 [-]
<54	0,32
$54 \leq c_{ud} \leq 215$	0,36
>215	0,4

Tabell 8: Rekommenderat värde för koefficient för n_2 som beror på pålmaterialet (Broms, 1964)

Pålmateriäl	Koefficient n_2 [-]
Stål	1,0
Betong	1,15
Trä	1,30

Wu et al. (Wu et al., 1998) ger följande ekvation för bäddmodulen k

$$k = \frac{0,65}{d} * \sqrt[12]{\frac{E_{soil} * d^4}{E_p * I_p}} * \frac{E_{soil}}{(1 - \nu_{soil}^2)} \quad (24)$$

där E_p är elasticitetsmodulen och I_p tröghetsmomentet för pålelementet, d diametern eller kantlängden på pålelementet, E_{soil} elasticitetsmodulen ν_{soil} kontraktionstalet för jorden.

Enligt Råd Brobyggande (2019b) kan den karakteristiska bäddmodulen för korttidsbelastning i en normalkonsoliderad lera ansättas till

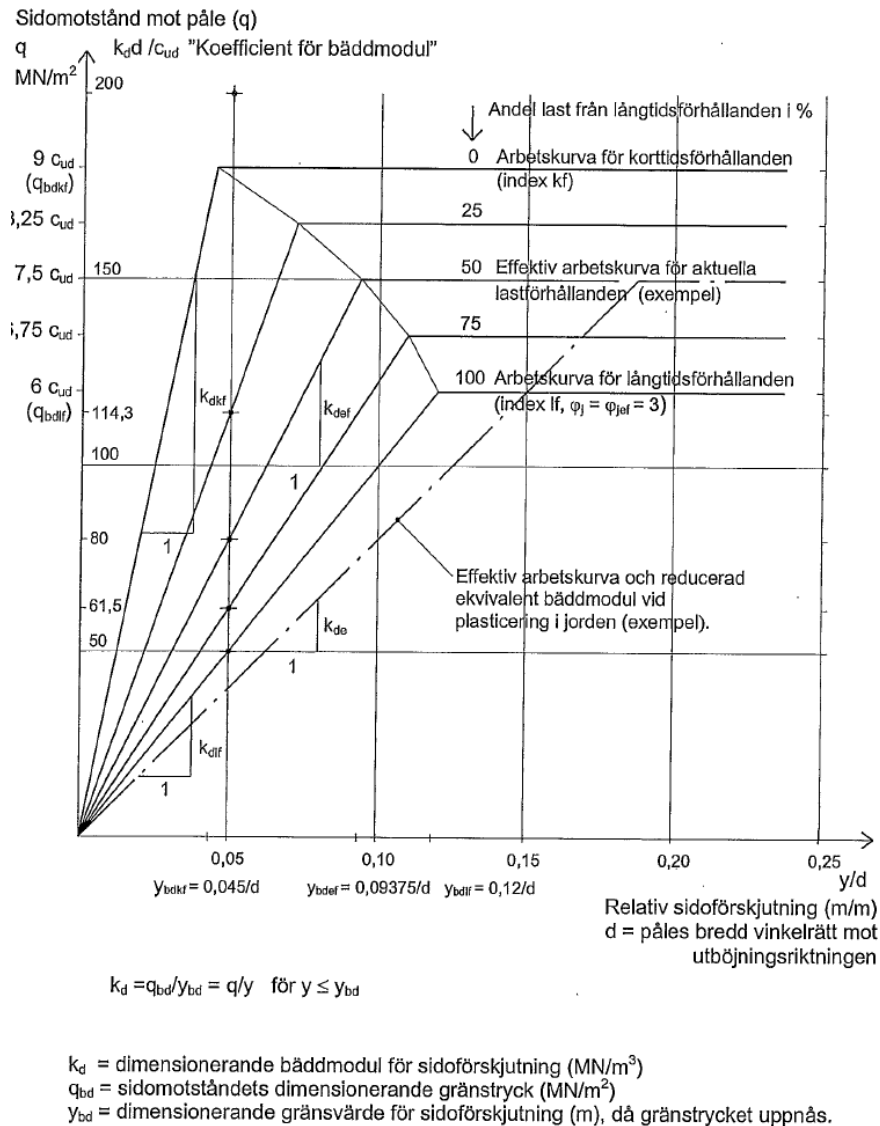
$$k = 200 * \frac{c_u}{d \text{ eller } b_p} \quad (25)$$

En tidigare svensk praxis för uppskattning av bäddmodulen var

$$k = 80 * \frac{c_u}{d \text{ eller } b_p} \quad (26)$$

vilken kan kontrolleras (Olsson & Holm, 1993). Samtliga metoder för att bestämma bäddmodulen antar en kapacitet för transversalbelastning som beror på bärighetsfaktorn N_p . Metoderna antar ett elastiskt-idealplastiskt samband.

Pålkommision rapport 96:1 (1998b) ger rekommendationer för sidomotståndet mot en påle i en elastisk-idealplastisk modell av en kohesionsjord, vilket ses i Figur 10. I Figur 10 visas arbetskurvan för olika lastvarigheter som varierar från 0% långtidsförhållande till 100% långtidsförhållande (Pålkommisionen, 1998).



Figur 10: Elastisk-idealplastisk modell av jorden - normalkonsoliderad kohesionsjord (Pålkommissionen, 1998)

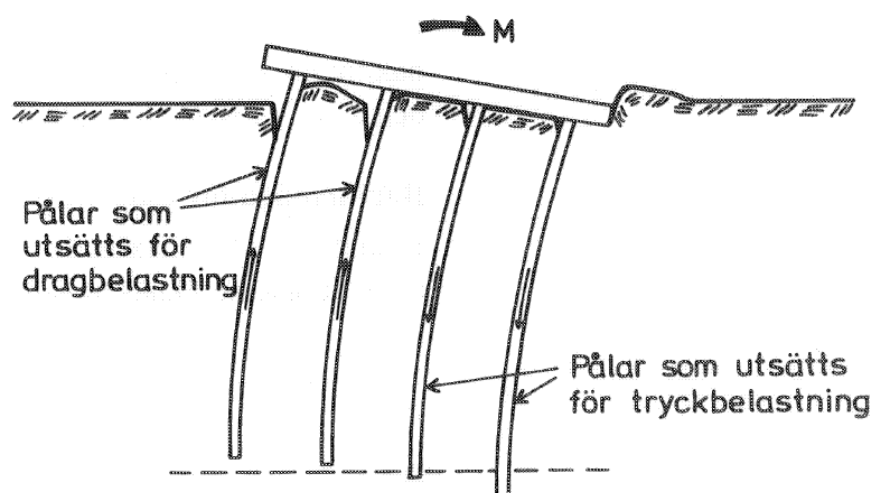
Det existerar en horisontell och vertikal bäddmodul och bägge beror på hur långt man påverkar jorden. För att bestämma bäddmodulen kan en "bulb of pressure" teori användas. Denna teori baseras på att spänningsfördelningen genom belastning skall visualiseras med hjälp av en glödlampa. Inuti denna glödlampa skall spänningen vara större än en fjärdedel av axialspänningen alstrad från belastning. Teorin används främst för att visualisera influensarean från belastning (Terzaghi, 1955).

Terzaghi (1955) nämner att det finns flera artiklar där den horisontella och vertikala bäddmodulen antas vara givna värden. Dessa artiklar fokuserar i stället på de teoretiska lösningarna till differentiella problem. De nämner att bäddmodulen skall bestämmas genom tester men nämner ej att bäddmodulen utgörs genom storleken på den belastade ytan (Terzaghi, 1955).

2.2.1.2. Grupp-effekt för pålar

En pålgrupp kan definieras som en strukturerad grupp med pålar vars uppgift består av att bära koncentrerade ytlaster och fördela de mot djupare jordlager eller berggrund (Axelsson & Magnusson, 1999). En pålgrupp består i regel av ett antal (>2 st) pålar, där de enskilda pålarna ofta är sinsemellan parallella. I allmänhet skiljes pålgrupper bestående av svävande pålar (friktion- eller kohesionspålar) och pålgrupper bestående av spetsburna pålar. Kapaciteten av pålgrupper bestående av svävande pålar kan vara betydligt högre eller lägre än summan av varje påles kapacitet. Vilket skiljer sig från en pålgrupp bestående av spetsburna pålar då kapaciteten ofta är beroende av varje enskilds påles kapacitet (Broms, 1967).

För en pålgrupp som horisontal- och momentbelastas kommer normalt en rotation och en förskjutning ske av pålgruppen. Pålarna bakom rotationsaxeln kommer gå till brott i dragbelastning medan pålarna framför rotationsaxeln kommer gå till brott i tryckbelastning. Detta syns i Figur 11. Denna skillnad i belastning kommer tillföra en betydlig rotationsstyvhet till gruppen. För horisontal- och momentbelastade pålgrupper är därav pålarnas axiella egenskaper också väsentligt (Olsson & Holm, 1993).



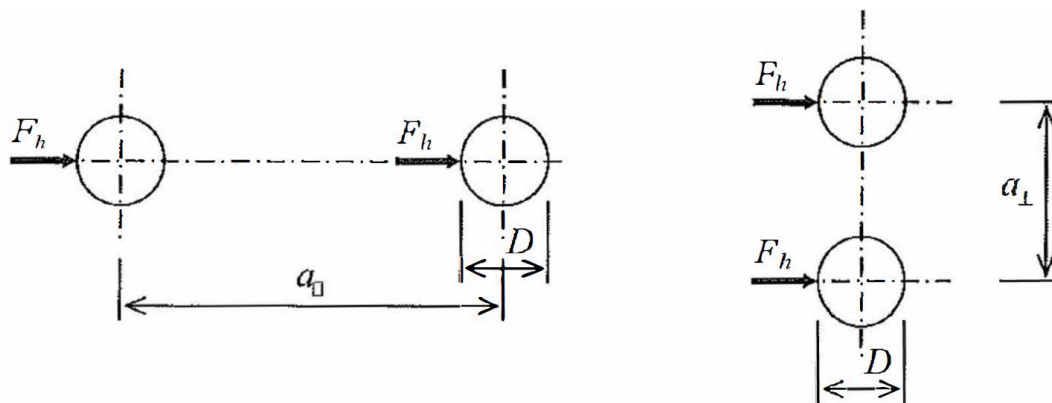
Figur 11: Pålar i en horisontal- och momentbelastad pålgrupp (Olsson & Holm, 1993)

I en pålgrupp kan pålarna stå såpass tätt intill varandra att spänningsfältet som bildas runt en påle kan inverka på spänningsfälten runt närliggande pålar. Detta fenomen kallas för grupp-effekt eller gruppverkan (Pålkommissionen, 2006).

Inverkan av pålgrupp gör att det maximala mothållet för transversalbelastning måste reduceras jämfört med summan av mothållet för respektive påle. Ingen reduktion görs ifall avståndet mellan pålarna i pålgruppen överskrider fyra gånger påldiametern. Om pålarna i pålgruppen är närmare än 2 gånger påldiametern ses pålarna samt jorden mellan pålarna som en enhet (Broms, 1964).

Enligt Pålkommissionen (2006) finns lite kunskap om hur gruppeffekten inverkar bärförmågan på den enskilda pålen samt pålgruppen vid transversalbelastning. Svahn & Alén (2006) ger rekommendationer baserat på Pålkommissions rapport 58 & 90, *Grävpålanvisningar* (1979) respektive *Grova stålörspålar* (1993)

- Då pålar ej står närmare än 8 gånger diametern/kantlängden i samma riktning som transversalkraften verkar räknas pålarna som enskilda pålar. Om avståndet är 3 gånger diameters eller kantlängden så reduceras hållfastheten och bäddmodulen till 25%. Mellan dessa avstånd får linjär interpolering användas, se Figur 12a.
- Då pålar ej står närmare än 3 gånger diametern/kantlängden vinkelrät riktning som transversalkraften verkar räknar pålarna som enskilda pålar. Om avståndet är mindre än 2 gånger diametern/kantlängden så bildar pålarna en hel vägg. Mellan dessa avstånd får linjär interpolering användas, se Figur 12b.



a) Närbelägna pålar i kraftriktningen

-ingen reduktion om $a_{\parallel} > 8 D$

-reduktion till 25 % om $a_{\parallel} < 3 D$

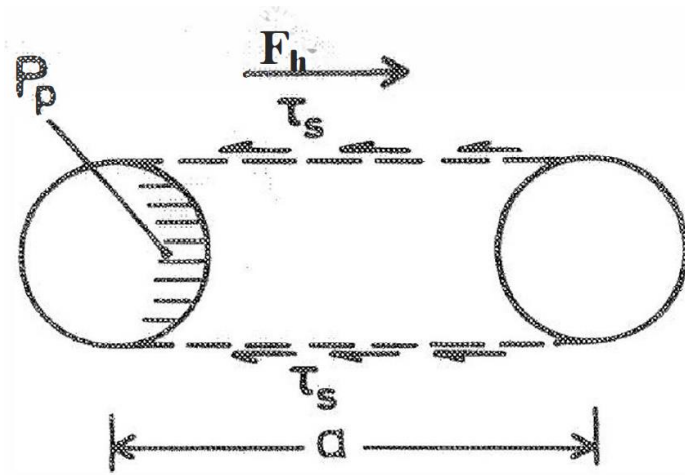
b) Närbelägna pålar vinkelrätt kraftriktningen

-ingen reduktion om $a_{\perp} > 3 D$

-betraktas som hel vägg om $a_{\perp} < 2 D$

Figur 12: Förklarande om hur reduktion behöver göras för gruppeffekt av transversalbelastade pålar (Pålkommissionen, 2006)

För en pålgrupp i lera föreslår Olsson & Holm (1993) att pålgruppen kommer gå till brott som ett block ifall pålavståndet är mindre än 4,5 gånger pålens diameter eller kantlängd. Detta gäller ifall kapaciteten i transversalbelastning P_u , enligt ekvation (20), beräknas med bärighetsfaktorn $N_p=9$. Blockbrott kommer då uppstå där det maximala skjuvmotståndet utmed blocket periferi är lika stort som jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u . Det maximala motståndet per längdenhet för en påle slagen bakom en annan påle ges av det minsta av P_u och $2 \cdot c_u \cdot a$, där a är avståndet mellan två intilliggande pålar, se Figur 13.



Figur 13: Blockbrott för horisontalbelastade pålar i en pålgrupp (Olsson & Holm, 1993)

2.2.1.3. Transversalbelastad påle i kohesionsjord

För långa pålar, med fri påltopp, i en kohesionsjord, inträffar brott då en flytled uppstår i pålen (Broms, 1965). Flytleden uppstår vid det maximalt verkande momentet i pålelementet, M_{Ed} , som uppstår på ett djup z_{crit} . Då det maximala momentet i pålen uppnått vid z_{crit} är skjuvkraften i pålelementet, V_{Ed} , lika med noll vid detta djup. En integration av spänningsfördelningsdiagrammet från markytan till djupet z_{crit} resulterar då i totala transversalkraften F_h (Broms, 1965). Ansatt att markytan representeras av $z=0$ och z ökar med djupet i jordprofilen. F_h kan då beskrivas som

$$F_h = \int_{z=0}^{z=z_{crit}} (\sigma_h(z) * d) dz \quad (27)$$

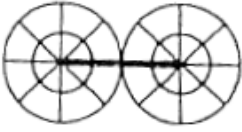
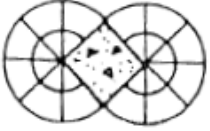
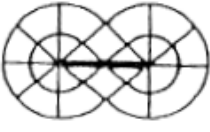
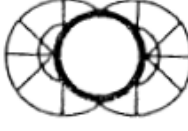
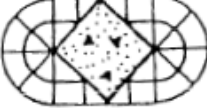
där $\sigma_h(z)$ redovisar spänningsfördelningen längst med pålelementet och d motsvarar diametern eller kantlängd av pålelementet (Broms, 1965).

Då momentkapaciteten M_{Rd} i pålelementet har uppnått, i och med flytleden, vid djupet z_{crit} kan jämvikt mellan verkande moment och kapacitet erhållas

$$M_{Ed} = M_{Rd} \quad (28)$$

vid detta djup. Genom denna jämvikt kan ett förhållande fås för brottlasten som en funktion av pålens brottmoment och avståndet från markytan och flytleden, z_{crit} (Broms, 1965).

Enligt Broms (1964) kan kapaciteten för transversalbelastning kan beräknas för olika tvärsnittsformer samt råhet på pålmaterial. Kapaciteten ses då som en funktion av råheten, tvärsnittsform samt odränerad skjuvhållfasthet vilket ses i Figur 14. I figuren betecknas kapaciteten som q_{ult} .

SLIP FIELD PATTERN	SURFACE	ULTIMATE LATERAL RESISTANCE, q_{UH}/c_u
	ROUGH	12.56
	ROUGH	11.42
	SMOOTH	11.42
	SMOOTH	9.14
	SMOOTH	8.28

Figur 14: Kapaciteten för transversalbelastning enligt Broms (1964)

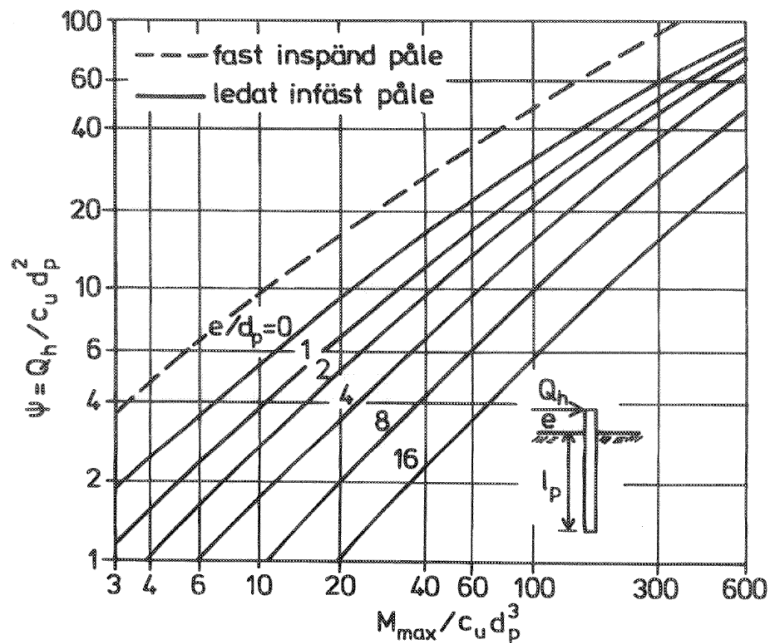
För att bestämma sidoförskjutningen vid markytan för en lång påle med fri påltopp behöver den dimensionslösa längden $\beta \cdot L > 2,5$ och bäddmodulen behöver antas konstant med djupet. Faktorn β fås som

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k * d}{4 * E * I}} \quad (29)$$

där k är bäddmodulen för kohesionsjorden, d är diametern på pålen, EI är styvheten av pålelementet (Broms, 1965). Sidoförskjutningen vid markytan, y_0 , kan då beräknas enligt

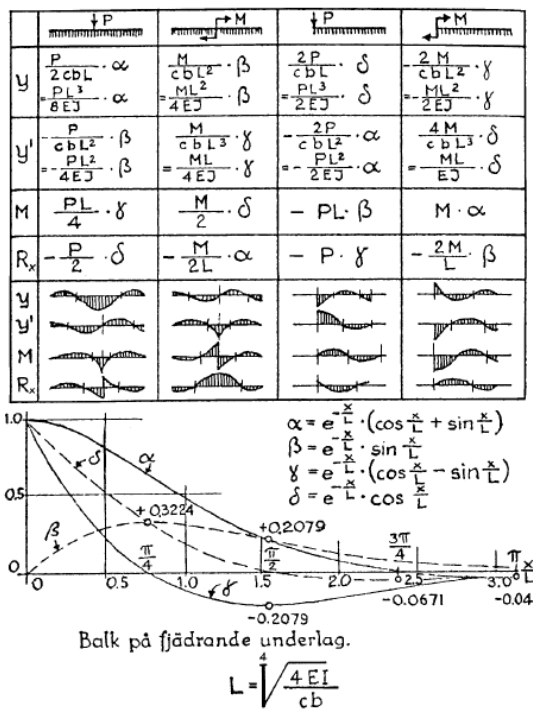
$$y_0 = \frac{2 * F_h * \beta * (e * \beta + 1)}{k * d} \quad (30)$$

där F_h är den transversella kraften och e är hävarmen som F_h har till markytan, avståndet visualiseras i Figur 3 och Figur 5. Om maximala kapaciteten för böjmoment M_{Ed} i pålen fås i flytleden av en lång påle så kan brottslasten fås genom Figur 15 (Broms, 1964). I figuren betecknas maximala kapaciteten för böjmoment M_{max} .



Figur 15: Normaliserad bärförmåga för långa pålar i lera (Olsson & Holm, 1993)

Elementarfall för en balk på fjädrande underlag belastad med punktlast och moment ges i Pålkommissions rapport 96 (1998a) vilket kan ses i Figur 16.



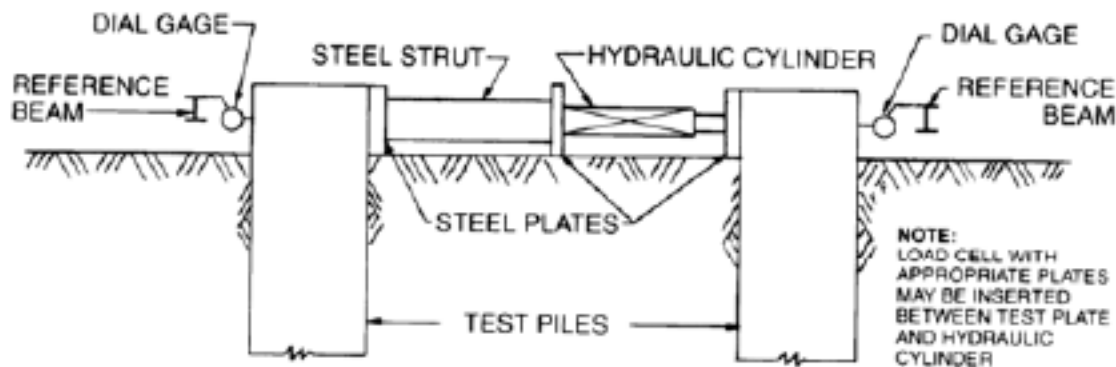
Figur 16: Elementarfall för en balk på fjädrande underlag belastad med punktlast och moment (Pålkommissionen, 1998)

3. Tidigare undersökning

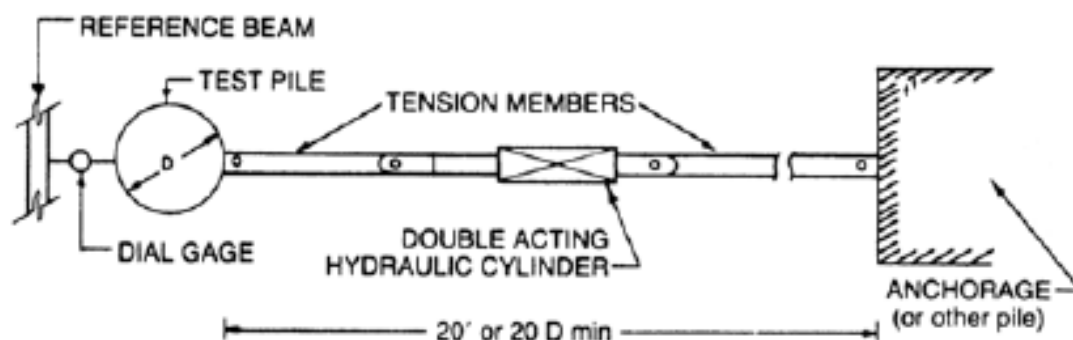
Nedan följer försök som utförts på transversalbelastade pålelement. En redovisning av försökens förberedande arbete, testuppställning samt mätutrustning presenteras. Denna studie är gjord för att erhålla kunskap inför fältförsöket som utförs i detta examensarbete. Lärdomar från studien redovisas i avsnitt 3.5. Fyra tidigare undersökningar har utvärderas; AASHTO – Design and Construction of Driven Pile Foundations (Hannigan et al., 2016), Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay – Offshore Technology Conference (Matlock, 1970), Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay – Offshore Technology Conference (Reese et al., 1975) och Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p - y curves – Dongqing Wu, Bengt B. Broms & Victor Choa (Wu et al., 1998). AASHTO är en rekommendation från USA:s transportmyndighet. Matlock (1970), Reese (1975) och Wu et al (1998) har gjort experiment i mjuk, styv respektive medelstyv lera. Samtliga undersökningar har gjort i en normalkonsoliderad lera och viss liknelse med experiment som utförts i detta examensarbete existerar. AASHTO har valts då det är en standard i USA som ger goda rekommendationer om hur transversalbelastning kan utföras. Matlock (1970), Reese et al. (1975) och Wu et al. (1998) har valts då undersökningarna gjorts i liknade jordart som ger utförliga förklaringar till hur p - y -kurvor kan utföras. Dessa tre undersökningar har även valts då författarna är erkänt duktiga samt deras rapporter väl citerade.

3.1. AASHTO – Design and Construction of Driven Pile Foundations

I rapporten ges förklaring på hur transversalbelastningstest skall utföras i USA, rapporten refererar vidare till ASTM D3966-07 (2007) som standard. Transversalbelastning kan antingen utföras genom att trycka pålen i sidled med en hydraulisk domkraft eller så kan den dras i sidled med en vinsch (Hannigan et al., 2016). Testuppställningen för bägge belastningsmetoder kan ses i Figur 17 respektive Figur 18. En påle kan belastat mot mothåll där mothållet skall redovisa större kapacitet än testpålen, eller så kan två pålar belastat samtidigt mot varandra. Transversalbelastning genom utnyttjande av två pålar, kan ses i Figur 17. Om transversalbelastning utförs genom dragning, likt Figur 18, krävs en fri distans mellan påle och mothåll på minst 6,1 meter eller 20 påldiametrar (Hannigan et al., 2016).



Figur 17: Testuppställning för transversalbelastning av två pålar med domkraft (ASTM, 2007)



Figur 18: Testupställning för transversalbelastning av en (1) påle med vinsch (ASTM, 2007)

För belastning genom dragning av testpålen i sidled skall en lastcell nyttjas för att mäta belastningen som appliceras. En mätlocka skall installeras på en referensbalk som placeras bakom testpålens rörelseriktning. Mätlockan nyttjas för att mäta testpålens rörelse i påltopp (ASTM, 2007). Det är starkt rekommenderat att mäta horisontalrörelserna längst djupet i jordprofilen. Detta kan göras genom att installera ett inklinometerrör till ett djup där horisontalrörelserna antas försumbara. Inklinometrar används för att mäta horisontalrörelser längst djupet i en jordprofil. Inklinometermätningar kan göras direkt efter en laststegsökning eller i slutet av ett laststeg där laststeget hållits i minst 30 minuter (Hannigan et al., 2016). Töjningsgivare kan installeras längst testpålen för att bestämma lastfördelningen längst pålelementet. Positionen för töjningsgivare bestäms i samråd med sakkunnig ingenjör. Rekommenderat är att installera töjningsgivarna i parallella par där töjningsgivarna placeras parallellt lastriktningen. Med detta menas att töjningsgivare placeras på "fram-" och "baksida" av pålen på samma nivå. Töjningsgivarna skall placeras och mätas från påltopp med en noggrannhet på 10 mm. Töjningsgivartyp bestäms i samråd med ingenjör och återförsäljare av töjningsgivare (ASTM, 2007).

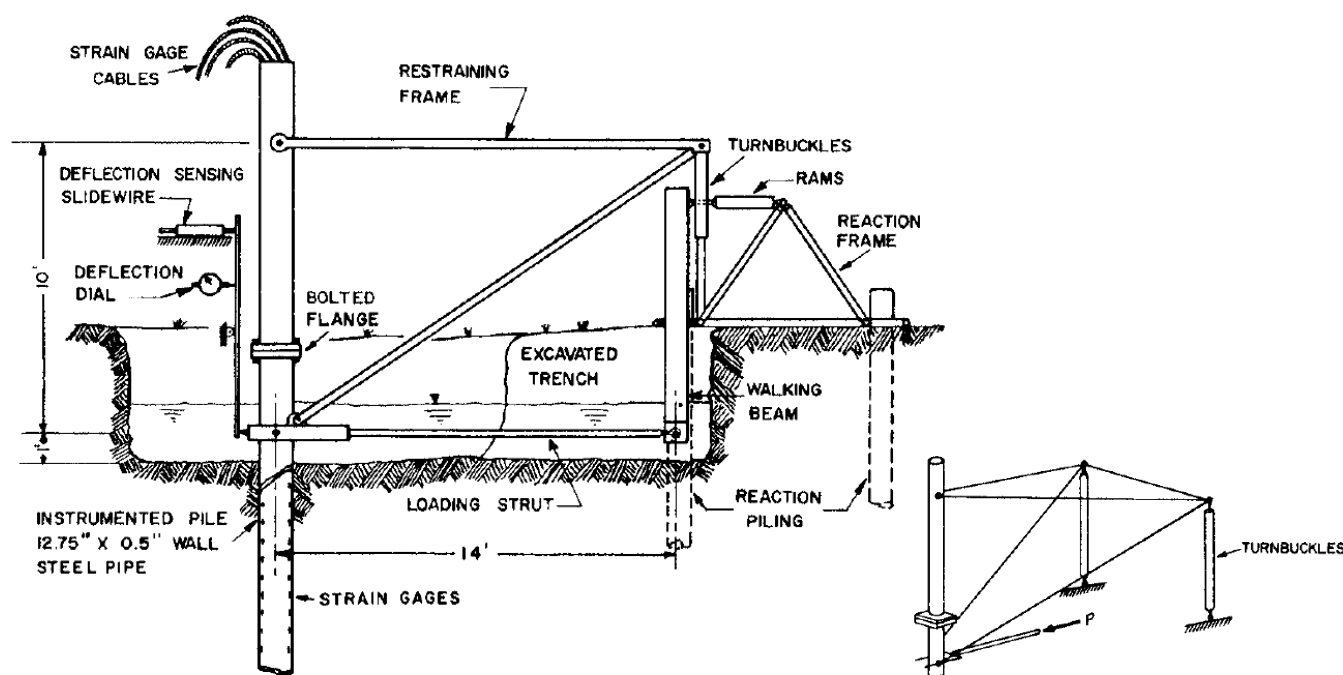
Flera belastningsscheman ges i rapporten. Belastningsschemat enligt ASTM D3996-07 redovisas i Tabell 9 i vilken transversalbelastningen ökas stegvis upp till 200% av testpålens kapacitet

Tabell 9: Standardbelastningsschema (ASTM, 2007)

Procent av kapaciteten [%]	Längd på laststeg, minuter
0	-
25	10
50	10
75	15
100	20
125	20
150	20
170	20
180	20
190	20
200	60
150	10
100	10
50	10
0	30

3.2. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay – Offshore Technology Conference

Forskning har gjorts för att få bättre förståelse av transversalbelastade pålar i normalkonsoliderad lera. Forskningen baseras på in-situ experiment samt laborativa experiment och har gjorts för att utveckla och förbättra analytiska metoder. Forskningen riktar sig mot havskonstruktioner som är utsatta för korttidsbelastning, cyklisk belastning samt återbelastning efter cyklisk belastning. Stålrörspålen som har använts för in-situ experiment har en diameter på 323,9 mm (12,75 inches) och en längd på 12,8 m (42 foot). Stålrörspålen instrumenterades med 35 par töjningsgivare, som installerades med 150 mm (6 inches) avstånd nära toppen och 1,22 m (4 feet) vid botten. Testuppställningen för transversalbelastning av pålelement med inspänd påltopp kan ses i Figur 19 (Matlock, 1970).



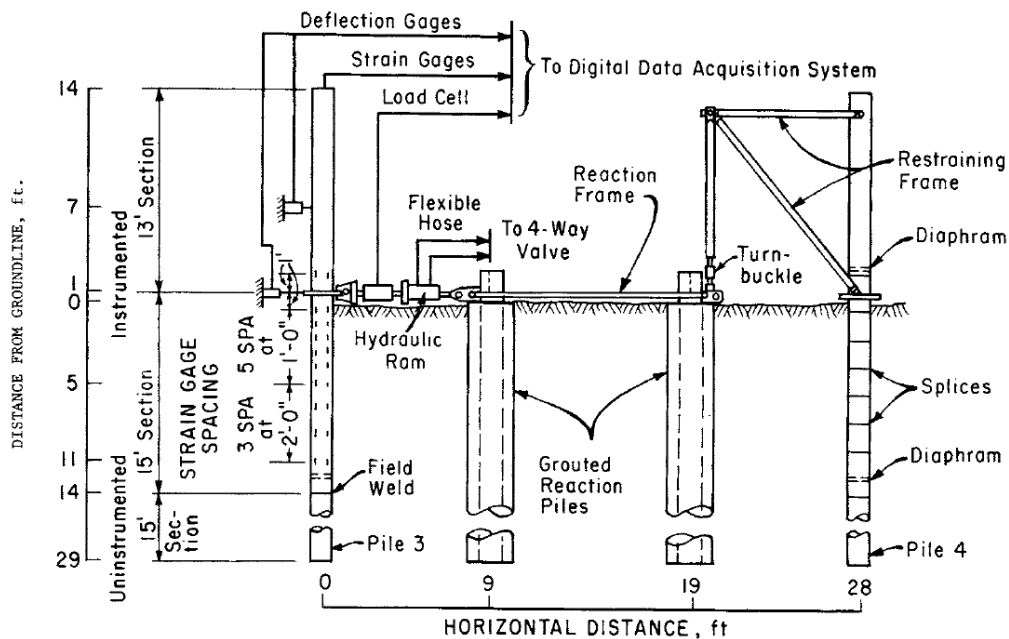
Figur 19: Testuppställning för transversalbelastning av pålelement med inspänd påltopp (Matlock, 1970)

Böjmomentet under belastning har uppmäts och genom beräkning har jordtrycket längst pålelementet erhållits. Genom integrering av böjmomentet har deformationen av pålelementet beräknats. Belastning har skett i laststeg och för olika djup kan förhållandet mellan det mobiliserade jordmotståndet p och påldeformationen y redovisas genom p - y -kurvor. In-situ tester har gjorts vid två områden, Lake Austin samt Sabine River. Bägge områden består av lera, där Sabine River påvisade lätt överkonsoliderad lera som bildats genom marina avlagringar (Matlock, 1970).

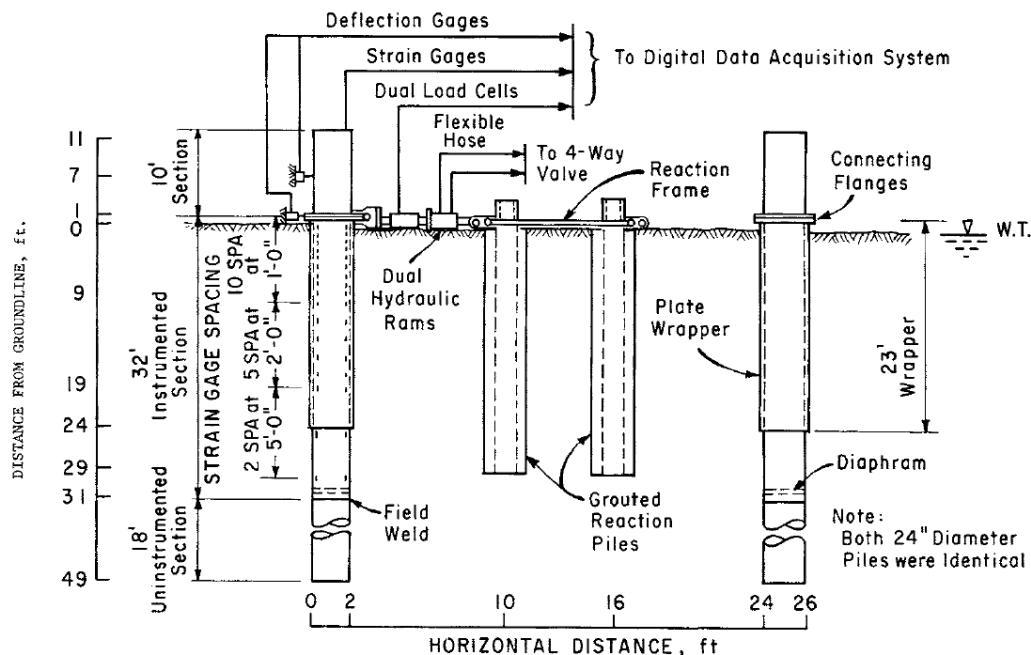
3.3. Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay – Offshore Technology Conference

Reese et al. (1975) har gjort in-situ experiment på pålelement drivna i styv lera. Tre pålelement har undersökts, två med en diameter på 609,6 mm (24 inches) och längd på cirka 10 m (32 feet) och en med en diameter på 152,4 mm (6 inches) och längd på cirka 9 m (29 feet). Tre pålar har därmed undersökts i denna rapport. Pålelementen har korttidsbelastats statiskt samt cykliskt. Tester har gjorts i Austin, Texas och området har bestått av styv normalkonsoliderad lera som bildats genom marina avlagringar. Vid testområdet har en yta på 15 gånger 14 meter schaktats upp, schakten har gjorts cirka 1 meter djup. Schakten vattenfylldes för att mäta leran vid ytan. Denna schakt och vattenfyllning gjordes fem månader före installation av första pålar samt sex månader före belastning.

I olika omgångar över dessa sex månader sänktes schakten ytterligare, då tester var slutförda var schakten cirka 2 meter djup (Reese et al., 1975). Samtliga pålar instrumenterades med töjningsgivare, töjningsgivarna installerades inuti pålarna. För att möjliggöra detta på den mindre pålen kapades pålen upp i åtta delar. Inuti varje del installerades töjningsgivarna genom öppningarna på var sida. Totalt installerades 20 töjningsgivare på varje påle. När samtliga givare var installerade svetsades delarna till den mindre pålen ihop. För att skydda givarna svetsades plåtar i botten samt toppen av samtliga pålar. Testuppställning för den mindre pålen samt de två större ses i Figur 20 respektive Figur 21 (Reese et al., 1975).



Figur 20: Testuppställning för transversalbelastning av mindre pålen (Reese et al., 1975)



Figur 21: Testuppställning för transversalbelastning av större pålen (Reese et al., 1975)

Samtliga pålarna installerades med hjälp av pålkran med hejare. Innan de instrumenterade pålarna installerades så installerades ett oinstrumenterad pålelement med samma diameter som tillhörande ovanliggande påle. Efter installation rensades de oinstrumenterade pålelementen på lera genom augerborrning. De instrumenterade pålelementen svetsades fast i de oinstrumenterade pålelementen och drivning fortsattes. Denna process gjordes för bägge pålar med större diameter och för pålen med mindre diameter. De större pålarna släpptes cirka 30 cm över markytan medan den mindre släpptes cirka 4 meter över markytan. Två tester utfördes på det mindre pålelementet, ett då påltoppen kunde ses som fri och ett då påltoppen kunde ses som delvis inspänd. Efter första belastning, då påltoppen sågs som fri, lyftes det instrumenterade pålelementet upp. Det instrumenterade pålelementet kapades från det oinstrumenterade pålelementen och svetsades sedan fast ånyo. Pålelementet drevs åter ner till samma djup som tidigare och påltoppen infästes, denna infästning kan ses i Figur 20. För information gällande belastning hänvisar författaren vidare till *Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand* (Cox et al., 1974) och *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand* (Reese et al., 1974).

3.4. Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p-y curves – Dongqing Wu, Bengt B. Broms & Victor Choa

Rapporten förklarar in-situ experiment samt analysering av resultat från tester på stålrörspålar drivna i mediumstyv lera. Experiment har utförts för att förbättra dimensionering av transversalbelastade pålar med hjälp av tillgänglig p-y-kurvor. Transversalbelastning har utförts på flera stålrörspålar med olika diameter och längd. Diametrarna varierar från 0,09 till 0,6 meter och längderna från 3 till 14 meter. Både statisk och cyklisk belastning har utförts. Experimentområdet har valts strax sydväst om Shanghai. Lerjorden i området är normalkonsoliderad ned till cirka 5 meters djup då den blir normalkonsoliderad eller lätt överkonsoliderad till 10 meters djup. Under 10 meters djup antogs leran normalkonsoliderad eller lätt överkonsoliderad (Wu et al., 1998).

Samtliga pålelement fästes med töjningsgivare på insidan för att mäta momentfördelningen. Fyra töjningsgivare fästes på varje nivå och avståndet mellan nivåerna varierade beroende på diameter och avstånd från markytan. Avståndet mellan töjningsgivare minskade närmare markytan (Wu et al., 1998).

Samtliga stålrörspålar kan ses av tillräcklig längd för att bete sig som långa pålelement. En plansko gjordes till samtliga stålrörspålar för att förhindra vatten samt lera från att tränga sig in i stålrörspålen vid drivning. Belastning utfördes två månader efter drivning, detta ansågs tillräcklig tid för konsolidering runt pålelementet. Samtliga stålrörspålar som testats, deras egenskaper samt hur belastning utförts kan ses i Tabell 10 (Wu et al., 1998).

Rörelsen över markytan mättes på tre ställen, en vid markytan, en där belastning utförs samt en cirka 1 meter över belastningspunkten. Belastning utfördes i laststeg med hjälp av en hydraulisk domkraft. Wu et al. (1998) hänvisar vidare att belastningsschemat följer rekommendationerna från ASTM D3966-81.

3.5. Utvärdering tidigare undersökningar

Baserat på dessa fyra tidigare undersökningar anammats följande till experimentet som utförs i denna rapport:

- Töjningsgivare är bra för att mäta spänningsfördelningen längst pålen
- Belastning kan utföras med hjälp av en vinsch
- Mätlocka och lastceller skall utnyttjas för att mäta horisontell deformation vid yta samt pålagda lasten
- En referensbalk bör placeras bakom rörelseriktningen av pålen för att fästa mätlockan.
- Töjningsgivare bör placeras tätt vid markytan och glesare mot djupet, där belastning antas avta
- En plansko bör användas för att förhindra lera inuti pålen
- En inklinometer inuti pålen är ett bra komplement för att kontrollera förskjutningen
- Belastningsschema likt Tabell 9 bör användas

3.6. p - y -kurvor

Ifall randvillkoren till pålelementet är känt så kan deformationen y och det mobiliserade jordmotståndet p beräknas som

$$y(z) = \frac{M(z)}{E * I} \quad (31)$$

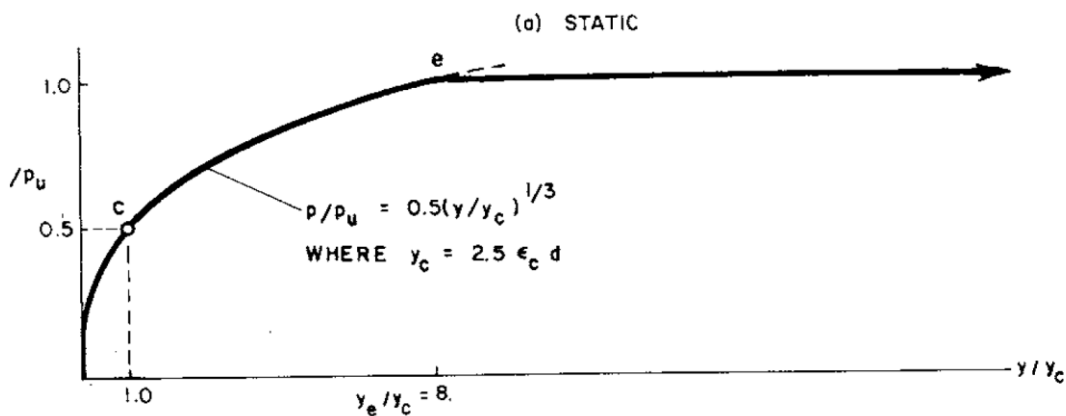
$$p(z) = \frac{d^2}{dz^2} M(z) \quad (32)$$

där $M(z)$ är det uppmätta momentet längst pålelementet längst djupet (Reese et al., 1975).

Matlock (1970) ger rekommendationer över hur p - y -kurvor kan skapas. Kurvorna skapas med påldeformationen y längst x-axeln och det mobiliserade jordmotståndet p längst y-axeln. Deformationen vid halva flyttrycket beräknas som

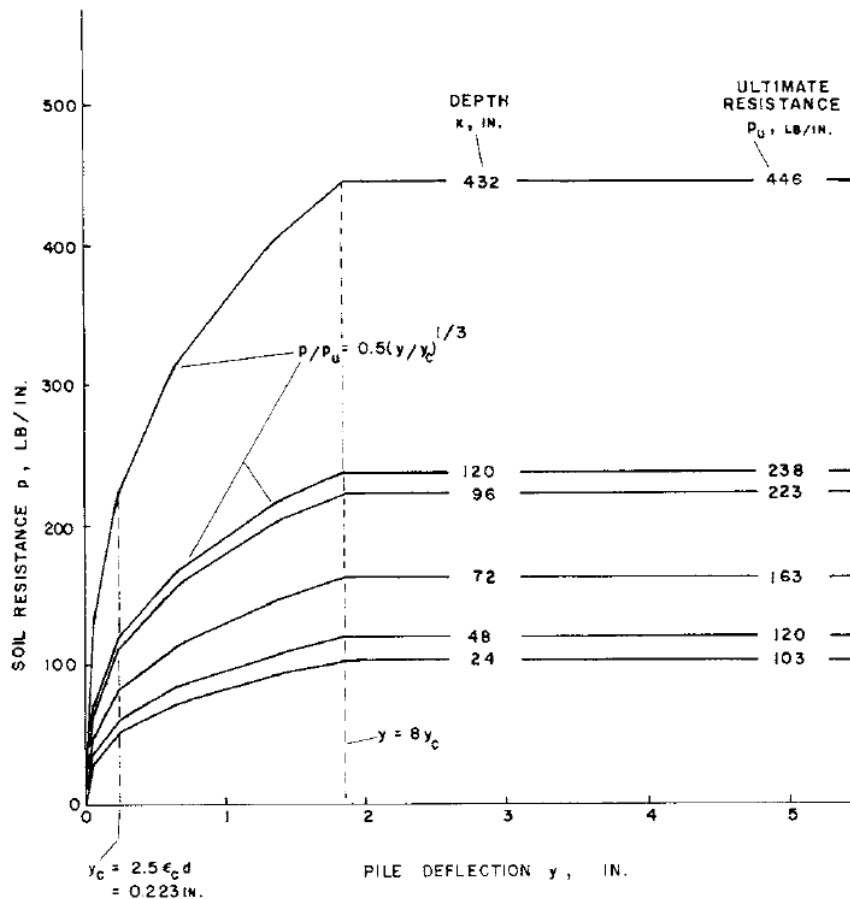
$$y_{50} = 2,5 * \epsilon_{50} * d \quad (33)$$

där ϵ_{50} är töjningen som sker vid halva maximala spänningen från ett laborativt kompressionsförsök. Töjningen ϵ_{50} kan även bestämmas som kvoten mellan den odränerade skjuvhållfastheten c_u och elasticitetsmodulen E_{50} . I Figur 22 normaliseras x-axeln genom kvoten mellan påldeformationen y och deformationen vid halva kapaciteten y_{50} . I Figur 22 betecknas y för y_c , y_{50} för y_c och ϵ_{50} för ϵ_c . Längst y-axeln ses förhållandet mellan verkande transversalbelastning P och kapaciteten P_u (Matlock, 1970).



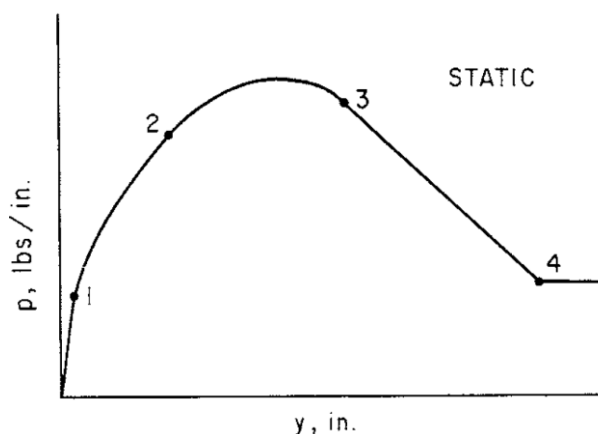
Figur 22: Normaliserad p - y -kurva för korttidsbelastat pålelement i lera (Matlock, 1970)

Dessa normaliserade kurvor kan jämföras mot djupet. I Figur 23 ses p - y -kurvor för olika djup, kurvorna är baserade på tester som utförts Sabine River området (Matlock, 1970). Denna typ av p - y -kurvor benämns som "family curves".

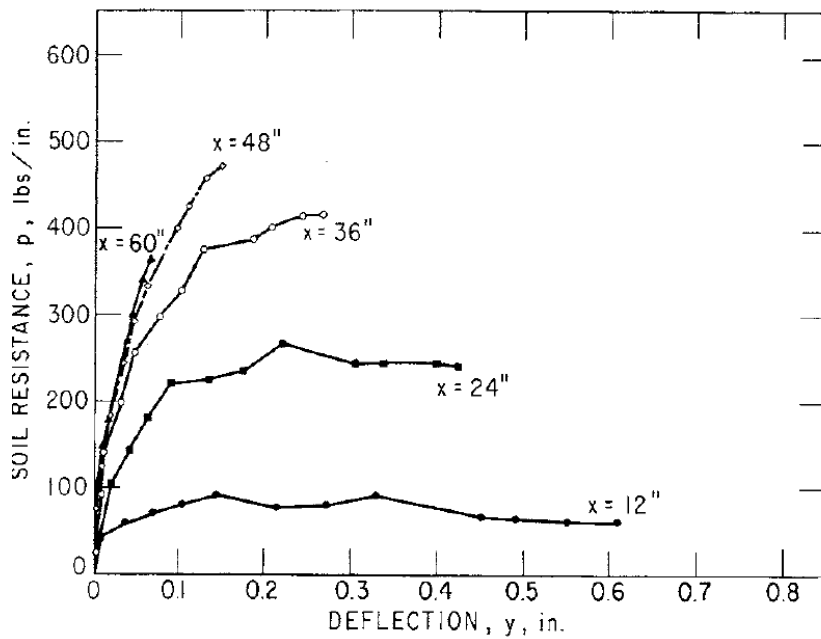


Figur 23: p - y -kurva för korttidsbelastade pålar i Sabine River området (Matlock, 1970)

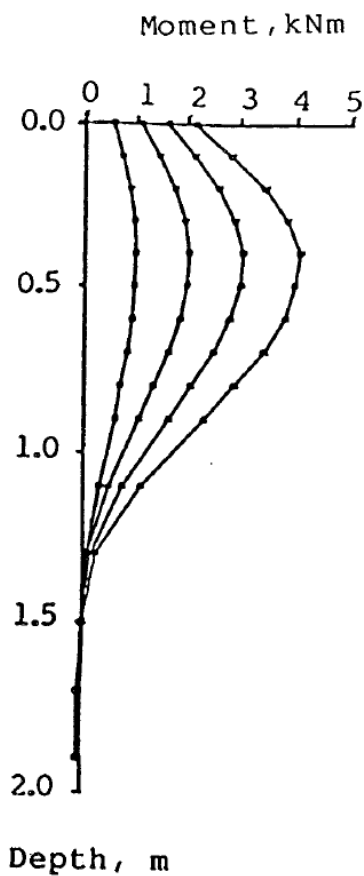
Reese et al. (1975) ger typexempel för p - y -kurvor i en styv lera som belastat statiskt i Figur 24. Reese et al. (1975) återger "family curves", d.v.s. p - y -kurvor över djupet, från testdata av det mindre pålelementet i Figur 25. Momentkurvor över djupet för test 3, 1 samt 17 enligt Tabell 10 som utförts av Wu et al. (1998) redovisas i Figur 26, Figur 27 respektive Figur 28.



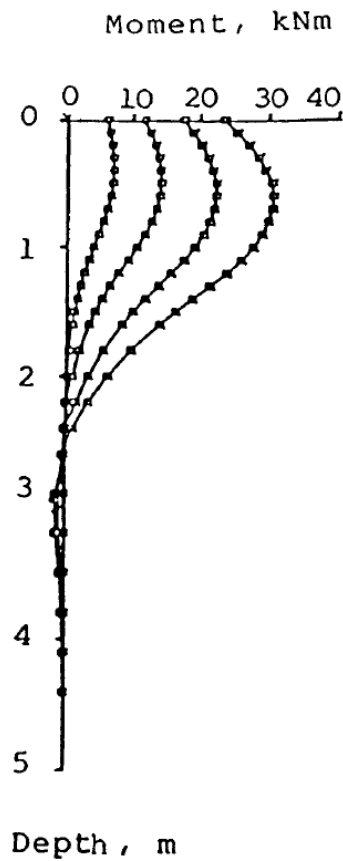
Figur 24: Typiskt p - y -kurva för en styv lera (Reese et al., 1975)



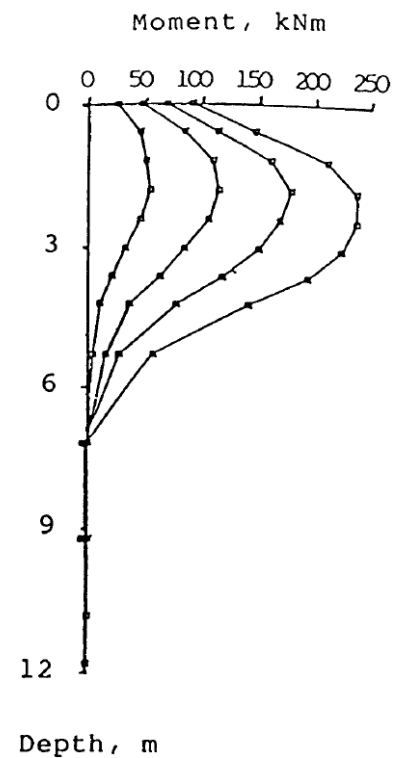
Figur 25: p - y -kurva för korttidsbelastade pålar i styv lera (Reese et al., 1975)



Figur 26: Momentkurva över djupet för test 3, med påldiameter 0,09m (Wu et al., 1998)



Figur 27: Momentkurva över djupet för test 1, med påldiameter 0,16m (Wu et al., 1998)

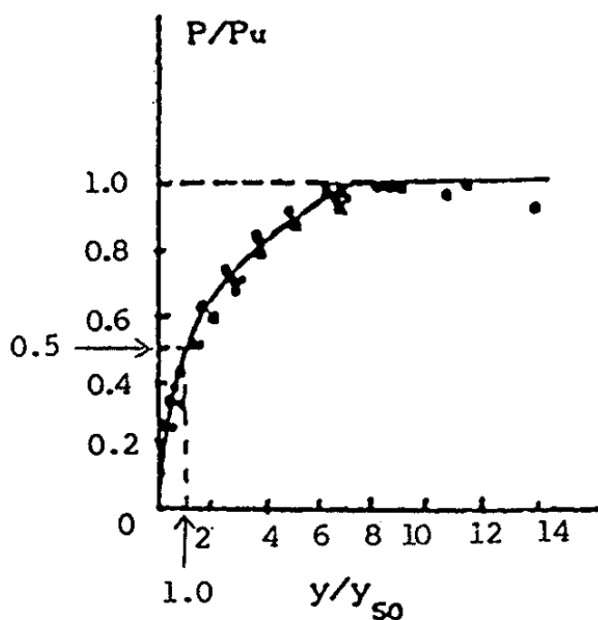


Figur 28: Momentkurva över djupet för test 17, med påldiameter 0,50m (Wu et al., 1998)

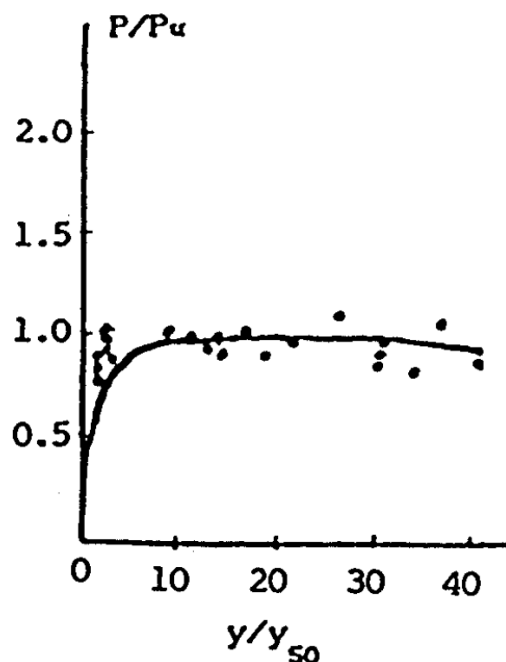
Brottslasten F_u från respektive test kan beräknas genom excentriciteten given i Tabell 10. Normaliserade p - y -kurvor för tester av stålrörspålar med diameter på 0,16 meter från test 1, 10 och 12 enligt Tabell 10 ses i Figur 29. För test 13 och 18 med diametern 0,20 meter se Figur 30. För test 3,4 och 5 med diametern 0,09 meter se Figur 31. För test 17 med diametern 0,5 meter se Figur 32 (Wu et al., 1998).

Tabell 10: Transversalbelastning som utförts på stålrörspålar (Wu et al., 1998)

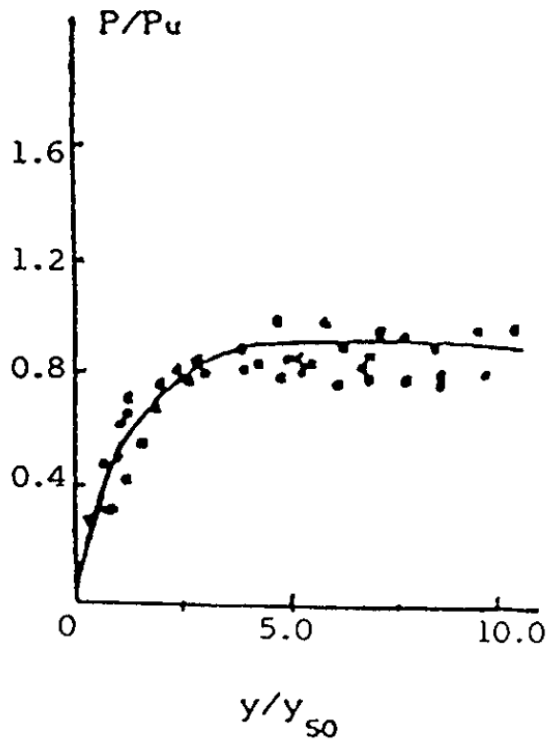
Test	Påldiameter (m)	Pållängd (m)	Pålstyvhet (MNm ²)	Distans från markytan till belastningspunkt (m)	Belastning- typ
1	0,16	4,6	1,830	1,17	Statisk
2	0,09	3,0	0,187	0,3	Cyklisk
3	0,09	3,0	0,195	0,28	Statisk
4	0,09	3,0	0,182	0,28	Statisk
5	0,09	3,0	0,196	0,28	Statisk
6	0,09	3,0	0,216	0,29	Cyklisk
10	0,16	4,4	1,860	0,53	Cyklisk
12	0,16	4,2	1,860	0,53	Statisk
13	0,20	6,0	5,62	0,29	Statisk
14	0,30	12,5	27,9	0,38	Cyklisk
15	0,60	14,0	153,3	0,37	Statisk
16	0,60	14,0	153,3	0,40	Statisk
17	0,50	14,0	97,9	0,72	Statisk
18	0,20	12,0	5,61	0,38	Statisk
19	0,60	14,0	153,3	1,88	Cyklisk
20	0,60	14,0	153,3	1,93	Cyklisk
21	0,50	14,0	97,9	1,82	Cyklisk



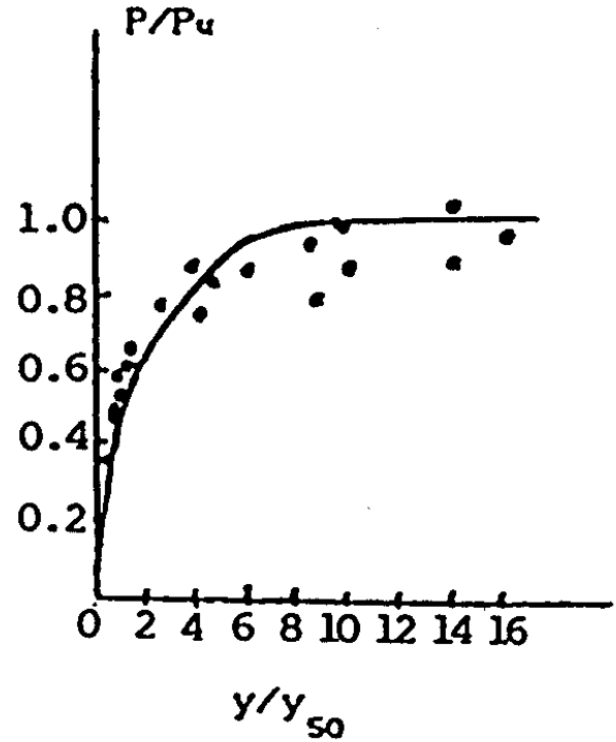
Figur 29: Normaliserad p - y -kurva för tester 1, 10 och 12 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)



Figur 30: Normaliserad p - y -kurva för tester 13 och 18 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)



Figur 31: Normaliserad p - y -kurva för tester 3, 4 och 5 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)



Figur 32: Normaliserad p - y -kurva för test 17 enligt Tabell 10 (Wu et al., 1998)

Baserat på dessa normaliserade p - y -kurvor kan en hyperbolisk kurvanpassning skapas. Följande ekvation följer de normaliserade p - y -kurvorna

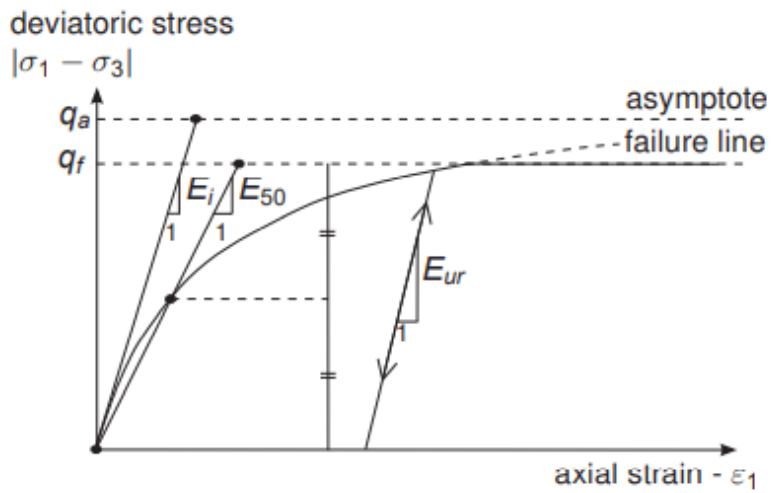
$$\frac{P}{P_u} = \frac{y/y_{50}}{\frac{\beta'}{\beta' - 1} + \frac{\beta' - 2}{\beta' - 1} * y/y_{50}} \quad (34)$$

där y_{50} är deformationen vid halva kapaciteten för transversalbelastning P_u . β' definieras som

$$\beta' = \frac{y_{100}}{y_{50}} = \frac{2 - R_f}{1 - R_f} \quad (35)$$

där y_{100} är deformationen vid kapaciteten för transversalbelastning P_u , och R_f är brottkvoten mellan deviatorspänningarna q_f och q_a som redovisas i Figur 33. R_f definieras som

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (36)$$



Figur 33: Spänning-töjningsförhållande vid dränerat aktivt triaxialförsök (Brinkgreve et al., 2018)

Det har funnits att $\beta \approx 9$ för tester gjorda i Shanghai i medelstyv lera (Wu et al., 1998). Det har funnits att $\beta \approx 11$ för tester gjorda i styv lera (Reese & Welch, 1975). Det har även funnits att $\beta \approx 8$ för tester gjorda i mjuk normalkonsoliderad lera (Matlock, 1970). Koefficienten β' visar därmed en tendens att öka då skjuvhållfastheten av lerjorden ökar (Wu et al., 1998).

4. Fältförsök

Nedan redovisas det fältförsök som gjorts i detta examensarbete. För att vägleda läsaren ges även förklaring på utvärderingsmetoder som gjorts i den geotekniska undersökningen.

4.1. Område

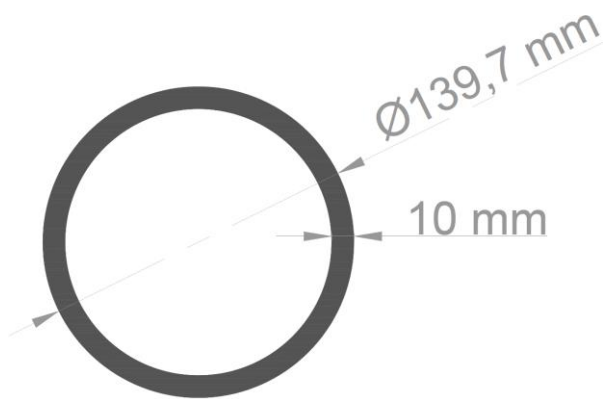
Ett område för installation har valts i PEABs entreprenad Olskroken Planskildhet vilket är etapp 1 i Västlänken (Trafikverket, 2021). Projektet har valts då utförliga geotekniska undersökningar är utförda i området. Tre stålplåtar har installerats med hjälp av en spontmaskin utrustad med vibrator. Plåtarna har installerats i lera där överliggande fyllnadsmaterial och torrskorpa schaktats bort. Det valda området ligger i Göteborg mellan Malmsjögatan och Von Utfallsgatan. En överblick av området där plåtarna installerats redovisas i Figur 34 där det uppschaktade området är markerat med en gul rektangel. Området som schaktats fram är cirka 2 gånger 4,5 meter.



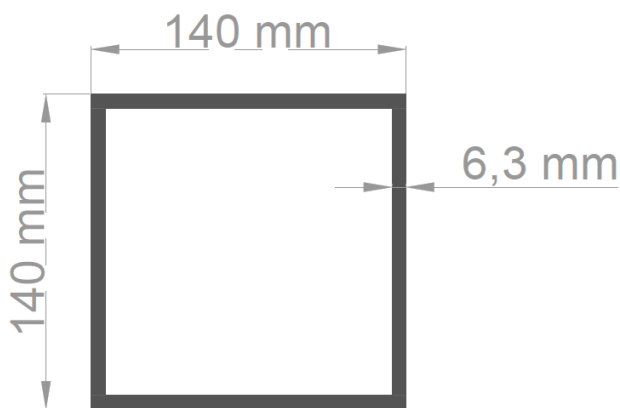
Figur 34: Överblick av område för installerade plåtar, ungefärlig uppschaktad yta är markerat med gult

4.2. Materialegenskaper plåtar

Tre stålplåtar med två olika tvärsnitt har installerats i området som redovisas i Figur 34, en VKR-plåta samt två cirkulära stålplåtar. Tvärsnittet för cirkulära stålplåtarna redovisas i Figur 35 och för VKR-plåtan i Figur 36. De cirkulära stålplåtarna är stålplåtar med beteckningen RD140 av stålqualité S440J2H som är tillverkade av SSAB. Bägge cirkulära stålplåtar är kallformade längdsvetsade stålplåtar. VKR-plåtan är fyrkantig med kantlängd på 140mm av stålqualité S355J2H som är tillverkade av Vallourec. VKR-plåtan är sömlös och varmvalsad. Samtliga plåtar saknar skarv och har en initallängd på 12m. De materialegenskaperna för bägge stålplåtar är givna i Tabell 11. Egenskaperna är tagna från produktblad och konstruktionstabeller.



Figur 35: Tvärsnitt för cirkulär stålrörspåle



Figur 36: Tvärsnitt för VKR-påle

Tabell 11: Materialegenskaperna för bägge stålrörstyper

Allmänt	Beteckning	Enhet	Cirkulär	VKR
Stålkvalité			S460MH	S355J2H
Längd	L	m	12	12
Diameter eller kantlängd	d eller b_p	mm	139,7	140
Godstjocklek	t	mm	10	6,3
Elasticitetsmodul	E_s	GPa	210	210
Sträckgräns	f_y	MPa	460	355
Brottgräns	f_u	MPa	530	470–630
Tvärsnittsklass	TK	–	1	1
Tvärsnittsarea	A_p	mm ²	4075	3330
Mantelyta per längdmeter	F_s	m ² /m	0,44	0,544
Elastiskt böjmotstånd	W_{el}	mm ³	123,4*10 ³	141*10 ³
Tröghetsmoment	I_p	mm ⁴	8,619*10 ⁶	9,84*10 ⁶
Styvhet	EI	kNm ²	1810	2066,4
Plastiskt böjmotstånd	Z_{pl}	mm ³	187,4*10 ³	166*10 ³

4.3. Materialegenskaper jordprofil

I området beställs en geoteknisk undersökning i en borrhäls punkt, undersökningen utförs den 18 augusti 2021. Borrhäls punkten är utförd vid +7,54m. En inmätning av området med spontplankor, pålar, släntfot (SLF), släntkrön (SLK) och borrhål är gjort 24 augusti 2021, inmätningen ses i Figur 37.



Figur 37: Inmätning av spont, pålar, släntfot, släntkrön och borrhäls punkt den 24 augusti 2021

Jordprofilen antas vara 15 meter djup och bestå av normalkonsoliderad lera med ett tunnare sandskikt vid cirka 11–12 meters djup. CPT, vingborr och ostörda jordprover (kolv) tas från borrhäls punkten. Kolvarna tas vid 3, 4 och 6 meters djup. Följande laborationsundersökning görs på respektive djup.

- 3m: Rutinundersökning, CRS och direkt skjuvförsök
- 4m: Rutinundersökning, CRS, direkt skjuvförsök och aktivt odränerat triaxialförsök
- 6m: Rutinundersökning och direkt skjuvförsök

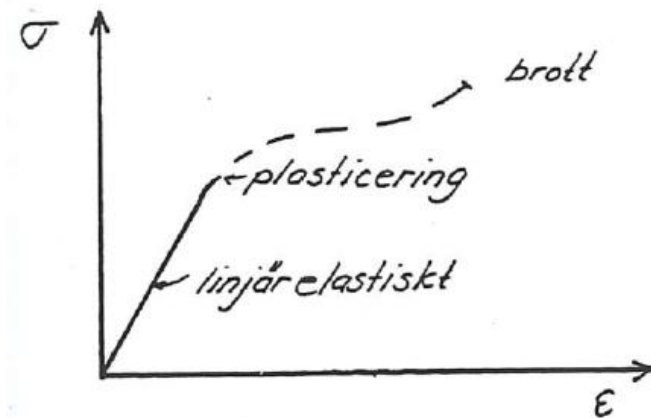
För fältprover samt laborationsundersökning används underkonsulterna *Ingefors Geoteknik AB* och *Mitta*.

Nedan presenteras först hur undersökningsmetoderna utförs, utvärderas och till slut de relevanta materialparametrar som erhållits från den geotekniska undersökningen i Tabell 13. Komplet resultat från den geotekniska undersökningen redovisas i Bilaga 1.

4.3.1. Utvärderingsmetoder materialegenskaper

Ifall jordkroppen vore linjärelastisk och isotropisk skulle spänning-töjningsfördelningen i jorden med hjälp av elasticitetsmodulen E och kontraktionstalet ν . Tyvärr är jordar sällan linjärelastiska och isotropa utan andra metoder har framkommit för att utvärdera spänning-töjningstillståndet i olika jordprofiler och lastförhållanden (Lambe & Whitman, 1969). Jorden behandlas ofta som ett kontinuerligt linjärelastiskt medium och därmed kan elasticitetsteorin användas. Ofta används diagram liknande arbetskurvan för stål, se Figur 6, för att redovisa spänning-töjningstillståndet för jord.

En schematisk skiss av en spänning-töjningsfördelning för godtyckligt linjärelastiskt material kan ses i Figur 38. Jordens mekaniska egenskaper bestäms genom olika moduler som kan bestämmas både in-situ och genom laborationsförsök. För att bestämma rätt värde på en modul är det viktigt att förstå vilka randvillkor som gäller vid analysering samt vilka dräneringsförhållande och deformationsvillkor som tillåts. För att redovisa spänningstillståndet i jordar används ofta Mohrs spänningscirkel (Sällfors, 2001).

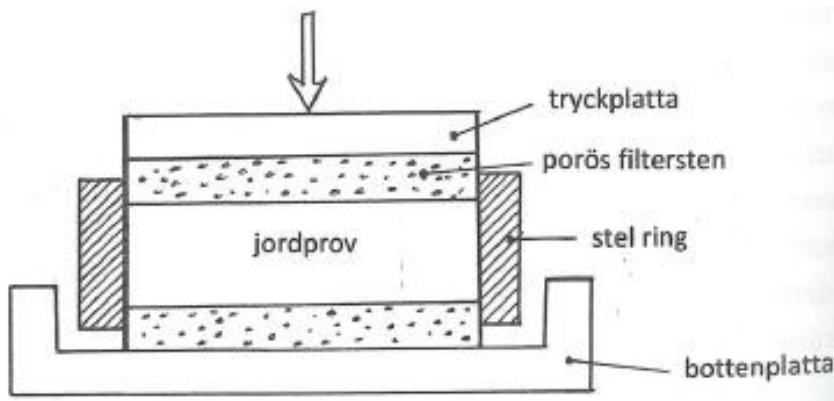


Figur 38: Schematisk spänning-töjningsfördelning för godtyckligt material (Sällfors, 2001)

4.3.1.1. Ödometerförsök

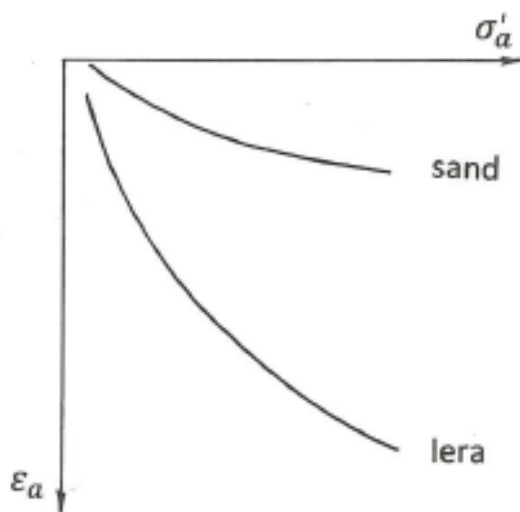
Constant Rate Strain (CRS) försök har gjorts för att utvärdera jordens kompressionsegenskaper samt förkonsolideringstryck på leran. Ett CRS-försök är ett speciellt ödometerförsök som tillämpas främst på lerjordar. Då dränering tillåts i ödometerförsök kan permeabiliteten k_{int} bestämmas. Förkonsolideringstrycket bestäms för att konsolideringsfasen i triaxialförsök skall utföras korrekt. Jordens beteende antas vara elastiskt då effektivtrycket i jorden är lägre än förkonsolideringstrycket och plastiska deformationer uppstår då effektivtrycket är högre. Kompressionsegenskaperna för en jord är viktig vid beräkning av sättningar i en jord och definieras i regel enligt kompressionsmodulen M . Kompressionsmodulen M kan utvärderas från ödometerförsök och används för att redovisa deformationerna vid enaxiell belastning då deformationer i radiell riktning förhindras. Permeabiliteten av lerjord är viktig vid korttidsbelastningar för att redogöra hur stora deformationer som kan påvisas (Larsson, 2008).

I ett standardödometerförsök placeras ett jordprov inuti en stel metallring, under och över jordprovet placeras en porös filtersten, testuppställningen kan ses i Figur 39 (Axelsson & Mattsson, 2016). Jordprovet är belastat med en vertikal last och den horisontella töjningen är förhindrad av den stela metallringen (Lambe & Whitman, 1969). En av svårigheten som existerar med ödometerförsök är friktionen som uppstår mellan metallringen och jordprovet. Denna friktion alstrar skjuvkrafter som påverkar jordprovet vid belastning (Lambe & Whitman, 1969). Denna komplikation och hur den kan hanteras diskuteras vidare i *Soil Mechanics av Lambe & Whitman* (1969) .

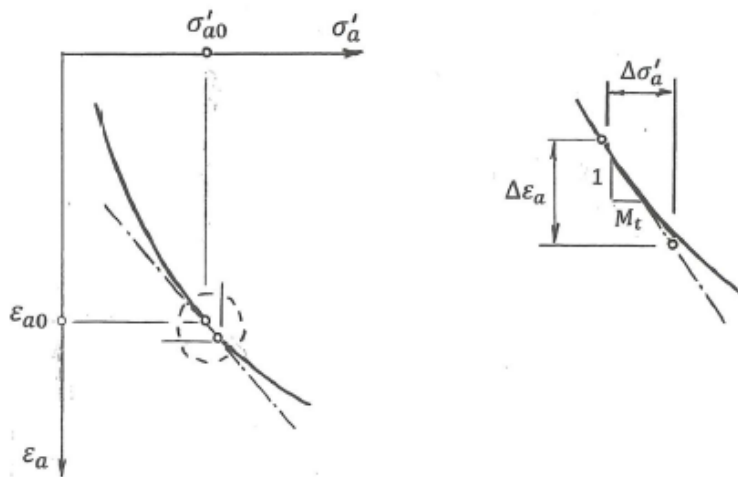


Figur 39: Testuppställning för ett ödometerförsök (Axelsson & Mattsson, 2016)

För vattenmättade finkorniga jordar behöver man låta laststeget få verka på provet tills hela laststeget överförs till kornskelettet. Detta kallas att varje laststeget måste hinna konsolidera. Med konsolidering avses jordens enaxliga eller isotropa kompression (Axelsson & Mattsson, 2016). Från ödometerförsök erhålls σ'_a - ϵ_a -diagram, där σ'_a betecknar den effektiva axialspänningen och ϵ_a den axiella töjningen. För leror fås då en axial spänning-töjningskurva som är i hög grad olinjär, vilket kan jämföras med en torr sand visar en mindre olinjär kompressionskurva. Kompressionskurvor för lera och sand kan ses i Figur 40 (Axelsson & Mattsson, 2016). Från dessa kompressionskurvor kan olika tangentmoduler bestämmas och denna tangentmodul benämns ödometermodul och betecknas M , vilket kan ses i Figur 41 (Axelsson & Mattsson, 2016).



Figur 40: Kompressionskurvor för lera och sand (Axelsson & Mattsson, 2016)



Figur 41: Bestämning av ödometermodul för axiellkompression i ödometer (Axelsson & Mattsson, 2016)

Det högst effektiva jordtryck som ett jordskelett varit utsatt för kallas förkonsolideringstrycket och betecknas σ'_c . OCR definieras som förhållandet mellan förkonsolideringstrycket σ'_c och rådande effektiva vertikalktrycket σ'_v genom

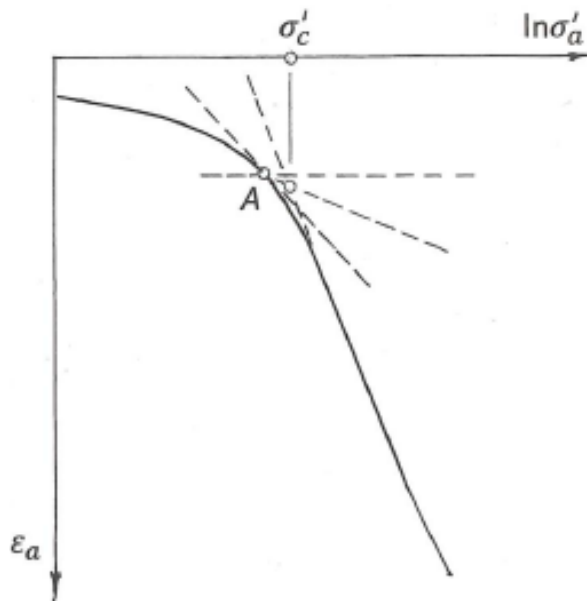
$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (37)$$

och jorden kan klassificeras enligt Tabell 12 (Larsson, 2008)

Tabell 12: Klassificering efter överkonsolideringskvot enligt SGF 1981 (Larsson, 2008)

Benämning	Överkonsolideringskvot OCR
Normalkonsoliderad eller lätt överkonsoliderad	1–1,5
Överkonsoliderad	1,5–10
Starkt överkonsoliderad	>10

Enligt plasticitetesteorin antas jordens plastiska flytgräns utgöras av förkonsolideringstrycket σ'_c . För att bestämma förkonsolideringstrycket används ofta kompressionskurvan från ödometerförsöket. Detta görs grafiskt och en redovisning av metoden visas i Figur 42. För en väldokumenterad förklaring hänvisas läsaren till Axelsson & Mattsson (2016).



Figur 42: Bestämning av förkonsolideringstrycket för ödometerförsök (Axelsson & Mattsson, 2016)

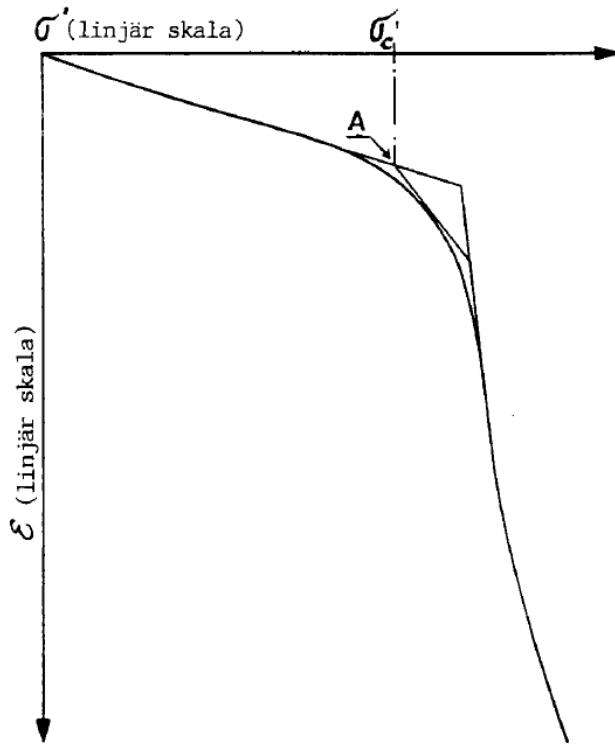
Följande samband mellan ödometermodulen M , kontraktionstalet ν och elasticitetsmodulen E råder

$$M = \frac{E * (1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)} \quad (38)$$

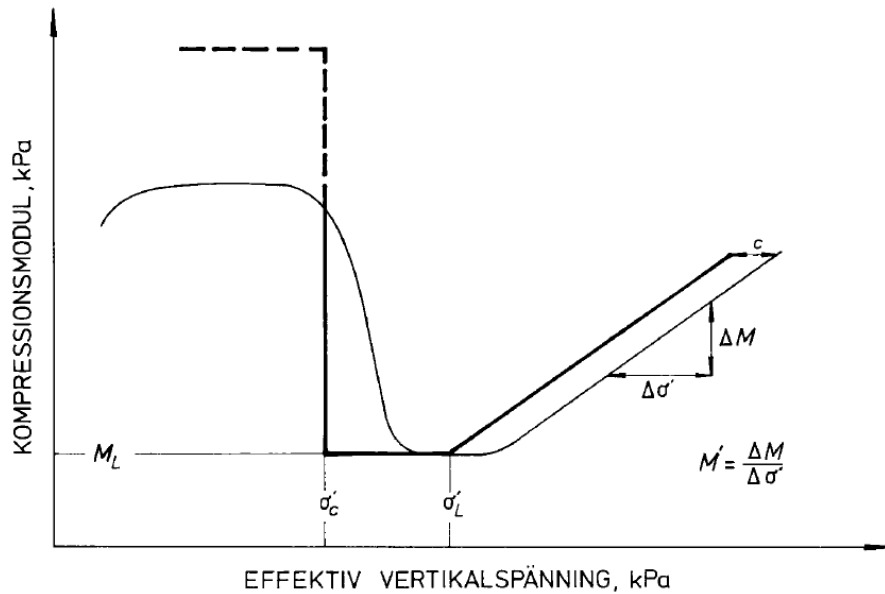
där kontraktionstalet för jorden kan bestämmas från triaxialförsök (Larsson, 2008).

4.3.1.1.1. CRS-försök

I ett CRS-försök utsätts jordkroppen för en konstant töjningshastighet, vanligtvis 0,0025mm/minut. Typiska resultat från CRS-försök redovisas i Figur 43 & Figur 44 (SIS, 1991). Försöket är på så vis deformationsstyrt till skillnad från standardödometerförsök som är laststyrt (Sällfors, 2001). Försöket genomförs betydligt snabbare än standardödometerförsök där försöket kan genomföras på cirka ett dygn i stället för 6–7 dygn som krävs för standardödometerförsök. I försöket mäts påförd last, deformation och portryck. Provet är ensidigt dränerat och portrycket mäts på den odränerade sidan. Genom detta kan en effektiva vertikalspänningen och kompressionen beräknas, ett typiskt diagram ses i Figur 43 (Sällfors, 2001). En viktig skillnad mellan standardödometerförsök och CRS-försök är att den effektiva vertikalspänningen redovisas i linjär skala till skillnad logaritmiska skalan som nyttjas i standardödometerförsök (SIS, 1991).



Figur 43: Kompressionskurva för CRS-försök, redovisning av förkonsolideringstryck (SIS, 1991)

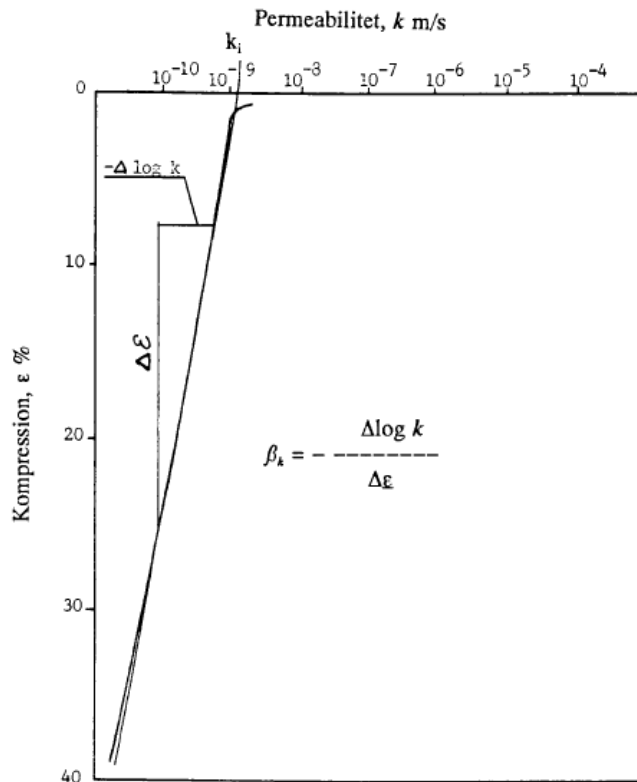


Figur 44: Samband mellan kompressionsmoduler samt effektivtryck vid CRS-försök (SIS, 1991)

Den linjära responsen upp till förkonsolideringstrycket σ'_c ses i Figur 43, där den konstanta kompressionsmodulen M_0 avläses som den streckade linjen i Figur 44. Då förkonsolideringstrycket överskrids minskar kompressionsmodulen till M_L som antas konstant tills effektivspänningen σ'_L uppnås (Axelsson & Mattsson, 2016). Efter effektivspänningen σ'_L ökar kompressionsmodulen ånyo enligt uttrycket

$$M(\sigma') = M_L + (\sigma'_a - \sigma'_L) * M' \quad (39)$$

d.v.s. kompressionsmodulen bestäms av en tangentmodul som ökar linjärt med effektivspänningen (Axelsson & Mattsson, 2016). Permeabiliteten k_{int} kan bestämmas i ett CRS-försök och ses då som en funktion av kompressionshastigheten, portrycket och provkroppens höjd. Permeabiliteten varierar med kompressionen och redovisas i ett $k_{int}\epsilon$ -diagram. Parametern β_k redovisar permeabilitetens förändring vid kompression och utvärderas som lutningen på kurvan i $k_{int}\epsilon$ -diagrammet, se Figur 45 (SIS, 1991).



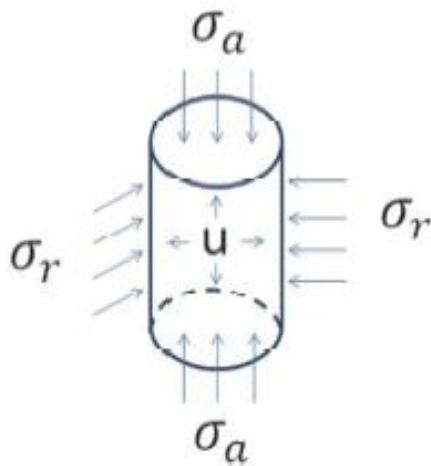
Figur 45: Utvärdering av permeabilitetsparameterar (SIS, 1991)

För vidare läsning hänvisas läsaren till Axelsson & Mattsson (2016), Svensk Standard 02 71 26 (1991) samt SGF rapport 1:2017 (2017).

4.3.1.2. Triaxialförsök

Triaxialförsök har också utförts i den geotekniska undersökningen. Triaxialförsök är en undersökningsmetod där spännings-töjningsegenskaperna för en jord kan bestämmas. Från ett triaxialförsök kan kontraktanstalet ν och elasticitetsmodulen E för lerjorden bestämmas. I ett triaxialförsök erhålls även den maximala skjuvspänningen som lerjorden utsätts för. Detta definierar lerjordens skjuvhållfasthet och är en viktig materialparameter för transversalbelastade pålar (Lambe & Whitman, 1969).

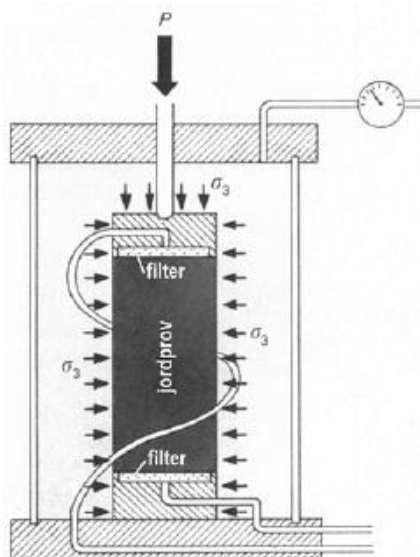
Vid triaxialförsök belastas en cylindrisk provkropp med tryck i axialriktning σ_a och radialriktning σ_r , se Figur 46. Då primär belastning utförs i axialriktning kallas triaxialförsöket för aktivt och ifall primär belastning utförs i radialriktning kallas det för passivt. Vid belastning av jordprovet sker deformationer i axial- och radialriktning (Svenska geotekniska föreningen, 2012). Bägge triaxialförsök kan göras både dränerade och odränerade, alltså kan total- och effektivspänningar erhållas (Larsson, 2008).



Figur 46: Spänningar i axial- och radialriktning på en cylindrisk provkropp (Svenska geotekniska föreningen, 2012)

I ett aktivt och passivt triaxialförsök omsluts den cylindriska provkroppen av ett gummimembran och förses med porösa filterstenar i topp och botten, en principskiss för triaxialförsök kan ses i Figur 47. Behållaren runt provkroppen fylls med vatten och radialtrycket σ_r regleras genom celltrycket, d.v.s. vattentrycket. Axialtrycket σ_a regleras via en pistong som överför vertikallast till provkroppens över kant (Axelsson & Mattsson, 2016).

För aktivt triaxialförsök gäller att axialspänningen σ_a motsvarar största normalhuvudspänningen σ_1 och radialspeänningen σ_r motsvarar minsta normalhuvudspänningen $\sigma_2=\sigma_3$. Detta spänningstillstånd där huvudspänningarna $\sigma_2=\sigma_3$ kallas *axialsymmetriskt spänningstillstånd*. I ett passivt triaxialförsök är i stället $\sigma_1=\sigma_r$ och $\sigma_2=\sigma_3=\sigma_a$. I ett aktivt triaxialförsök påförs ett högre axialtryck jämfört med radialtrycket. d.v.s. $\sigma_a>\sigma_r$. I ett passivt triaxialförsök påförs ett högre radialtryck jämfört med axialtrycket. d.v.s. $\sigma_r>\sigma_a$. (Svenska geotekniska föreningen, 2012).

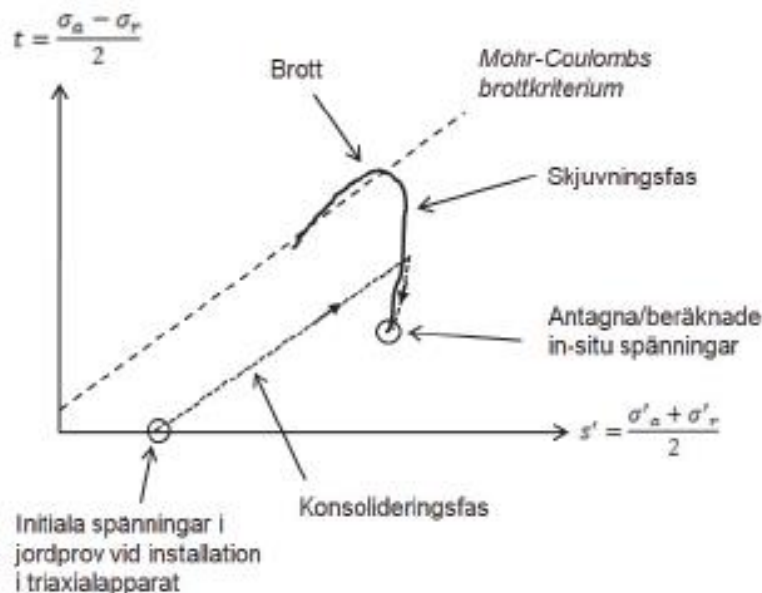


Figur 47: Principskiss för aktivt och passivt triaxialförsök, radialtrycket σ_r betecknas i bilden med σ_3 (Larsson, 2008)

Bägge triaxialförsök består i regel av två faser, konsolideringsfasen och skjuvningsfasen. I konsolideringsfasen kan spänningsvägen utföras på flera sätt till önskat spänningstillstånd, där in-situ spänningen ofta väljs. Konsolideringsfasen redovisas normalt ej då den har mindre praktisk betydelse, ty antagandet att jord beter sig linjärelastiskt. Töjningar som uppstår i konsolideringsfasen kan dock ge en inblick i hur ”stört” jordprovets kvalitet är. Stora volymtöjningar ϵ_{vol} indikerar på ett stort jordprov. Ett stort jordprov redovisar dock i vanligaste fall lägre hållfasthet jämfört med fältförhållande. I skjuvningsfasen utvärderas och tolkas deformations- och hållfasthetsparametrarna för jordprovet (Svenska geotekniska föreningen, 2012).

Vid utvärdering i skjuvningsfasen är en egenskap hos jordkroppen viktig att särskilja, nämligen att jordmaterialet ändrar volym under skjuvning. Ett normalkonsoliderad finkornigt, eller ett löst packat grovkornigt, jordprov kommer visa en volymminskning under skjuvning. Denna volymminskning kallas för kontraktans och kommer resultera i en portrycksökning. Ett kraftigt överkonsoliderad finkornigt, eller ett väl packat grovkornigt, jordprov kommer visa en volymökning under skjuvning. Denna volymökning kallas för dilatans och resulterar i portryckminskning (Axelsson, 1998). Dilatans och kontraktans är båda plastiska deformationer, alltså deformationen kvarstår även efter avlastning (Axelsson & Mattsson, 2016).

Skjuvningsfasen inleds då provet deformeras och spänningen ökar (Sällfors, 2001). Samtliga faser samt spänningsvägen till in-situ spänning kan ses i principskissen som ges i Figur 48. En överkonsoliderad finkornig jordkropp kommer ha ett segt brott eftersom skjuvspänningen ökar vid portryckminskningen från dilatans. En normalkonsoliderad finkornig jordkropp kommer i stället ha ett sprött brott eftersom skjuvspänningen minskar vid portrycksökningen från kontraktans (Svenska geotekniska föreningen, 2012).



Figur 48: Principskiss för de olika faser i triaxialförsök, i bilden syns spänningsvägen till in-situ spänningar samt brott redovisas (Svenska geotekniska föreningen, 2012)

Vid *axialsymmetriskt spänningstillstånd* kan effektiva medelspänningen s definieras

$$s = \frac{1}{2} * (\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (40)$$

samt skjuvspänningen τ genom

$$\tau = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2} \quad (41)$$

vilka kan används för att redovisa resultat från triaxialförsök (Svenska geotekniska föreningen, 2012).

För att redovisa spänningstillståndet i jordprovet under triaxialförsöket presenteras ofta spänningsvägen för hela försöket i ett $q'p'$ -diagram alternativt $\tau s'$ -diagram. En kontinuerlig spänningsväg fås som beskriver hur spänningarna ändras genom hela skjuvningsfasen. Samma förändring i spänningstillstånd kan erhållas med en mängd Mohr-cirklar, men visualiseras enklare med en kontinuerlig spänningsväg (Svenska geotekniska föreningen, 2012). Spänningsvägar och vidare tolkning av resultatet från triaxialförsök kommer presenteras vidare nedan.

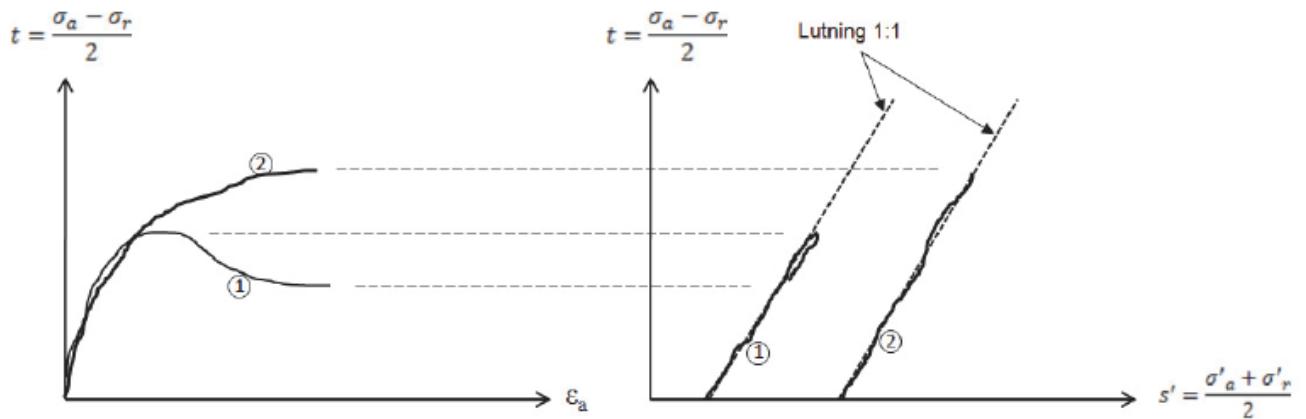
För odränerade försök redovisas effektivspänningar i följande diagram grafiskt (Svenska geotekniska föreningen, 2012):

- Deviatorspänning q' eller skjuvspänning τ mot axialtöjningen ϵ_a
- Portrycksändring Δu mot axialtöjning ϵ_a
- Spänningsväg med effektivspänningar, antingen deviatorspänning q' mot effektiv medelspänning p'_m eller skjuvspänning τ mot medeleffektivspänningen s'

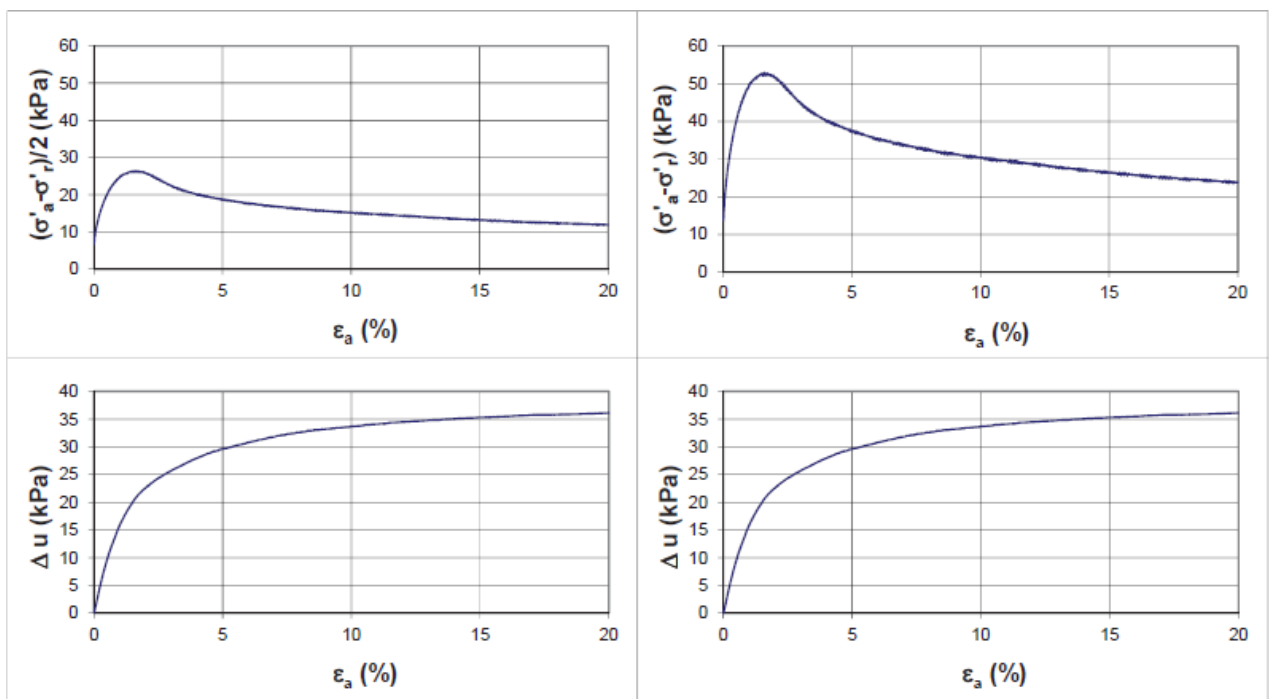
För dränerade försök redovisas effektivspänningar i följande diagram grafiskt (Svenska geotekniska föreningen, 2012):

- Deviatorspänning q' eller skjuvspänning τ mot axialtöjningen ϵ_a
- Volymändring ΔV eller volymtöjning ϵ_{vol} mot axialtöjning ϵ_a
- Spänningsväg med effektivspänningar, antingen deviatorspänning q' mot effektiv medelspänning p'_m eller skjuvspänning τ mot medeleffektivspänningen s'

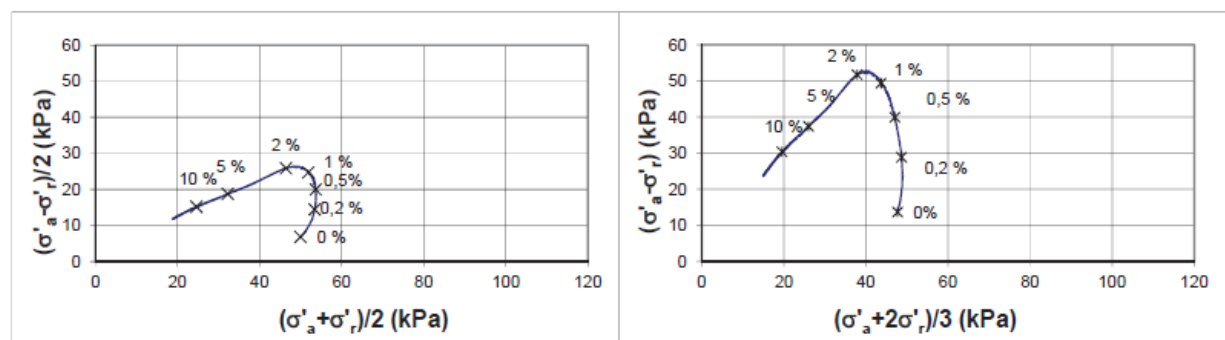
En principskiss för resultat från aktivt dränerade triaxialförsök kan ses i Figur 49. Exempel på hur resultat från odränerat aktivt triaxialförsök av en lera kan redovisas ses i Figur 50 & Figur 51 (Svenska geotekniska föreningen, 2012). Samtliga spänningar som verkar i ett triaxialförsök kan sammanställas och redovisas i ett spänningtöjningsdiagram likt Figur 52 (Sällfors & Larsson, 2017). För vidare information gällande aktivt och passivt triaxialförsök hänvisas läsaren till Axelsson & Mattson (2016), Lambe & Whitman (1969), Larsson (2008), Sällfors & Larsson (2017) samt SGF (2012).



Figur 49: Principskiss för aktivt dränerade triaxialförsök, prov 1 är överkonsoliderat och prov 2 är normalkonsoliderat (Svenska geotekniska föreningen, 2012)

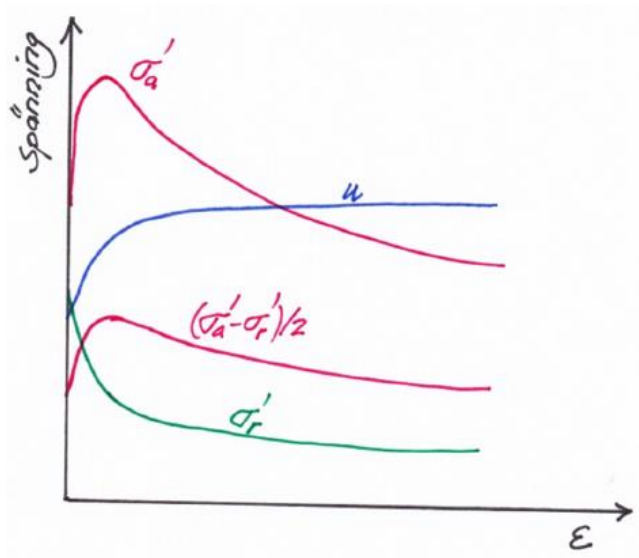


Figur 50: Diagrammen redovisar resultat från aktivt odränerat triaxialförsök på en lera. På diagrammen till vänster redovisar skjuvspänningen τ samt portrycksändringen Δu mot axialtöjningen ϵ_a . Diagrammen till höger redovisar deviatorspänningen q' samt portrycksändringen Δu mot axialtöjningen ϵ_a (Svenska geotekniska föreningen, 2012)



Figur 51: Diagrammen visar stressvägen för samma triaxialförsök på en lera. Diagrammet till vänster redovisar skjuvspänningen τ längst y-axeln och medeleffektivspänningen s' längst x-axeln. Diagrammet till höger redovisar

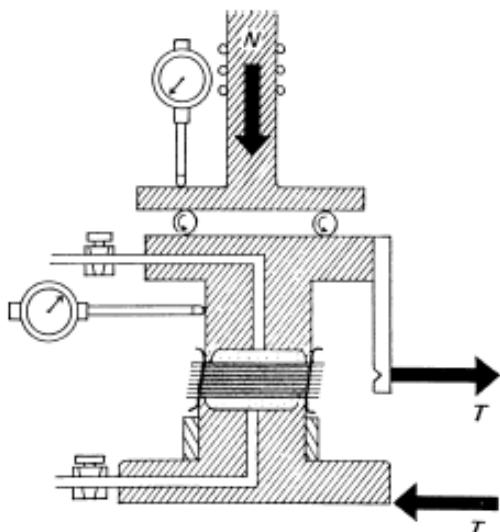
deviatorspänningen q' längst y -axeln och medeleffektivspänningen p' längst x -axeln (Svenska geotekniska föreningen, 2012)



Figur 52: Sammanställning av spänningar som mäts vid triaxialförsök (Sällfors & Larsson, 2017)

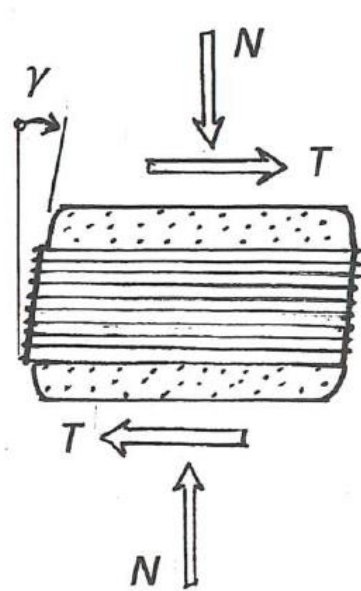
4.3.1.3. Direkt skjuvförsök

Ett direkt skjuvförsök är ett enkelt försök för att testa skjuvhållfastheten av en jordkropp. I ett direkt skjuvförsök erhålls även skjuvmodulen G . Direkta skjuvförsök är främst lämpade för finkorniga jordar, där ostörda jordprover kan tas (Larsson, 2004). I ett direkt skjuvförsök placeras jordprovet i ett gummimembran, likt aktivt och passivt triaxialförsök, som är armerat med metallringar. Metallringarna placeras på ett sådant avstånd sinsemellan att de inte överför vertikalkrafter. I bägge ändarna av provet placeras porösa filterstenar för att möjliggöra dränering. En principskiss för direkt skjuvförsök samt hur skjuvningen utförs redovisas i Figur 53 (Larsson, 2008). Främst görs odränerade skjuvförsök men dränerade försök kan utföras i lera med hög överkonsolideringsgrad, gärna $OCR > 2$ (Larsson, 2004).



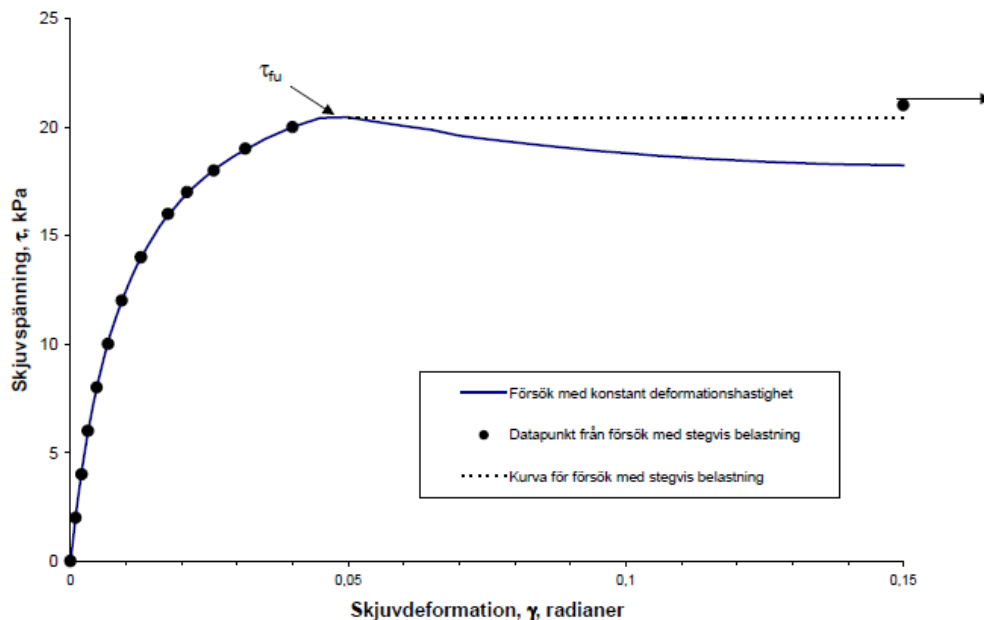
Figur 53: Principskiss för direkt skjuvförsök (Larsson, 2008)

Det önskvärda spänningstillståndet i konsolideringsfasen regleras genom vertikalkraften N . När konsolideringsfasen är slutförd påbörjas skjuvningsfasen. Jordkroppen skjuvas genom rörelse av provets övre och undre ytor relativt till varandra. Skjuvkraften T och skjuvdeformationen γ , vilka ses i Figur 54, mäts kontinuerligt under belastning (Axelsson & Mattsson, 2016).



Figur 54: Redovisning av axialkraft N , skjuvkraft T samt skjuvvinkel γ (Axelsson & Mattsson, 2016)

Resultat från ett odränerat direkt skjuvförsök redovisas likt Figur 55, där skjuvspänningen τ plottas mot skjuvdeformationen γ . Den maximala skjuvspänningen utgör den odränerade skjuvhållfastheten τ_{fu} som diskuteras vidare i nästkommande avsnitt (Larsson, 2004).



Figur 55: Resultat från odränerat direkt skjuvförsök (Larsson, 2004)

Om ett dränerat skjuvförsök av en normalkonsoliderad jordkropp, med skjuvytan A , genomförs, skjuvas jordkroppen långsamt och stegvis. Ett diagram av skjuvspänningen $\tau = T/A$ och skjuvvinkeln γ kan skapas, detta diagram kallas för en skjuvkurva, se Figur 55.

Om provkroppen skjuvas till stora värden av skjuvvinkeln γ närmar sig skjuvkurvan asymptotiskt en maximal skjuvspänning τ_{max}^{NC} . Detta gränsvärde på skjuvspänningen är ett mått på jordskelettets dränerade skjuvhållfasthet τ_f (Axelsson & Mattsson, 2016). Det effektiva axialtrycket $\sigma'_a = N/A$ som provet är belastad av i ett skjuvförsök har stor inverkan på den dränerade skjuvhållfastheten. Ju högre axialtryck desto styvar blir jordskelettet och därmed ökar det maximala skjuvspänningsvärdet τ_{max}^{NC} . Om flera skjuvförsök hade utförts på en och samma jordtyp, där axialtrycket varierat mellan försöken, hade ett förhållande mellan maximal skjuvspänning och den effektiva axialspänningen erhållits. Detta förhållande hade påvisat ett närmast rätlinjigt förhållande mellan materialparametrarna. Denna rätlinjiga kurva kallas för jordmaterialet brottkurva och lutningen på brottkurvan svarar för jordmaterialets effektiva inre friktionsvinkel och betecknas med φ (Axelsson & Mattsson, 2016).

För vidare information gällande direkt skjuvförsök hänvisas läsaren till Axelsson & Mattson (2016), Larsson (2004) samt SGF (2012).

4.3.2. Materialegenskaper

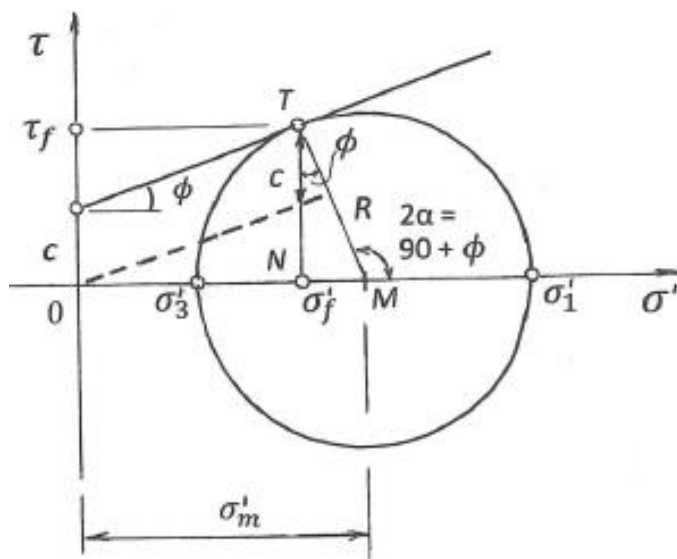
4.3.2.1. Dränerad skjuvhållfasthet

Skjuvhållfasthet i jord beror främst på friktionskrafterna som uppstår i jordkroppen. Skjuvhållfasthet är en vanlig materialparameter som används för att förklara jordens hållfasthetsegenskaper. Man skiljer på odränerad och dränerad skjuvhållfasthet beroende på belastningsfall och jordens konsolideringsegenskaper. I finkorniga jordar uppstår varaktiga portrycksförändringar som påverkar effektivspänningarna efter belastning. Om ett jordmaterial med låg permeabilitet belastat under kort tid kommer den odränerade skjuvhållfastheten vara dimensionerande. Om samma jordmaterial belastat under längre tid och portrycket hinner utjämnas kommer den dränerade skjuvhållfastheten vara avgörande (Larsson, 2008). Ordet dränerade används för att förklara att porvattnet i en vattenmättad jordkropp tillåts flöda fritt i jordkroppen och att portrycksändringarna hinner skingras efter belastning (Lambe & Whitman, 1969).

Den dränerade skjuvhållfastheten för jordmaterial kan definieras som en funktion av den effektiva normalspänningen σ'_z , den effektiva inre friktionsvinkeln φ' samt en konstant effektiv kohesion c' . Funktionen för dränerad skjuvhållfasthet definieras som

$$\tau_f = c' + \sigma'_z * \tan(\varphi') \quad (42)$$

vilket kallas Mohr-Coulombs brotteori. Den effektiva kohesionen c' av ett material bestäms av avståndet mellan origo och brottkurvas skärningspunkt med τ -axeln. Material som påvisar kohesion uppvisar alltså skjuvhållfasthet utan att kornskelettet belastas med effektivtryck. Det jordmaterial som visar störst kohesion är lerjordar, vilket räknas som en kohesionsjord. I Figur 56 kan Mohr-Coulombs brottvillkor för en kohesionsjord ses (Axelsson & Mattsson, 2016).



Figur 56: Mohr-Coulombs brottvillkor för kohesionsjord (Axelsson & Mattsson, 2016)

4.3.2.2. Odränerad skjuvhållfasthet

Vattenmättade finkorniga jordar är frekvent belastade relativt hastigt i förhållande till takten de konsoliderar eller dräneras. Porvattenvolymen förblir konstant under odränerad belastning. Det sker då en ökning av porvattentrycket vilket minskar jordens effektivtryck. Av denna anledning är den odränerade skjuvhållfastheten av stor vikt för lerjordar (Lambe & Whitman, 1969).

Den odränerade skjuvhållfastheten kan bestämmas genom flera olika metoder, där direkta skjuvförsök och aktivt samt passivt triaxialförsök är väletablerade metoder. Vid samtliga metoder tillåts inte jordprovet dräneras under skjuvning och jordprovet skjuvas därmed direkt vid applicering av normalkraften (i skjuvapparaten) eller celltrycket (i triaxialapparaten). Ett porövertryck bildas ögonblickligen och får ingen tid att vare sig avta eller fördela sig över hela jordprovet (Axelsson & Mattsson, 2016). Som tidigare nämnts finns ett förhållande mellan deviator- och skjuvspänning vid axialsymmetriskt spänningstillstånd, d.v.s.

$$\tau = \frac{q}{2} \quad (43)$$

där den odränerade skjuvhållfastheten ofta ges som en skjuvspänning. Den odränerade skjuvhållfastheten för en vattenmättad jordkropp brukar uttryckas som

$$\tau_{fy} = c_y \quad (44)$$

där c_u betecknar den odränerade kohesionen. Detta kan liknas till ekvation (42) där den odränerade friktionsvinkeln är noll. Den odränerade skjuvhållfastheten är ingen materialkonstant, utan varierar med spänningsförhållandena (Axelsson & Mattsson, 2016).

I normalkonsoliderade finkorniga jordar sker i regel odränerade brott vid relativt liten deformation och tiden som försöket utförs under inverkar den maximala skjuvhållfastheten. Den odränerade skjuvhållfastheten för normalkonsoliderade finkorniga jordar är således tidberoende och snabba försök påvisar ett ”sprött” brott medan långsamma försök ett ”segt” beteende (Larsson, 2008).

Den dränerade skjuvhållfastheten i en lerjord definierar den dränerade skjuvhållfastheten med de effektiva hållfasthetsparametrarna c' och φ' (Larsson et al., 2007). Dessa hållfasthetsparametrar rekommenderas enligt Trafikverkets TR-Geo 13 att bestämmas empiriskt till $\varphi' = 30^\circ$ och $c' = 0,1 \cdot c_{ud}$ där c_{ud} är den odränerade skjuvhållfastheten på leran (Trafikverket, 2014).

4.3.2.3. Deformationsmoduler

Som tidigare nämnts behandlas jorden som ett kontinuerligt linjärelastiskt medium där elasticitetsteorin används. För att nyttja elasticitetsteorin behöver elasticitetsmodulen E samt skjuvmodulen G bestämmas från töjning-spänningsdiagram (Svenska geotekniska föreningen, 2012). På samma sätt som elasticitetsmodulen för stål bestäms deformationsmodulerna för jorden som lutningen av elastiska delen av kurvan i ett spänning-töjningsdiagram. För jordar gäller dock, likt skjuvhållfastheten, att deformationsmodulerna kan bestämmas för dränerade och odränerade försök. Odränerade deformationsmoduler är särskilt känslig för belastning och precis som för skjuvhållfastheten beror modulerna på belastningstiden, tid för konsolidering och kvalitet av provkropp (Lambe & Whitman, 1969). Bägge deformationsmodulerna bestäms på två vis, genom tangentmoduler och sekantmoduler. Sekantmodulen dras från origo till önskvärd punkt och tangentmodulen dras som lutningen vid önskvärd punkt (Larsson, 2004; Svenska geotekniska föreningen, 2012).

4.3.2.3.1. Skjuvmodul

Skjuvmodulen definieras som

$$G = \frac{\tau}{\gamma_{skj}} \quad (45)$$

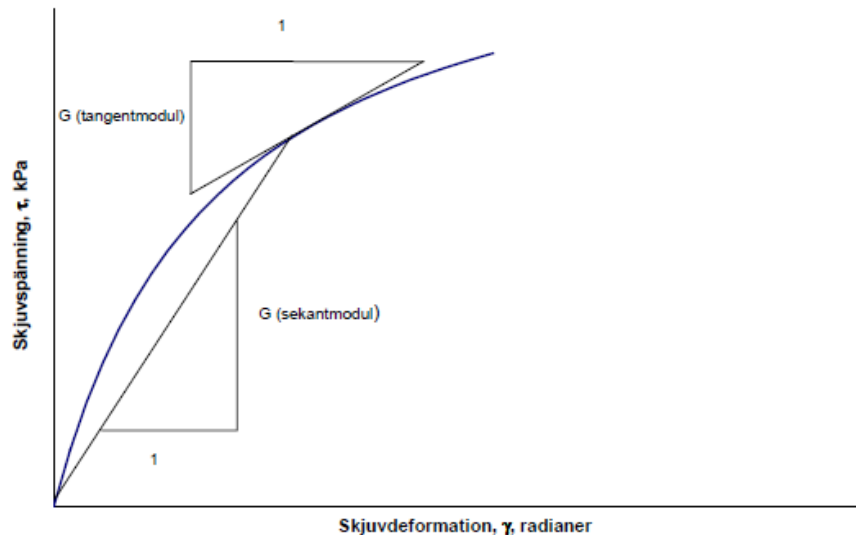
där skjuvspänningen τ och skjuvdeformationen γ har definierats tidigare.

Skjuvmodulen G bestäms genom ett direkt skjuvförsök och utvärderas från ett $\tau\gamma$ -diagram, där både tangentmodul och sekantmodul kan definieras, se Figur 57 (Larsson, 2004). Tangentmodulen utvärderas enligt

$$G_{tan} = \frac{\delta\tau}{\delta\gamma_{skj}} \quad (46)$$

och sekantmodulen

$$G_{sek} = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma_{skj}} \quad (47)$$



Figur 57: Utvärdering av skjuvmodul från direkt skjuvförsök (Larsson, 2004)

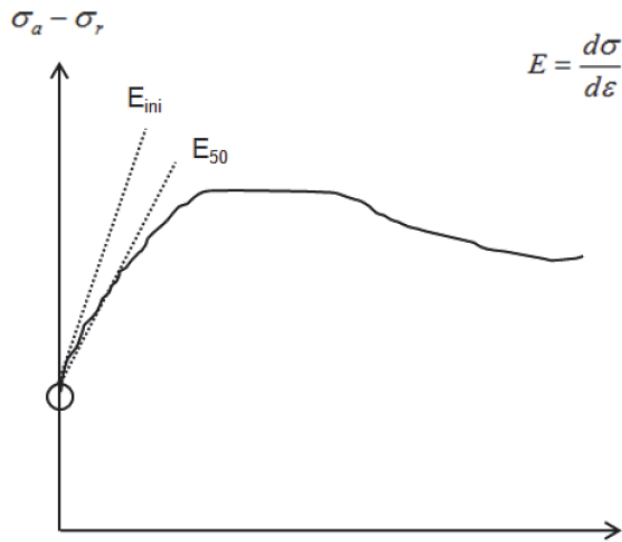
Skjuvmodulen och elasticitetsmodulen följer förhållandet

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad (48)$$

där ν är kontraktionstalet för jorden (Lambe & Whitman, 1969). För ett vattenmättat okomprimerbart material, till exempel en vattenmättad jord under odränerade förhållanden blir kontraktionstalet $\nu=0,5$ vilket ger uttrycket $E=3 \cdot G$ för en vattenmättad odränerad jordkropp (Larsson, 2008).

4.3.2.3.2. Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen för jordar följer Hookes lag. Vanligen utvärderas två elasticitetsmoduler från triaxialförsök, en initial modul E_{int} och en modul vid halva maximala deviatorspänningen q eller skjuvspänning τ betecknad E_{50} . Initialmodulen E_{int} utgör lutningen i början av spänning-töjningsdiagrammet. E_{50} är en sekantmodul som dras från origo till halva maximala deviatorspänningen eller skjuvspänning (Larsson, 2008). En principskiss över hur elasticitetsmodulerna utvärderas kan ses i Figur 58.



Figur 58: Principskiss för utvärdering av elasticitetsmodulerna E_{50} & E_{int} (Svenska geotekniska föreningen, 2012)

Enligt Lambe & Whitman (1969) kan ett förhållande mellan elasticitetsmodulen från dränerat och odränerat triaxialförsök av en normalkonsoliderad lera antas. Elasticitetsmodulen från ett dränerat triaxialförsök benämns effektiv elasticitetsmodul E' och den odränerade kan betecknas E_u . Förhållandet

$$E' = \frac{2 * (1 + \nu')}{3} * E_u \quad (49)$$

baseras på Hookes lag där ν' är kontraktionstalet för dränerade förhållanden.

Värden på detta förhållande har visats existera mellan

$$\frac{E}{E'} = 3 \text{ till } 4 \quad (50)$$

för normalkonsoliderade leror (Lambe & Whitman, 1969).

4.3.2.4. Vilojordtryckskoefficienten

Vilojordtryckskoefficienten K_0 beskriver förhållandet mellan in-situ effektivspänning i horisontalled och vertikalled. Då förhållandet mellan effektivspänningarna skiljer sig från vilojordtryckskoefficient benämns jordtrycket som aktivt eller passivt beroende på rörelseriktning. Koefficienten definieras som

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (51)$$

där σ'_h är in-situ effektivspänning i horisontalled och σ'_v i vertikalled.

För en normalkonsoliderad lera antas vilojordtryckskoefficienten K_0 som

$$K_0 = 0,31 + 0,71 * (w_L - 0,2) \quad (52)$$

Där w_L är flytgränsen för lera, då konsistensen övergår från flytande till plastiskt (Trafikverket, 2014; Larsson, 2008).

4.3.3. Resultat geoteknisk undersökning i området

Innan installation påbörjade antogs jordprofilen ha ett djup på 15 meter och bestå av ren lera. Efter installationsprocessen, som presenteras nedan, fastställdes att detta inte var fallet. Vid installationsprocessen fastställdes att jordprofilen bestod av ett sandlager vid cirka 8–9 meters djup, sandlagret var cirka 1 meter tjockt. Efter den geotekniska undersökningen redovisades att jordlagerföljden hade inslag av sand och silt längst jordprofilen. Kolven som togs vid 3 meters djup var svårtolkad och med inslag av sand. Av denna anledning är resultatet från denna kolv begränsad. Schaktbotten ligger på +5,7m och grundvattenytans nivå antas ligga vid schaktbotten. Analys av triaxialförsök och direkt skjuvförsök samt fullständigt resultat från underkonsulter redovisas i bilaga 1. Relevanta materialparametrar från den geotekniska undersökningen redovisas i Tabell 13.

Tabell 13: Relevanta materialparametrar från geoteknisk undersökning

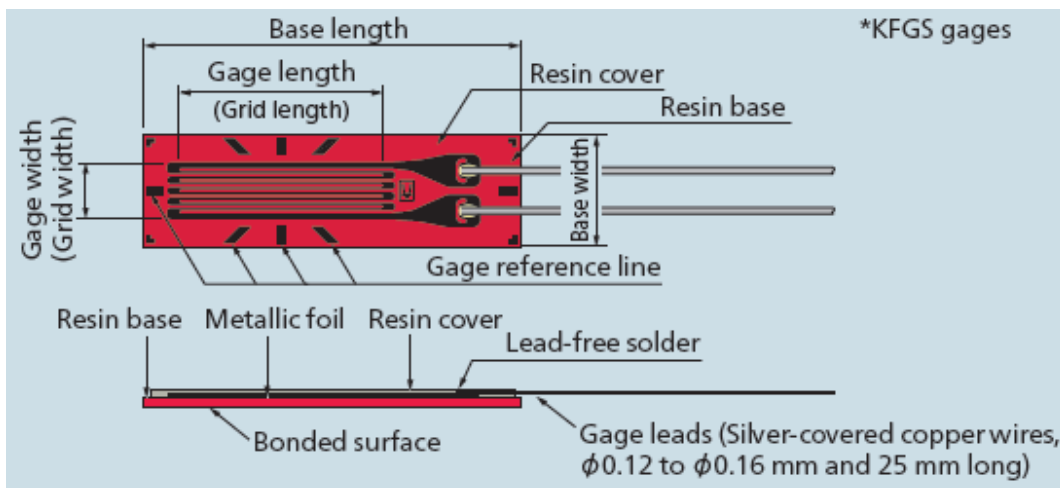
Allmänt	Beteckning	Enhet	Kolv 3m	Kolv 4m	Kolv 6m
Densitet	ρ	ton/m ³	1,73	1,58	1,60
Vattenkvot	w	%	51	96	75
Konflytgräns	w_L	%	73	74	61
Sensitivitet enl. konprov	S_t	-	3	16	34
Odränerad skjuvhållfasthet från odränerat direkt skjuvförsök	c_u	kPa	27	16	22,5
Förkonsolideringstryck	σ'_c	kPa	-	58	66
Elasticitetsmodul från aktivt triaxialförsök	E_{50}	kPa	-	8621	-

4.4. Mätning

Mätning är viktigt för att få realistiska och värdefulla värden som kan användas för analysring. Mätinstrument utvecklar förståelsen i hur spänningar och töjningar varierar i konstruktioner och är en viktig del av en ingenjörers vardag.

4.4.1. Töjningsgivare

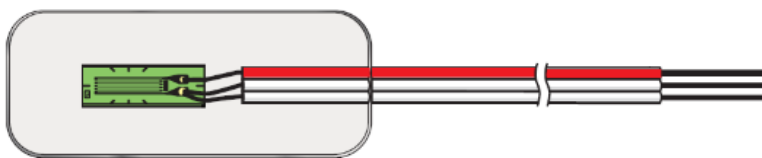
Töjningsgivare utnyttjar egenskapen att vid töjning ändras längden av ett element och därmed kan resistansen i töjningsgivaren ändras. Resistansändringen uppmäts för att få ett mått på längdändringen av elementet. Töjningsgivare baseras på Hookes lag enligt ekvation (1) (Nilsson, B., 1985). Töjningsgivare instrumenteras på förbestämda positioner längst med elementet och används för att bestämma lastfördelningen längst elementet. Givarna instrumenteras olika beroende på material av elementet samt lastfall, där limning och svetsning är vanligast (Hannigan et al., 2016). Fukt är en av de vanligaste orsakerna till skador på töjningsgivare. Det är därmed av stor vikt att förhindra skador på kablar och att töjningsgivare är ordentligt förslutna för att förhindra inträngning av fukt (Hannigan et al., 2016). Exempel på hur en töjningsgivare kan se ut redovisas i Figur 59.



Figur 59: Typisk struktur för en trådtöjningsgivare (Kyowa, 2020)

4.4.1.1. Töjningsgivare från KYOWA

Den skyddade töjningsgivare som används vid instrumentering redovisas i Figur 60.



Figur 60: Skyddad töjningsgivare från Kyowa (2020)

Då en spänningsändring sker i materialet kommer resistansen i töjningsgivaren förändras proportionerligt. Antag att ursprungsresistansen R ändras med ΔR på grund av töjningen ϵ , då gäller följande ekvation

$$\frac{\Delta R}{R} = K_s * \epsilon \quad (53)$$

där K_s är en givarfaktor (Kyowa, 2020). Bryggan för en töjningsgivare redovisas i Figur 61. En spänning V_e mäts för att avgöra töjningen och en spänning V_s , vilken kallas för excitationsspänning, matar bryggan. Resistansen R_1 , R_2 , R_3 och R_4 är givna i kretsen samt lika stora (Kyowa, 2020).

Ohms lag för kretsen kan då skrivas som

$$V_e = \frac{R_1 * R_3 - R_2 * R_4}{(R_1 + R_2) * (R_3 + R_4)} * V_s \quad (54)$$

Då resistansen i R_1 utsätts för resistansförändring ΔR samt resistanserna $R_1=R_2=R_3=R_4$ ansätts till R skrivs ekvationen som

$$V_e = \frac{(R + \Delta R) * R - R^2}{(2 * R + \Delta R) * (2 * R)} * V_s \quad (55)$$

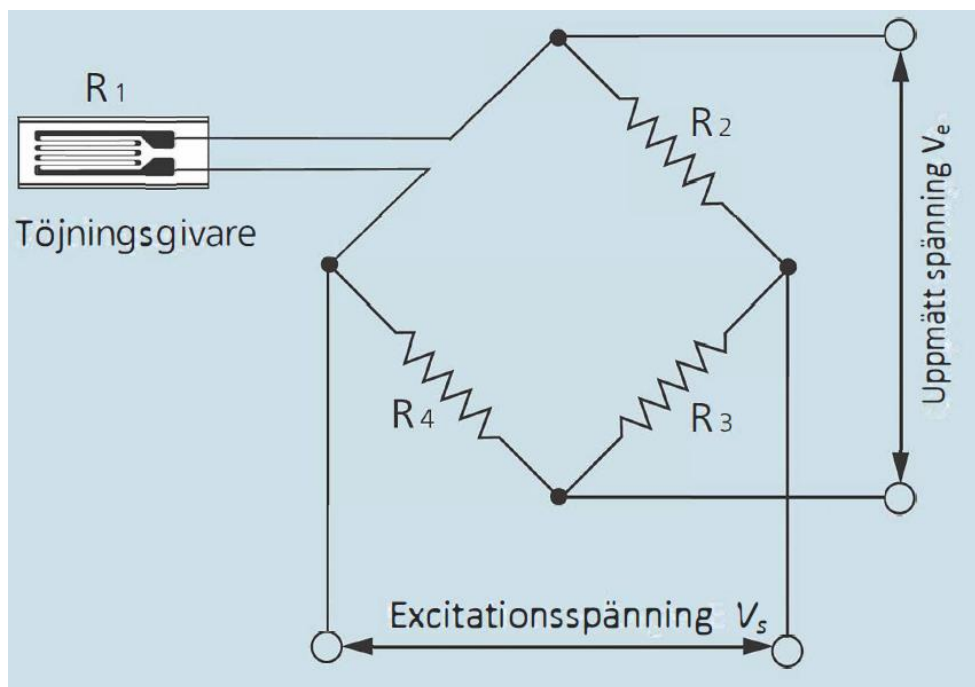
Antag att resistansen R är mycket större än ΔR , då kan ekvationen approximeras till

$$V_e \cong \frac{1}{4} * \frac{\Delta R}{R} * V_s \quad (56)$$

Genom insättning i ekvation (53) fås en korrelation mellan spänning och töjning.

$$V_e \cong \frac{1}{4} * K_s * \varepsilon * V_s \quad (57)$$

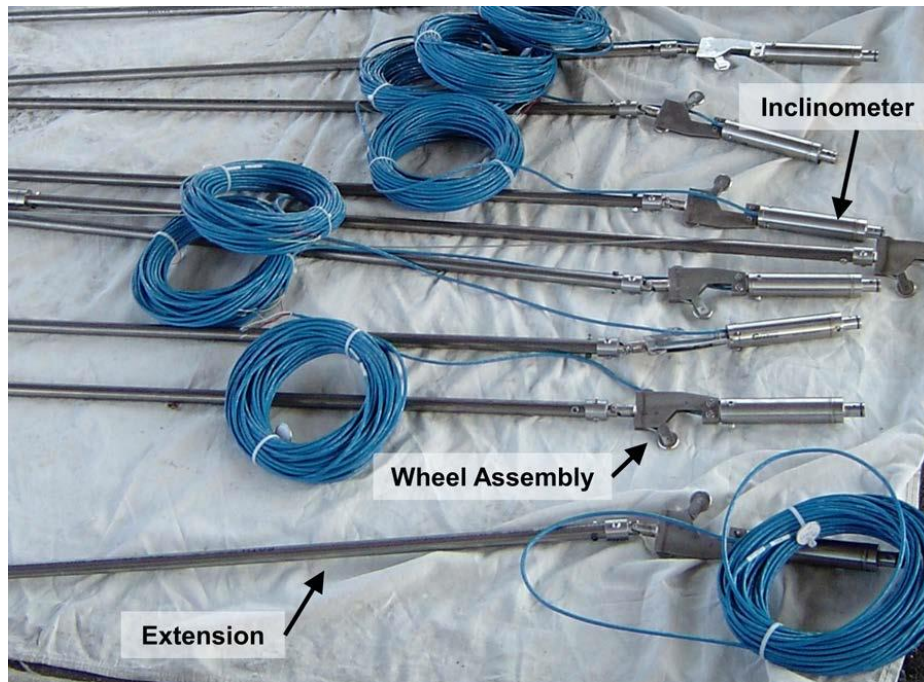
vilken används vid mätning av töjningsgivare (Kyowa, 2020).



Figur 61: Brygga för töjningsgivare (Kyowa, 2020)

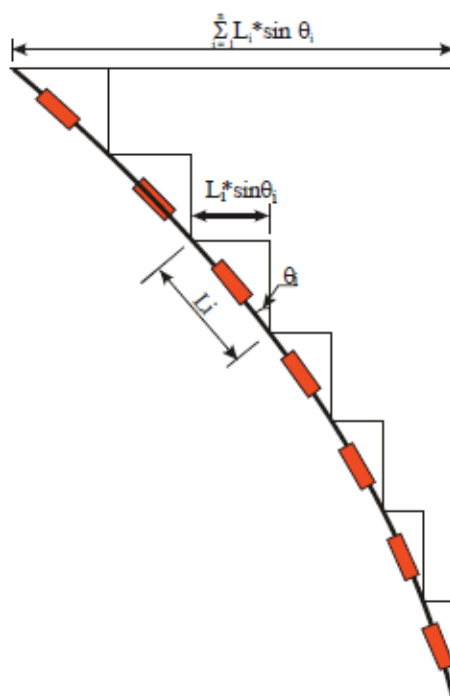
4.4.2. Inklinometer

Inklinometrar används för att mäta horisontalrörelser längst djupet i en jordprofil. Mätinstrumentet uppmäter lutningsförändringa på olika djup i jordprofilen. Inklinometern mäter förskjutningen vinkelrätt till ett rörs riktning. Inklinometern känner lutningsförändringar i förhållande till den vertikala riktningen inuti röret (Dunncliff, 1993). I Figur 62 ses flera inklinometrar.



Figur 62: Flera inklinometrar (Hannigan et al., 2016)

Ett mättrör, inklinometerrör, kan installeras vertikalt inuti en påle, inklinometern förs ned genom inklinometerröret och avläser rörets lutning (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006). Principen för att beräkna utböjningen av inklinometerröret kan ses i Figur 63.



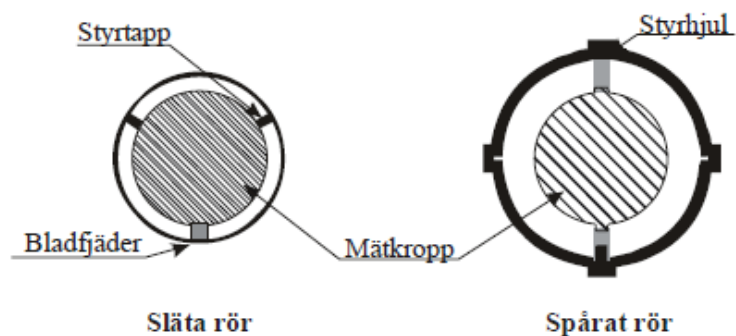
Figur 63: Principen för beräkning av utböjning i ett inklinometerrör (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006)

Mätningarna med inklinometern sker från underkanten av inklinometerröret till överkant av inklinometerröret, vanligen med intervaller om 0,5 eller 1m. Genom flera mätningar över tid kan förändring av inklinometerrörets lutning mätas och på så vis rörets förskjutning över tid. Mätningarna med inklinometer kan utföras både manuellt och automatiskt (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006). I Figur 64 ses mätning av Shape Accel Array, SSA. Liknande princip används för mätning med inklinometer.



Figur 64: Mätning med SSA i stålrör (Hannigan et al., 2016)

Inklinometerrören kan vara både spårade och släta rör av plast, vilket ses i Figur 65. Vid manuella mätningar mäts lutningen i två vinkelräta riktningar. Ifall ett spårat inklinometerrör används sker mätningen i spårens riktningar, d.v.s. vertikalt och horisontellt i Figur 65 (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006). För vidare läsning rekommenderas *SGF Rapport 2:2006* (2006).



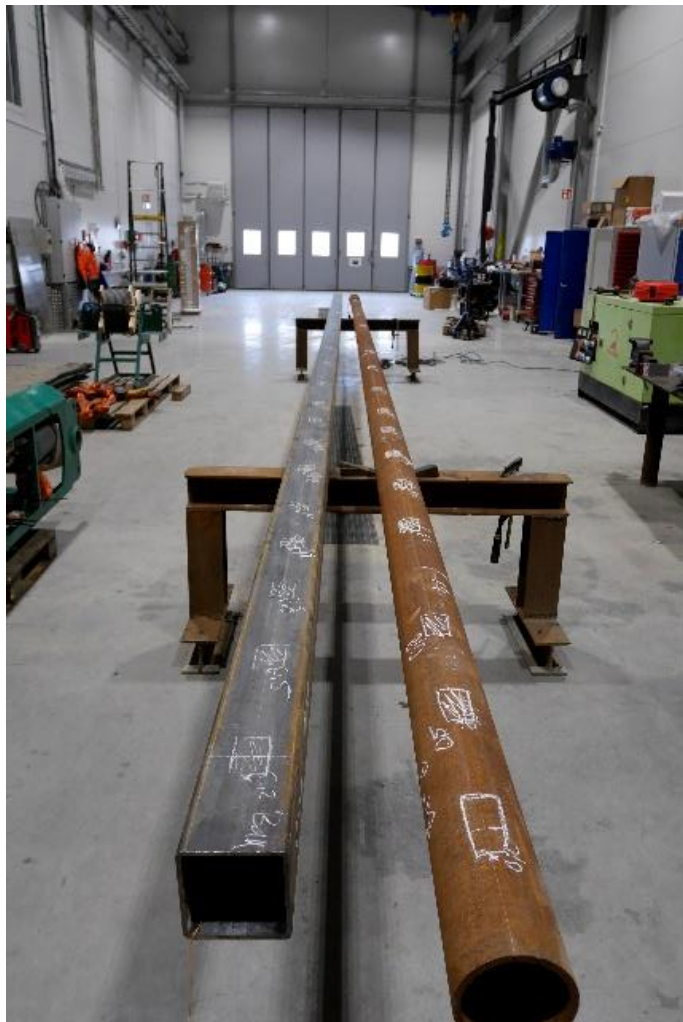
Figur 65: Spårat samt släta inklinometerrör (Svenska Geotekniska Föreningen, 2006)

4.5. Instrumentering töjningsgivare och inklinometerrör

I samtliga pålar installerades ett inklinometerrör samt en handgjord plansko. I en av de cirkulära stålrörspålarna samt i VKR-pålen instrumenteras trådtöjningsgivare. Nedan återges den arbetsordning som författaren nyttjat för att installera givarna samt övrigt arbete som utförts på stålrörspålarna.

4.5.1. Stålpålar

Arbetet med stålrörspålar gjordes i PEAB Grundläggning maskinverkstad i Göteborg. De två pålar som skulle instrumenteras med givare lyftes med hjälp av traverskranbana upp på stålbockar i lämplig höjd. Den cirkulära stålrörspålen förankrades för att förhindra avrullning. I Figur 66 ses hur pålarna var uppställda då instrumentering utfördes.



Figur 66: Uppställning av stålrörspålar innan instrumentering påbörjats

4.5.2. Installation töjningsgivare

Totalt har 30 töjningsgivare limmats per påle, ett totalt antal av 60st givare. Installationsprocessen för att limma töjningsgivare baseras på kunskap erhållen från samtal med forskningsingenjörer på Mining and Civil Engineering Lab, Luleå Campus. Töjningsgivarna installerades på "fram-" och "baksida" av respektive påle. Framsidan bestämdes som den sidan mot vilken belastning skulle ske, d.v.s. där passivt jordtryck förväntas påvisas. Baksidan bestämdes som motsatta sida och där aktivt jordtryck förväntas påvisas. Liknande moment för cirkulära stålrörspålen som för VKR-pålen utfördes, med mindre modifikationer. Positioneringen av givare baserades på kunskapen att störst påkänning av transversalkraften sker i toppen av jordprofilen och jordtrycket avtar med djupet. Hänsyn till installationsprocessen, där grepp runt pålen behövs, har beaktats. Detta görs genom att lämna en fri distans på 1,5m mellan nivå 12 och 13, vilket bestämdes i samråd med ansvarig för installationsprocessen. I Tabell 14 och Tabell 15 ses djup från överkantpåle som givarna installerats på, deras beteckning, de nivåer som givarna är indelade i och givarfaktorn för respektive givare. För att mäta det djup som givarna installeras på har ett 15m måttband används för att mäta längden från påltopp till markering där givaren skall sitta.

För att förstå vilket djup givarna sitter på behöver först en ände som är påltopp bestämmas. Detta bestäms slumpartat för VKR-pålen, ty symmetri, och bestäms som den änden närmast fotografen i Figur 66. För de cirkulära stålrörspålen bestäms påltoppen som motsatt ände till den som visas i Figur 67, alltså änden närmast fotografen i Figur 66. Detta då skarven i Figur 67 försvårar arbetet som skall utföras, ökar styvheten av röret och påverkar röret med egenspanningar från svetsning. Denna skarv som syns i Figur 67 sitter på utsidan av stålrörspålen och har därmed samma innerdiameter som den cirkulära stålrörspålens ytterdiameter. Skarven existerar för att möjliggöra förlängning av pålen.

Tabell 14: Slutgiltig position av töjningsgivare på cirkulär stålrörspåle, redovisning av beteckning för respektive givare redovisas

Fram				Bak		
Sida	Djup [m]	Beteckning	Givarfaktor Ks	Djup [m]	Beteckning	Givarfaktor Ks
Nivå 1	0,35	<i>F 0,35-C</i>	2,13 ±1,0%	0,2	<i>B 0,2-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 2	0,65	<i>F 0,65-C</i>	2,13 ±0,7%	0,5	<i>B 0,5-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 3	0,95	<i>F 0,95-C</i>	2,13 ±0,7%	0,8	<i>B 0,8-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 4	1,25	<i>F 1,25-C</i>	2,13 ±0,7%	1,1	<i>B 1,1-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 5	1,6	<i>F 1,6-C</i>	2,13 ±0,7%	1,41	<i>B 1,41-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 6	2,0	<i>F 2,0-C</i>	2,13 ±0,7%	1,8	<i>B 1,8-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 7	2,4	<i>F 2,4-C</i>	2,13 ±0,7%	2,2	<i>B 2,2-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 8	2,8	<i>F 2,8-C</i>	2,13 ±1,0%	2,605	<i>B 2,605-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 9	3,2	<i>F 3,2-C</i>	2,13 ±1,0%	3,0	<i>B 3,0-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 10	4,07	<i>F 4,07-C</i>	2,13 ±1,0%	3,6	<i>B 3,6-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 11	4,8	<i>F 4,8-C</i>	2,13 ±1,0%	4,404	<i>B 4,404-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 12	5,41	<i>F 5,41-C</i>	2,13 ±1,0%	5,2	<i>B 5,2-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 13	7,7	<i>F 7,7-C</i>	2,12 ±1,0%	7,1	<i>B 7,1-C</i>	2,13 ±1,0%
Nivå 14	9,507	<i>F 9,507-C</i>	2,12 ±1,0%	8,51	<i>B 8,51-C</i>	2,12 ±1,0%
Nivå 15	11,8	<i>F 11,8-C</i>	2,12 ±1,0%	10,71	<i>B 10,71-C</i>	2,12 ±1,0%

Tabell 15: Slutgiltig position av töjningsgivare på VKR-påle, redovisning av beteckning för respektive givare redovisas

Sida	Fram			Bak		
	Djup [m]	Beteckning	Givarfaktor Ks	Djup [m]	Beteckning	Givarfaktor Ks
Nivå 1	0,35	<i>F 0,35-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	0,2	<i>B 0,2-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 2	0,66	<i>F 0,66-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	0,51	<i>B 0,51-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 3	0,95	<i>F 0,95-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	0,8	<i>B 0,8-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 4	1,25	<i>F 1,25-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	1,1	<i>B 1,1-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 5	1,6	<i>F 1,6-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	1,4	<i>B 1,4-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 6	2,0	<i>F 2,0-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	1,8	<i>B 1,8-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 7	2,4	<i>F 2,4-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	2,2	<i>B 2,2-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 8	2,8	<i>F 2,8-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	2,6	<i>B 2,6-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 9	3,2	<i>F 3,2-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	3,0	<i>B 3,0-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 10	4,0	<i>F 4,0-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	3,6	<i>B 3,6-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 11	4,8	<i>F 4,8-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	4,4	<i>B 4,4-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 12	5,4	<i>F 5,4-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	5,21	<i>B 5,2-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 13	7,7	<i>F 7,7-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%	7,103	<i>B 7,1-V</i>	2,13 $\pm$ 1,0%
Nivå 14	9,5	<i>F 9,5-V</i>	2,12 $\pm$ 1,0%	8,502	<i>B 8,502-V</i>	2,12 $\pm$ 1,0%
Nivå 15	11,8	<i>F 11,8-V</i>	2,12 $\pm$ 1,0%	10,7	<i>B 10,7-V</i>	2,12 $\pm$ 1,0%



Figur 67: Spetsen på den cirkulära stålrörspålen utrustas med en pålsko

Centrumlinjen längst VKR-pålen samt den cirkulära stålrörspålen markerades på både fram och baksida. Att centrumlinjerna var parallella varandra kontrollerades. Preliminära markeringar av position för töjningsgivare gjordes genom markering vinkelrät centrumlinjen, se Figur 68.



Figur 68: Färdig markering med centrumlinje och vinkelrät markering för VKR-pålen

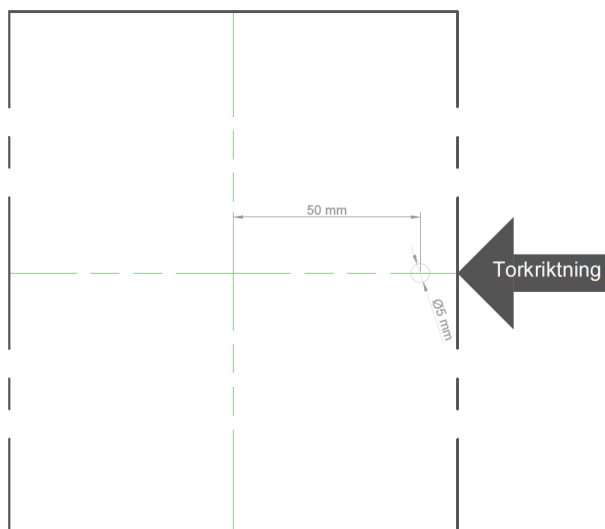
Cirka 5cm ovanför markeringen, d.v.s. närmare påltoppen, för respektive töjningsgivare borrades ett 5mm hål genom pålen för kabelgenomföring. Samtliga hål, på fram och baksida av bägge pålarna, borrades. Ytan för respektive töjningsgivare slipades för att skapa god yta inför limning av töjningsgivarna. Ytan slipades systematiskt ner tills en grovhet på P320 för sandpapper användes, se Figur 69. För att underlätta kabeldragning drogs ett styrsnöre från det borrarade hålet vid respektive markering ut genom stålörspålen. Detta styrsnöre syns till vänster om slipade ytan i Figur 69.



Figur 69: Slutgiltig yta för givare då slipning är utförd. I figuren ses ytan för givare F 2,8-C

4.5.2.1. Limning av töjningsgivare

Då samtliga ytor var slipade kunde limning av givare påbörjas. Först rengörs ytan med torkduk som är blötlagd med acetone. Torkningarna sker från kanten av ytan närmast påltopp mot kanten av ytan närmast pålfot, likt Figur 70.



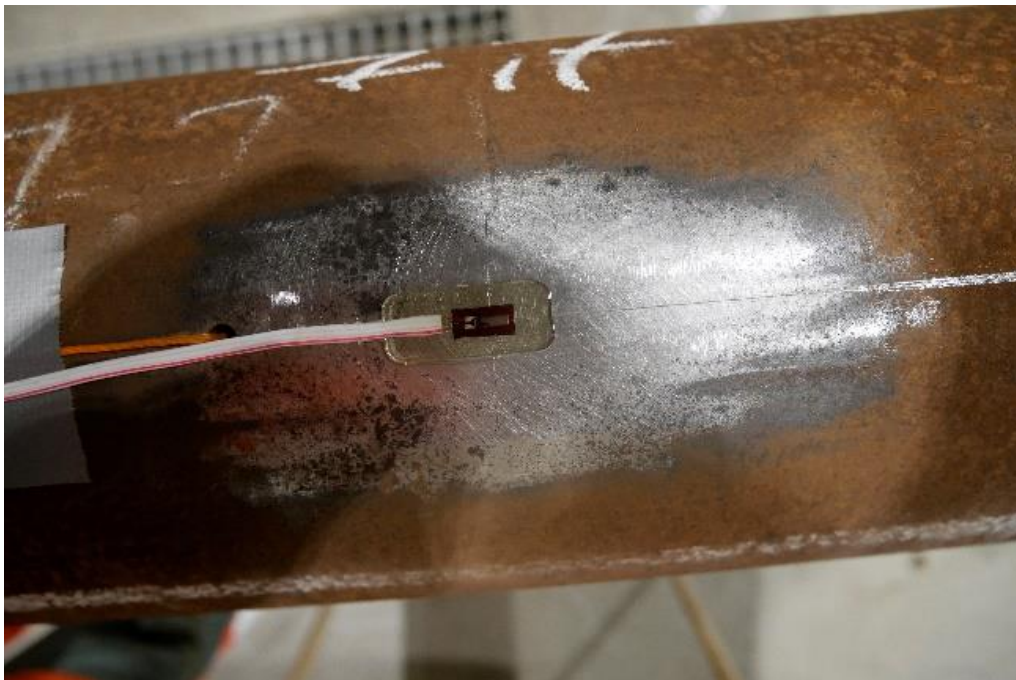
Figur 70: Schematisk skiss över torkriktning

Därpå rengörs ytan med torkpapper som är blötlagd med isopropanol, torkningarna sker på samma vis som redogörs i Figur 70. Skyddade trådtöjningsgivare från KYOWA har installerats på samtliga pålar. 10 givare med en kabellängd på 25 m samt 60 givare med en kabellängd på 20 m har beställts. De givare med längst kabel, d.v.s. 25m, limmas på nivåerna 14 & 15 på både den cirkulära samt VKR-pålen. Kvarvarande sex givare användes som reserv ifall något misstag skulle ske. Innan arbete med respektive givare påbörjas kontrolleras att givaren är intakt och ger korrekt resistans. Detta görs med hjälp av multimeter och givaren ses som intakt om mätaren visar 350 ohm. Ifall givaren inte visar korrekt resistans kasseras felaktig givare och en ny används. För att limma givarna användes vanlig genomskinlig hushållstejp för att rikta in givarna i rätt position. Givarna togs först ur sin förpackning, se Figur 71, och ovasidan av givaren, den sida som är uppåt i figuren, lades mot hushållstejpen.



Figur 71: Skyddad töjningsgivare i förpackning

Längs- och tvärgående markeringar på töjningsgivarna matchades med centrumlinjen samt den vinkelräta markeringen. Den sida av töjningsgivaren som inte var fasttejpade i hushållstejpen appliceras med lim från leverantör. Tejpen tillsammans med givaren trycks mot stålrörspålen och tryck appliceras i minst 1 minut. Efter cirka 1 minut dras hushållstejpen försiktigt av och töjningsgivaren kontrolleras att den är ordentligt fastlimmad. En limmad givare kan ses i Figur 72, i detta fall syns F 7,7-C.



Figur 72: Fastlimmad givare på den cirkulära stålrörspålen, i detta fall givare F 7,7-C

Direkt efter givaren applicerats täcktes givaren med AK-22, ett lerliknande material som skyddar givarna. AK-22 är ett mekaniskt skydd som skyddar givarna från lättare stötar samt förhindrar inträngning av vatten. AK-22 rekommenderas av KYOWA för skydd i liknande förhållande. En givare där AK-22 applicerats kan ses i Figur 73. Då AK-22 applicerats på givaren kontrolleras att givaren fortfarande är intakt och visar korrekt resistans. Detta görs med hjälp av en multimeter där givaren ses som intakt om mätaren redovisar 350 ohm. Ifall givaren inte visar korrekt resistans rivs givaren bort, ytan slipas, görs rent och limningprocessen repeteras. För att ytterligare skydda givarna täcktes AK-22 med aluminiumtejp vilket ses i Figur 74. Då samtliga töjningsgivare limmats och täckts påbörjas kabel genommatning. Kablarna fästes i styrssnöret och matas ut genom påltoppen. Kablarna sorteras och fästes i påltoppen, se Figur 75 och Figur 76.



Figur 73: Givare som skyddats med AK-22



Figur 74: Givare som skyddats med aluminiumtejp



Figur 75: Ordning på kablar ur VKR-påle



Figur 76: Ordning på kablar från cirkulära stålörspåle

Då samtliga kablar är i ordning samt har fått rätt beteckning görs åter en kontroll att givaren och kabeln är intakt. Detta görs med en multimeter och givaren ses som intakt ifall mätaren visar 350 ohm. Samtliga kablar påvisade korrekt mätvärde, därav behövdes inget arbete göras om. De sista stegen var att tejpa över hela givaren samt kabeln med aluminiumtejp och silvertejp. I Figur 77 syns en givare med dragen kabel, notera att kabeln inte dragits fullständigt och därav inte täckts med aluminiumtejp. När detta gjorts tejpades hela ytan med silvertejp för att ytterligare skydda givarna, detta visas i Figur 78.



Figur 77: Töjningsgivare med dragen kabel, notera att kabeln inte täcks med aluminiumtejp



Figur 78: Cirkulär stålrörspåle med skyddade givare

4.5.2.2. Provpåle

Före arbetet ovan påbörjas görs en kontroll att töjningsgivarna överlever neddrivning i ren lera. Enligt samma beskrivning som ovan, med borrar, slipning, rengöring samt limning instrumenteras en töjningsgivare på en avkapad cirkulär stålrörspåle cirka 2 meter lång. Denna avkapade stålrörspåle har samma diameter som övriga cirkulära stålrörspålar. Den limmade givaren kan ses i Figur 79. Provpålen installeras med hjälp av hjulgrävare, se Figur 80, och då pålen nedtryckt i leran kontrolleras givaren med hjälp av multimeter likt tidigare beskrivet. Provpålen dras sedan upp ur leran och givaren kontrolleras visuellt, se Figur 81. Töjningsgivaren klarade av neddrivning och därmed påbörjades instrumentering enligt avsnitt 4.5



Figur 79: Limmad givare på provpåle



Figur 80: Installerad provpåle med töjningsgivare i lera



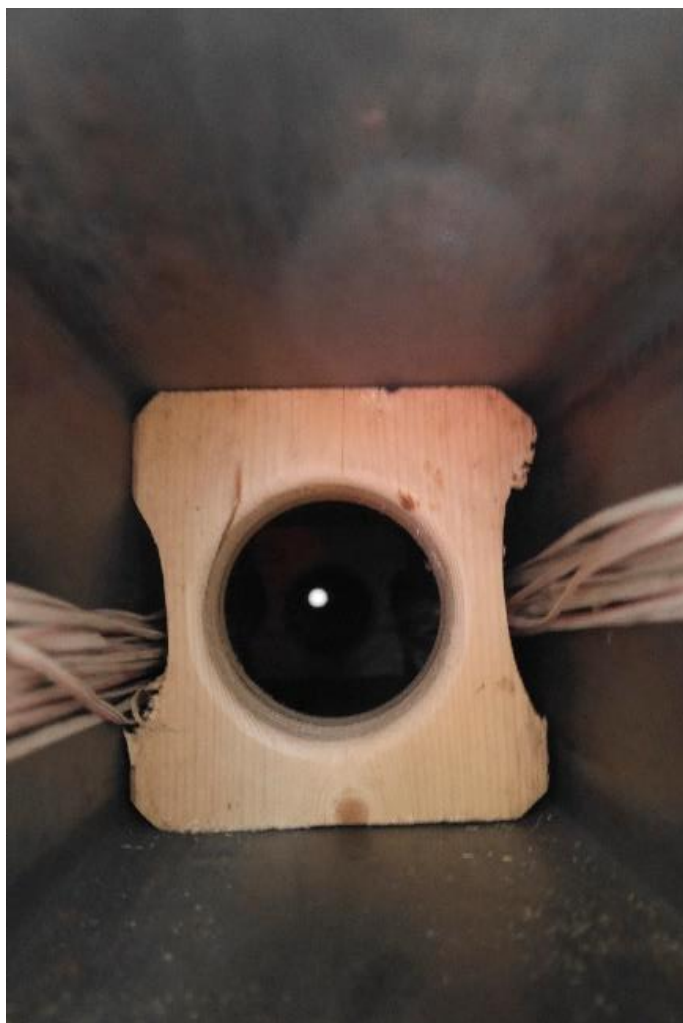
Figur 81: Visuell inspektion av givare efter uppdragning av provpåle

4.5.3. Installation inklinometerrör

Spårade inklinometerrör med en ytterdiameter på 70mm har använts. Två metoder användes för att installera inklinometerrören inuti stålrörspålarna utan att skada kablarna för töjningsgivarna, en för VKR-pålen och en för de cirkulära stålrörspålarna. I den översta halvan av pålarna (0 till 6m från påltoppen) installerades inklinometerrör. Inklinometerrören som installerades i stålrörspålarna med töjningsgivarna positionerades så att skårorna i röret är parallella och vinkelräta mot töjningsgivarna.

4.5.3.1. Installation av inklinometerrör i VKR-påle

För att fixera inklinometerröret längsmed VKR-pålens centrumlinje nyttjades 8 trädistanter. Distanserna sågades 127 gånger 127mm för att passa inuti VKR-pålen. I distanserna gjordes ett 76mm i diameter stort hål, centrerat i mitten av distansen. I två parallella kanter gjordes mindre utsågningar som skåra för att inte skava på kablarna från töjningsgivarna. I Figur 82 ses en distans inuti VKR-pålen.



Figur 82: Trädistans inuti VKR-påle

För att förhindra att distanserna rörde sig eller välte då inklinometerröret trycktes igenom det centrerade hålet behövde distanserna fästas i stålrörspålen. De 8 distanserna fästes på följande djup från påltoppen: 0,2, 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 3,0, 4,5, 6,0 meter. Först roterades VKR-pålen så samtliga givare fanns parallellt golvet, se VKR-påle i Figur 78. Med hjälp av måttband mättes och markerades djupen på utsidan pålen. Tre parallella hål gjordes vid respektive djup, två nära kanterna och en centrerat på VKR-pålen. Därefter sköts en distans till varje djup med hjälp av inklinometerröret, där markeringar för respektive djup gjorts på utsidan av inklinometerröret. En kontroll att trädistansen var i rätt position gjordes genom att se trädistansen genom de tre hål som borrats i stålrörspålen. Två träskruvar sattes i de två hål som gjorts vid kanterna av VKR-pålen, detta kan ses i Figur 83. I det centrerade hålet borrades ett hål genom trädistansen för att senare fyllas med fogskum. Då samtliga trädistanser var positionerade och fastskruvade på sin rätta plats trycktes inklinometerröret genom samtliga distanser tills toppen inklinometerröret var i höjd med påltoppen, vilket kan ses i Figur 84. För att förhindra ytterligare rörelse fylls det centrerade hålet vid varje distans med fogskum. Fugskum fylls i hålet tills skum kommer upp ur hålet vilket ses i Figur 85. Runt första distansen, vilken syns i Figur 84, fylls rejält med fogskum.



Figur 83: Fastskruvad trädistsans, i bilden ses även det centrerade hål som gjorts i VKR-pålen



Figur 84: Inklinometer i VKR-påle



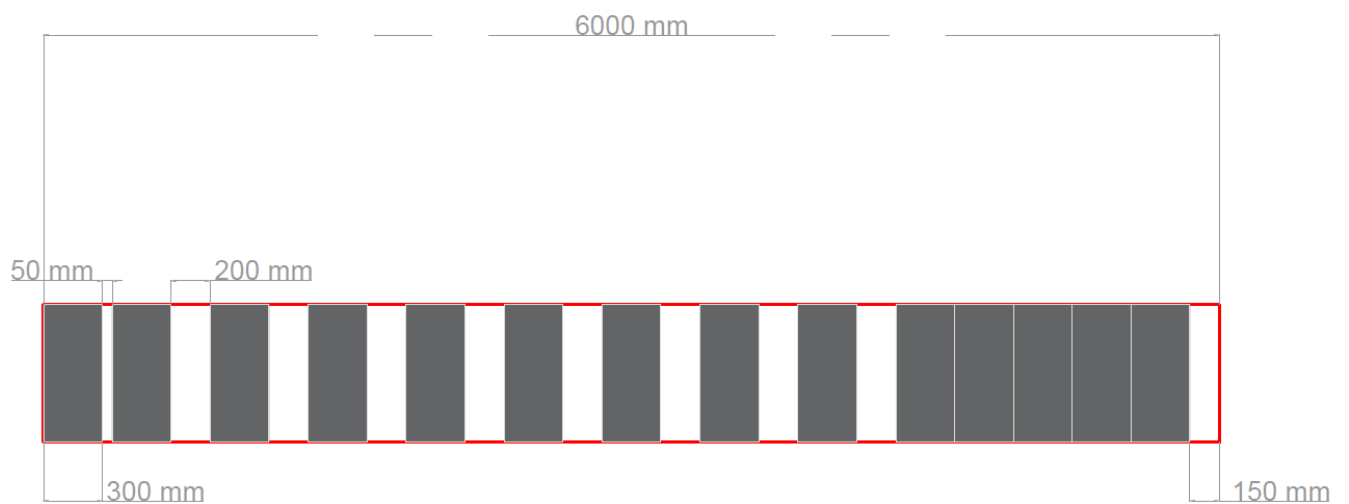
Figur 85: Centrerade hålen fylls med fogs-kum

4.5.3.2. Installation av inklinometerrör i cirkulära stålrörspålar

För att installera inklinometerrören i de cirkulära stålrörspålar fästets distanser för dragstag runt inklinometerröret. Distanserna ses i Figur 86 och har en längd på 30 cm. Distanserna placeras enligt Figur 87. Distanserna fästes i inklinometerröret med hjälp av silvertejp.



Figur 86: Distanser runt inklinometerröret



Figur 87: Positionering av distanser längst inklinometerrör

Positionen för centrum av samtliga distanser mäts och markeras på bägge cirkulära stålörspålar. Hål borrar på utsidan av stålörspålarna, vid samtliga markeringar, med hjälp av magnetborren. Hålen borrarades för att kunna spruta in fogskum i stålörspålen, se Figur 88. Fogskummet skall användas för att förhindra rörelse av inklinometerröret inuti stålörspålen. Då håltagningen gjorts trycks inklinometerröret med fasttejpade distanser in i de cirkulära stålörspålarna. Arbetet görs särskilt försiktigt i stålörspålen med töjningsgivare för att undvika skador på kablar. När inklinometerröret positionerats på korrekt position fylls de nygjorda hålen med fogskum, vilket ses i Figur 89. Liknande VKR-pålen fylls på toppen med fogskum, vilket syns i Figur 90. Då inklinometerröret installerats i stålörspålen utan givare markeras riktning av skårar på utsidan av pålen med hjälp av krita och spritpenna. Detta för att underlätta installationsprocessen.



Figur 88: Håltagning i cirkulär stålörspåle utan töjningsgivare



Figur 89: Nygjorda hål fylls med fogskum i de cirkulära stålörspåarna



Figur 90: Påltopp fylls med fogskum

4.5.4. Övrigt arbete med stålrörspålarna

Då pålfoten var öppen för samtliga pålar skapades handgjorda planskor. För VKR-pålen sågades två rektangulära träskivor, en med kantlängden likt pålens ytterkant och en med kantlängd likt pålens innerkant. Planskon kan ses i Figur 91. Planskon fästes i pålen med träskruv genom förborrade hål i stålpålen, detta kan ses i Figur 92.

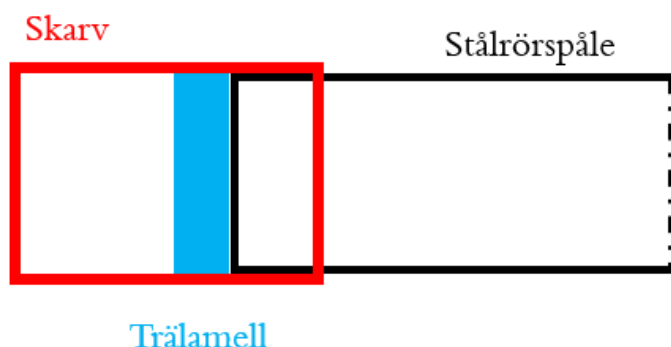


Figur 91: Plansko för VKR-påle



Figur 92: Plansko fästskruvad i VKR-påle

För den cirkulära stålrörspålen med töjningsgivare sågades en rund träskiva med hjälp av sticksåg. Träskivan sågades i stålrörspålens ytterdiameter för att passa inuti skarven och samtidigt ligga mot stålrörspålen, en schematisk skiss ses i Figur 93. Planskon fästes med hjälp av träskruv genom förborrade hål i stålrörspålen.



Figur 93: Schematisk skiss över plansko för cirkulära stålrörspålen med töjningsgivare

För stålrörspålen utan töjningsgivare antas en mer primitiv plansko, två träplankor med måtten 2 tum 4 sågas i lämplig längd för att kilas fast likt träskivan. Träplankorna sågas i cirka 12–13 cm långa bitar och slås fast med hjälp av slägga. De fastkilade träplankorna ses i Figur 94. Då samtliga planskor var på plats var samtliga pålar redo för transport och installation.



Figur 94: Fastkilade träplankor i cirkulär stålrörspåle utan givare

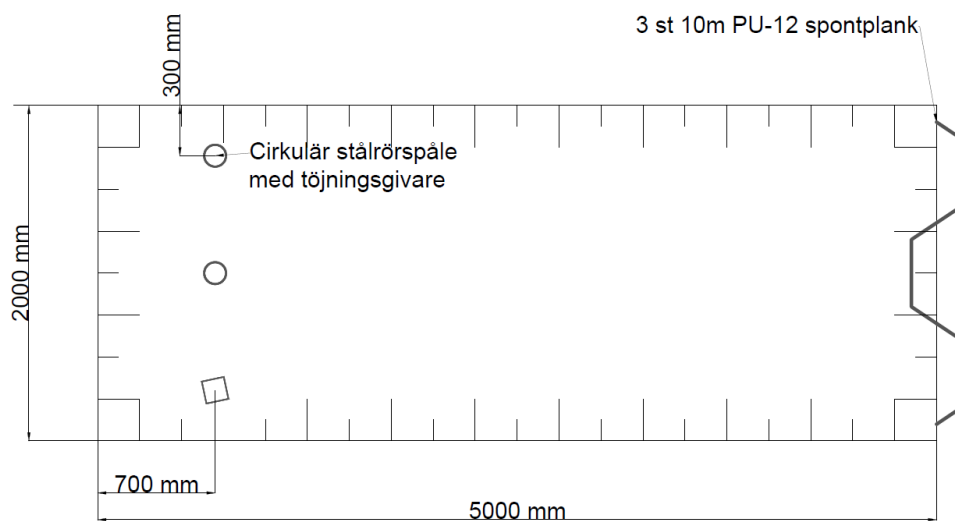
4.6. Installation

Samtliga pålar transporterades, från verkstaden, där instrumentering enligt avsnitt 4.5 skett, till området som ses i Figur 34, med hjälp av kranbil. Särskild försiktighet åttas för att undvika skador på instrumenteringen. Installationen utfördes den 20 april 2021.

Installationsarbetet består av installation av tre 10 meter PU-12 spontplankor och de tre instrumenterade stålrörspålarna. Det utschaktade området ses i Figur 95, i den högra sidan av schakten finns ledningar från närliggande byggetablering. Arbetet påbörjades genom utsättning av position för spontplankor. Utsättningen skedde längst med ledningarna i Figur 95. Markeringen för pålar valdes nära motsatt sida av schaktbotten för att undvika inverkan av passivt jordtryck då spontplankorna mobiliseras mot stålrörspålarna. VKR-pålen samt den cirkulära stålrörspålen med töjningsgivaren valdes positioneras i ytterkanterna av schakten. Den cirkulära stålrörspålen utan töjningsgivare positionerades i mitten av schaktgropen. En schematisk skiss över positioneringen av spontplank samt stålrörspålar i schaktgropen kan ses i Figur 96.

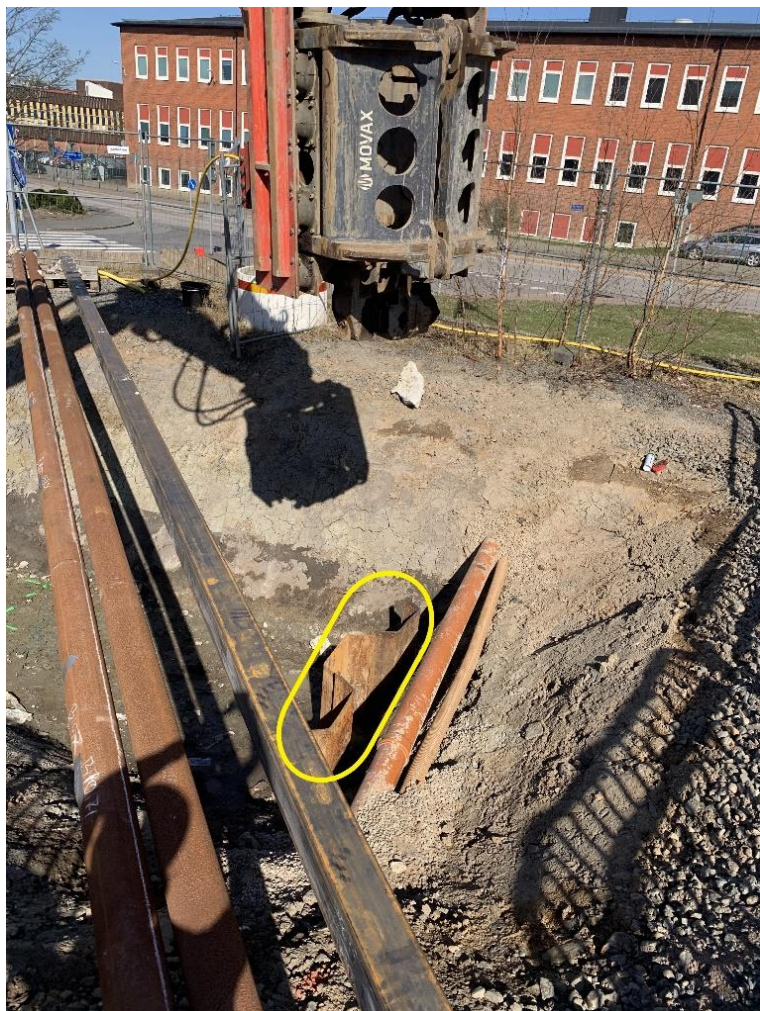


Figur 95: Installationsområde, markeringar för installation syns i schaktbotten



Figur 96: Schematisk skiss över position för spontplank samt stålörspålar

Samtliga arbeten under detta avsnitt utfördes med spontmaskin utrustad med MOVAX, med möjlighet att installera stålörspålar i de givna dimensionerna. Samtliga spontplankor släpptes i höjd med ledningarna, se Figur 97. Detta så spontplankorna kan greppas åt med MOVAX:en och att spontplankorna kan dras upp ur leran. Därpå drogs en rak markering från centrum av mittersta spontplanka till markeringen där respektive stålörspåle skall installeras.



Figur 97: Position för samtliga spontplank, spontplankor är inringade

Den cirkulära stålörspålen med töjningsgivare installerades med givarna vridna mot den raka markeringen, mot den mittersta spontplankan. Vid installation undveks vibration för att förhindra skador på töjningsgivare och/eller inklinometerrör. Noggrant arbete utfördes för att stålörspålen skulle installeras lodrätt samt så töjningsgivarna vinklades korrekt. Att stålörspålen är lodrät kontrollerades kontinuerligt med hjälp av vattenpass, se Figur 98.



Figur 98: Kontroll så stålrörspålen installerades lodrätt samt så töjningsgivare vinklas korrekt

Neddrivning utan vibrering fungerade till cirka 8 meters djup, vid detta djup kunde stålrörspålen inte neddrivas utan vibrering, detta ses i Figur 99. För att driva stålrörspålen vidare påbörjades en försiktig vibrering. Då vibrering påbörjades lossnade inklinometerröret inuti stålrörspålen. Då inklinometerröret mobiliserades drogs kablar från töjningsgivare ned i stålrörspålen. Arbetet avslutades, situationen analyserades och stålrörspålen drogs upp ur leran. Inklinometerröret samt tillhörande kablar matades ut ur påltoppen. Vid observation sågs att flertalet kablar har skavts och skadas.



Figur 99: Djup då stålrörspålen inte kunde drivas vidare utan vibrering

Den cirkulära stålrörspålen med töjningsgivare lades åt sidan och arbetet med den cirkulära stålrörspålen utan töjningsgivare påbörjas. Inklinometerroret drogs ut ur stålrörspålen utan töjningsgivare så arbete endast utförs med en tom påle. Den tomma stålrörspålen användes som pryl för att skapa ett hålrum som resterande pålar kunde installeras i, se Figur 100. Vid prylning uppmärksammades ett sandskikt vid 8 meters djup med en mäktighet på cirka 1 meter. Under sandskiktet återkommer cirka 1 meter lera tills moränbotten träffas vid cirka 11 meters djup. Prylning av samtliga positioner utfördes med den tomma stålrörspålen.



Figur 100: Prylningsarbete med tom stålörspåle

Då samtliga stålörspålar var 12 meter långa kapades cirka 0,5-1m av samtliga pålar i pålfoten för att undvika bottenmoränen. Pålfötterna kapas med hjälp av gasbrännare. I samband med kapning lämnades planskorna i stumparna. För stålörspålarna med töjningsgivare försvann töjningsgivaren vid 11,8 meters djup, d.v.s. F 11,8-C & F 11,8-V försvann.



Figur 101: Kapning av pålfot med gasbrännare

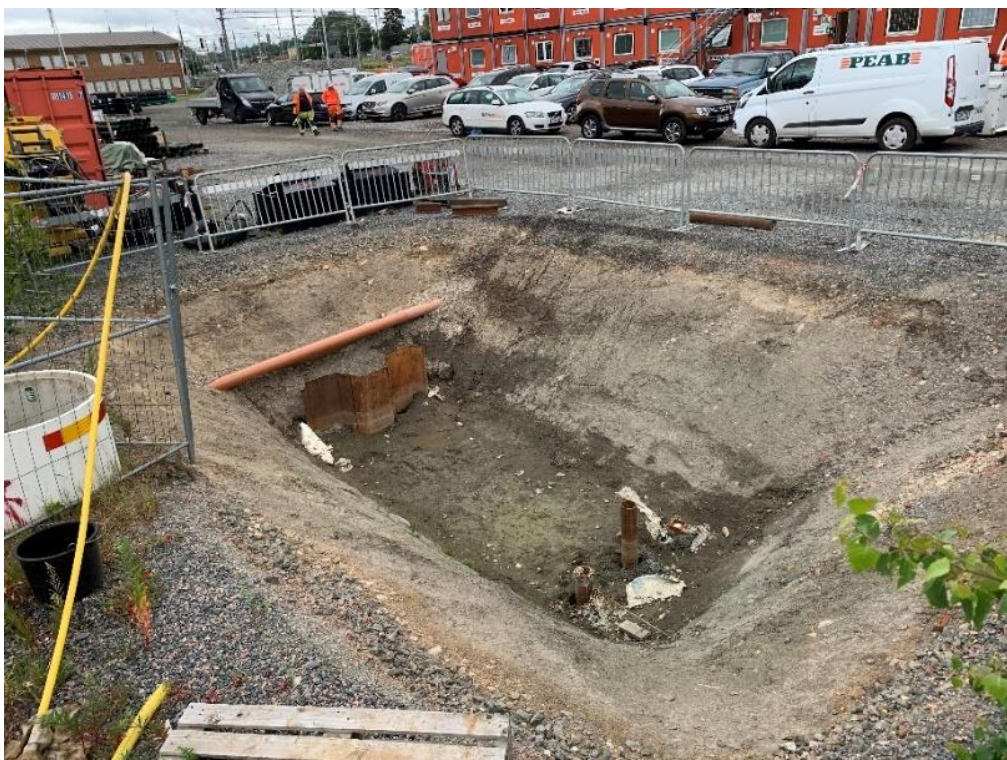
Då prylningsarbetet samt kapning av stålrörspålar gjorts påbörjades installation av stålrörspålar med töjningsgivare åter, se Figur 102. Installationsarbetet slutfördes utan vidare komplikationer. De installerade stålrörspålar med töjningsgivare kan ses i Figur 103. Schaktgrop efter installation är färdig redovisas i Figur 104, den cirkulära stålrörspålen närmast är med töjningsgivare. Då töjningsgivarna i den cirkulära stålrörspålen förstörts vid installation fokuseras mätningar med inklinometer i denna.



Figur 102: Installation av VKR-påle



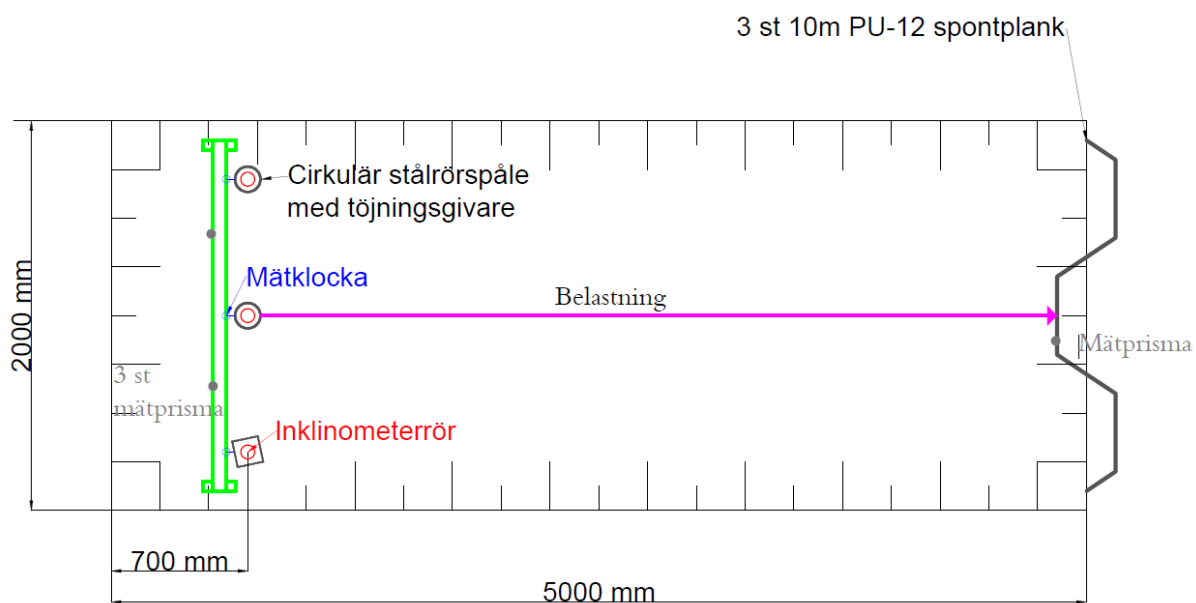
Figur 103: Samtliga stålörspålar är installerade



Figur 104: Schaktgrop då installation är färdig

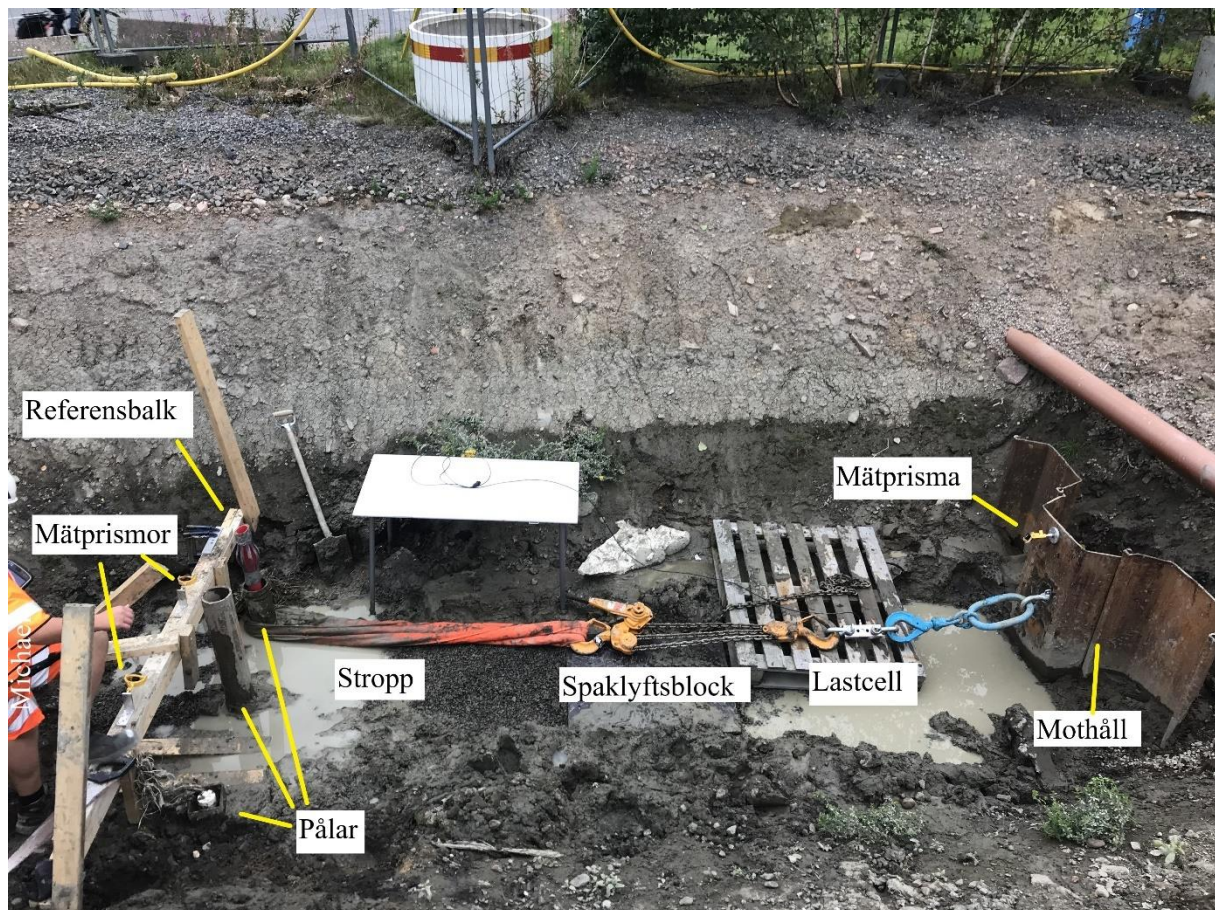
4.7. Belastning

Belastning utfördes 25 augusti 2021. Schakten tömdes på vatten innan arbetet påbörjades. Bakom pålarna sattes en referensbalk, i vilken fästes en mätklocka för att mäta deformationen av påltoppen. Två prismor fästes i referensbalken samt en i spontplankorna. Dessa användes för att mäta rörelsen av spontplankorna samt referensbalken. Uppställningen av provområdet med mätinstrument kan ses i Figur 105. Då inklinometerröret som dragits ut ur mittersta pålen vid installation skulle installeras ånyo gick denna ej att installera till önskvärdigt djup. Det observerades att pålen var fylld med lera. Slambil beställdes och tömde pålen på lera ned till cirka 4 meters djup. I cirkulära pålen där töjningsgivare varit installerade (översta pålen i Figur 105) har inklinometerröret lämnats inuti vid installation. Detta inklinometerrör har fastnat inuti pålen och mätning är ej möjligt med detta. I stället trycks inklinometerröret fortsatt nedåt med hjälp av hjulgrävare och regel. Inklinometerröret trycks ned till sådant djup att ett annat inklinometerrör kan installeras ovan. Mätningar är då möjliga till cirka 4,5 meters djup. Ett inklinometerrör används för att mäta förskjutningen i de två cirkulära stålörspålarna. Då inklinometerröret som användes var 6 meter långt behövdes detta kapas. Det kapades strax över överkantpåle för att underlätta flytt av inklinometerrör mellan pålarna.



Figur 105: Uppställning av provområde med mätinstrument

Testuppställningsplatsen kan ses i Figur 106. Två runda hål gjordes i den mittersta spontplankan. Distansen mellan hålen var cirka 5cm. En schakel fästet i spontplankan i vilken en kort kätting med lyftögla fästes. En schakel fästes i lyftögla i vilken en lastcell fästes. I andra änden av lastcellen fästes åter en schakel och denna schakeln kopplades i ett spaklyftsblock med 9 tons lyftkraft. I spaklyftsblocket kopplades en stropp på 10 ton som lades runt respektive påle. För att förhindra att stroppen gled av pålen, samt belastade pålen vid markytan, svetsades en ståklack fast på samtliga pålar. Denna klack svetsades på samma höjd ovanför markytan på samtliga pålar. Avståndet från toppen av inklinometererröret till belastningspunkten mättes för samtliga pålar och redovisas i Tabell 16. Belastning utförs enligt belastningsschemat som redovisas i Tabell 17. Detta belastningsschema kan ses som ett modifierat standardschema. Den maximala lasten har antagits till cirka 50 kN.



Figur 106: Testuppställning för transversalbelastning

Tabell 16: Avstånd från belastningspunkt till överkant inklinometererrör

Påle	Avstånd från överkant inklinometererrör till belastningspunkt [cm]
Cirkulär påle med töjningsgivare	35
Cirkulär påle utan töjningsgivare	106
VKR-påle	0

Tabell 17: Belastningsschema som används vid fältförsök

Belastning [kN]	Tid [min]
0	0
6	10
0	5
12	10
0	5
19	10
0	5
25	10
0	5
30	10
35	10
40	10
45	10
Max	10
0	5
Tot	115

För de två cirkulära stålrörspålen är belastning inte möjlig till högre last än 45kN. Detta då pålen deformeras för mycket i sidled att ökning av lasten inte är möjlig. För VKR-pålen ökas lasten från 45 kN till 50 och sedan 55 kN. Bägge laststegen hölls i 10 minuter och förskjutningen mäts före och efter lastökning. Inmätning av prismorna gjordes före och efter belastning av respektive påle. Mätklockan var manuell och förskjutningen mättes efter och innan nytt laststeg påbörjades. Inclinometermätning gjordes efter och innan varje laststeg. Tyvärr fungerade inga givare i den cirkulära stålrörspålen med töjningsgivare. För VKR-pålen gav hälften av töjningsgivarna signal. Dessa töjningsgivare gav dock inga rimliga mätvärden utan mätning med töjningsgivare fick helt slopas.

För att underlätta namnsätts de olika pålarna. Den cirkulära pålen med töjningsgivare, överst i Figur 105 kallas för "Påle 1". Den mittersta pålen kallas för "Påle 2" och VKR-pålen för "Påle 3". Belastning utfördes systematiskt där Påle 1 belastades först. Innan experimentet påbörjades hade kapaciteten av transversalbelastning antagits större än den verkliga var. Då belastning av Påle 1 påbörjades följdes ett annat belastningsschema som senare reviderades till det belastningsschema som redovisas i Tabell 17.

Innan belastningsschemat reviderades ökade lasten från 6kN till 25kN direkt. Alltså gjordes inga mätningar av Påle 1 vid laststeget 12 och 19kN. Belastning utfördes och förskjutningarna mättes. Då förskjutningarna blev större än mätklockans kapacitet gjordes även kontrollmätningar med tumstock från referensbalken till påltoppen. Inmätningarna av mätprismorna redovisade att varken spontplankor eller referensbalken rörde sig avsevärt. Inmätningarna redovisade maximal rörelse på 8mm. Belastningen av pålarna redovisas nedan. Belastning av Påle 1 redovisas i Figur 107. Påle 2 redovisas i Figur 108 och Figur 109, där Figur 109 redovisar spricka som uppstod mellan Påle 1 & 2. I Figur 110 redovisas belastningen av VKR-pålen.



Figur 107: Belastning av Påle 1



Figur 108: Belastning av Pål 2



Figur 109: Belastning av Påle 2, här ses även spricka mellan Påle 1 & 2



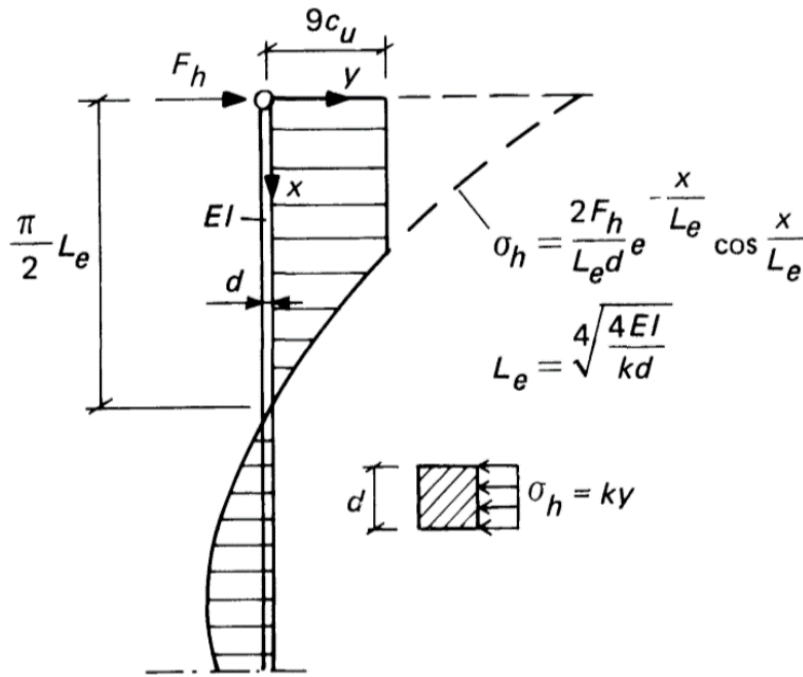
Figur 110: Belastning av Påle 3

5. Analytiska metoder

I detta kapitel redovisas ekvationerna som behövs för att genomföra de analytiska beräkningarna. Dessa används för att jämföra resultat från fältförsök.

5.1. Handboken Bygg Geoteknik

Handboken Bygg Geoteknik (1984) ger följande förklaring för en transversellt belastad påle, se Figur 111, pålelementet är långt och jordens respons plastiskt till ett visst djup. Spänningsfördelningen är oberoende av pålelementets form, kvadratiske och cirkulära stålrörspålsars respons är samma (Stål et al., 1984).



Figur 111: Transversellt belastad påle enligt *Handboken Bygg Geoteknik* (Stål et al., 1984)

Då plasticering av en jordprofil utav lera sker har leran en maximal kapacitet på 6 till 9 gånger den odränerade skjuvhållfastheten c_u , d.v.s. bärighetsfaktorn N_p antas mellan 6 och 9 (Stål et al., 1984). Då funktionen

$$\sigma_h(z) = \frac{2 * F_h}{L_e * d} e^{-\frac{z}{L_e}} * \cos \left(\frac{z}{L_e} \right) \quad (58)$$

här redovisar lägre spänning än lerans kapacitet sker en kurvanpassning till funktionen. I funktionen redovisar F_h transversalkraften, L_e den elastiska längden, d kantlängden av pålelementet samt z djupet i jordprofilen (Stål et al., 1984). Den elastiska längden av jordprofilen definieras som

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E_p * I_p}{k * d}} \quad (59)$$

här k är bäddmodulen för jordprofilen, d kantlängden, E_p elasticitetsmodulen för pålelementet samt I_p tröghetsmomentet för pålelementet (Stål et al., 1984). Den elastiska längden som ges i ekvation (59) är liknande till den dimensionslösa faktorn β som ges i ekvation (29). Ifall kapaciteten på leran antas till N_p gånger den odränerade skjuvhållfastheten så kan en korrekt spänningsfördelningsfunktion längst pålelementet definieras som (Broms, 1965; Stål et al., 1984)

$$\sigma_h(z) = \begin{cases} N_p * c_u \text{ om } N_p * c_u \geq \frac{2 * F_h}{L_e * d} e^{-\frac{z}{L_e}} * \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) \\ \frac{2 * F_h}{L_e * d} e^{-\frac{z}{L_e}} * \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) \text{ om } \frac{2 * F_h}{L_e * d} e^{-\frac{z}{L_e}} * \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) > N_p * c_u \end{cases} \quad (60)$$

Djupet där kapaciteten på leran och kurvanpassningen enligt ekvation (60) är samma kan betecknas z_{crit} , genom integrering enligt ekvation (27) kan tvärkraftsfördelningen längst djupet erhållas enligt (Broms, 1965)

$$V(z) = - \int_{z=0}^{z=L_p} (\sigma_h(z) * d) dz = - (N_p * c_u * d * [z]_{z=0}^{z=z_{crit}} + F_h * \left[e^{-\frac{z}{L_e}} * \left(\sin\left(\frac{z}{L_e}\right) - \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) \right) \right]_{z=z_{crit}}^{z=L_p}) \quad (61)$$

Genom ekvation (2) kan momentfördelningen längst pålelementet erhållas genom

$$M(z) = \int V(z) dz = - \left(N_p * c_u * d * \left[\frac{z^2}{2} \right]_{z=0}^{z=z_{crit}} - F_h * L_e * \left[e^{-\frac{z}{L_e}} * \sin\left(\frac{z}{L_e}\right) \right]_{z_{crit}}^{z=L_p} \right) \quad (62)$$

Genom ekvation (60), (61) och (62) kan spänning-, tvärkrafts- samt momentsfördelningen redovisas som funktioner mot djupet i jordprofilen. Baserat på elastiska linjens differentialekvation kan lutningsvinkeln $y'(z)$ och utböjningen $y(z)$ bestämmas genom vidare integrering av ekvation (62). Då erhålls lutningsvinkeln som

$$y'(z) = \frac{1}{EI} * \int M(z) dz = \frac{1}{EI} * \left(N_p * c_u * d * \left[\frac{z^3}{6} \right]_{z=0}^{z=z_{crit}} + \frac{F_h * L_e^2}{2} * \left[e^{-\frac{z}{L_e}} * \left(\sin\left(\frac{z}{L_e}\right) + \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) \right) \right]_{z_{crit}}^{z=L_p} \right) \quad (63)$$

$$y(z) = \frac{1}{EI} * \iint M(z) dz = \frac{1}{EI} * \left(N_p * c_u * d * \left[\frac{z^4}{24} \right]_{z=0}^{z=z_{crit}} + \frac{F_h * L_e^3}{2} * \left[e^{-\frac{z}{L_e}} * \cos\left(\frac{z}{L_e}\right) \right]_{z_{crit}}^{z=L_p} \right) \quad (64)$$

6. Resultat och analys

Resultat från analytiska beräkningar samt fältförsök presenteras nedan. För de analytiska beräkningarna antas jordprofilen bestå av ren lera. Materialparametrarna från det aktiva triaxialförsöket som analyserats i Bilaga 1 används för att utföra dessa beräkningar. Resultatet från de direkta skjuvförsöken har ej analyserats. Detta då resultatet erhöles författaren kort före presentation av examensarbetet

6.1. Bäddmodul

De olika analytiska metoderna för att beräkna transversalbelastning i en normalkonsoliderad lera ges nedan. Samtliga analytiska metoder baseras på bäddmodulen för lera, i teorin given tidigare har fyra metoder för att beräkna bäddmodulen givits, dessa fyra metoder jämförs mot varandra. Första bäddmodulen k_1 redovisas enligt Broms (1964). Elasticitetsmodulen som erhållits från kolven vid 4m används, detta är analyserat i bilaga 1. Den odränerad elasticitetsmodul $E_{50}=8\,621$ kPa och tillhörande odränerade skjuvhållfasthet $c_u=25$ kPa kan användas. Bäddmodulen beräknas genom ekvation (22) och (23) sätts in i ekvation (21)

$$k_1 = \alpha * \frac{K_{0,1}}{d} = n_1 * n_2 * \frac{1,67 * E_{50}}{d} \quad (65)$$

koefficienterna $n_1=0,32$ och $n_2=1$ fås från Tabell 7 respektive Tabell 8. Bäddmodulen för cirkulära stålrörspålen betecknas $k_{1,c}$ och för VKR-pålen $k_{1,v}$. Bäddmodulerna redovisas i Tabell 18.

Andra bäddmodulen k_2 redovisas av (Wu et al., 1998) fås genom ekvation (24) där styvheten av pålelementet ansätts till stålrörspålarna, se Tabell 11. Elasticitetsmodulerna E_{50} används och kontraktionstalet antas för en vattenmättad lera, d.v.s. $\nu_{soil}=0,5$. Andra bäddmodulen definieras då som

$$k_2 = \frac{0,65}{d} * \sqrt[12]{\frac{E_{50} * d^4}{E_s * I_s}} * \frac{E_{50}}{(1 - \nu_{soil}^2)} \quad (66)$$

där bäddmodulen för cirkulära stålrörspålen betecknas $k_{2,c}$ och för VKR-pålen $k_{2,v}$. Bäddmodulerna redovisas i Tabell 18.

Tredje bäddmodulen definieras som

$$k_3 = 200 * \frac{c_u}{d \text{ eller } b_p} \quad (67)$$

och fjärde som

$$k_4 = 80 * \frac{c_u}{d \text{ eller } b_p} \quad (68)$$

där $k_{3,c}$ och $k_{4,c}$ är bäddmodulerna för cirkulära pålen och $k_{3,v}$ och $k_{4,v}$ för VKR-pålen. Dessa bäddmoduler redovisas i Tabell 18.

Tabell 18: Samtliga bäddmoduler

Allmänt	Beteckning	Enhet	Bäddmodul
Bäddmodul 1	k_1		
Cirkulär	$k_{1,c}$	kPa/m	32 978,3
VKR	$k_{1,v}$	kPa/m	32 907,6
Bäddmodul 2	k_2		
Cirkulär	$k_{2,c}$	kPa/m	31 605,9
VKR	$k_{2,v}$	kPa/m	31 214,3
Bäddmodul 3	k_3		
Cirkulär	$k_{3,c}$	kPa/m	35 714,3
VKR	$k_{3,v}$	kPa/m	35 791,0
Bäddmodul 4	k_4		
Cirkulär	$k_{4,c}$	kPa/m	14 285,7
VKR	$k_{4,v}$	kPa/m	14 316,4

6.2. Kapacitet pålar

Tvärsnittsklassen för bägge påltyper har bestämts till TK1, därav kan flytled fås i pålarna. Den elastiska momentbärförmågan kan beräknas enligt SS-EN 1993-1-1, §6.2.5, ekvation (6.14) (SIS, 2005) som

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (69)$$

där partialkoefficienten $\gamma_{M0}=1,0$ för stål enligt EKS 11, kap 3.1.1. §11 (Boverket, 2021). Den elastiska momentkapaciteten för cirkulär stålrörspåle betecknas $M_{el,Rd,c}$ och för VKR-pålen $M_{el,Rd,v}$ och beräknas med värden från Tabell 11. Momentkapaciteterna redovisas i Tabell 19.

Tabell 19: Elastiskt momentkapacitet stålrörspålar

Allmänt	Beteckning	Enhet	Elastisk momentkapacitet
Cirkulär	$M_{el,Rd,c}$	kNm	54,296
VKR	$M_{el,Rd,v}$	kNm	50,055

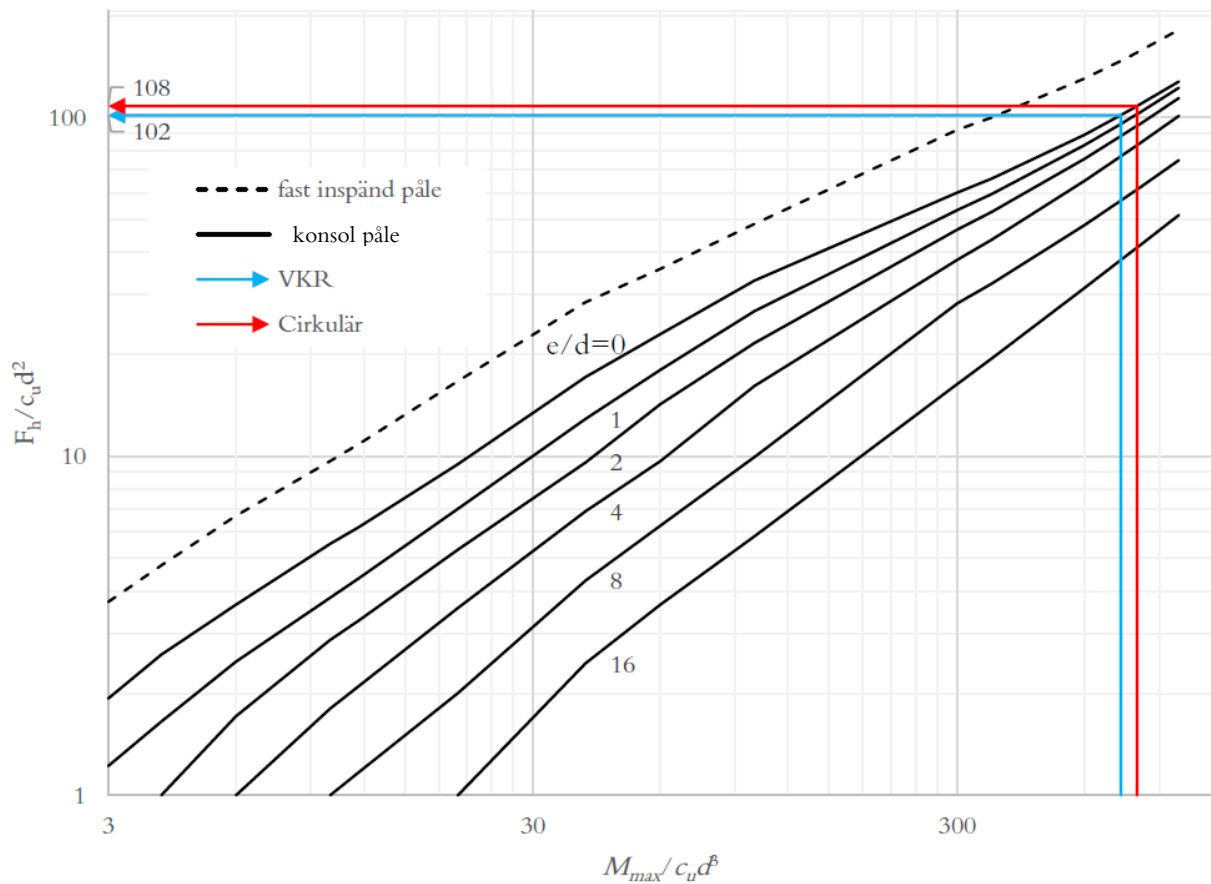
6.3. Brottlast

Baserat på Figur 15 kan transversallasten F_h som orsakar denna flytled bestämmas. Kvoten mellan momentkapaciteten, skjuvhållfastheten och pål-diameter eller kantlängd behöver beräknas. För förenkling kan skjuvhållfastheten i en jordprofil antas vara konstant, även ifall den varierar över djupet. Den odränerade skjuvhållfastheten, $c_u=25$ kPa, från triaxialförsöket med kolven från 4m används. Kvoten för VKR- och cirkulära stålrörspålen beräknas till

$$\frac{M_{el,Rd,c}}{c_u * d^3} = 729,7 \quad (70)$$

$$\frac{M_{el,Rd,v}}{c_u * b_p^3} = 796,6 \quad (71)$$

Figur 15 redovisar endast värden för förhållandet upp till 600. Av denna anledning linjärextrapoleras figuren tills önskvärda värden är nådda. Linjärextrapoleringen och värden för förhållandena enligt ekvation (70) och (71) redovisas i Figur 112.



Figur 112: Bärförmåga för långa pålar i lera, figuren har linjärt extrapolerat baserat på Figur 15

Brottlasten vilken orsakar flyttled i respektive påle kan då beräknas som

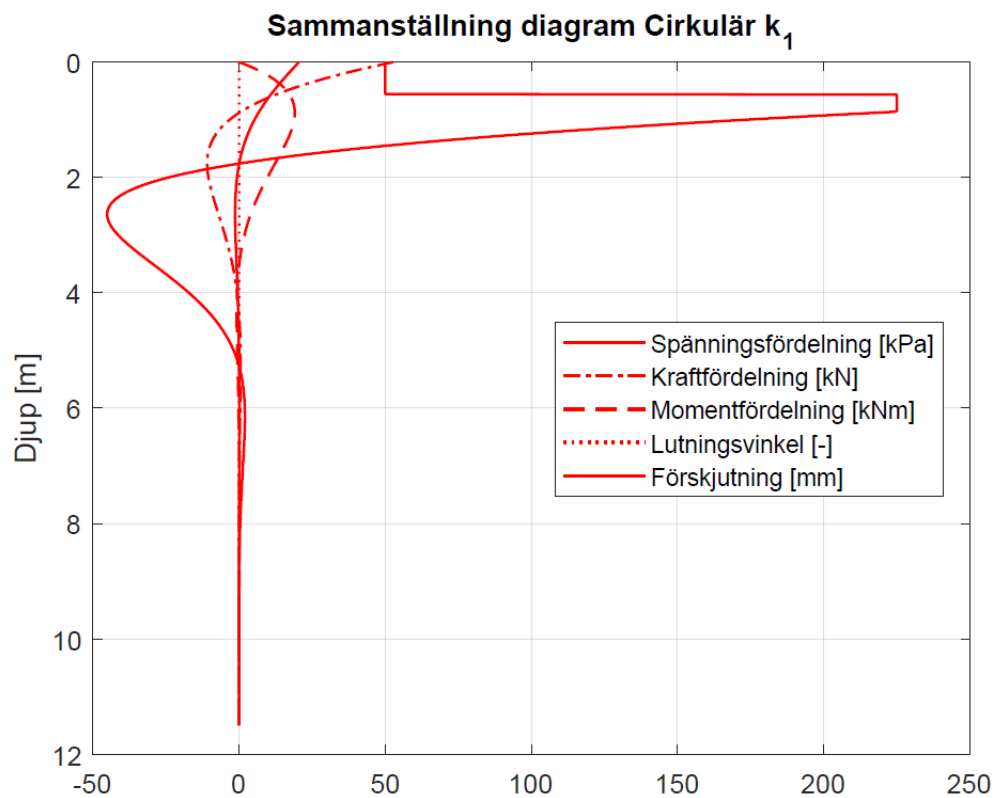
$$F_{h,c} = 108 * c_u * d^2 = 52,7 \text{ kN} \quad (72)$$

$$F_{h,v} = 102 * c_u * b_p^2 = 49,8 \text{ kN} \quad (73)$$

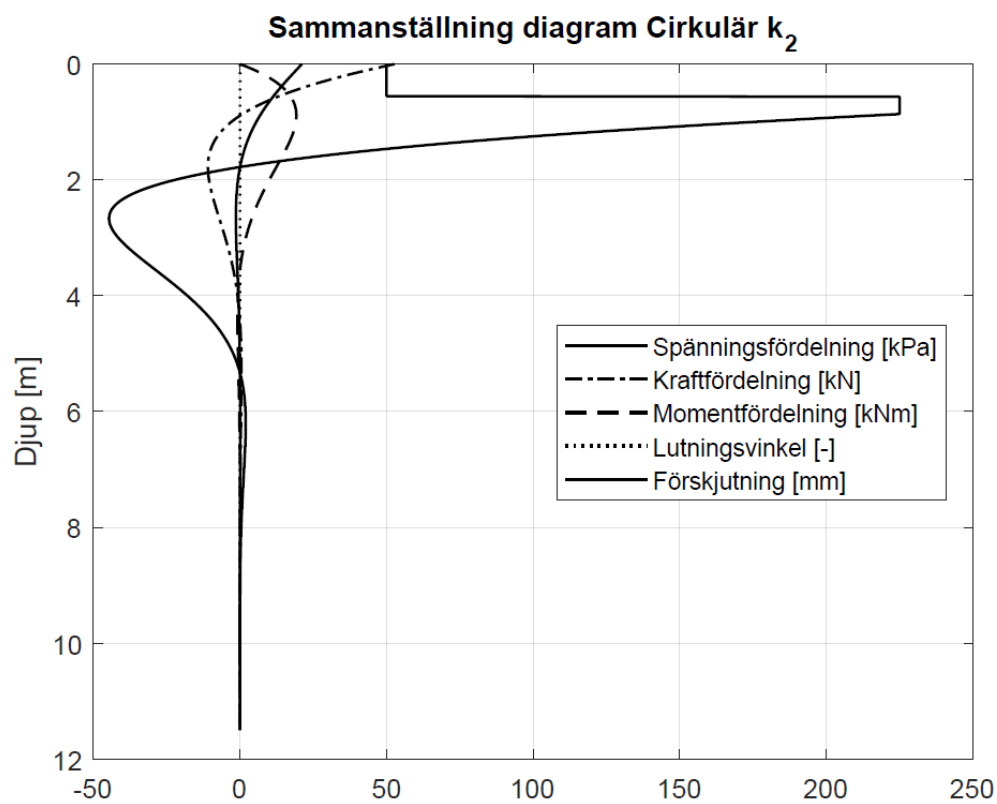
6.4. Spänning-, tvärkraft och momentfördelning

Antar att bärlighetsfaktorn N_p reduceras till 2 ned till en distans $2 \cdot d$ eller b_p från markytan. Därefter ökas bärlighetsfaktorn till 9 och är konstant över djupet. Enligt analytiska beräkningar redovisade i avsnitt 5.1 beräknas spänning-, tvärkraft och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutningen längst pålarna enligt ekvation (60), (61), (62), (63) och (64). Sammanställning av spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkeln och förskjutningen för cirkulär stålörspåle, beräknat med bäddmodul k_1 redovisas i Figur 113. För cirkulär stålörspåle, beräknat med bäddmodul k_2 i Figur 114, med k_3 i Figur 115 och k_4 i Figur 116. För VKR-påle, beräknat med bäddmodul k_1 i Figur 117. För VKR-påle, beräknat med bäddmodul k_2 i Figur 118, med k_3 i Figur 119 och k_4 i Figur 120.

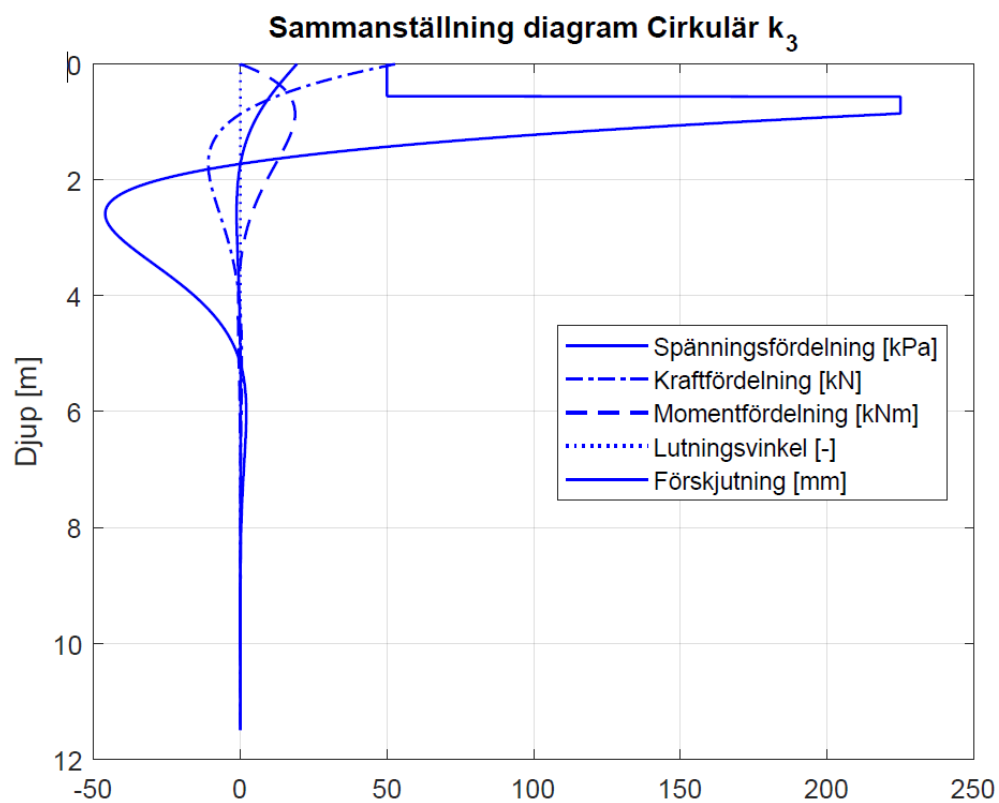
En jämförelse mellan spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkeln och förskjutningen för respektive påle och bäddmodul har skapats och redovisas i Figur 121, Figur 122, Figur 123, Figur 124 och Figur 125 respektive. Maximal och minimal spänning, tvärkraft, moment, lutningsvinkel och förskjutningen som verkar på respektive tvärsnitt kan bestämmas. Rotationspunkten z_{crit} där maximalt moment verkar erhålls kan även bestämmas. Samtliga värden redovisas i Tabell 20 för cirkulära tvärsnittet och Tabell 21 för kvadratiska tvärsnittet.



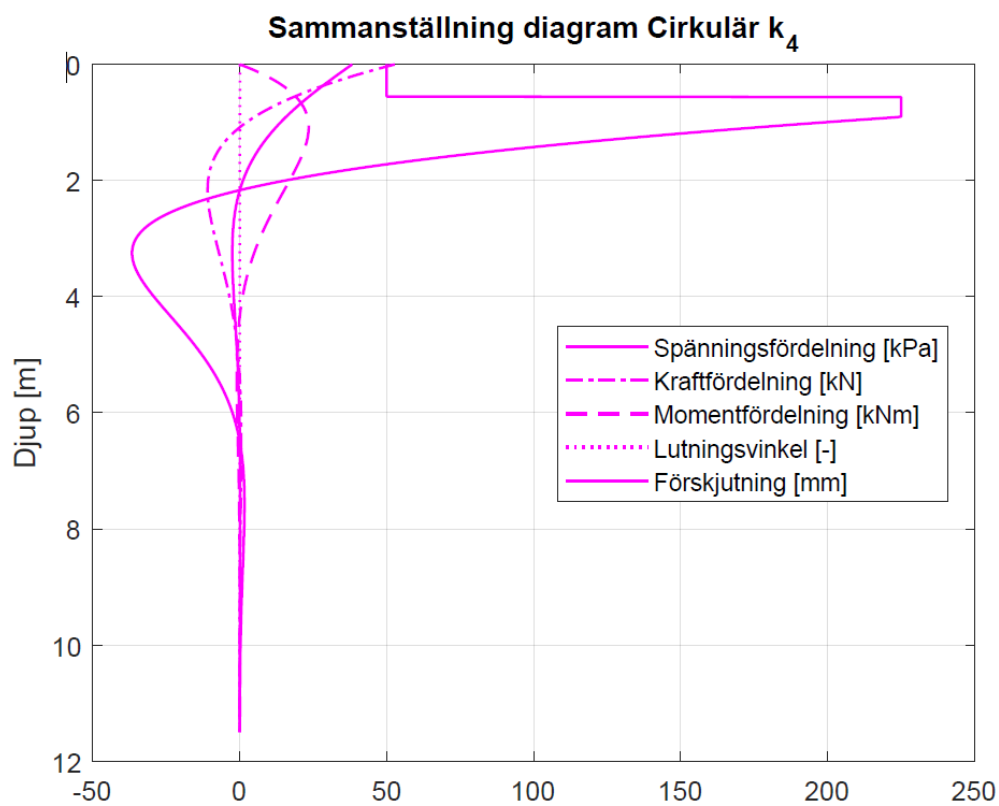
Figur 113: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och försjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_1



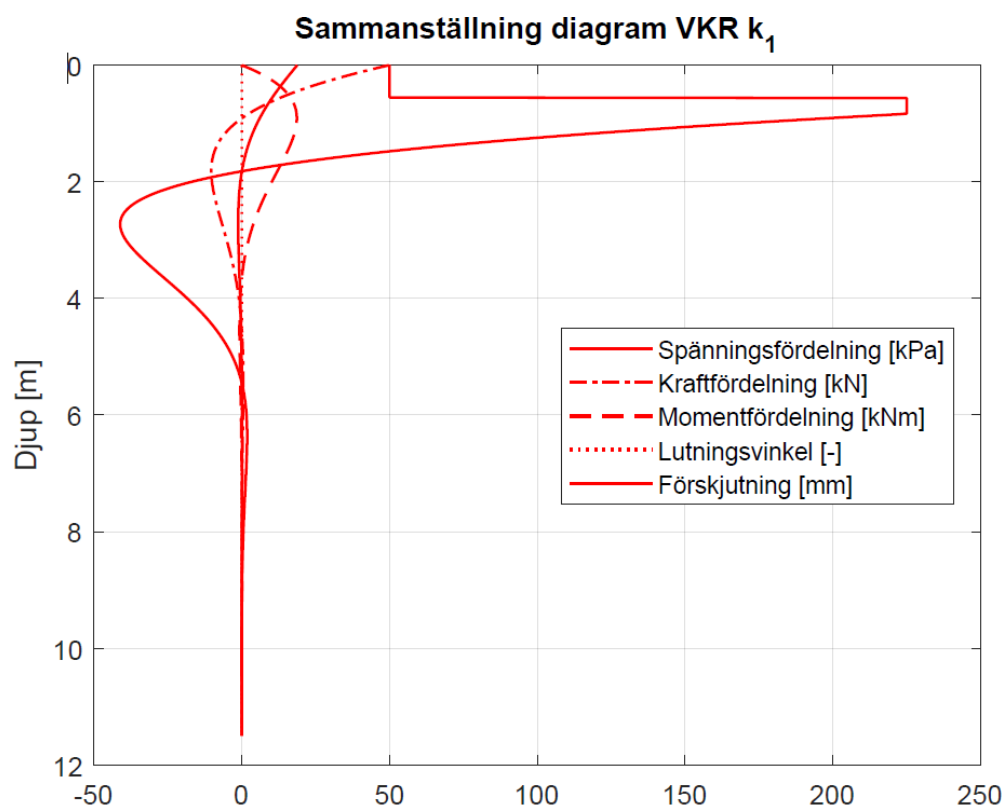
Figur 114: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och försjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_2



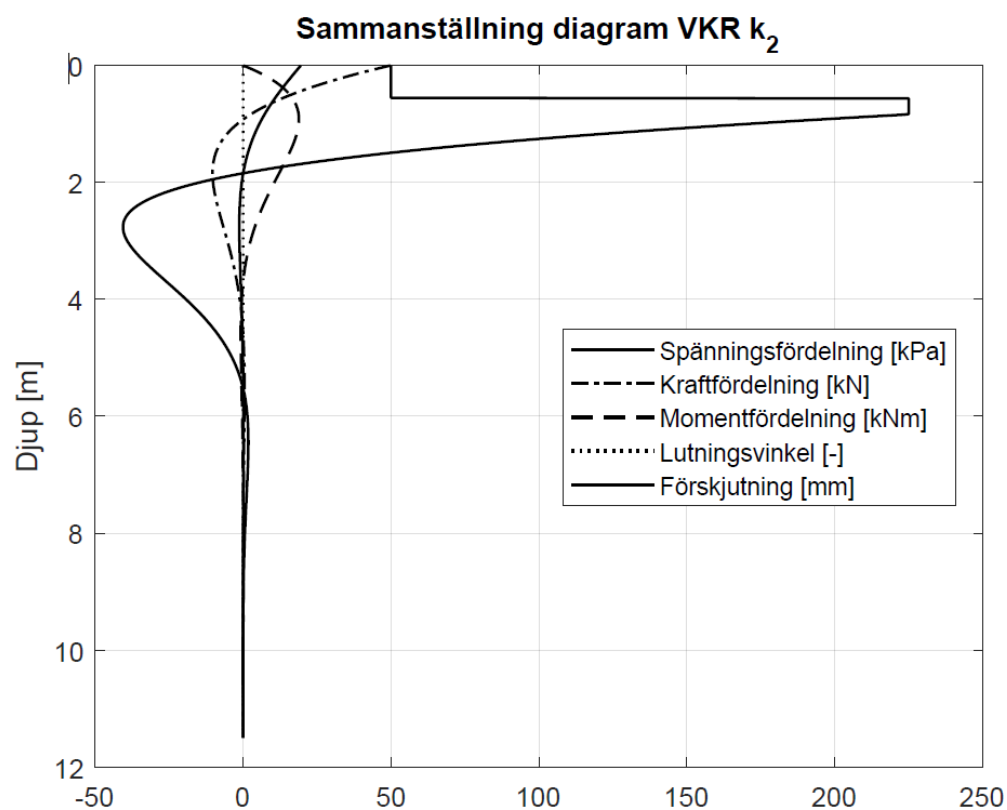
Figur 115: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och försjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_3



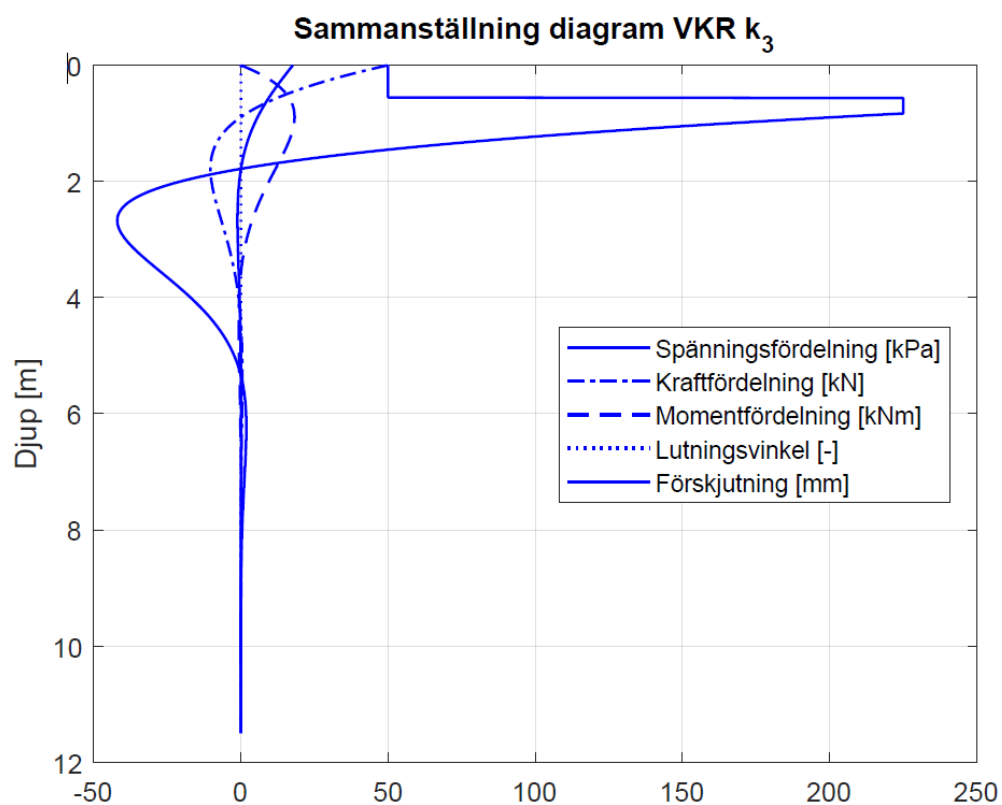
Figur 116: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och försjutning längst cirkulär påle med bäddmodul k_4



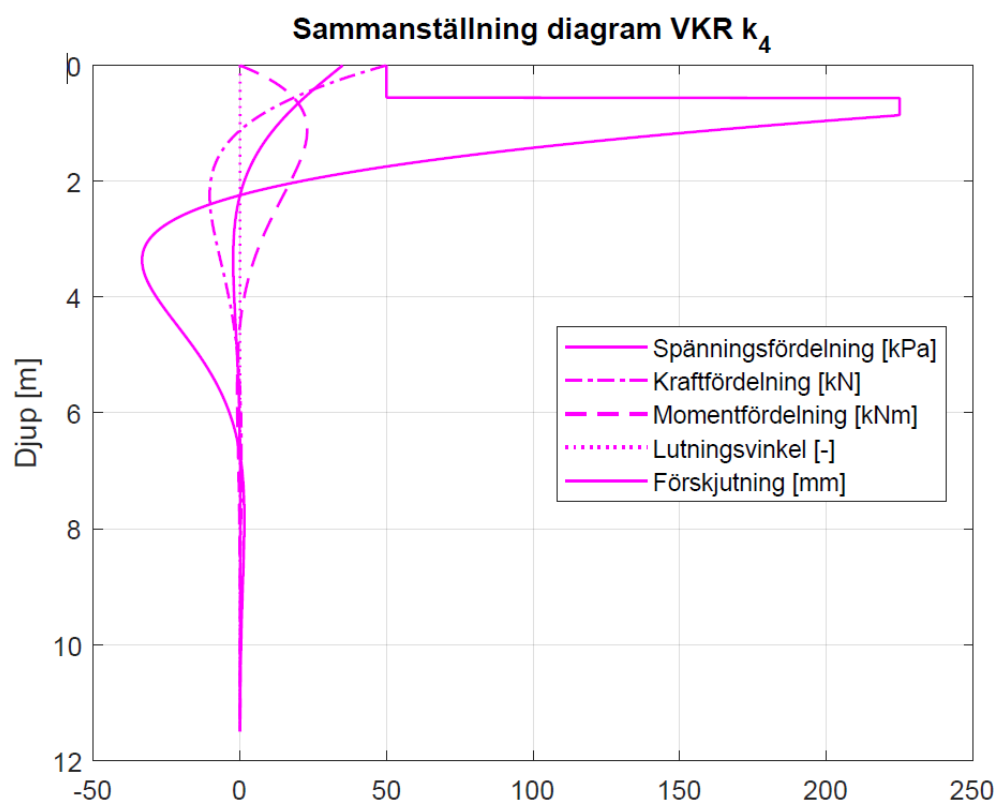
Figur 117: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_1



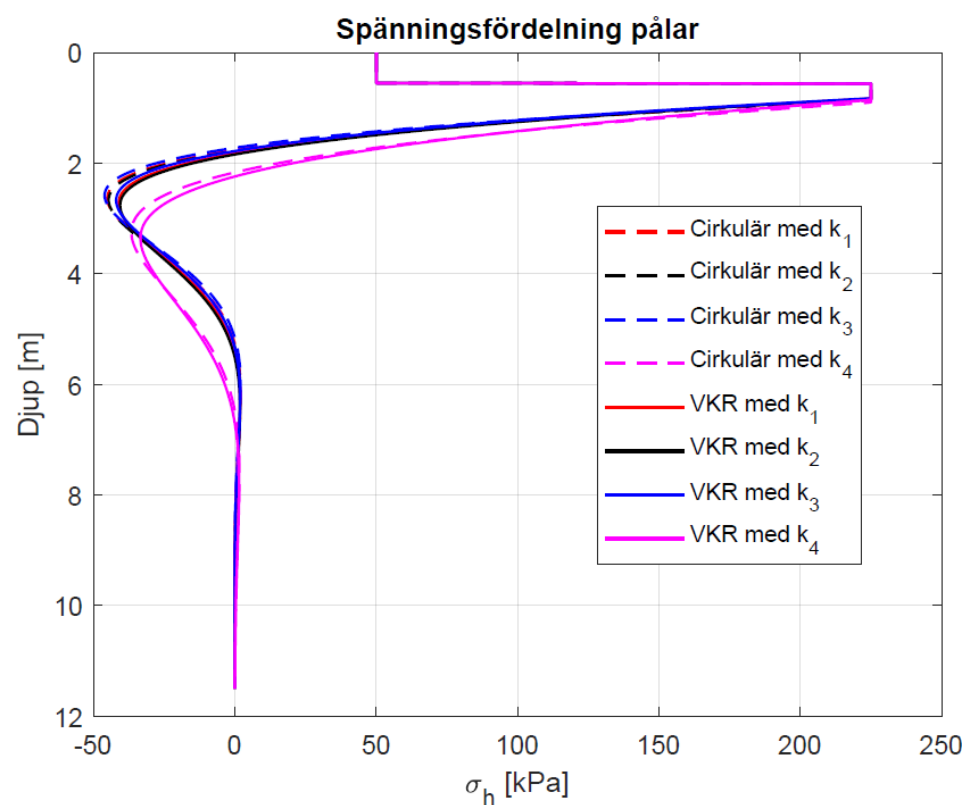
Figur 118: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_2



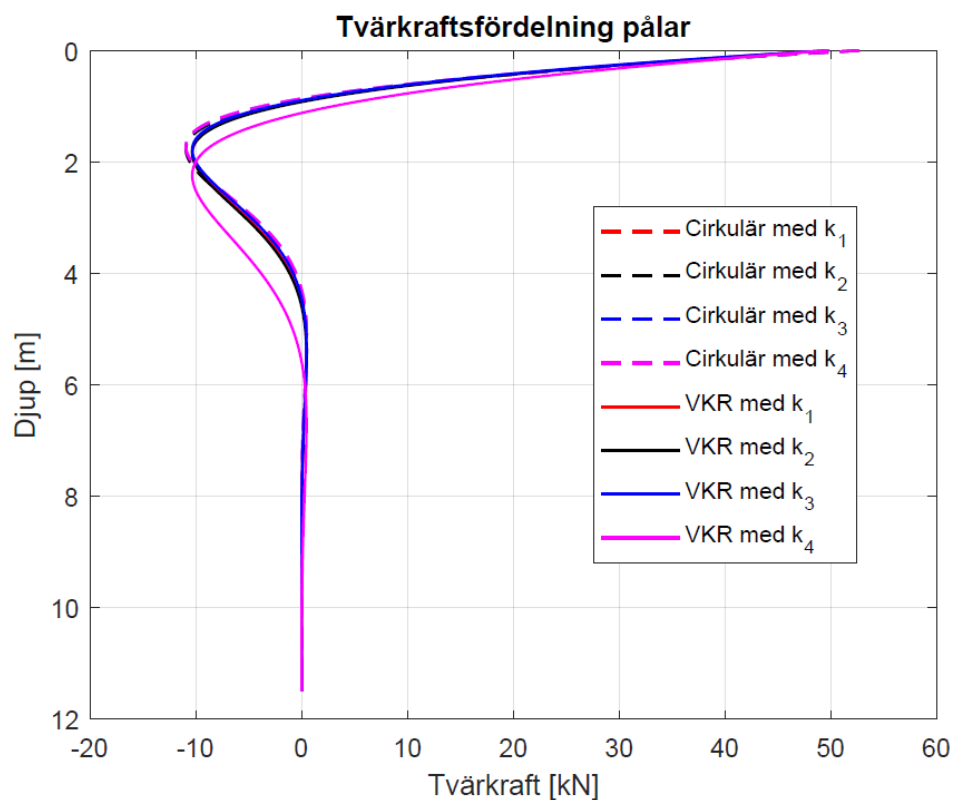
Figur 119: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_3



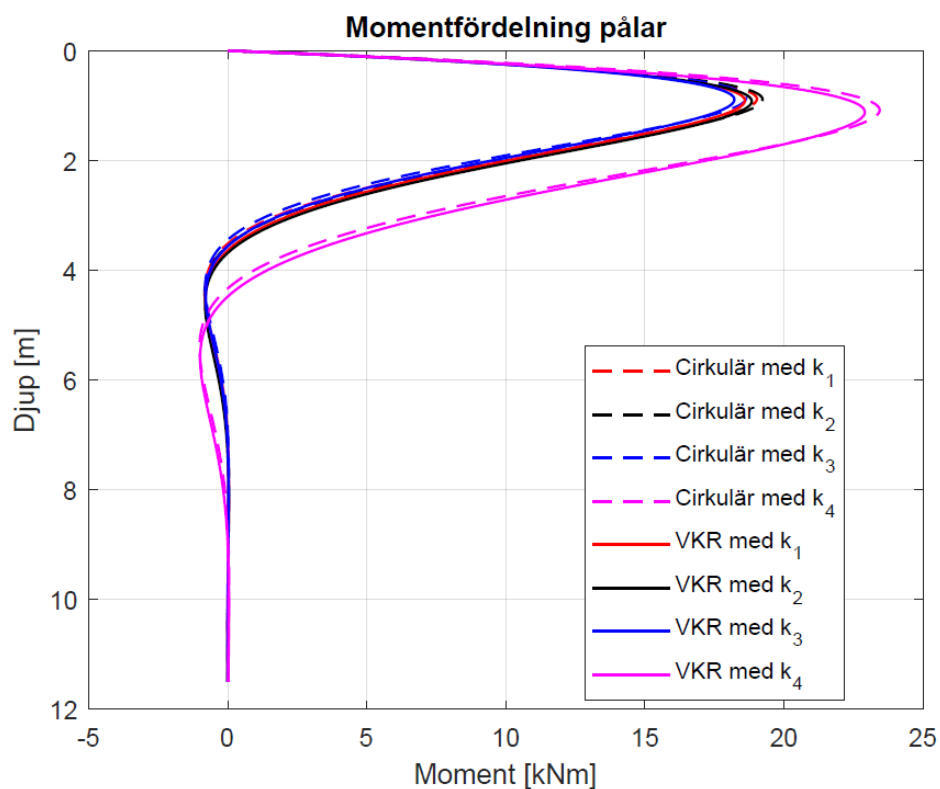
Figur 120: Spänning-, tvärkrafts- och momentfördelning samt lutningsvinkel och förskjutning längst VKR påle med bäddmodul k_4



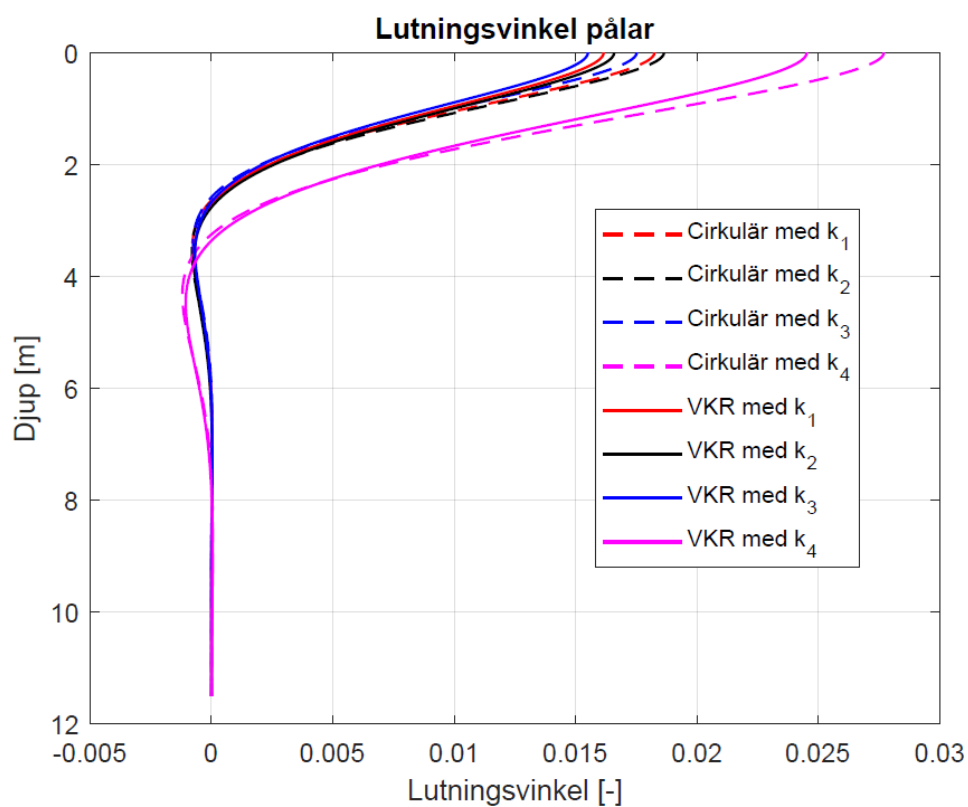
Figur 121: Jämförelse av spänningsfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar



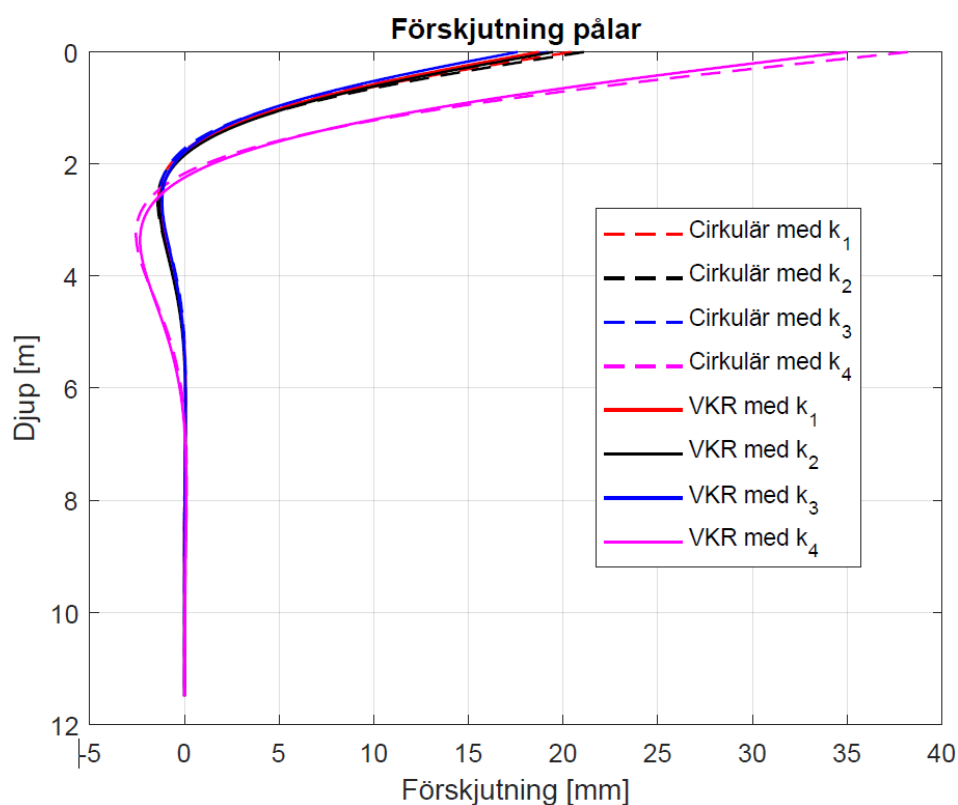
Figur 122: Jämförelse av tvärkraftsfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar



Figur 123: Jämförelse av momentfördelning för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar



Figur 124: Jämförelse av lutningsvinkel för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar



Figur 125: Jämförelse av förskjutningen för olika bäddmodul och tvärsnitt för pålar

Tabell 20: Maximal och minimala värden för spännings-, tvärkrafts- och momentfördelning och rotationspunkt samt vinkelutning och förskjutning längst cirkulär påle

Allmänt	Betek- ning	En- het	Cirkulär med k_1		Cirkulär med k_2		Cirkulär med k_3		Cirkulär med k_4	
Max eller min			Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Spänningsfördelning längst påle	$\sigma_h(z)$	kPa	225	-45,16	225	-44,68	225	-46,09	225	-36,66
Tvärkraftsfördelning längst påle	$V(z)$	kN	52,7	-10,96	52,7	-10,96	52,7	-10,96	52,7	-10,96
Momentfördelning längst påle	$M(z)$	kNm	19,02	-0,82	19,23	-0,83	18,64	-0,81	23,44	-1,01
Rotationspunkt, djup från markytan	z_{crit}	m	0,852		0,852		0,852		0,90	
Lutningsvinkel	$y'(z)$	-	0,018	-0,0008	0,019	-0,0008	0,018	-0,0007	0,028	-0,001
Förskjutning	$y(z)$	mm	20,4	-1,37	21,1	-1,41	19,2	-1,3	38,3	-2,56

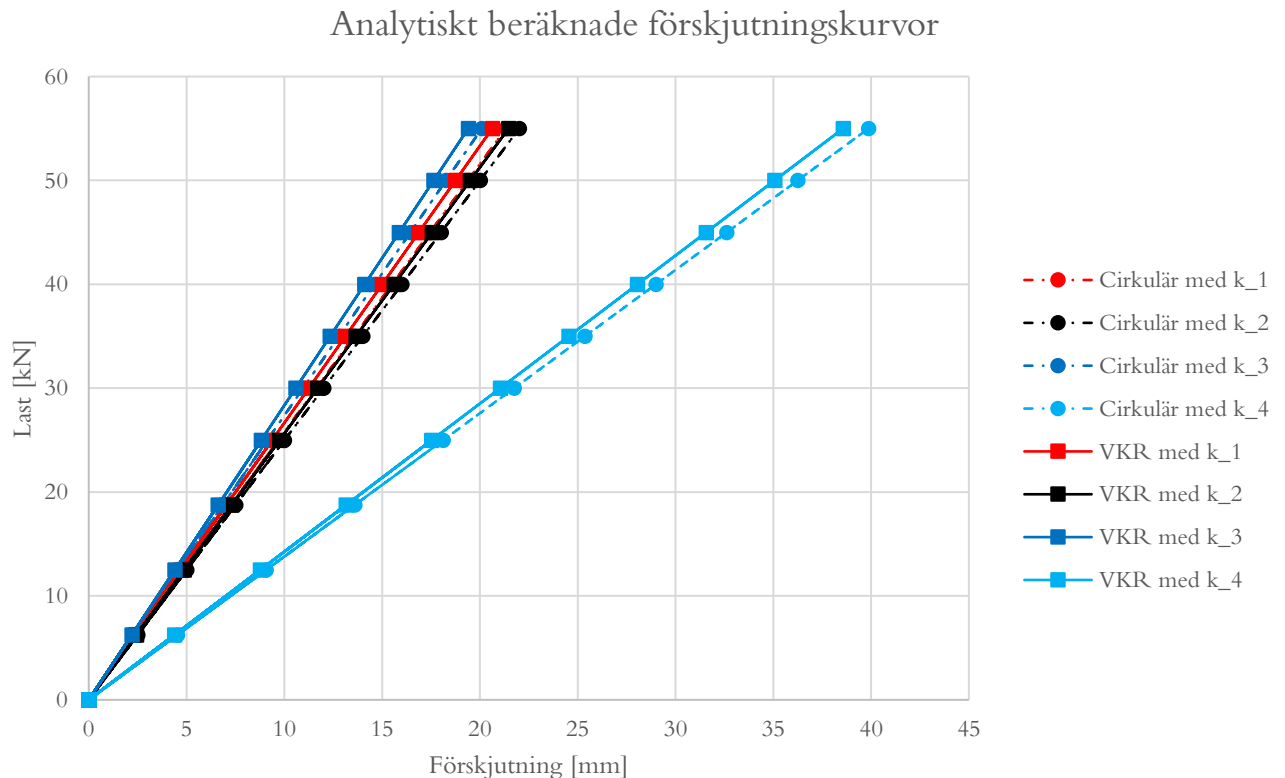
Tabell 21: Maximal och minimala värden för spännings-, tvärkrafts- och momentfördelning och rotationspunkt samt vinkellutning och förskjutning längst VKR-påle

Allmänt	Beteckning	Enh-et	VKR med k_1		VKR med k_2		VKR med k_3		VKR med k_4	
Max eller min			Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Spänningsfördelning längst påle	$\sigma_h(z)$	kPa	225	-41,18	225	-40,64	225	-42,0	225	-33,4
Tvärkraftsfördelning längst påle	$V(z)$	kN	49,8	-10,35	49,8	-10,35	49,8	-10,35	49,8	-19,35
Momentfördelning längst påle	$M(z)$	kNm	18,59	-0,80	18,84	-0,81	18,21	-0,787	22,9	-1,0
Rotationspunkt, djup från markytan	z_{crit}	m	0,829		0,829		0,817		0,852	
Lutningsvinkel	$y'(z)$	-	0,016	-0,0008	0,017	-0,0007	0,016	-0,0007	0,025	-0,001
Förskjutningen	$y(z)$	mm	18,7	-1,25	19,5	-1,3	17,6	-1,2	35,0	-2,34

Förskjutningen för bägge tvärsnitt och samtliga bäddmoduler redovisas i Figur 136. Tre av bäddmodulerna som har beräknats och jämförts, k_1 , k_2 och k_3 redovisar väldigt liknande resultat för respektive påltyp. Broms (1964) och Trafikverket (2019b) återger en mer empirisk bäddmodul som påvisar liknande värden som Wu et al. (1998). Arbetsbördan för att beräkna de tre bäddmodulerna väldigt liknande, då styvheten av pålen ofta är känd. Kontraktionstalet för jordtypen erhålls ofta i samband med utvärdering av elasticitetsmodulen E_{50} . k_3 är enklast att beräkna och följer den svenska normen. Bäddmodulen återger dock ett högre värde jämfört med k_1 och k_2 . Det återges olika resultat beroende på tvärsnitt. Rotationspunkten z_{crit} blir djupare för VKR-pålen jämfört med den cirkulära pålen.

Enligt momentfördelningen vilka återges i Figur 123 fås ett maximalt moment på cirka 23 kNm jämfört med momentkapaciteten för respektive tvärsnitt vilken redovisas i Tabell 19. Momentkapaciteten för den cirkulära stålörspålen är 54,3 kNm och 50,1 kNm för VKR-pålen. Detta resulterar i en utnyttjandegrad som är lägre än 45% för bägge pålar. Enligt Broms (1964) skall en flytled uppstå vid brottlasten som beräknats i ekvation (63) och (64). Varför detta inte är fallet har inte bestämts. Ett troligt fall är att Figur 15 skall användas för grövre pålar och ej kan interpoleras till slanka pålar. Vidare studier rekommenderas för att erhålla liknande förhållande för slanka pålar.

Förskjutningen vid markytan för respektive påle och bäddmodul kan också beräknas genom ekvation (30). Då pålarna angriper längst markytan ansätts excentriciteten till noll. Förskjutningen plottas som en funktion av belastningen, dvs. en p-y-kurva.



Figur 126: Förskjutningskurva enligt analytiska beräkningar

6.5. Tvärkraftskapacitet pålar

Tvärkraftskapaciteten för bägge tvärsnitt kan kontrolleras enligt Eurokod 3 (SIS, 2005). Tvärkraftskapaciteten för bägge tvärsnitten beräknas som

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \quad (74)$$

där värden från Tabell 11 används. Samtliga kapaciteter redovisas i Tabell 22.

Tabell 22: Moment- och tvärkraftskapacitet för bägge pålar

Allmänt	Beteckning	Enhet	Cirkulär	VKR
Tvärkraftskapacitet	$V_{pl,Rd}$	kN	659	341

Ingen interaktion mellan tvärkraft och moment behöver kontrolleras då $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$.

6.6. Känslighetsanalys

För att analysera de mätvärden som erhållits från de analytiska beräkningar görs en känslighetsanalys där input värden justeras och skillnaden i resultat studeras. För att möjliggöra analys har endast extremvärden av spänning-, tvärkraft- och momentfördelningen valts att analyseras. Känslighetsanalysen är gjord med bäddmodulen k_2 . Detta då k_2 har mest indata som kan varieras. Totalt har 10 tester, test 1–10, gjorts där variabler justerats och en nollberäkning, test 0, för att jämföra mot verkliga värden. Bärighetsfaktorn N_p varieras, N_p som reduceras närmast markytan betecknas $N_{p,y}$ och efter det givna djupet betecknas bärighetsfaktorn $N_{p,d}$. Indata värdena som använts för test 0–10 redovisas i Tabell 23.

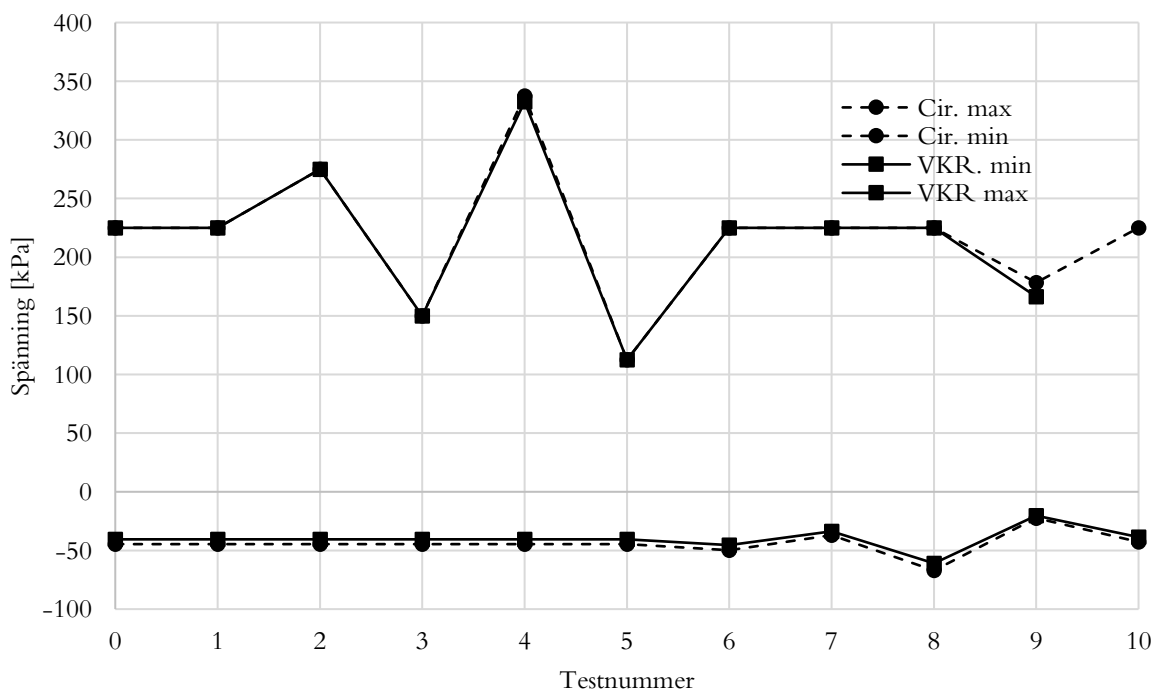
Tabell 23: Indata som varierats för att analysera inverkan på resultat, test 0–10

Allmänt	Beteckning	Enhet	Test 0	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4
<i>Horisontallast cirkulär påle</i>	$F_{h,c}$	kN	52,7	52,7	52,7	52,7	52,7
<i>Horisontallast VKR påle</i>	$F_{h,v}$	kN	49,8	49,8	49,8	49,8	49,8
<i>Medel odränerad skjuvhållfasthet</i>	c_u	kPa	25	25	25	25	37,5
<i>Medel elasticitetsmodul</i>	E_{50}	kPa	8 621	8 621	8 621	8 621	8 621
<i>Kontraktionstal jord</i>	v_{soil}	–	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
<i>Bärighetsfaktor efter angivet djup</i>	$N_{p,d}$	–	9	9	11	6	9
<i>Bärighetsfaktor närmast markytan</i>	$N_{p,y}$	–	2	9	11	6	2

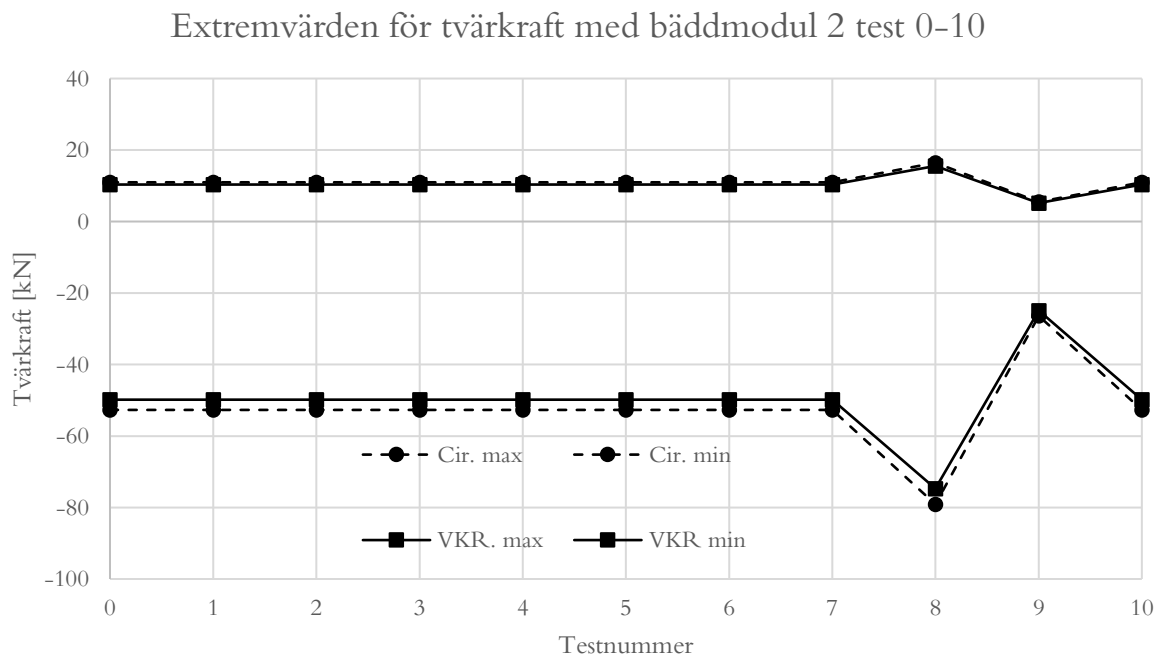
Test 5	Test 6	Test 7	Test 8	Test 9	Tes 10
52,7	52,7	52,7	79,1	26,4	52,7
49,8	49,8	49,8	74,7	24,9	49,8
12,5	25	25	25	25	25
8 621	12 931,5	4310,5	8 621	8 621	8 621
0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3
9	9	9	9	9	9
2	2	2	2	2	2

Baserat på resultatet från dessa analyser kan diagram över hur resultatet varierar för respektive test skapas. Som tidigare nämnts studeras endast bäddmodulen k_2 .

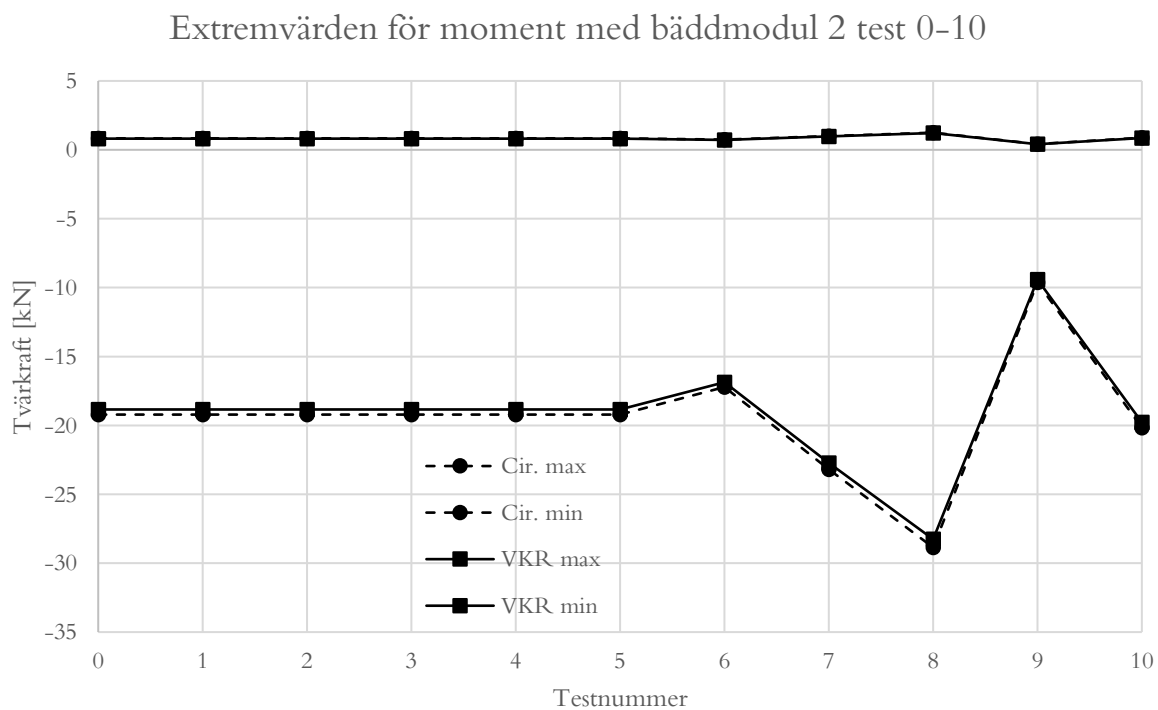
Extremvärden för spänning med bäddmodul 2 test 0–10



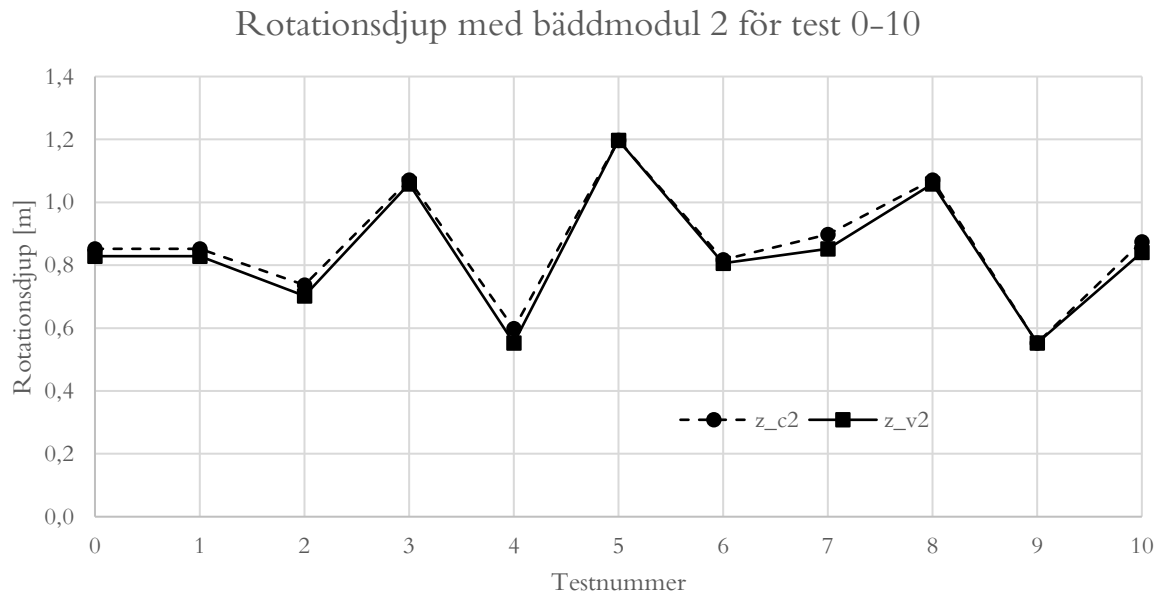
Figur 127: Extremvärden för spänningsfördelningen med bäddmodul 2 för test 0–10



Figur 128: Extremvärden för tvärkraftsfördelningen med bäddmodul 2 för test 0-10



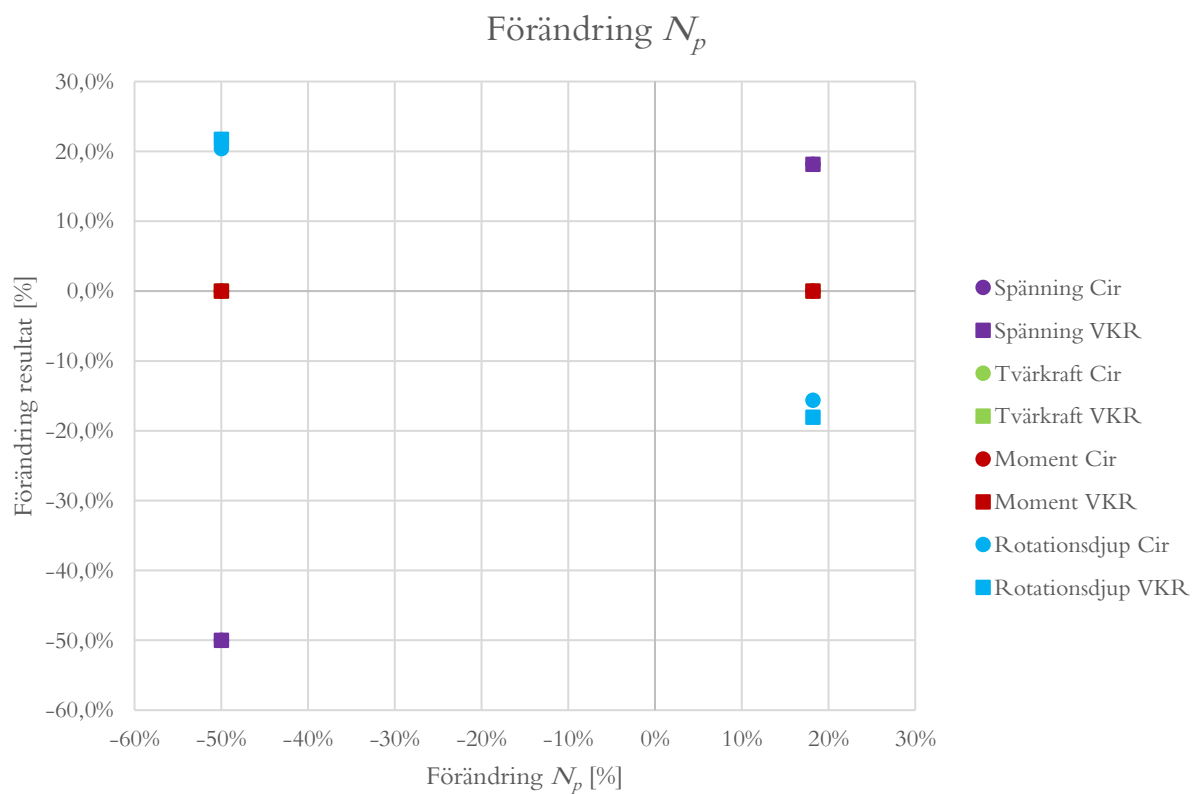
Figur 129: Extremvärden för momentfördelningen med bäddmodul 2 för test 0-10



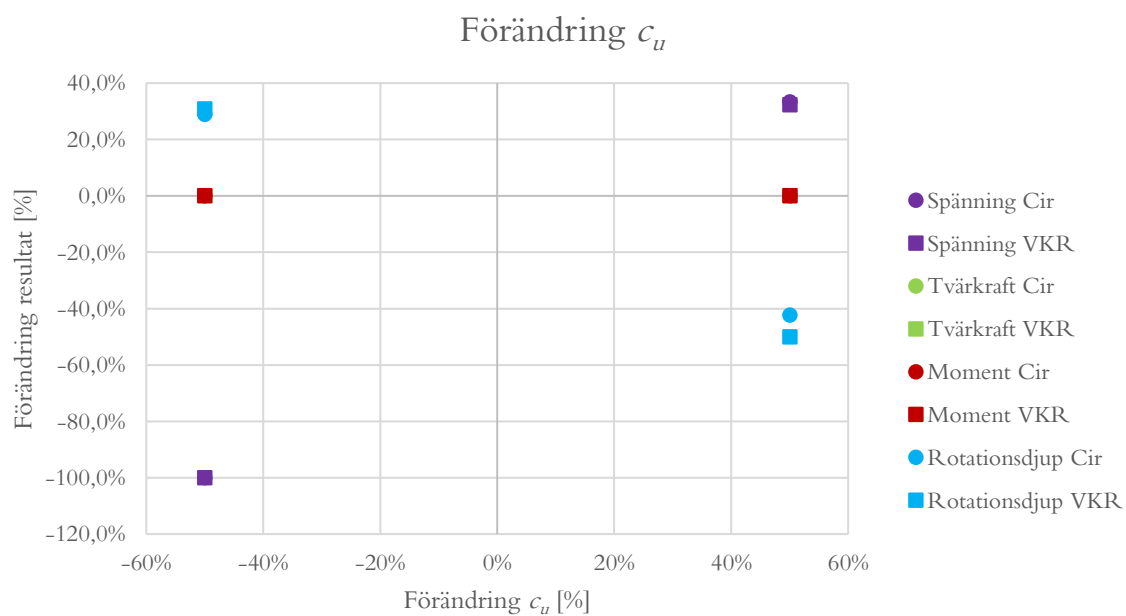
Figur 130: Rotationsdjup för bägge tvärsnitt för test 0–10

En jämförelse av procentförändringen mellan indata och resultatet kan göras. Procentförändringen görs genom att jämföra använda värden för respektive test med värdet som användes i test 0. I test 2 och 3 justeras bärlighetsfaktorn vid ytan och längst djupet samtidigt. Procentförändringen av bärlighetsfaktorn $N_{p,y}$ är mycket stor. Enligt resultatet ovan ses att inverkan av att justera bärlighetsfaktorn närmast ytan inverkar minimalt på resultatet. Av denna anledning slopas procentförändringen av $N_{p,y}$ och endast förändringen av $N_{p,d}$ används. Inverkan på resultatet då N_p justeras med procentförändring ses i Figur 131, d.v.s. test 2 och 3. Tvärkraft och moment för respektive tvärsnitt är noll i bägge tester.

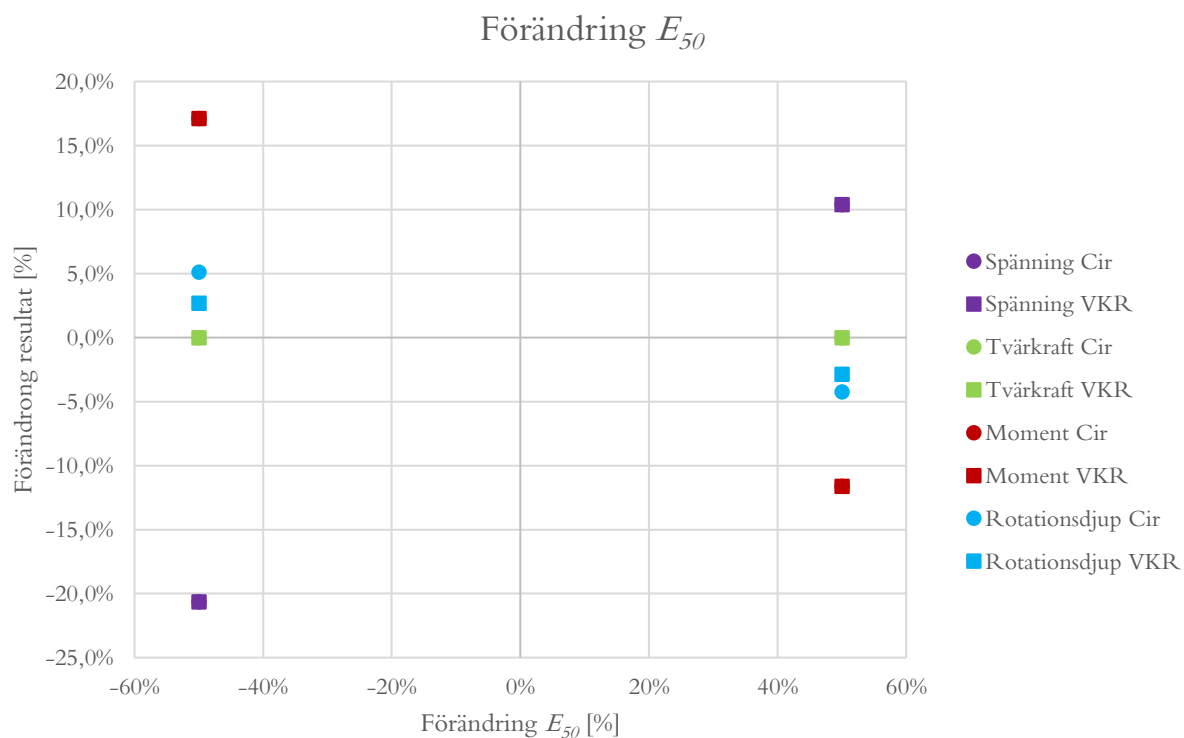
Inverkan då den odränerade skjuvhållfastheten c_u förändras ses i Figur 132, d.v.s. test 4 och 5. För bägge testerna är förändringen av extremvärde för moment och tvärkraft noll. För förändring av elasticitetsmodulen E_{50} ses Figur 133, dvs test 6 och 7. Förändring av horisontallasten F_h ses i Figur 134, d.v.s. test 8 och 9. Förändringen av samtliga resultatparametrar utom rotationsdjupet sammanfaller. Test 10 då kontraktionstalet v_{soil} ändras ses i Figur 135.



Figur 131: Förändring av resultatet då N_p förändras



Figur 132: Förändring av resultatet då c_u förändras



Figur 133: Förändring av resultatet då E_{50} förändras



Figur 134: Förändring av resultatet då F_h förändras



Figur 135: Förändring av resultatet då v_{soil} förändras

Extremvärdet för positiv spänning varierar i test 2, 3, 4 och 5, vilket ses i Figur 127. Extremvärdet för negativ spänning varierar i test 6, 7, 8 och 9. Spänningsfördelningen är beroende på bärighetsfaktorn N_p vilket redovisas i Figur 131. Spänningsförändringen följer förändringen av N_p och c_u linjärt, vilket stämmer överens med ekvation (60). Spänningsförändringen påverkas av elasticitetsmodulen E_{50} . En ökning av elasticitetsmodulen verkar påverka spänningen mer än en minskning. En minskning av kontraktionstalet resulterar i en minskad spänning, dock är denna minskning liten.

Enligt analysen då test 0–10 utförts ses inga förändringar av extremvärde för tvärkraft förutom då horisontallasten ändras i test 8, se Figur 128. Tvärkraftskapaciteten är dimensionerande vid markytan, där horisontalkraften verkar. Det dimensionerande för tvärkraften kan då antas bero endast på horisontalkraften. Inverkan av övriga variabler kan försummas.

Extremvärdet för moment varierar i test 6–9, se Figur 129. Extremvärdet för momentet varierar då elasticitetsmodulen, kontraktionstalet samt horisontallasten ändras. Inverkan av bärighetsfaktorn N_p och skjuvhållfastheten verkar spela mindre roll på extremvärde för momentet. Momentet som verkar vid rotationsdjupet är dimensionerande, vilket stämmer överens med teorin. Magnituden av det dimensionerande momentet verkar minska då elasticitetsmodulen av leran ökar samt då kontraktionstalet minskar. Det dimensionerande momentet verkar öka då elasticitetsmodulen minskar. Skjuvhållfasthet och elasticitetsmodul har viss korrelation där bägge ökas linjärt med djupet. Av denna anledning kan evalueringsdjup för provning av bägge materialparametrar vara avgörande.

Procentförändringen av inputvärden påverkar inte samma procentförändring av resultatet. En variation av elasticitetsmodulen på -50% ökar momentet med cirka 17%. En ökning av elasticitetsmodulen med 50% resulterar i en minskning av momentet med cirka -11%. Då pålarna i detta fall har en utnyttjandegrad på cirka 45% påverkar denna 17% ökning av momentet minimalt. En minskning av kontraktionstalet från 0,5 till 0,3, en minskning på cirka 65% resulterar endast i en momentökning på 5%.

En dränerad analys vilket vore intressant i detta fall i och med hur portrycket klingar är av intresse för deformationerna i en lerjord. I en dränerad analys kan en lägre elasticitetsmodul, skjuvhållfasthet och kontraktionstal antas. I detta fall hade eventuellt ett ökat dimensionerande moment erhållits. Men åter så hade utnyttjandegraden av pålarnas bärförmåga varit låg. Ökning av den horisontella laster påverkar det dimensionerande momentet avsevärt. En ökning av F_h med 50% resulterar i en momentökning på 33%. Denna momentökning tillsammans med ökning av tvärkraft kan påverka pålen bärförmåga. Det kan även vara intressant att kontrollera interaktion mellan moment och tvärkraft för höga laster. Av denna anledning kan det antas av stor vikt hur brottlasten bestäms. För interaktion mellan moment och tvärkraft kommer extrempunkter inte infalla vid samma djup. För kontroll av interaktion mellan moment och tvärkraft kan dimensionerande djup antas strax under markytan men över rotationsdjupet.

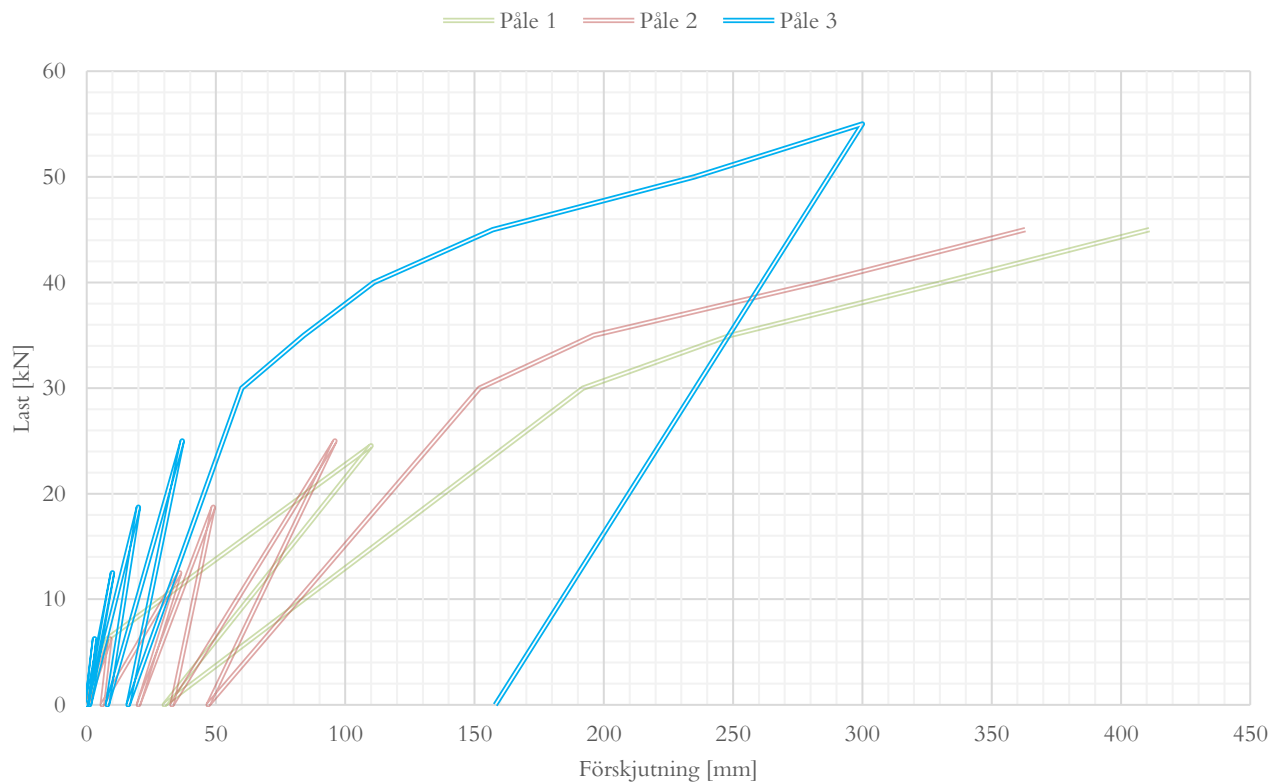
Rotationsdjupet varierar med samtliga tester utom test 1, se Figur 130. Rotationsdjupet är av stort intresse då detta definierar hur lång pålen behöver vara för att kunna betraktas som en tillräckligt lång påle för att bilda en flytled. Rotationsdjupet verkar påverkas mest då bärighetsfaktorn N_p , den odränerade skjuvhållfastheten c_u samt horisontallasten F_h ändras, se Figur 131, Figur 132 och Figur 134. Vid detta rotationsdjup erhålls även det maximala moment vilken kan vara dimensionerande för pålen.

Då tvärkraften och momentet knappt ändras i många av testerna bör vidare studier analysera varför detta är fallet. Då rotationsdjupet samt extremvärden för spänningen förändras bör rimligtvis extremvärden för moment och tvärkraft förändras. Särskilt då spänning, tvärkraft och moment är beroende av varandra, vilket redogörs i ekvation (2). En orsak till detta kan bero på ekvation (61) och (62), där inverkan från N_p och c_u endast fås ned till djupet z_{crit} . I detta djup erhålls det maximala momentet, vilket då endast beror på N_p och c_u .

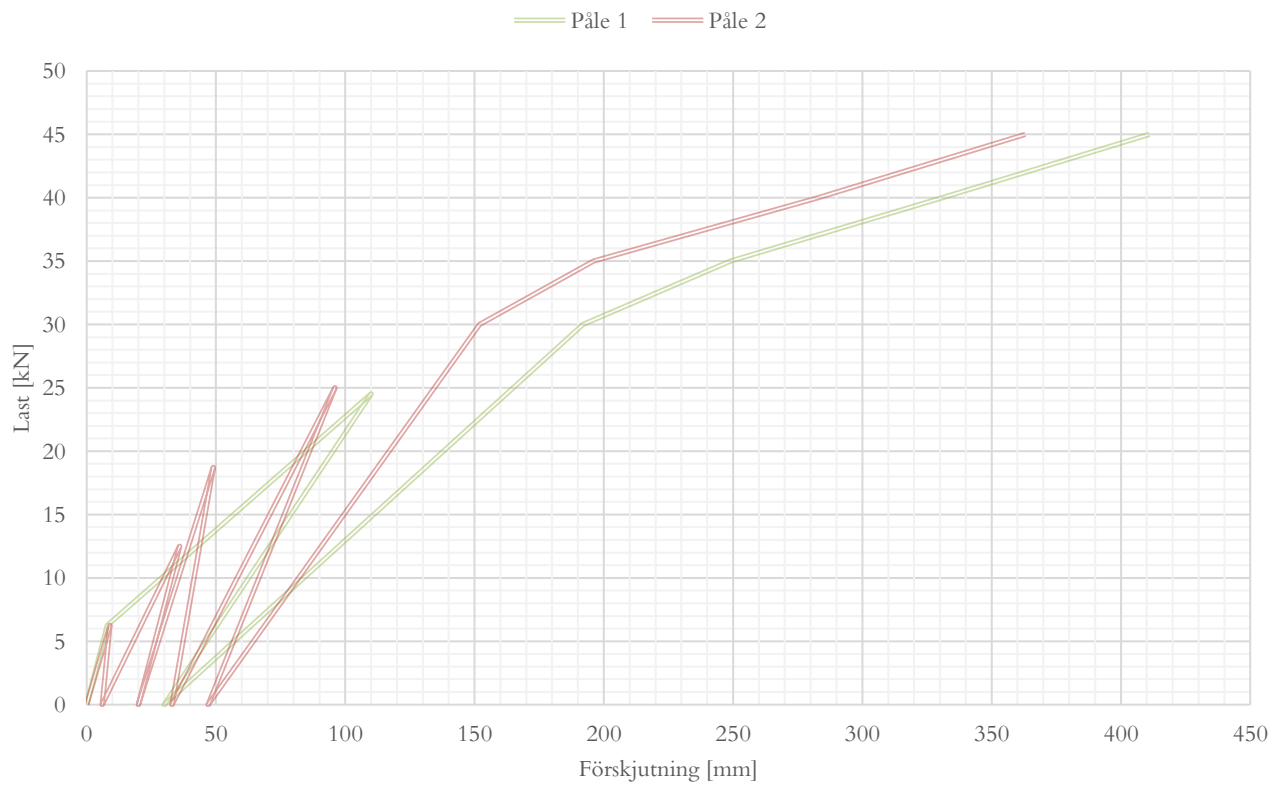
Hade beräkningarna gjorts med bäddmodul k_1 i stället för k_2 hade alla test förutom test 9, då kontraktionstalet förändras, varit överflödigt. Detta då kontraktionstalet endast påverkar bäddmodulen. Det hade i stället kunnat varit av intresse av att testa olika påltyper samt öka skjuvhållfastheten ifall bäddmodul k_1 använts. Hade känslighetsanalysen gjorts med bäddmodulerna k_3 eller k_4 hade ett resultat likt Figur 132 erhållits. Detta då bäddmodulerna k_3 och k_4 endast är beroende av den odränerade skjuvhållfastheten.

6.7. Resultat fältförsök

Mätningar som gjorts under experimentet kan redovisas med p-y kurvor. Där deformationen vid markytan plottas längst x-axeln och lasten längst y-axeln. p-y kurvor för samtliga pålar redovisas i Figur 136 och för de två cirkulära i Figur 137.



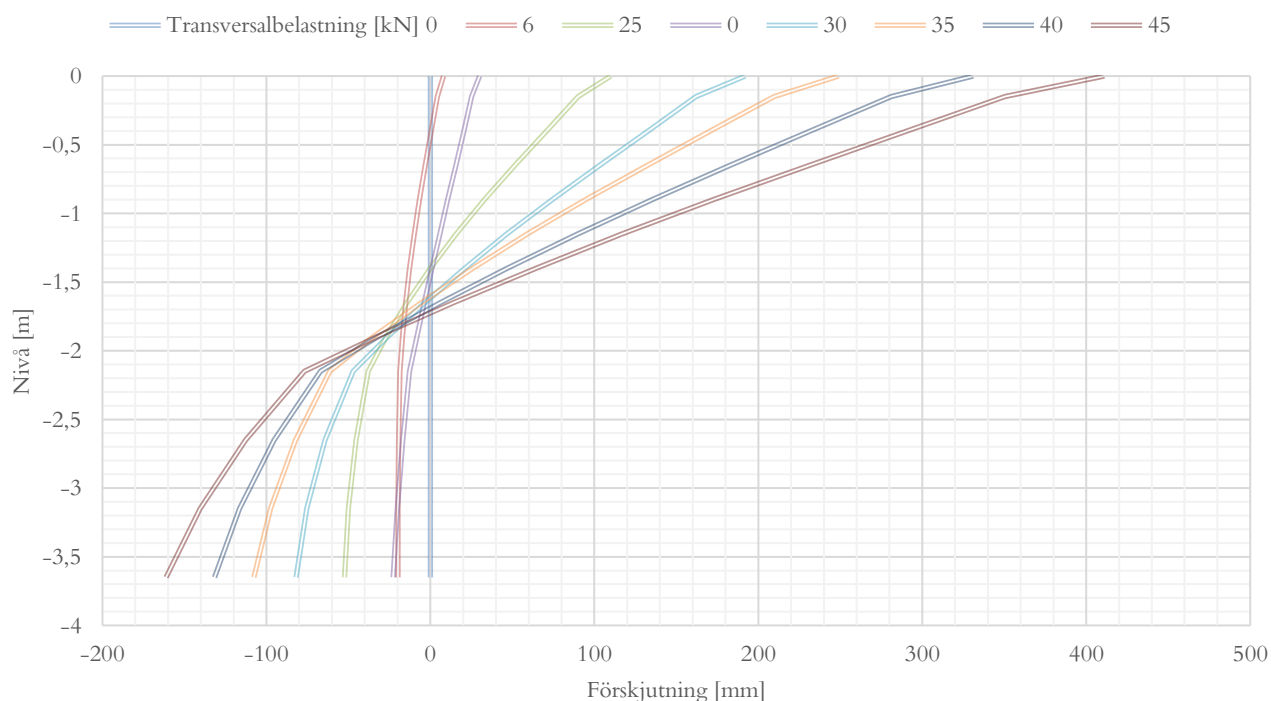
Figur 136: p-y kurvor för samtliga pålar



Figur 137: p-y kurvor för cirkulära pålar

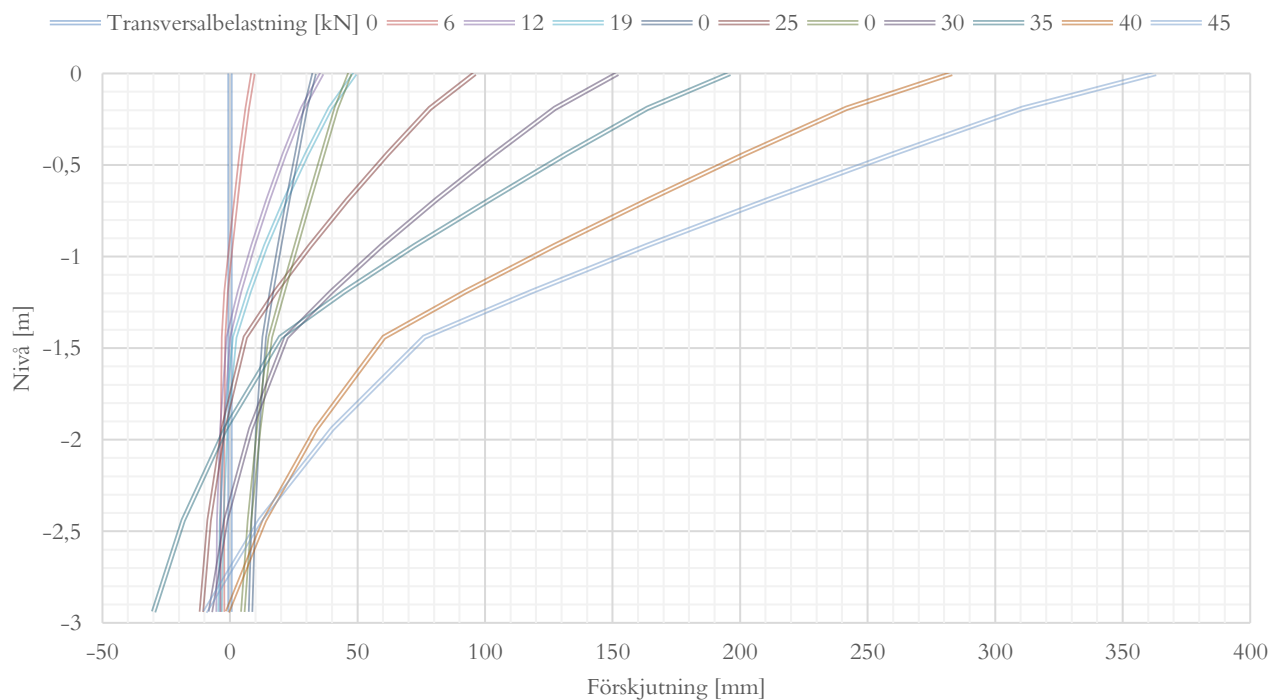
Inklinometermätningarna som utförts redovisas nedan. Inklinometermätningarna för Påle 1, cirkulära stålrörspålen med töjningsgivare redovisas i Figur 138. Mätningarna för Påle 2, cirkulära stålrörspålen utan töjningsgivare redovisas i Figur 139. Mätningar för Påle 3 redovisas i Figur 140. Samtliga inklinometermätningar är nollade i botten, dvs förskjutningen i botten var antagen till noll. Detta är inte fallet då rotationspunkten orsakar en förskjutning i pålen. Deformationen vid botten av inklinometererröret kan därav inte antas till noll. Mätningarna justerats så förskjutningen vid markytan är den samma som redovisas i Figur 136. Därefter har superpositioner av inklinometermätningarna gjorts. Detta innebär att samma lutning mellan två mätdjup antas.

Inklinometermätningar Påle 1



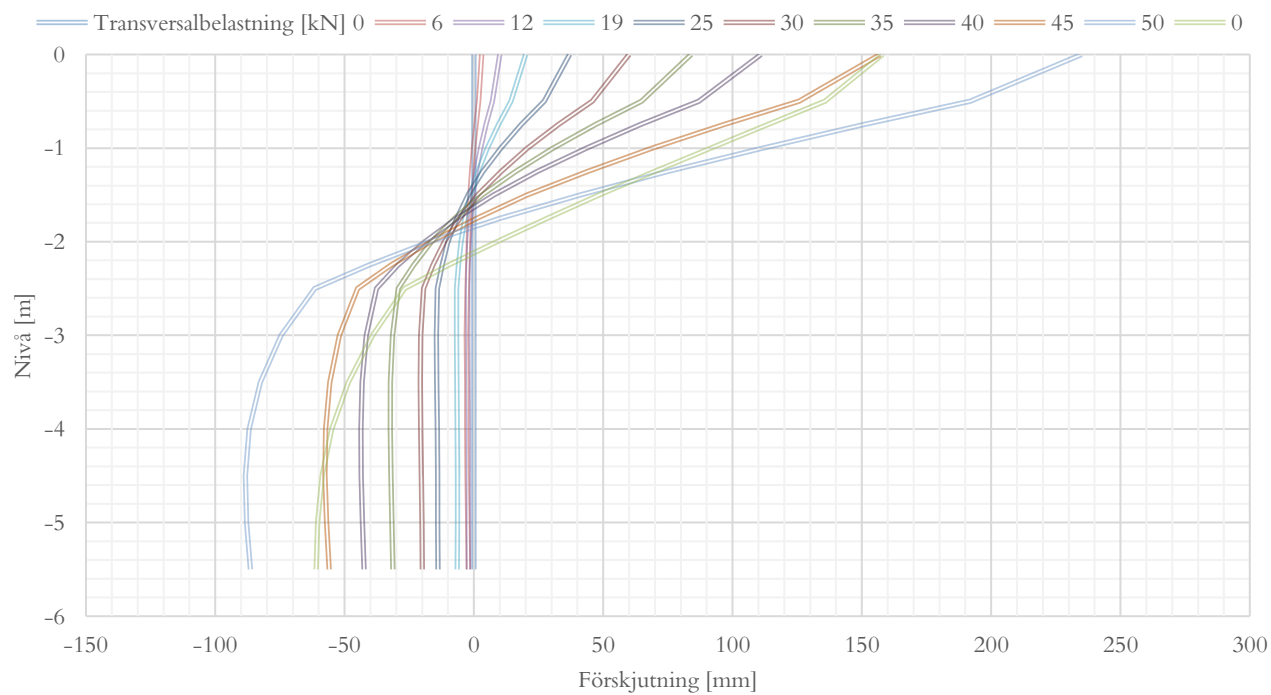
Figur 138: Inklinometermätningar av Påle 1

Inklinometermätningar Påle 2



Figur 139: Inklinometermätningar av Påle 2

Inklinometermätningar Påle 3



Figur 140: Inklinometermätningar av Påle 3

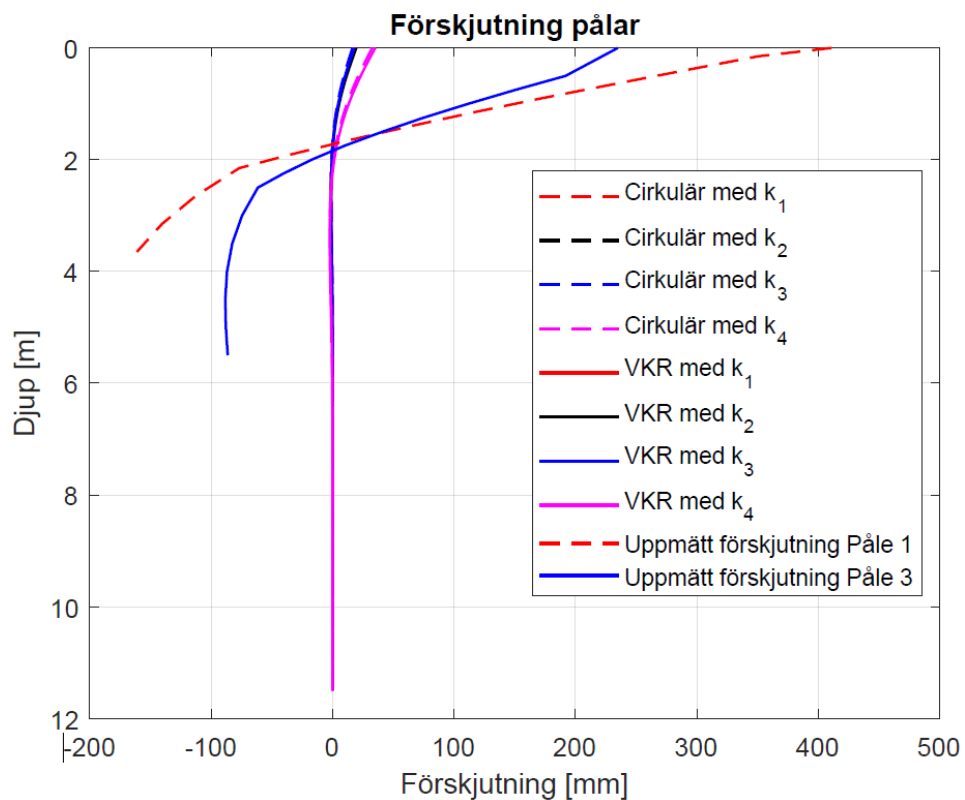
Rotationsdjupet för Påle 1 verkar ligga vid 1,7m djup vid 45kN last. För Påle 2 verkar rotationsdjupet ligga vid 2,8m djup vid 45kN last. För Påle 3 verkar rotationsdjupet ligga vid 1,9m djup vid 50kN last. Varför rotationsdjupet i Påle 2 skiljer sig med cirka 1 meter jämfört med de andra kan bero på att Påle 1 störde Påle 2 då den provdrogs. Ifall jorden redan är influerad och störd kan plasticering redan påbörjats och sidomotståndet minskat. Något som styrker detta är sprickan som uppstod mellan Påle 1 och 2, se Figur 109. Varför detta inte skedde då Påle 3 provdrogs är okänt. Eventuellt är influenzonen mindre för en kvadratisk påle jämfört med de cirkulära.

En jämförelse mellan de beräknade och uppmätta förskjutningarna i jordprofilen kan göras. Då rotationsdjupet för Påle 2 skiljer sig från övriga jämförs endast inklinometermätningarna från Påle 1 med beräknade förskjutningar. Det är intressant att undersöka förskjutningarna vid olika laststeg. Jämförelsen mellan beräknad och uppmätt förskjutning görs vid sista inklinometermätningen. Detta gjordes vid en 45kN för Påle 1 och 50kN för Påle 3, denna jämförelse kan ses i Figur 141. Jämförelse vid 6kN last kan ses i Figur 142. Då uppmätta förskjutningar i Påle 1 skiljer sig avsevärt från Påle 3 jämförs endast uppmätta värden från Påle 3 med beräknade förskjutningar i Figur 143. Jämförelse vid 19kN kan ses i Figur 144. Ingen inklinometermätning gjordes i Påle 1 vid detta laststeg p.g.a. överskattning av sidomotstånd. Jämförelse vid 25kN last kan ses i Figur 145.

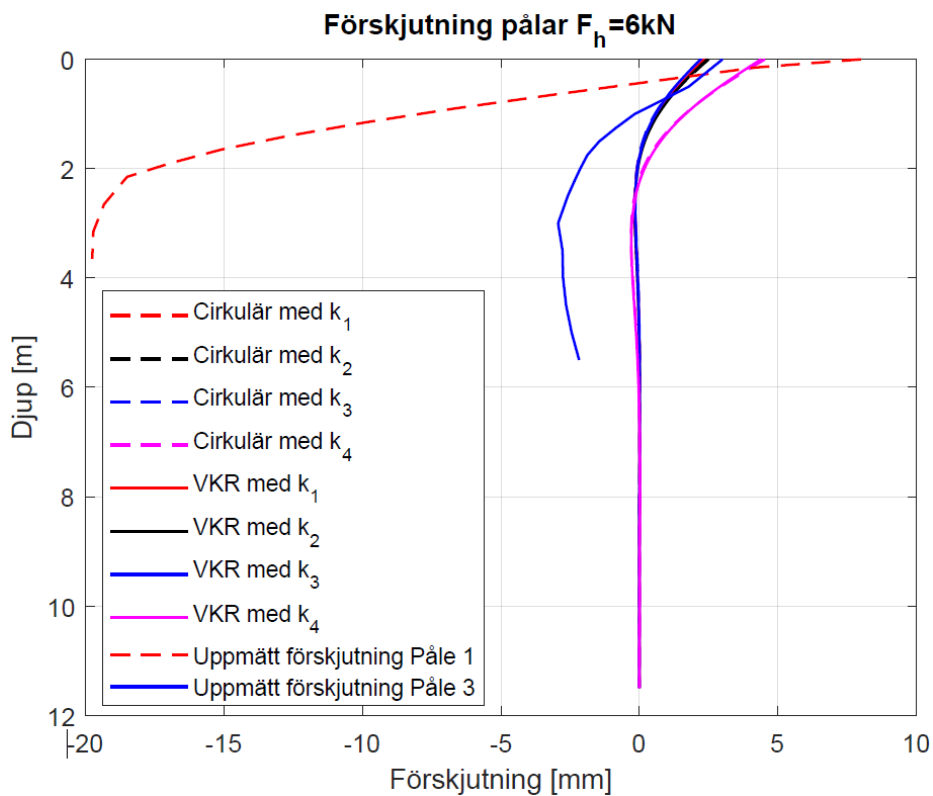
Det uppmätta rotationsdjupet vid maximal last skiljer sig från de beräknade. Rotationsdjupet för det kvadratiske tvärsnittet är vid cirka 0,85m djup. För det cirkulära tvärsnittet är rotationsdjupet vid cirka 0,9m djup. Dessa rotationsdjup gäller för beräkningar med bäddmodul $k_4=14\text{MPa/m}$. De analytiska beräkningar längst djupet skiljer sig med cirka en faktor 10 från de uppmätta värdena. Styvheten i leran är överskattad. Beräkningarna med bäddmodul k_4 är närmast men överskattar fortfarande styvheten. Troligen behöver bärighetsfaktorn N_p sänkas från 9 till 6 eller ännu lägre för att kontrollera förskjutningen. Beräkningar har gjorts för att erhålla liknande förskjutningar vid markytan likt den uppmätta förskjutningen. Detta erhöles då beräkningarna gjordes med en bäddmodul på cirka 2MPa/m. En konsekvens av denna låga bäddmodul blir att rotationsdjupet blir vid stort djup.

Vid 6kN last stämmer förskjutningen närmast markytan relativt väl överens med den uppmätta förskjutningen. Förskjutningarna i Påle 3 stämmer bättre överens med den beräknade förskjutningen jämfört med Påle 1. Studeras förskjutningen i Påle 1 & 3 ses att pålarna "flexar tillbaka" på samma djup som de beräknade. Förskjutningen vid detta djup är större än den beräknade. Rotationsdjupet för Påle 1 & 3 ligger ovanför de beräknade rotationsdjupen.

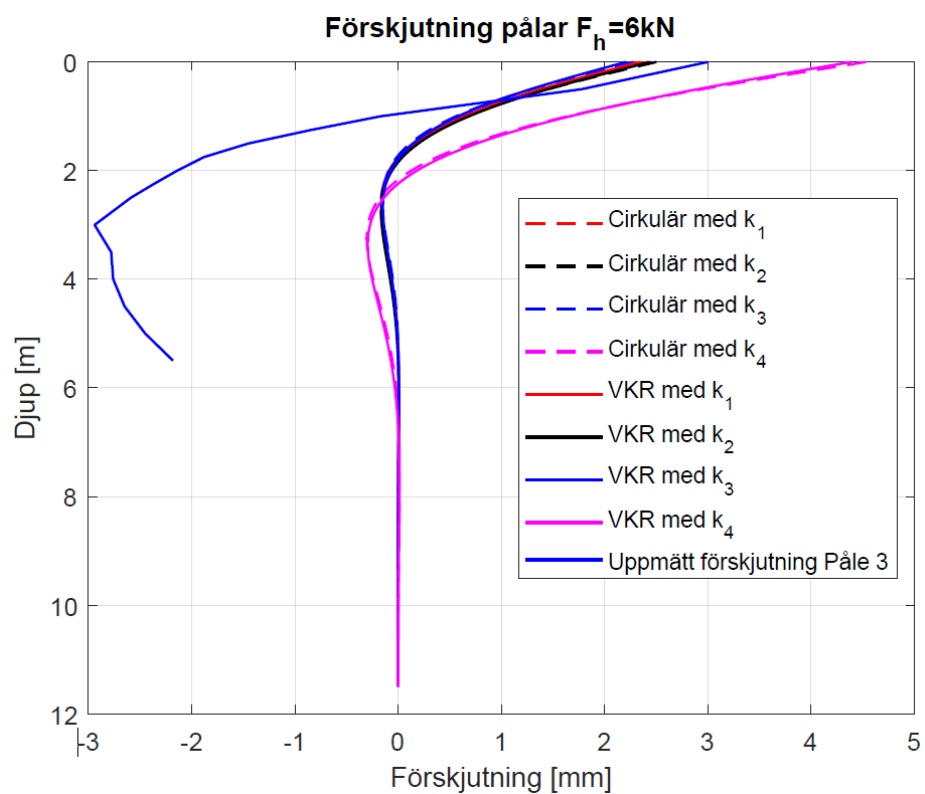
Inklinometermätningar vid 19kN har endast gjorts i Påle 3 och 2, ty revidering av belastningsschema. Förskjutningen i Påle 3 stämmer relativt väl överens med den beräknade förskjutningen. Förskjutningen då pålen "flexar tillbaka" är större än den beräknade. Rotationsdjupet för Påle 3 stämmer väl överens med de beräknade rotationsdjupen. Vid 25kN last börjar förskjutningarna i Påle 1 & 3 bli avsevärt större än de beräknade. Rotationsdjupet för bägge pålar förefaller relativt väl med de beräknade rotationsdjupen. De beräknade förskjutningarna stämmer relativt väl överens med de uppmätta förskjutningarna vid låga laster. Detta kan antas att beräknade förskjutningarna stämmer överens vid elastiska förskjutningar men överskattar styvheten då förskjutningarna blir plastiska.



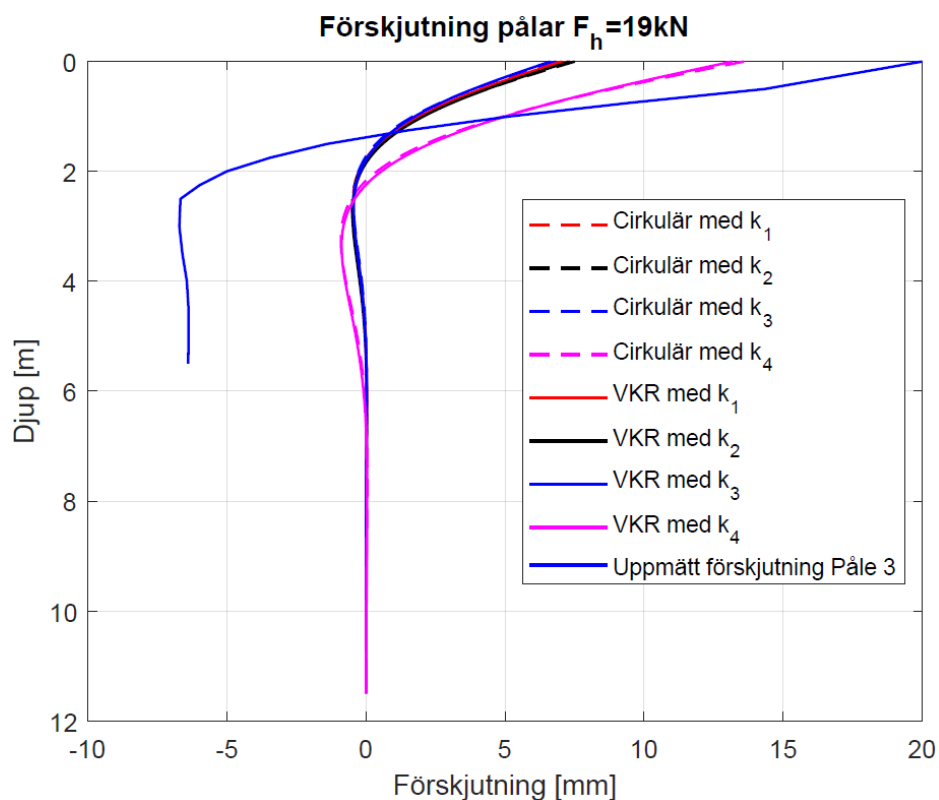
Figur 141: Jämförelse mellan beräknade och uppmätta förskjutningar vid maximal last



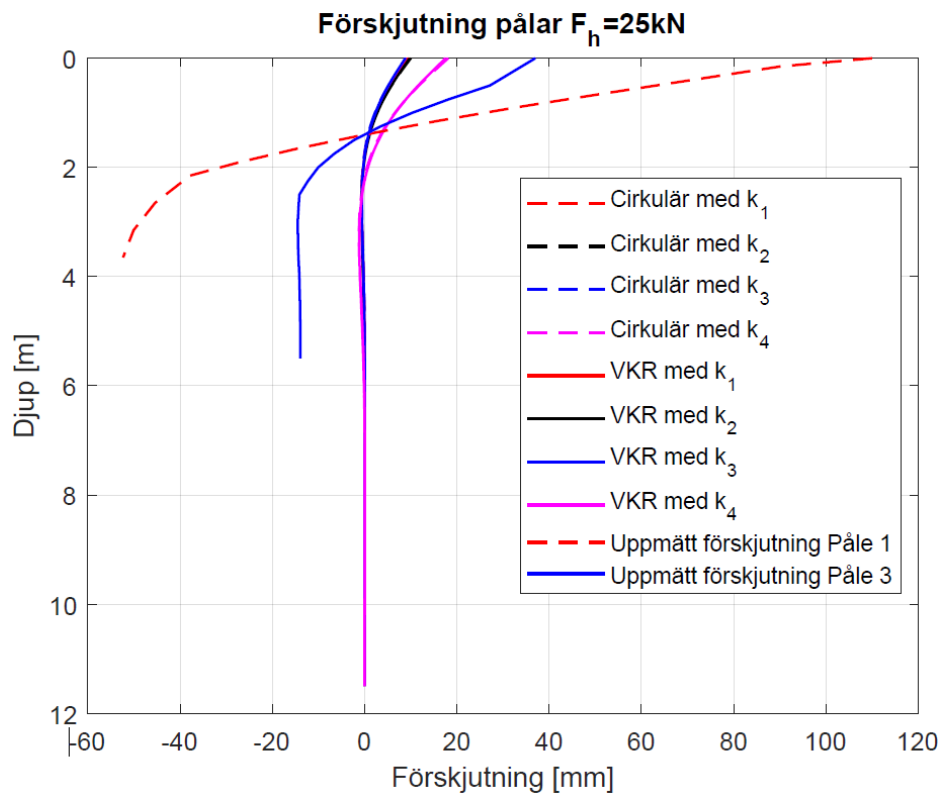
Figur 142: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning för Påle 1 och Påle 3 vid $F_h=6\text{kN}$



Figur 143: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning för påle 3 vid $F_h=6kN$

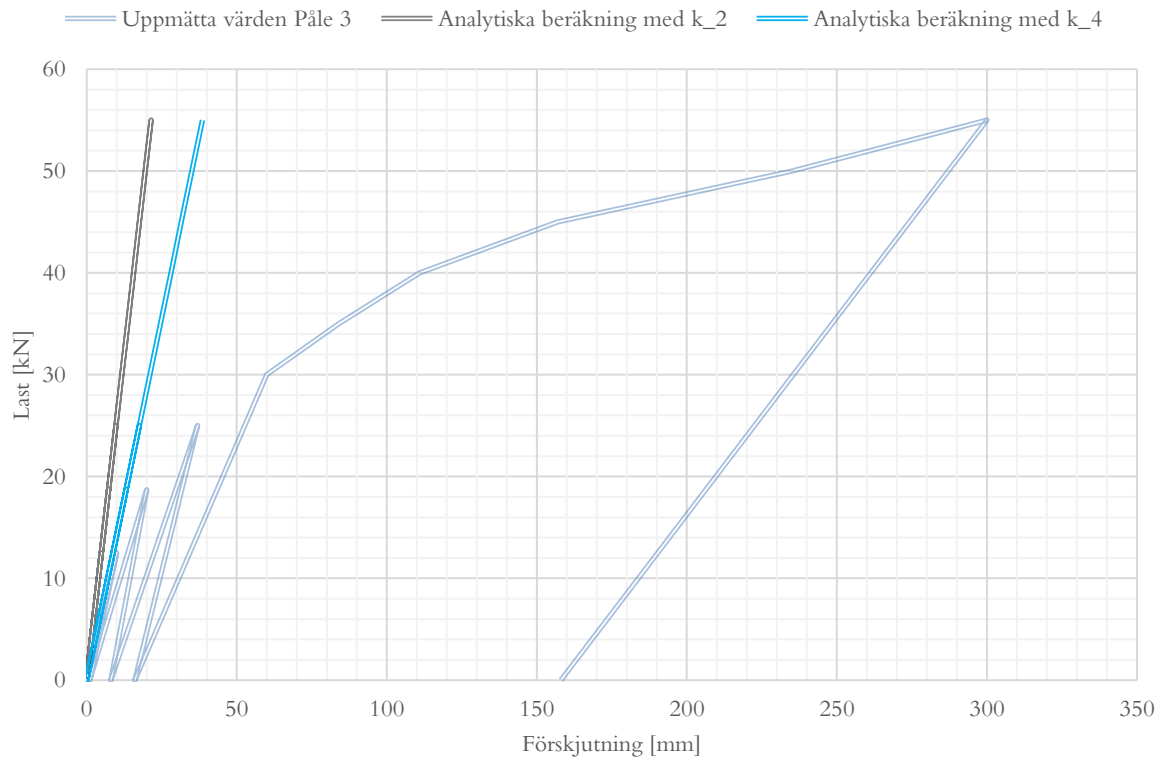


Figur 144: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning vid $F_h=19kN$

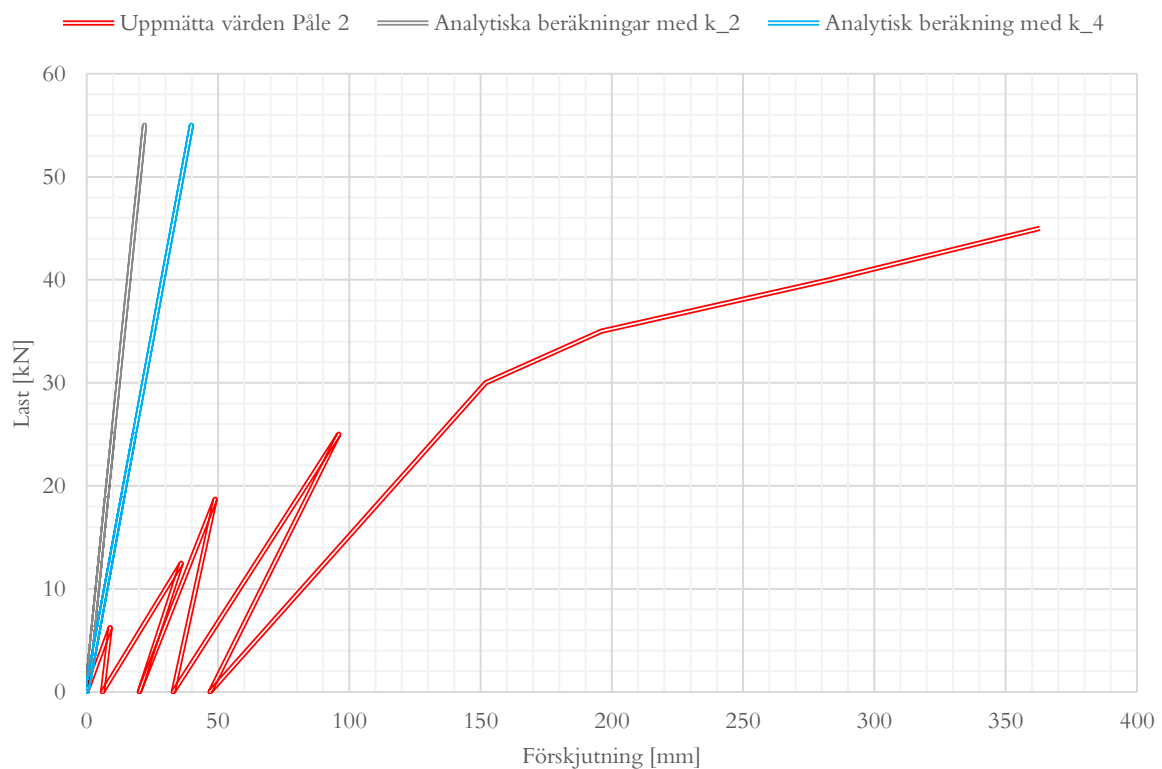


Figur 145: Jämförelse mellan beräknad och uppmätt förskjutning vid $F_h = 25\text{kN}$

Deformationen som beräknats kan jämföras med de uppmätta värdena från experimentet. Då används endast beräknade värden enligt bäddmodul k_2 och k_4 . Detta då $k_2 = 32\text{MPa/m}$ är mindre empirisk jämfört med $k_1 = 33\text{MPa/m}$ och $k_3 = 36\text{MPa/m}$ samt redovisar likvärdig magnitud. $k_4 = 14\text{MPa/m}$ redovisar avsevärt lägre bäddmodul jämfört med de tre övriga. För de uppmätta värdena används endast värden från Påle 2 för de två cirkulära pålarna då dessa blev mer korrekt utförda. Jämförelse mellan beräknade deformationen för VKR-pålen redovisas i Figur 146 och för cirkulära pålen i Figur 147.



Figur 146: Jämförelse av förskjutning mellan analytiskt beräknade samt uppmätta värden för kvadratisk påle



Figur 147: Jämförelse av förskjutning mellan analytiskt beräknade samt uppmätta värden för cirkulär påle

Förskjutningen vid markytan, beräknade enligt ekvation (30) skiljer sig från uppmätta värden vid markytan. Den beräknade förskjutningen vid markytan verkar stämma vid låga laster, men då lasten ökas underskattar ekvationen förskjutningen. De analytiska beräkningarna med bäddmodul k , stämmer relativt väl fram till 12,5kN last för det kvadratiske tvärsnittet. För det cirkulära tvärsnittet stämmer den relativt väl fram till 6kN last. Det syns tydligt hur jorden har en icke-linjär respons jämfört med de analytiska beräkningarna där jorden antas elastiskt-idealplastiskt. Den elastiska responsen kan då antas gälla för små deformationer. Responsen verkar ej vara elastisk-idealplastiskt. Alltså kan ekvation (30) ej användas för att förutsäga förskjutningen vid höga belastningar nära kapaciteten.

7. Diskussion och slutsats

Nedan kommenteras och diskuteras metod och resultat som erhållits i denna rapport.

7.1. Allmänt

I litteraturstudien och teorin har ett begränsat antal källor används, dessa är dock från väletablerade författare som är erkänt duktiga. Bengt Broms har publicerat mycket forskning inom området och har på 60-talet redovisat spänning-töjnings förhållandet för transversalbelastade pålar vilket nyttjas än idag. Flera studier har gjorts efter Broms, vilka nyttjar hans teori. Studierna förklarar vikten av fältstudier för att redovisa beteendet i olika jordarter. Fältförsöket som genomförts i detta examensarbete är därmed av stor vikt för att öka förståelse av transversalbelastning i Göteborg och i Sverige.

Den begränsade tid som kvarvarade för analys inom ramen för examensarbete influerar resultatet. Det var svårt att hinna med fältförsök, analytiska beräkningar, och analysering av testdata på sex månader. Författaren hade höga förhoppningar innan examensarbetet påbörjades om att allt detta var möjligt men tyvärr var ambitionerna för höga. Detta är något som influerar resultatet av de analytiska beräkningar och analysering av testdata. Författaren hade även en förhoppning om att FE-modeller skulle ingå i examensarbetet, där stor tid lagts på lärande, skapande och till viss del analysering av FE-modeller. Tyvärr har tiden inte räckt till för att inkludera detta i examensarbetet.

I detta fall har beräkningar gjort på verkliga pålarnas dimensioner. Då pålarna endast används för detta experiment behöver rostmån ej beaktas. Ifall dimensionering för grundläggning med överliggande konstruktion skall erosion beaktas. Det beror på överliggande konstruktionens livslängd och rostmånen skall beaktas, se Tabell 2, Tabell 3 och Tabell 4.

7.2. Fältförsök

Fältförsöket som utförts i detta examensarbete har varit tidskrävande. Ungefär 100 timmar har lagts på förberedande arbete. Totalt har ungefär 120 timmar lagts på installation av mätinstrument. Minst 40 timmar har lagt på installation, förberedande arbete inför belastning och själva belastningsförsöket. Instrumenteringen har varit genomförbart för en person men författaren rekommenderar att två personer hjälps åt för att underlätta arbetet. Tänk på att kablar klipps i rätt längd och att undvika trassel till så stor utsträckning som möjligt. Att sortera upp kablar var frustrerande. Ett 5mm hål borrades för att möjliggöra kabeldragning genom pålarna, min rekommendation är att göra hålet någon millimeter större för att underlätta kabeldragningen.

I fallet för detta fältförsök skedde en ändring av område strax före installation. Ett område med goda geotekniska undersökningar hade valts men flytten till område som redovisas i Figur 34 skedde med kort framförhållning. Det faktum att en ordentlig markundersökning inte gjorts i området före installation av pålar skapade onödiga svårigheter vilka påverkade fältförsöket. Att genomföra markundersökningen före installation är att rekommendera.

Installation med grävmaskin utrustad med högintensiv vibrator var enkelt för bägge påltyper. Ansvarig grundläggare hade kontaktats innan instrumentering av töjningsgivare påbörjats. Detta gjorde installationsprocessen relativt simpel och inga klagomål hörde från ansvarig grundläggare. I efterhand bör installationsprocessen påbörjats med cirkulära stålrörspåle utan töjningsgivare. Detta då denna påle var minst ”skör”. När drivning inte var möjlig vid installation skulle inte vibrering ha provats. Det vore bättre ifall den cirkulära stålrörspålen användes som pryl direkt.

Det har även varit svårigheter med stålrörspålarna. Planen var att ha två sömlösa påltyper, en cirkulär och en VKR. I och med Covid-situationen vid tid för beställning av pålar skapades svårighet att finna återförsäljare vilka kunde leverera dessa. En återförsäljare kunde leverera VKR-påle men en cirkulär stålrörspåle kunde ej finnas. Denna skillnad mellan påltyper påverkar resultatet. Den cirkulära stålrörspålen är långsgående svetsad vilken orsakar egenspanningar i stålet. Detta skapar en skillnad i spänningsfördelningen i pålen vilken behöver beaktas vid analysering.

Belastningsuppställningen med spaklyftsblock och spont som mothåll fungerade bra. Förskjutningen på spontplankorna var mer eller mindre försumbar. Det faktum att pålarna rörde sig så pass mycket var ej förväntat och resulterade att mätklockornas kapacitet nåddes. En längre mätklocka eller annat mätinstrument skulle kunna ge en exaktare mätning av deformationen i påltoppen. En elektronisk mätklocka vore även att föredra då den ger kontinuerliga mätningar. Dock ger mätningen som gjorts ett tillräckligt resultat. Detta då förskjutningen var av sådan magnitud att millimeterprecision var mer eller mindre irrelevant. Inmätning av prismor var bra för att kontrollera förskjutning i referensbalk och spontplank. Detta kan vara väsentligt ifall förskjutningen varit mindre.

Det faktumet att mätningarna över djupet är begränsade påverkar även analyseringen. Att ingen av töjningsgivarna gav respons är väldigt oturligt och tråkigt. Samtliga av töjningsgivarna som installerats på den cirkulära pålen tros ha förstörts vid installation av pålen. För VKR-pålen gav hälften av givarna en signal. Resterande 14 givare antas ha skadats vid drivning eller dylikt. Varför de 15 kvarvarande töjningsgivare inte gav några rimliga värden är osäkert. En förklaring kan vara att givarna eller kablarna skadats vid installation. En annan kan vara att givarna och kablarna blev vattenskadade. I sådana fall bör skyddade töjningsgivare samt AK-22 förstärkas ytterligare ifall liknande experiment utförs. Ett annat alternativ är att använda svetsade töjningsgivare som skall vara mer tåliga jämfört med limmade töjningsgivare. En tredje felkälla kan vara felaktig montering av töjningsgivarna. Samma metodik användes dock som för provpålen, efter vilken givarna fungerade. Baserat på samtal med laborationspersonal på Mining and Civil Engineering Lab, Luleå Campus, kan en så kallad "shunt" användas för att kontrollera givarfaktorn vid installation av töjningsgivare. Ifall detta hade gjorts kunde töjningsgivarna kontrolleras före och efter installation. Varför detta inte gjorts baseras i brist på kunskap hos författaren samt avsaknad av logger för att mäta med "shunten". Ytterligare en möjlighet är okunskap hos konsult som utförde mätningarna. Ifall mätning med töjningsgivare hade varit möjligt skulle töjningarna längst pålarna kunna ha uppmätts vid fältförsöket. En eventuell flytning av pålelementet hade då kunnat uppmätts för att säkerställa rörelsen av pålen. Mätningar på större djup än inklinometerrören hade även varit möjligt.

Att schaktgropen var vattenfylld innan belastning påbörjades förhindrar att torrskorpa bildas vid ytan. Det belastar även schaktbotten och minskar risken för hävning som kan orsakas av avlastning på grund av schakten. Det orsakade att leran vid markytan blev vattenmättad och fick ett nästan gytigt beteende. Kablar kan ha blivit än mer vattenskadade som följd av att schakten varit vattenfylld. Påltopparna bör ha skyddats med plastback eller dylikt efter installation för att begränsa inverkan av vatten och lera.

Plansko är att föredra för att förhindra inträngning av lera i pålarna. Detta orsakade extra arbete samt förhindrade mätning med inklinometer till önskvärt djup. Av denna anledning har mätningarna avslutats strax över rotationsdjupet för Påle 2. Det vore intressant att göra djupare mätningar med inklinometer i samtliga pålar.

Den kvadratiske pålen, Påle 3, är betydligt styvare jämfört med de två cirkulära, Påle 1 & 2. Vid belastning av Påle 3 erhöles ungefär hälften så stora förskjutningar jämfört med de Påle 1 & 2. Den elastiska responsen vid belastning kan antas stämma för högre laster jämfört med de cirkulära. En möjlighet kan vara att det kvadratiske tvärsnittet mobiliserar större area och därmed ökar sidomotståndet. En annan kan vara att jorden har enklare att röra sig runt den cirkulära pålen jämfört med den kvadratiske. VKR-pålen är ungefär 14% styvare jämfört med de cirkulära pålarna, se Tabell 11. För långa pålar, vilket detta klassas som, beror förskjutningen dels på lerans och pålens styvhet. Det faktum att VKR-pålen är 14% styvare än de cirkulära pålarna inverkar förskjutningen som erhållits. Vid jämförelse mellan inklinometermätningarna och de analytiskt beräknade värdena ses stora skillnader, se Figur 141. Den stora skillnaden mellan det kvadratiske och cirkulära tvärsnittet existerar inte i de analytiska beräkningarna. Detta kan bero på att majoriteten av experiment utförts med cirkulära pålar och kunskapen om kvadratiske pålar är begränsade.

Borrpunkten där den geotekniska undersökningen har utförts låg strax utanför schakten. Avlastningen som skett p.g.a. schakten kan ha influerat hållfasthetsvärdena som verkar på pålarna. Då borrpunkten gjorts utanför schakten kan dessa hållfasthetsvärden variera från de i schakten.

En aspekt som behöver belysas är att jorden inte belastas i samma riktning som kolvarna för den geotekniska undersökningen tagits. Kolvarna tas vertikalt och används för de geotekniska undersökningarna. Belastningen som utförs är horisontell. Jorden är tyvärr inte isotrop utan beter sig anisotropt.

7.3. Analytisk beräkning

De analytiska beräkningarna är gjorda baserat på att jordlagerföljden består av ren lera. Detta är inte fallet vilket är en viktig faktor att ha med sig vid analysering av resultatet. För analytiska beräkningar där sandlagren beaktades behöver vidare studier. Ett alternativt tillvägagångssätt är att göra FE-modeller med sandlagren och jämföra dessa med resultat erhållna i denna rapport.

Bäddmodulen är väsentlig vid analytiska beräkningar och där bäddmodulen influeras av flertalet faktorer. Bäddmodulen är idag en förlegad materialparameter som är komplicerad att utnyttja. Teorin kring bäddmodul som presenteras i detta exjobb hoppas författaren ger läsaren en bättre förståelse om parametern. Bäddmodulen antas konstant längst pålen. Det är då lätt att överskatta eller underskatta bäddmodulen ifall ingående materialparametrar analyseras vid ”fel” djup. Skjuvhållfastheten $c_u=25\text{kPa}$ som använts vid analytiska beräkningar överskattar skjuvhållfastheten i jordprofilen vid snabb analys av direkta skjuvförsök. De direkta skjuvförsöken visar lägre skjuvhållfasthet förutom ifrån kolven vid 3m. Från det direkta skjuvförsök med kolven vid 3m redovisas en odränerad skjuvhållfasthet på $c_u=16\text{kPa}$. En lägre skjuvhållfasthet hade resulterat i lägre bäddmoduler. Elasticitetsmodulen E_{50} är analyserad från odränerat aktivt triaxialförsök vilket ytterligare överskattar deformationsmodulen. En justering till E_{50} kan göras genom rekommendationerna från SGI Information 3 (Larsson et al., 2007). Men överskattningen av styvheten i leran är fortfarande mycket stor. Vikten av korrekta materialparametrar och hur känsliga respektive parameter är kan ses i känslighetsanalysen som gjorts. Det är intressant att undersöka den stora skillnad som existerar mellan k_1 , k_2 , k_3 och k_4 . Särskilt mellan de två svenska normerna k_3 och k_4 . Varför och hur denna ökning från $80 \cdot c_u$ till $200 \cdot c_u$ har gjorts och vad den baseras på. Författare och handledare till detta examensarbete förstår ej varför denna upptrappning gjorts då fältförsöket visar lägre respons än detta. De empiriska sambanden som idag nyttjas baseras till stor del på okorrigerade vingförsök. Skjuvförsöken visar högre resultat jämfört med dessa och idag korregerar vi de testresultaten som fås.

Det faktum att en flytled inte bildas vid någon av de analytiska beräkningarna trots att brottlasten bestämts med detta antagande bör studeras. Det är mest troligt att en flytled bildats i pålen då den analytiskt beräknade rotationspunkten verkar existera vid knappt en meters djup. Antas en konsolbalk av denna längd med verkande last skall utnyttjandegraden för momentkapaciteten var högre.

En grov uppskattning gjordes innan examensarbetet påbörjades för att uppskatta magnituden av brottlasten. Denna grova uppskattning gjordes med en simpel modell i PLAXIS 3D. Denna modell redogjorde att förskjutningarna vid 50 kN var mycket stora. Då brottlasten vilken beräknats under avsnitt 6.3 är relativt nära denna brottlast så har detta ansetts som rimligt. Även ifall linjärextrapoleringen i Figur 112 gjorts för värden större än de som givits i Figur 15.

Spänning, tvärkraft, moment, lutningsvinkel och förskjutning som beräknats har kontrollerats mot Figur 16 och mycket liknande värden erhöles. Det har antagits att längden "L" som redovisas i Figur 16 är den elastiska längden L_e . Längden "L" skall då beräknas med bäddmodulen k i nämnaren, inte "c" vilket kan misstolkas som den odränerade skjuvhållfastheten. Då samtliga värden som kontrollerats vid jämförelse med Figur 16 har det antagits att samtliga integreringskonstanter är noll i ekvation (61), (62), (63), (64), (65).

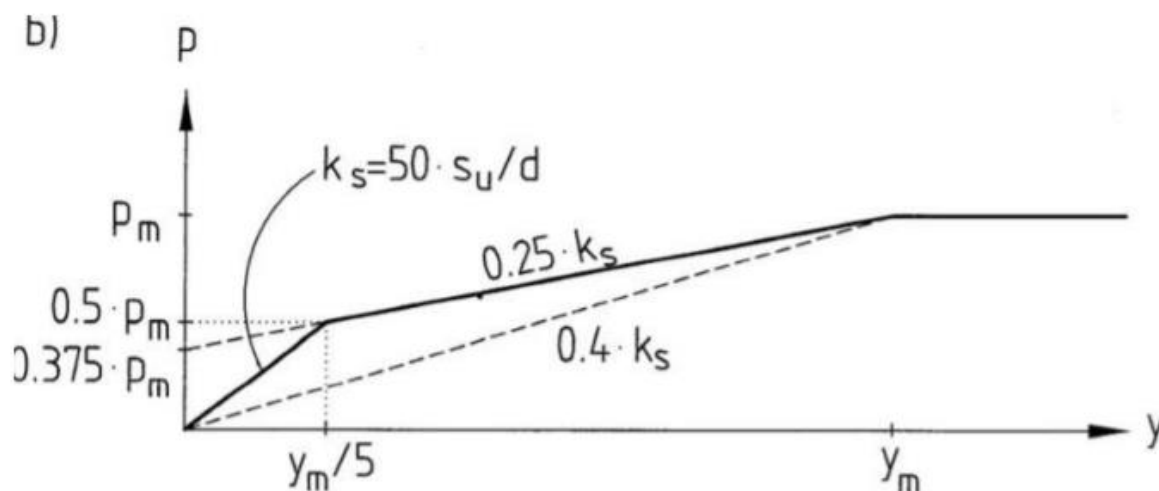
7.4. Jämförelse

Rotationsdjupet för Påle 1 och Påle 3 verkar ligga på knappa två meters djup enligt inklinometermätningarna vid maximal last. Till skillnad från de analytiska beräkningarna där rotationsdjupet verkar ligga på knappt en meters djup. Ifall pålelementet ses som en konsolbalk vid detta djup har en flytled bildats i pålen. Det är av den anledning intressant att studera pålelementen ovan jord och kontrollera ifall stålet plasticerats.

De analytiska beräkningarna med bäddmodul k , dvs $80 \cdot c_u/d$ eller b_p , uppskattar förskjutningen bäst jämfört med den uppmätta förskjutningen. De analytiska beräknade förskjutningarna verkar stämma bättre överens vid låga belastningar och överskattar styvheten i leran vid höga laster. De analytiskt beräknade rörelserna stämmer bättre överens med de uppmätta rörelserna i Påle 3. Alltså verkar beräkningarna stämma bättre överens med ett kvadratisk tvärsnitt. Värt att poängtera är att förskjutningarna som fås vid högre laster troligen överskrider acceptabel förskjutning för bruksgränstillstånd.

Efter resultatet från testbelastningen utförts har författaren och handledare Michael Sabbatini varit i kontakt med Per-Evert Bengtsson för diskussion och bättre förståelse av testresultat. Per-Evert antar att den stora förskjutningen och det låga sidomotståndet kan bero på en eventuell torrskorpa vid och under schaktbotten. Torrskorpan har väldigt lågt sidomotstånd ($N_p \approx 0$) och bidrar till stora förskjutningar. När väl leran belastas verkar ett moment och påltoppen är redan utböjd. Per-Evert nämner även att kontaktarean kan influera sidomotståndet av pålen. VKR-pålen har cirka 24% större kontaktarea jämfört med de cirkulära pålarna. Detta tillsammans med skillnaden i styvhet kan bidra till den skillnad i resultat som erhöles.

Vid beräkning av knäckning utav pålar i Finland antas en bilinjär idealtplastiskt respons av jorden för korttidsbelastning, se Figur 148 (Pålkommissionen, 2018). Detta används för att beräkna jordprofilens sidomotstånd. Det kan vara av intresse att beräkna transversalbelastning genom liknande bilinjäritet då elastisk-idealplastisk analys överskattar styvheten.



Figur 148: Kapacitet för beräkning av knäckning utav pålar i Finland (Pålkommissionen, 2018)

En grov uppskattning av rotationspunkten z_{crit} vore möjlig, genom fler experiment vilka redogör rotationspunkten empiriskt. Ifall denna uppskattning fanns bör brottlasten kunna utvärderas som

$$F_h = \frac{M_{Rd,el}}{z_{crit}} \quad (75)$$

vilket skulle redogöra brottlasten. Detta vore möjligt då leran antas ha plastiska egenskaper ned till rotationspunkten och pålen då kan ses som en konsolbalk utsatt för en punktlast.

Eftersom den analytiskt beräknade förskjutningen skiljer sig avsevärt från den uppmätta förskjutningen bör bärighetsfaktorn N_p reduceras. Tidigare har bäddmodul enligt k_4 varit svensk norm men har på senare år höjts till k_3 .

Transversalbelastning av pålar är ett komplicerat lastfall. Inverkan av moment och axialkraft gör detta lastangrepp än mer avancerat och komplicerat. Idag utnyttjas normalt ej kapaciteten för transversalbelastning av pålar. I stället lutas som tidigare nämnt pålar i Sverige då detta resulterar i axialkomposant jämfört med för vertikala pålar. Utanför Sverige bedrivs dock forskning, framför allt för havsvindkraftsverk, kajer och oljeplattformar, för att få bättre förståelse av responsen och kapaciteten vid transversalbelastning. Det finns ett behov i Sverige att vidareutveckla kunskapen om ämnet. Genom vidare utveckling kan kostnader reduceras samtidigt som klimatpåverkan minskas genom högre utnyttjande av grundläggning.

Vidare studier behöver därmed göras för att redogöra inverkan mellan moment-, axial, och transversalbelastade pålar. Detta kan antas som det mest sannolika belastningsfallet som pålar utsätts för. Det är ytterst sällan som en påle utsätts för en strikt transversalbelastning vilket redogjorts i detta examensarbete. Oftast alstras ett moment till följd av transversalbelastningen samtidigt som pålen utsätts för axialbelastning i form av egentygnd eller överliggande laster. Även krokigheten, vilken har nämnts i denna rapport, influerar pålen då andra ordningens moment erhålls vid axialbelastning. Det är även av intresse av att belasta en kvadratisk påle med 45 graders lutning för att avgöra deformationerna. Det skall även vara möjligt att bakräkna momentfördelningen längst belastade pålar i fältförsöket. På så vis kan eventuellt en "verklig" bäddmodul erhållas för detta fältförsök.

I rapporten redovisas en metod för fältförsök. Av att döma skall metoden som redovisas i rapporten fungera för att utföra transversalbelastning av långa stålrörspålar med fri påltopp.

Referenser

- ASTM. (2007). *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load*. USA: ASTM International.
- Axelsson, K. (1998). *Introduktion till Jordmekaniken jämte jordmaterialläran*. Institutionen för Samhällsbyggnad, Avd för Geoteknologi vid Luleå tekniska universitet.
- Axelsson, K., & Magnusson, O. (1999). *Grundläggningsteknik*. Luleå: Institutionen för Väg- och vattenbyggnad, Luleå tekniska universitet.
- Axelsson, K., & Mattsson, H. (2016). *Geoteknik* (Upplaga 1:1 ed.). Studentlitteratur.
- Boverket. (2021). *Boverkets konstruktionsregler EKS*. Boverket.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., & Swolfs, W. M. (2018). *PLAXIS Material Models Manual 2018*. Nederländerna: PLAXIS.
- Broms, B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(2), 27-63. 10.1061/JSEFAQ.0000611
- Broms, B. (1965). *Beräkning av pålar vid olika belastningsförhållanden ; Analysis of piles in different loading conditions*. Stockholm.
- Broms, B. (1967). *Pålgruppers Bärförmåga*. Stockholm: Statens Geotekniska Institut.
- Cox, W. R., Reese, L. C., & Grubbs, B. R. (1974). Field Testing of Laterally Loaded Piles In Sand. Paper presented at the *Sixth Annual Offshore Technology Conference*, 459-472. 10.4043/2079
- Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. Wiley.
- Hannigan, P. J., Rausche, F., Likins, G. E., Robinson, B. R., & Becker, M. L. (2016). *Geotechnical Engineering Circular No. 12 – Volume II Design and Construction of Driven Pile Foundations*. USA: Ryan R. Berg & Associates, Inc.
- Isaksson, T., Mårtensson, A., & Thelandersson, S. (2020). *Bygghkonstruktion* (Fjärde upplagan ed.). Studentlitteratur.
- Kyowa. (2020). *Strain Gages*
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology.
- Larsson, R. (2004). *Direkta skjuvförsök - en vägledning - Notat 2:2004*. Linköping: Svenska geotekniska föreningen.
- Larsson, R. (2008). *Jords egenskaper - Information 1*. Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P., Alén Claes, Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). *Skjuvhållfasthet - Utvärdering i kohesionsjord - Information 3*. Linköping: Statens geotekniska institut.

- Matlock, H. (1970). Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. Paper presented at the *Offshore Technology Conference*, 10.4043/1204-MS
- Nilsson, B. (1985). *Mätning med resistiva töjningsgivare*.
- Nilsson, M., & Bernspång, L. (2019). *Structural Mechanics*. Luleå:
- Olsson, C., & Holm, G. (1993). *Pålgrundläggning*. Statens geotekniska institut.
- Pålkommisionen. (1979). *Pålkommision rapport 58, Grävpålanvisningar: Dimensionering, utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar*. Stockholm: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (1993). *Pålkommision rapport 90, Grova stålrörspålar - anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*. Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (1998a). *Dimensioneringsprinciper för pålar: Lastkapacitet*. Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (1998b). *Pålkommisionen rapport 96:1, Dimensioneringsprinciper för pålar - Lastkapacitet*. (). Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (2000). *Pålkommisionen rapport 98, Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålpålar*. Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (2006). *Pålkommisionen rapport 101, Transversalbelastade pålar - statiskt verkningsätt och dimensioneringsanvisningar*. Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (2009). *Pålkommisionen rapport 105, Stålpålar beständighet mot korrosion i jord: En sammanställning av kunskaper och erfarenheter*. Linköping: Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (2018). *Pålkommisionen Teknisk PM 1:2018, Structural pile capacity of axially loaded piles in the Nordic countries – recommendations for the revision of Eurocode 7*. (). Stockholm. Pålkommisionen
- Pålkommisionen. (2021). *Pålkommisionen information 2021:1, Pålstatistik för Sverige 2020*. Stockholm: Pålkommisionen.
- Reese, L. C., Cow, W. R., & Koop, F. D. (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand . Paper presented at the *Sixth Annual Offshore Technology Conference*, 473–483. 10.4043/2080
- Reese, L. C., Cox, W. R., & Koop, F. D. (1975). Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles om Stiff Clay. Paper presented at the *Offshore Technology Conference*, 10.4043/2312-MS
- Reese, L. C., & Welch, R. C. (1975). Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(7), 633–649. 10.1061/AJGEB6.0000177
- Sällfors, G. (2001). *Geoteknik: Jordmateriallära, Jordmekanik* (3rd ed.). Vasastadens boktryckeri.
- Sällfors, G., & Larsson, R. (2017). *Metodik för bestämning av skjuvhållfasthet i Lera - Rapport 1:2017*. Göteborg: Svenska geotekniska föreningen.
- Samuelsson, A., & Tigerstrand, C. (2017). *Att konstruera med stål - Modul 2: Material och komponenter*. Stålbyggnadsinstitutet.

- Stål, T., Wedel, P. O., & Avén, S. (1984). In Avén S., Stål T. and Wedel P. O.(Eds.), *Handboken Bygg G Geoteknik*. LiberFörlag; LiberTryck.
- SIS. (1991). *Geotekniska provningsmetoder – Kompressionsegenskaper – Ödometerförsök, CRS-försök – Kohesionsjord SS 02 71 26*. Standardiseringskommissionen i Sverige, numera Svenska Institutet för Standarder (SIS).
- Svenska Geotekniska Föreningen. (2006). *Metodbeskrivning för installation av inklinometererrör – Rapport 2006:2*. Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- Svenska geotekniska föreningen. (2012). *Triaxialförsök: En vägledning – Rapport 2:2012*. Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- SIS. (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings SS-EN 1993-1-1:2005*. Svenska Institutet för Standarder (SIS).
- SIS. (2007). *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 5: Piling SS-EN 1993-5:2007*. Svenska Institutet för Standarder (SIS).
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Conefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, 5(4), 297-326.
- Trafikverket. (2014). *Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner-TR Geo 13 TDOK 2013:0668*.
- Trafikverket. (2019a). *Krav Brobyggande TDOK 2016:0204*. Trafikverket.
- Trafikverket. (2019b). *Råd Brobyggande TDOK 2016:0203*. Trafikverket.
- Trafikverket. (2021). *Olskroken planskildhet*. Trafikverket.se. <https://www.trafikverket.se/nara-dig/Vastra-gotaland/vi-bygger-och-forbattrar/Olskroken/>
- Wu, D., Broms, B. B., & Choa, V. (1998). Design of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils Using p-y Curves. *Soils and Foundations*, 38(2), 17-26. 10.3208/sandf.38.2_17