

Vegard Kvam

# Styrkeberegning av eksisterende og nye vinkelstøttemurer

Dimensjoneringsmetoder, utførelse og effekt av lokal korrosjon

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Terje Kanstad

Desember 2023



Vegard Kvam

# **Styrkeberegning av eksisterende og nye vinkelstøttemurer**

Dimensjoneringsmetoder, utførelse og effekt av lokal korrosjon

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk  
Veileder: Terje Kanstad  
Desember 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



# Sammendrag

Armeringskorrosjon er en velkjent skademekanisme for betongkonstruksjoner i utsatt miljø, som i verste fall kan føre til kollaps hvis skadene blir store nok. For mange konstruksjonstyper kan skader som følge av korrosjon oppdages ved inspeksjon før skadenivået når et kritisk stadium. For en vinkelstøttemur er ikke dette tilfellet, da konstruksjonens mest kritiske snitt ligger nederst i veggen med strekkarmering på baksiden, tildekt av jordmasser. En vinkelmurs største armeringsareal, som er kritisk for konstruksjonens bæring, ligger på strekksiden av veggen, utilgjengelig for inspeksjon og med potensielt store riss og muligheter for tilførsel av fukt og klorider til armeringen.

Utfordringen med en slik situasjon er at man ikke kan vite tilstanden til strekkarmeringen i en vinkelstøttemurs vegg, i støpeskjøten ved overgang mellom vegg og fundament, uten en inspeksjon som krever utgraving av masser eller kjerneboring. Tilstanden til en gammel eksisterende vegg trenger ikke være kritisk, men flere nyere studier fra Sør-Europa viser at dette er et reellt problem og det finnes flere eksempler på vinkelstøttemurer som har gått til brudd ved kollaps av veggen grunnet lokal korrosjon i den kritiske armeringen nederst i veggen.

Selv om en vinkelstøttemur kan anses som en relativt enkel konstruksjonstype, i form av at veggen opptrer som en vertikal utkrager som tar opp de horisontalt opptredende kreftene som følge av bakenforliggende masser, er den også relativt kompleks i så måte at det er flere parametere som spiller inn for kapasitet og levetid. Denne oppgaven belyser derfor først de grunnleggende prinsippene for dimensjoneringsprosessen av denne konstruksjonstypen.

Ved først å vise beregningsgangen og dimensjonere 6 ulike fiktive vinkelstøttemurer, ser oppgaven videre på hvordan ulike dimensjoneringsforutsetninger påvirker kapasiteten, rissvidder og korrosjonsbestandigheten til aktuelle støttemurer.

Opgaven viser at vinkelstøttemurer dimensjonert etter en eldre standard uten rissviddekrav og med en tillatt på overdekning lik 35mm for strekkarmering i veggens innside, potensielt kan ha en høy utnyttelsesgrad allerede ved ferdigstillelse og derfor en lav robusthet mot lokal korrosjon. Rissvidder opp til 0.4mm i vegg, og potensielt enda større i støpeskjøt, fører til en konstruksjon der armeringen vil være korrosjonsutsatt. En korrosjonsgrad på 3-4% kan i et slikt tilfelle være kritisk for konstruksjonens kapasitet.

Store riss, lav overdekning, tilgang på fukt ved dårlig drenering og en høy utnyttelsesgrad i strekkarmeringen vil sammen være kritisk for en eksisterende vinkelstøttemur med tanke på kapasitet. Beregninger viser at et tap av armeringsareal på 10 % ved lokal korrosjon kan gi en kapasitetsreduksjon på 25%.

Vinkelstøttemurer konstruert etter dagens regler med rissviddekrav og større overdekning, vil etter all sannsynlighet være vesentlig mer bestandig mot lokal korrosjon. Lav utnyttelsesgrad, lav rissvidde, stor overdekning og god drenering i bakkant er viktige faktorer for å oppnå en god robusthet mot korrosjon.

# Abstract

Corrosion of reinforcement is a well-known damage mechanism for concrete structures in exposed environments, which can potentially lead to collapse if the damage becomes significant. For many types of structures, corrosion-induced damage can be detected through inspection before reaching a critical stage. However, for a cantilever retaining wall where the backside of the wall is covered by soil, this is not the case. The largest reinforcement area, critical for the structure's load-bearing capacity, is on the tension side (back) of the wall, inaccessible for inspection and potentially prone to significant cracks, moisture ingress, and chloride exposure to the reinforcement.

The challenge in such a situation is the inability to assess the condition of the tension reinforcement, particularly at the joint between the wall and the foundation, without an inspection involving excavation or core drilling. The condition of an old existing wall is not necessarily critical for all cases, but recent studies in Southern Europe indicate that this is a real concern. There are examples of cantilevered retaining walls collapsing due to local corrosion in the critical reinforcement at the bottom of the wall.

Despite a cantilevered retaining wall being a relatively straightforward type of structure, where the wall acts as a vertical cantilever supporting horizontal forces from the soil-pressure, it is complex in terms of all the parameters influencing its capacity and lifespan. This thesis first outlines the fundamental principles of the design process for this type of structure.

By first demonstrating the calculation procedure and designing six hypothetical cantilevered retaining walls, the thesis further explores how different design assumptions affect the capacity, crack widths, and corrosion resistance of the relevant retaining walls.

The thesis reveals that cantilevered retaining walls designed according to an older standard without crack width requirements and with an allowable cover depth of 35mm for the reinforcement on the inner side of the wall, may potentially have a high utilization degree already at completion, resulting in low resistance to local corrosion. Crack widths up to 0.4mm in the wall, and potentially even larger at the joint, leads to a structure where the reinforcement is susceptible to corrosion. A corrosion rate of 3-4% may be critical for the structure's capacity in such cases.

Large crack widths, low cover depth, the possibility of moisture ingress due to poor drainage, and an high utilization degree of the tension reinforcement, may together pose a critical risk to an existing cantilevered retaining wall in terms of capacity. Calculations demonstrate that a loss of 10% of reinforcement area due to local corrosion can result in a 25% reduction in capacity.

Cantilevered retaining walls constructed according to current regulations with crack width requirements and greater cover depth will likely be significantly more resistant to local corrosion. Low utilization degree, small crack widths, large cover depth, and an effective drainage system at the back are essential factors for achieving a robust corrosion resistance in the structure.

# Forord

Dette arbeidet avslutter mitt siste semester, høsten 2023, ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) på masterstudiet Bygg- og Miljøteknikk med studieretning konstruksjon. Masteroppgavene tilsvarer 30 studiepoeng og arbeidet har gått over 16 uker.

Jeg ønsker å takke min veileder Terje Kanstad ved NTNU for god og lærerik veiledning gjennom hele oppgaven. Jeg vil også rette en takk til Per Kristian Heidenstrøm ved Norconsult Trondheim for lån av programvaren ISY Design, Jan Elvebakk ved Norconsult for et generelt faglig innsyn i prosjekteringsarbeidet med støttemurkonstruksjoner, samt Gaute Nordbotten i Statens Vegvesen for opplysninger om dagens krav og praksis.

Jeg vil også rette en takk til min samboer Hanne som har lagt til rette på hjemmebane ved å ta et ekstra stort ansvar for vårt førstefødte barn som ble født i august.





# Innholdsfortegnelse

Figurliste .....	xi
Tabelliste .....	xiii
Forkortelser/symboler .....	xiv
1 Innledning .....	15
1.1 Bakgrunn .....	15
1.2 Problemstilling .....	16
1.3 Oppgavens struktur .....	17
2 Støttemurkonstruksjoner .....	18
2.1 Ulike typer støttemurer .....	18
2.2 Vinkelstøttemur – utfordring .....	19
3 Bestandighet .....	25
3.1 Riss og sprekker .....	25
3.2 Armeringskorrosjon .....	27
3.3 Andre nedbrytningsmekanismer .....	31
3.4 Sammenheng sprekker/riss og pittingkorrosjon .....	32
3.5 Reduksjon av kapasitet som følge av korrosjon .....	37
3.6 Ytre forebyggende tiltak for konstruksjonens bestandighet .....	38
4 Grunnlag .....	41
4.1 Teoretisk bakgrunn for beregninger og bestemmelser .....	41
4.2 Materialelegenskaper .....	41
4.3 Laster og lastkombinasjoner .....	47
4.4 Statikk .....	49
4.5 Dimensjonering av tverrsnitt .....	51
4.6 Risskontroll .....	53
4.7 Beregning av kapasitet ved redusert tverrsnittsareal $A_s$ grunnet korrosjon som bruddkriterium .....	56
4.8 Beregning av kapasitet med redusert duktilitet for tverrsnittsareal $A_s$ grunnet korrosjon som bruddkriterium .....	57
4.9 Grunnlag for eldre konstruksjoner .....	59
4.10 Parametere for ulike vinkelstøttemurer og lastforutsetninger .....	61
5 Beregninger og dimensjonering VSM1 .....	63
5.1 Parametre for vinkelstøttemur 1 (VSM1) .....	64
5.2 Lastberegning – karakteristiske laster .....	64
5.3 Globale kontroller .....	65
5.4 Dimensjonering av tverrsnitt (STR) i ULS (per 1m) .....	68
5.5 Rissviddekontroll av snitt I i SLS .....	71

6	Resultater .....	72
6.1	Verifisering av Mathcad script (MC) VS ISY Design (ID).....	72
6.2	Eldre konstruksjon – NS3473 (1973) vs NS-EN 1992-1-1 (2004) .....	73
6.3	Ulik armeringsfordeling VSM1-6 .....	76
6.4	Korrosjonspåvirket konstruksjon .....	77
7	Diskusjon.....	82
7.1	Beregning, dimensjonering og verifisering av vinkelstøttmurer (P1) .....	83
7.2	Rissviddeberegninger (P2) .....	83
7.3	Kapasitet for korrosjonspåvirkede vinkelstøttmurer (P3) .....	85
7.4	Årsak og utfordringer ved korrosjonsproblematikk – preventive tiltak (P4) .....	85
7.5	Usikkerheter og feilkilder.....	87
8	Konklusjon .....	88
9	Videre arbeid.....	89
	Referanser.....	90
	Vedlegg.....	93

# Figurliste

Figur 1 Eksempel på pittingkorrosjon i eksisterende støttemur [5] .....	15
Figur 2 Vinkelstøttemur [15] .....	18
Figur 3 Støttemur med skiveavstivning [15] .....	18
Figur 4 Gravitasjonsstøttemur [15] .....	18
Figur 5 Muring med betongblokker [10].....	18
Figur 6 Forankret støttemur [10] .....	18
Figur 7 Muring med naturstein [10] .....	19
Figur 8 Muring med gabioner [10] .....	19
Figur 9 Bingemuring [10] .....	19
Figur 10 Landkar [1] .....	19
Figur 11 Tegninger av test-setup [5].....	22
Figur 12 Testprøver vinkelstøttemur, før og etter støp [5] .....	22
Figur 13 Kunstig korrosjon - reduksjon av armering ved drilling [5] .....	23
Figur 14 Rissvidder på vegg ved lastpåføring. Ingen korrosjon i armering [5].....	23
Figur 15 Sprekker grunnet ytre fastholding [14] .....	26
Figur 16 Betongstav med armering og riss [13].....	26
Figur 17 Strukturelle konsekvenser av armeringskorrosjon [17] .....	27
Figur 18 Korrosjonsprosess i armeringsjern [18] .....	28
Figur 19 Tverrsnittsareal, uniform vs lokal korrosjon [19] .....	29
Figur 20 Skjematisk fremstilling av pittingkorrosjon [17] .....	29
Figur 21 Ulike fasonger på groper [30] .....	30
Figur 22 Forhold mellom kloridkonsentrasjon og korrosjonshastighet [17] .....	30
Figur 23 Illustrasjon av mulig korrosjonsmekanisme ved sprekk [22].....	30
Figur 24 Eksempel på pittingkorrodert armeringsjern [30] .....	31
Figur 25 Illustrasjon av sprekk og inntregning til armering [17] .....	32
Figur 26 Sammenheng mellom riss og korrodert armeringsareal [23] .....	32
Figur 27 Kloridinntregning for ulike rissvidder [25].....	33
Figur 28 Variasjon i bruddstyrke i forhold til korrosjonsgrad [26].....	34
Figur 29 Forlengelse av Ø6 armeringsjern med hensyn til påført last [kN] og korrosjonsgrad [%] [26] .....	34
Figur 30 Riss grunnet heftspenninger mellom armering og betong [30] .....	35
Figur 31 Heftspenninger vs korrosjonsnivå. Viser en reduksjon i heftkapasitet med økt korrosjon [30].....	35
Figur 32 Effekt av korrosjon på lastkapasitet, stivhet og omfordeling av krefter [30] ....	36
Figur 33 Forholdet mellom korrosjonsaktivitet-index ( $I_{corr}T$ ) og massetap av armering [%] [32] .....	37
Figur 34 Forholdet mellom korrosjonsaktivitet-index og resterende momentkapasitet etter korrosjon (R) [32].....	37
Figur 35 Forholdet mellom nedbøyning og påført last midt på armert betongbjelke for ulike korrosjonstyper [33] .....	38
Figur 36 Eksempel på fundamentplate med fall, her fra Byggforskserien med 1:20 som eksempel. Krav i N400 er minimum 1:25 [10].....	39
Figur 37 Eksempel på tilbakefylling av masser og drenerør til vinkelstøttemur [10].....	39
Figur 38 Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon [1] .....	43
Figur 39 Effektivspenninganalyse - jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng, fra figur 6.2.1 i SVV ][1] .....	44
Figur 40 Skisse av vinkelstøttemur og opptredende krefter [15] .....	49

Figur 41 Påførte laster for vinkelstøttemur .....	50
Figur 42 Bruddmekanismer i støttekonstruksjoner [41] .....	51
Figur 43 Plassering av snitt I-III for vinkelstøttemur .....	51
Figur 44 Opp tredende moment i snitt I, II og III .....	52
Figur 45 Opprisset tverrsnitt i bruksgrensetilstand [13] .....	54
Figur 46 Forklaring til $s_r$ og $w_k$ for betongstav med riss. Forholdet mellom riss, spenninger i stål og tøyninger i stål og betong [13] .....	55
Figur 47 Geometri, tøyninger og spenninger i tverrsnitt for likevekt ved beregning av $M_{Rd}$ [48] .....	57
Figur 48 Vinkelstøttemur med geometriske parametere gitt i tabell 4.15 .....	61
Figur 49 Påførte laster for vinkelstøttemur .....	65
Figur 50 Resultat kontroll av velting (EQU), hentet fra vedlegg 1 .....	65
Figur 51 Kraftresultanter og momentarm for velting EQU .....	65
Figur 52 Friksjonskraft $R_F$ og krefter som virker på VSM i GEO .....	66
Figur 53 Resultat kontroll av glidning (GEO), hentet fra vedlegg 1 .....	66
Figur 54 Dimensjonerende grunntrykk .....	67
Figur 55 Resultat kontroll av grunntrykk (GEO), hentet fra vedlegg 1 .....	67
Figur 56 $M_{Ed}$ i snitt I, II og III .....	68
Figur 57 Armeringsskisse 2D for VSM 1 (Revit) [9] .....	69
Figur 58 3D modell skissert armering VSM1 (Revit) [9] .....	69
Figur 59 Kontroll av forankringslengde og heftkontroll, hentet fra vedlegg 1 .....	70
Figur 60 Utklipp av risviddeberegning fra vedlegg 1 .....	71
Figur 61 Visuell illustrasjon av vegg som viser med fargekart hvor største moment oppstår (rødt). Det er også her det forventes størst riss. Oppskalert defleksjon av vegg (Robot) [52] .....	71
Figur 62 Plassering av snitt I, II og III .....	72
Figur 63 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM1, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	78
Figur 64 Relativ reduksjon av momentkapasitet i tverrsnittet, samt duktilitet og strekkfasthet til armeringen avhengig av korrosjonsgrad for VSM1 case 1 .....	78
Figur 65 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM2, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	79
Figur 66 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM3, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	79
Figur 67 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM4, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	80
Figur 68 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM5, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	81
Figur 69 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM6, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon .....	81

# Tabelliste

Tabell 2.1 Maks moment og utbøyning for ulike prøver med ulik korrosjonspåvirkelse. CD-9-30 betyr Corrosion Damage, total 9% reduksjon, 30 % per jern. Altså 30% av jernene med 30% tap, gir totalt 9% tap [5].....	24
Tabell 4.1 Veiledende jordparametere ved dimensjonering av landkar og støttemurer, tabell 3.6.2-1 i Geoteknikk i vegbygging SVV [1].....	43
Tabell 4.2 Krav til ruhet ved dimensjonering av såler, tabell 7.2.1-1 i Bruprosjektering SVV [36] .....	44
Tabell 4.3 Materialelegenskaper for B35, hentet fra EC-2-1-1 kap. 3 [40] .....	46
Tabell 4.4 Materialelegenskaper for B500NC [13].....	47
Tabell 4.5 NA.A1.2(A) Dimensjonerende verdier for laster (EQU) [38] .....	47
Tabell 4.6 NA.A1.2(B) Dimensjonerende verdier for laster (GEO/STR) [38].....	48
Tabell 4.7 Kombinasjonsfaktorer for EQU [38].....	48
Tabell 4.8 Kombinasjonsfaktorer for GEO/STR [38].....	48
Tabell 4.9 Snittkrefter og nedbøyning for utkragerbjelker (A3) [43] .....	50
Tabell 4.10 NA.7.1N Grenseverdier av $w_{max}$ [mm] [40].....	53
Tabell 4.11 Største stangdiameter for begrensning av rissvidde [40] .....	54
Tabell 4.12 Største senteravstand for begrensning av rissvidde [40].....	54
Tabell 4.13 Empiriske koeffisienter for styrke- og duktilitetstap til armering [28] .....	56
Tabell 4.14 Overdekningskrav [49], [42], [40] .....	59
Tabell 4.15 Geometriske parametre for VSM1-6 samt tyngdetetthet og friksjonsvinkel for bakenforliggende masser .....	61
Tabell 4.16 Parametere for VSM 1-6 etter NS3473 (1973) .....	62
Tabell 5.1 Dimensjonerende krefter, armeringsmengder og kontroll av VSM1, hentet fra vedlegg 1 og 3 .....	68
Tabell 6.1 Detaljert sammenligning av MathCad script og ISY Design VSM1 .....	72
Tabell 6.2 Sammenligning MathCad script og ISY Design VSM 1-6 snitt I.....	73
Tabell 6.3 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med samme dimensjonerende fastheter for betong B35 (19,8 MPa) og armeringsstål B500NC (434 MPa) med $UR_M = 0.90$ for eldre støttemurer.....	74
Tabell 6.4 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS 3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med ulike dimensjonerende fastheter for betong og armeringsstål, der C35 (16 MPa) og Ks 40 (320 MPa) benyttes for eldre konstruksjon. ....	75
Tabell 6.5 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med samme dimensjonerende fastheter for betong B35 (19,8 MPa) og armeringsstål B500NC (434 MPa) med $UR_M$ lik for begge tilfeller.....	75
Tabell 6.6 Effekt av mindre armeringsdiameter ( $\emptyset$ ) på rissvidde. Samme totale armeringsareal, $A_s$ . ....	76

# Forkortelser/symboler

CD	Corroison degree
ID	ISY Design
MC	Math Cad script
RIB	Rådgivende ingeniør bygg
RIG	Rådgivende ingeniør geoteknikk
UR	Utilization ratio (utnyttelsesgrad)
VSM	Vinkelstøttemur

# 1 Innledning

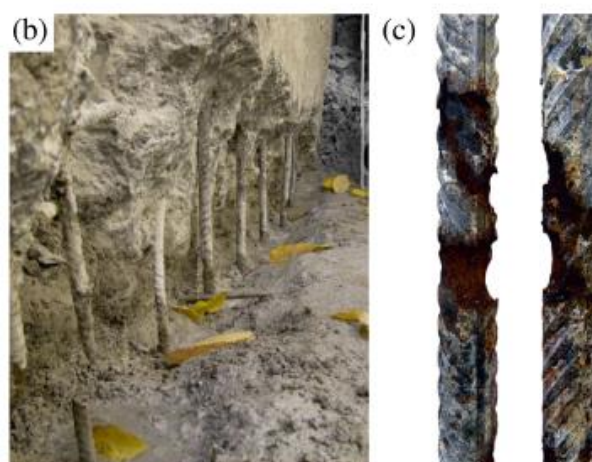
I dette kapittelet belyses bakgrunnen for valg av oppgavens tema, oppgavens problemstilling og oppgavens disposisjon. Hensikten er å gi leser en oversikt over tematikken og problemstillingen som skal undersøkes og drøftes, og hvordan funnene legges frem i løpet av oppgaven.

## 1.1 Bakgrunn

Hovedformålet til en støttemur er å støtte og stramme opp helningen sammenlignet med naturlig helning til jordmassene på aktuelt sted [1]. Støttemurene finnes i mange ulike typer, og brukes for å sikre helninger over hele verden. De settes opp i forbindelse med mange ulike prosjekter; oppsetting av bygninger, kai-konstruksjoner, bro, tunnel, og vei for å nevne noen. Ved bruk for å sikre infrastruktur og bygningmasse vil påliteligheten til en støttemur over tid være avgjørende for å unngå ulykker som følge av brudd på konstruksjonen. En kollaps av en støttemur kan få svært alvorlige følger, og i verste fall føre til at liv går tapt.

I en doktorgradsavhandling fra 2022, skrevet av S. S. Hæfliger i Sveits, undersøkes det hvordan lastbæring i eksisterende konstruksjoner påvirkes av lokal korrosjon i armering. I avhandlingen trekkes vinkelstøttemur frem som en konstruksjonstype der korrosjon i armeringen kan gi store konsekvenser for lastbæringen og støttemurens pålitelighet [2].

Hæfliger viser til en pilotstudie utført av *Swiss Federal Road Office FEDRO* som avslører at flere armerte vinkelstøttemurer fra 60- og 70- tallet plassert langs motorveier og jernbanelinjer er sterkt påvirket av korrosjon, spesielt i overgangen mellom fundamentplaten og støtteveggen, der strekkspenningen grunnet påført moment i utkrager er størst. Her er også sprekkdannelsene størst, og det har vært jevnlig tilgang på vann som har satt i gang en korrosjonsprosess over tid. Studien påpeker at mange tverrsnitt har fått en redusert kapasitet, og det er vanskelig å oppdage disse sprekkenes og korrosjonen da skadene oppstår på jordsiden av støttemuren, altså en side der man ikke kommer til for inspeksjon [2].



**Figur 1 Eksempel på pittingkorrosjon i eksisterende støttemur [5]**

Denne utfordringen underbygges av M. Kwapisz' studie fra 2018 der eksisterende armerte vinkelstøttemurer i betong utsatt for korrosjon ble undersøkt [3]. Motivasjonen for denne studien var flere uforutsette kollapser av vinkelstøttemurer langs autobahn i Østerrike, Sveits og Sør-Tyskland, der liv gikk tapt som følge av kollapsene [4]. Det viste seg at de fleste kollapsene skyldtes korrosjon i strekkarmeringen på innsiden av støtteveggen i overgang mellom fundamentplaten og veggen. Det påpekes også her at slike skader er vanskelig å oppdage grunnet konstruksjonens utforming og tildekking av masser. Studien ønsket å undersøke sammenheng mellom utbøyning av veggen og kapasitetsreduksjon grunnet korrosjon i armeringen, noe som igjen kan varsle en mulig kollaps på forhånd. Dette viser seg å være vanskelig.

Grunnet store armeringsmengder og relativt stor armeringstetthet i overgang mellom fundament og vegg i en vinkelstøttemur, som også er det mest kritiske området for brudd, kan det forekomme dårlig utstøping. Det kan være et område med relativt høy andel armering innenfor et lite område, og ved unøyaktig utførelse før og under støpeprosessen kan det gi negative konsekvenser for kapasitet og bestandighet.

Lokal korrosjon, også kjent som «pitting corrosion», i armeringen på strekkside ved støpeskjøt kan være kritisk for støttemurens kapasitet, og riss og sprekker i betongen på fuktig side i skjøten kan akselerere korrosjonshastigheten og dermed forverre situasjonen. Haefliger & Kaufmann (2022) skriver i sin forskningsartikkel om sammenhengen mellom deformasjon grunnet lastvirkning og lokal korrosjon i armeringen [5]. De beskriver at korrosjon påvirker utkragerens (veggen) deformasjonskapasitet, som igjen påvirker lastpåvirkningen grunnet jordtrykkets oppførsel i sammenheng med konstruksjonens deformasjonsevne. Artikkelen er basert på Haefligers doktorgradsstudie (2022), og det konkluderes med at risikoen for sprøtt brudd i korrosjonsutsatte vinkelstøttemurer er høy, og det kan skje uten forvarsel i form av synlig utbøyning av veggen i forkant.

Lokal korrosjon kan utvikle seg veldig raskt og ha stor innvirkning på materialets egenskaper. Det er en veldig destruktiv form for korrosjon. I motsetning til uniform korrosjon som foregår over et større område, vil lokal korrosjon inntreffe på et lite område i en ofte raskere rate, med en større skadevirkning på armeringsjernets styrkeegenskaper.

Sammenhengen mellom riss, lokal korrosjon, deformasjonskapasitet, bruddkapasitet, lastopptreden i form av varierende jordtrykk og en mulig uavdekket risiko i konstruksjoner satt opp i Norge gjør det interessant å undersøke det videre omfanget av forskning som allerede er utført andre steder, samt grave dypere i hvordan denne typen konstruksjoner prosjekteres og kontrolleres i dag. Alle funn eller nye spørsmål som avdekkes i løpet av arbeidet kan gi grobunn for videre studier og undersøkelser som kan være av interesse for bransjen.

## 1.2 Problemstilling

Utfordringene i sammenheng med vinkelstøttemurer som er oppdaget lengre sør i Europa er av interesse å belyse videre med tanke på at det finnes en mulighet for at slike konstruksjoner også finnes i Norge. Denne oppgaven har til hensikt å belyse tematikken og se på hva som finnes av teori og forskning foreløpig, samt beregne en vinkelstøttemur og drøfte ulike løsninger for konstruksjonen med tanke på styrke og bestandighet. Avhengig av hvilke funn som gjøres kan disse være med å danne grobunn for videre undersøkelser og studier i et senere arbeid.



For å belyse områder som kan påvirke hvordan man ser på prosjektering, bygging og levetid for en slik konstruksjon, vil det prosjekteres en fiktiv støttemur der beregningene drøftes opp mot eksisterende teori, standarder og funn fra nyere forskning.

I oppgaven, vil følgende problemstillinger bli undersøkt, drøftet og forsøkt besvart:

- P1:** Utfør manuell beregning og dimensjonering av en eller flere fiktive vinkelstøttemurer. Verifiser beregningene ved sammenligning i programvare.
- P2:** Beregning av rissvidder for vinkelstøttemuren(e), og undersøkelse av hvordan ulik armeringsfordeling påvirker rissvidden.
- P3:** Belys ulike faktorer som påvirker korrosjonsopptreden i tverrsnitt, og beregn kapasiteten til vinkelstøttemuren(e) med ulike grader av lokal korrosjon i armeringen.
- P4:** Belys og diskuter utfordringer i forbindelse med at korrosjon oppstår i vinkelstøttemurens mest kritiske snitt. Sett det i sammenheng med funn fra P1-P3, og foreslå eventuelle preventive tiltak.

Ved å undersøke disse fire problemstillingene, og gjøre en sammensatt drøfting ut fra eventuelle funn, ønsker oppgaven å avdekke mulige utfordringer. Forhåpentligvis danner det et grunnlag for videre arbeid og videre undersøkelser in-situ.

### 1.3 Oppgavens struktur

Opgavens struktur består av et innledende litteraturstudium der gammel og ny relevant teori og forskning legges frem for å danne et faglig grunnlag for besvarelse av problemstillingene. Her fokuseres det både på teori som ligger til grunn for beregninger og dimensjoneringer som gjøres ved prosjektering av en slik konstruksjon, og funn som fremhever utfordringene som allerede er beskrevet i eksisterende studier. I siste halvdel vil ulike valg som gjøres i prosjekteringsfasen, innenfor aktuell standard og regler, legges frem, før det vil drøftes hvordan de ulike valgene påvirker konstruksjonens styrke og bestandighet med hensyn til korrosjonsproblematikk for vinkelstøttemuren.

Kapitlene legges opp i en hensiktsmessig rekkefølge der målet er å gi et bredt overblikk over temaet, før det spisses inn på et mer detaljert nivå utover i oppgaven. Først presenteres konseptet støttemur og ulike typer som finnes, etterfulgt av en presentasjon av viktige funn fra studien denne oppgaven er inspirert av. Deretter vil et eget kapittel som belyser temaet bestandighet i betongkonstruksjoner presentere ulike aspekter som er med å påvirke en betongkonstruksjons robusthet, da spesielt med tanke på korrosjon. I påfølgende kapittel vil grunnlaget for beregningene som gjøres presenteres, etterfulgt av et kapittel som beskriver beregningene som gjøres og legger frem eksempler på disse. Et mål er å gi innsyn i beregningsgangen som ligger til grunn for dimensjoneringen, før resten av beregningene utføres i programvare. Resultatene av alle de ulike beregningene presenteres i eget kapittel, før henholdsvis et diskusjons- og konklusjonskapittel drøfter og oppsummerer funnene gjort i løpet av oppgaven. Eventuelle tanker om videre arbeid vil presenteres avslutningsvis.

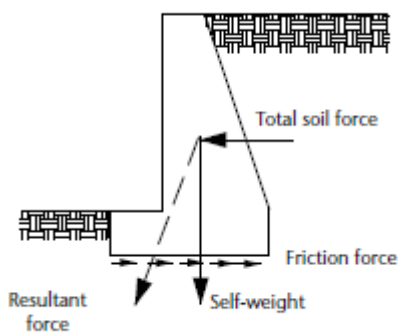
Programvarene MathCad og ISY Design er bruk til beregninger, mens Autocad og Revit har blitt brukt til produksjon av figurer og armeringstegninger [6]–[9].

## 2 Støttemurkonstruksjoner

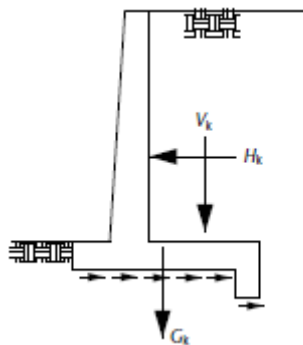
### 2.1 Ulike typer støttemurer

Som tidligere nevnt finnes det flere typer støttemurkonstruksjoner, det er et vidt begrep. Type støttemur deles vanligvis inn etter virkemåte, hvordan kreftene tas opp og overføres til underlaget [1]. De vanligste typene er gravitasjonsmurer (Figur 4), vinkelstøttemurer (Figur 2), støttemur med skiveavstivning (counterfort) (Figur 3) og støttemurer med forankring (Figur 6).

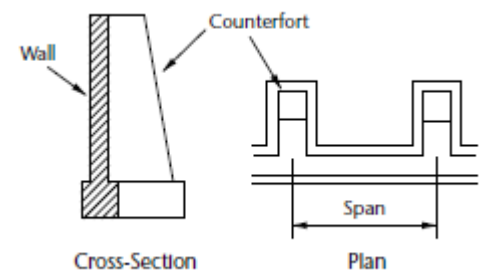
For å sikre skråninger kan også muring med betongblokker (Figur 5), tørrmuring med naturstein (Figur 7), muring med gabioner (nettingkurver) (Figur 8) eller bingemuring (Figur 9) brukes [10]. Det er viktig å påpeke at disse muringsmetodene for sikring av skråninger prinsipielt er en form for gravitasjonsmuring, som baserer seg på friksjon og egenvekt. Slike konstruksjoner kan også forankres sjiktvis. Ved etablering av fundament for broer benyttes landkar (Figur 10). Et landkar har prinsipielt samme konstruktive utforming som en støttemur, men må dimensjoneres for å bli påført vesentlig større vertikale laster [1].



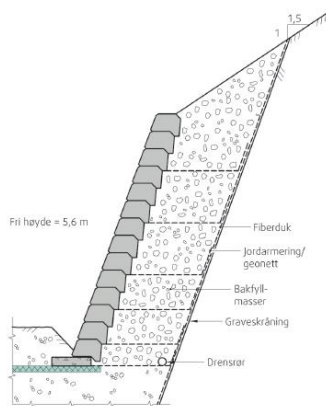
**Figur 4 Gravitasjonsstøttemur [15]**



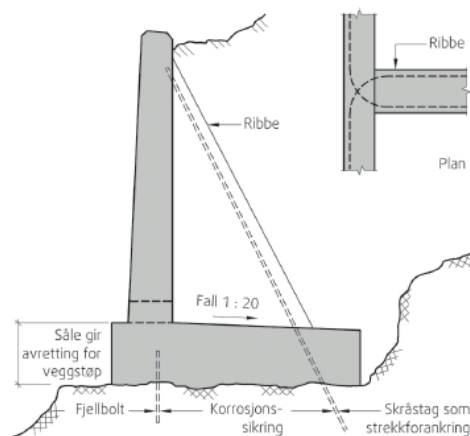
**Figur 2 Vinkelstøttemur [15]**



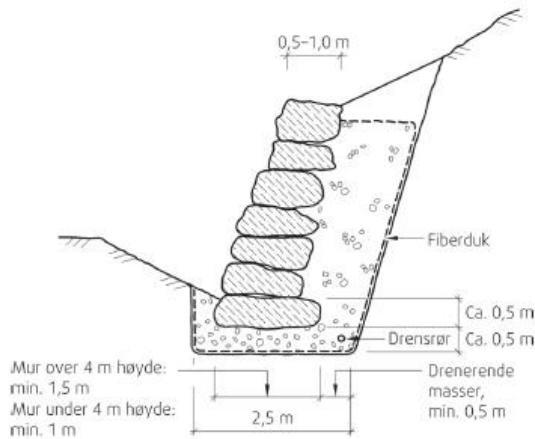
**Figur 3 Støttemur med skiveavstivning [15]**



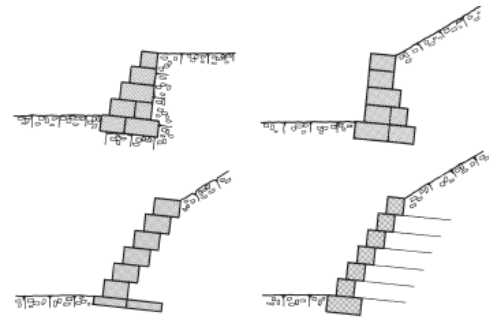
**Figur 5 Muring med betongblokker [10]**



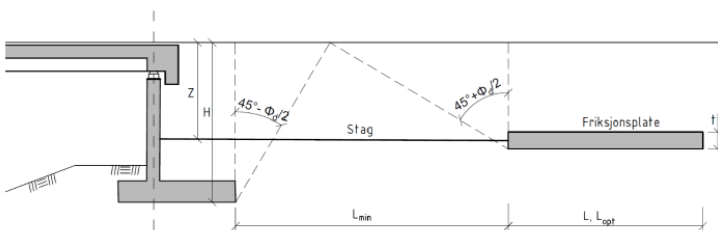
**Figur 6 Forankret støttemur [10]**



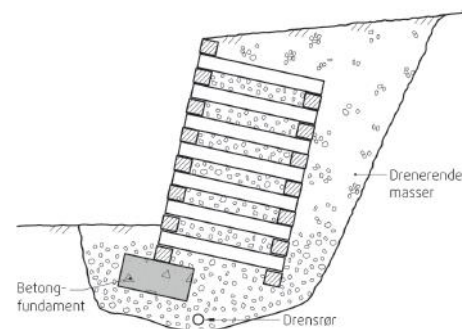
**Figur 7 Muring med naturstein [10]**



**Figur 8 Muring med gabioner [10]**



**Figur 10 Landkar [1]**



**Figur 9 Bingemuring [10]**

## 2.2 Vinkelstøttemur – utfordring

Kapittel 2.1 illustrerer mangfoldet av støttemurkonstruksjoner som finnes og kan brukes til ulike formål. Det spesielle med en vinkelstøttemur i armert betong er at den fungerer som en utkrager ved opptak av de horisontale kreftene fra jordtrykket. En gravitasjonsmur står i mot store deler av de horisontale kreftene fra jordlasten ved å oppnå en større horisontal friksjonskraft mot underlaget som følge av normalkraftens virkning ned i konstruksjonen. Mens en forankret støttemur vil oppta store deler av den horisontale jordlasten i strekkstaget forankret i fjell eller friksjonsplate.

### 2.2.1 Kritisk snitt

En vinkelstøttemur må i motsetning til disse typene ta opp den horisontale jordlasten ved at de horisontale kreftene overføres fra vegg til fundament via den fast innspente veggplaten. Her vil det oppstå et stort påført moment som tverrsnittet i overgangen (støpeskjøt) mellom plate og vegg må overføre. Dermed blir dette et kritisk snitt, der det er viktig at dimensjoneringen av betong og armering er utført på en korrekt måte. Hvis det horisontale tverrsnittet i overgang fra vegg til fundament av en eller flere grunner

ikke klarer å overføre kreftene, vil man risikere at konstruksjonen går til brudd ved at veggen bøyes utover og bakenforliggende masser raser ut.

### 2.2.2 Mulige årsaker til brudd

Det kan være flere årsaker til at en vinkelstøttemur kolliderer og jordmassene i bakkant får mulighet til å rase ut. Det kan være velting (EQU), glidning (GEO), overskredet grunntrykk (GEO) eller brudd i konstruksjonen (STR). Lokal korrosjon i strekkarmering over tid vil være med å påvirke bruddkapasiteten i tverrsnittet for veggen (STR).

#### 2.2.2.1 Global likevekt - Velting (EQU)

Global likevekt av konstruksjonen må undersøkes ved prosjektering for å sørge for at støttemuren ikke veltes over ende av jordlastene ved lastpåføring. Korrekte lastkombinasjoner legges til grunn ved beregning, og man må etter beste evne ta høyde for mulige lastsituasjoner som kan oppstå under konstruksjonens levetid.

#### 2.2.2.2 Glidning og grunntrykk (GEO)

Kontroll for at bunnplaten til vinkelstøttemuren oppnår nok friksjonskraft mot underlaget slik at de horisontale kreftene påført veggen fra jordlast ikke skyver konstruksjonen ut av posisjon ved glidning. Det må også undersøkes at grunntrykkskapasiteten til underlaget ikke overskrides slik at trykkbrudd i grunnen unngås.

#### 2.2.2.3 Brudd i konstruksjonen (STR)

Brudd i konstruksjonens tverrsnitt kan oppstå, og det må dimensjoneres slik at alle tverrsnitt har tilstrekkelig kapasitet for å ta opp de opptredende kreftene i konstruksjonen som følge av påførte laster. Kritisk tverrsnitt vil i en vinkelstøttemur først og fremst være i overgang mellom støttevegg og fundamentplate, her størst moment på grunn av jordlasten vil oppstå. Men flere snitt bør kontrolleres.

I følge Haefliger vil lokal korrosjon av strekkarmering i kritisk tverrsnitt kunne være kritisk for kapasitet i støttemuren etter lang levetid og redusert armeringsareal [5]. Haefligers funn vil legges frem og drøftes mer nøyaktig i neste kapittel.

#### 2.2.2.4 Endring i påførte laster etter lang brukstid

Store endringer i jordlast og opptredende laster i en eksisterende konstruksjon som følge av store klimaforandringer eller store klimahendelser kan også være avgjørende. Hvis en jordlast i form av et skred treffer støttekonstruksjonen og den ikke er dimensjonert for en slik laststørrelse selv om regelverket er fulgt, kan både velting (EQU), glidning (GEO), grunntrykksbrudd (GEO) og brudd i tverrsnitt (STR) oppstå.

### 2.2.3 Artikkel: "Load-deformation behaviour of locally corroded reinforced concrete retaining wall segments: Experimental results" [5]

Nevnt innledningsvis var det en rekke hendelser langs veinettet i Sør-Europa som satte i gang flere studier på støttemurkonstruksjoner for å se på sammenhengen mellom kapasitet, korrosjon, deformasjon og bestandighet. En doktorgradsstudie gjennomført av Severin S. Haufliger i 2022 undersøkte dette nærmere [2]. De viktigste funnene som Haufliger gjorde er sammenfattet i en artikkel basert på doktorgradsstudiet [5].

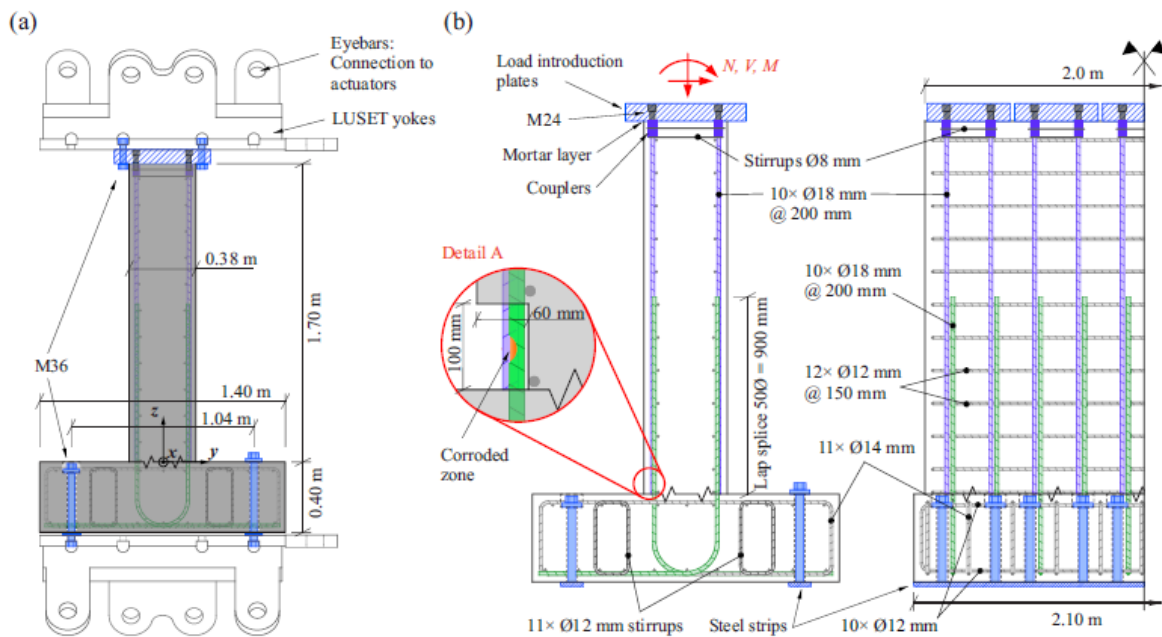
### 2.2.3.1 Bakgrunn og design av studie

Haefliger skriver selv at deler av inspirasjonen for studien kommer fra en rapport utført av *Swiss Federal Roads Office* fra 2013 som belyser faren for kollaps i mange eksisterende støttemurkonstruksjoner langs Sveitsiske motorveier grunnet betydelig lokal korrosjon i armeringen [5]. Ifølge denne rapporten har den lokale korrosjonen utelukkende oppstått i konstruksjonsskjøten mellom plate og vegg, og påvirket strekkarmeringen på baksiden. For de 36 undersøkte vinkelstøttemurene var i gjennomsnitt 25% av strekkarmeringen i støpeskjøten redusert med et tap av tverrsnittsareal på 37%. Rapporten påpekte også at det var vanskelig å detektere denne reduksjonen ved bruk av konvensjonelle metoder som georadar, visuell inspeksjon eller armeringskartlegging ved å måle resistivitet (elektrisk motstandsevne). For å undersøke baksiden må utgraving av masser gjøres før inspeksjon, eventuelt kjerneboring fra fremsiden og inn til strekkarmeringen i bakkant.

Ved dimensjonering av vinkelstøttemur har aktivt jordtrykk blitt lagt til grunn for lastberegning, noe som krever en defleksjon av støttemuren, og dermed duktilitet i armeringen. Flere studier som Haefliger refererer til har vist at lokal korrosjon påvirker deformasjonskapasiteten i enda større grad enn lastbæringskapasiteten, noe som kan være kritisk med tanke på forutsetningen av aktivt jordtrykk ved dimensjonering. Nyere studier har vist at tap av tverrsnittsareal lik 17% kan gi tap av deformasjonskapasitet på så mye som 82% grunnet tøyninger som oppstår i området rundt gropen som følge av lokal korrosjon (pitting) [11]. Dermed oppstår det store usikkerheter rundt spørsmålet om konstruksjonen opprettholder stor nok duktilitet for å oppnå aktivt jordtrykk under ULS design.

På tross av samme gjennomsnittlige tap av tverrsnittsareal i armeringen, viser studier at ulike fordelinger av korrosjongsropene påvirker deformasjonskapasiteten [11]. Det vil si at ulike størrelser, senteravstand, grad av korrosjon i de ulike jern og plassering av korrosjongsropen påvirker hvordan konstruksjonen oppfører seg, selv om ulike variasjoner av korrosjon har samme totale arealtap.

Disse funnene inspirerte Haefliger til å undersøke nettopp dette; hvordan lastkapasitet, duktilitet, korrosjonsfordeling og opptredende jordtrykk henger sammen med hverandre når last og korrosjonsvekket armering opptre i en vinkelstøttemur. En rigg på konstruksjonsteknisk laboratorium ved ETH Zurich ble satt opp for å kunne undersøke ulike lastpåføringer og korrosjonsgrader på en støttemur, og måle defleksjoner og rissvidder som følge av dette. De geometriske parameterne ble valgt ut basert på 158 snitt som har blitt undersøkt i 30 ulike støttemurer satt opp mellom 1968 og 1985. Representative dimensjoner basert på disse undersøkte murene ble valgt for å gjøre forsøkene så realistisk som mulig. En relativt slank vegg ble valgt for å kunne undersøke defleksjonen så godt som mulig. Modellen som ble støpt skal vise oppførselen til en støttemur som er 4,65m høy med en vegg som er 0,38m tykk. Faktisk størrelse på de 8 støttemursprøvene som ble støpt var 1,7m høy og 2m bred, og lastpåføringen ble gjort mekanisk gjennom en fastboltet plate i topp av veggen der lastene påføres hydraulisk. Både, N, M og V påføres gjennom denne lastinnføringsplaten, se Figur 11 og Figur 12.



**Figur 11 Tegninger av test-setup [5]**

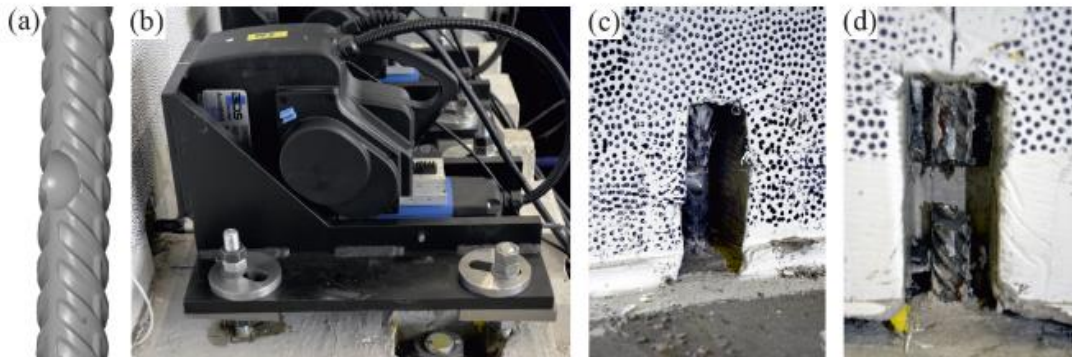


**Figur 12 Testprøver vinkelstøttemur, før og etter støp [5]**

Figur 11 og Figur 12 viser hvordan testprøvene er utformet, og man ser oppstikkende armeringsjern Ø18, fra plate til vegg, som går 900 mm opp i vegglivet. Her er det en overlapp mellom veggarmerting og den forankrede armeringen mellom plate og vegg som sikrer overføring av krefter. Ved  $h = 900\text{mm}$  blir det altså en markant forandring i armeringsmengde. I bunnen av vegg, ved konstruksjonsskjøten (construction joint), vil armeringen bli påført groper ved hjelp av drilling som gir et tap av armeringsareal. Dette skal gjenskape effektene en lokal korrosjon påfører armeringen ved gropdannelse, se Figur 13 for hvordan drilling ble utført i praksis.

Av de 8 prøvene ble én testet med lastpåføring uten noen korrosjon i armeringen for å ha en referanseprøve. 3 av prøvene ble utsatt for økende arealtap i armeringen som følge av den kunstige korrosjonen ved drilling, men med ulik lastpåføring som følge av ulike lasttyper – jordlast med høy og lav densitet. De 4 resterende prøvene hadde samme

lastbilde, med økende lastpåføring, men ulik påføring av kunstige korrosjonsgroper. En prøve ble utsatt for mange små korrosjonsgroper i mange armeringsjern, mens en annen prøve hadde groper i få av jernene, men til gjengjeld større korrosjonsgroper. Det totale arealtapet i armeringen var det samme i de ulike prøvene.

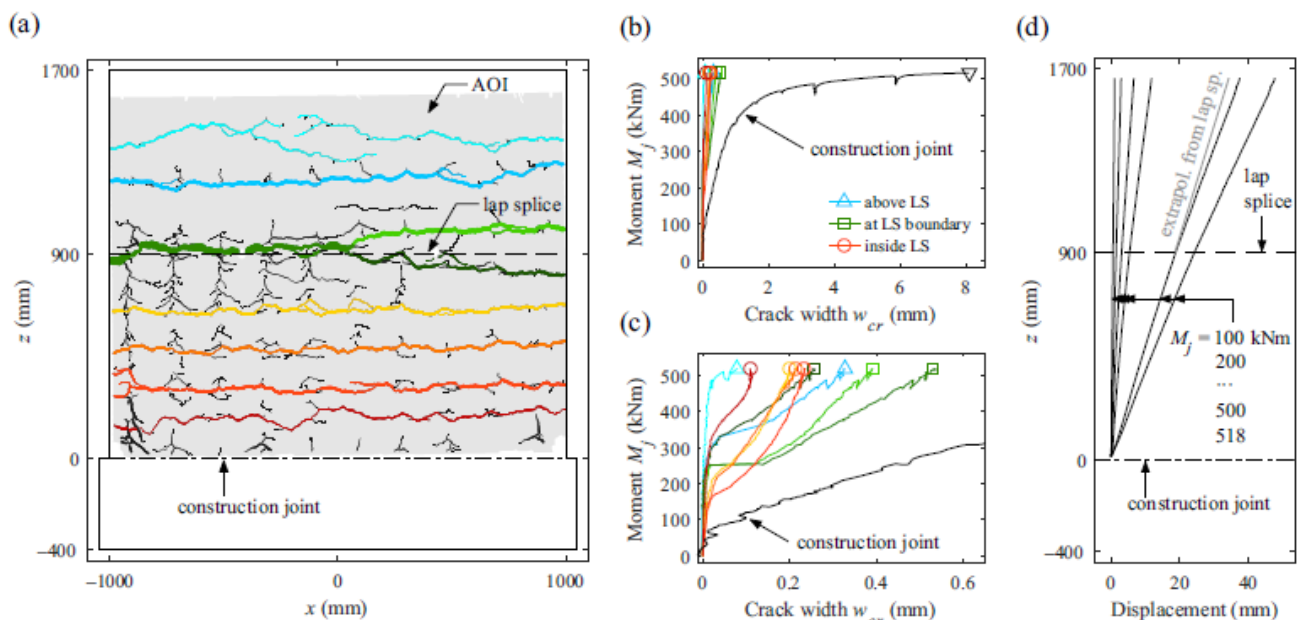


**Figur 13 Kunstig korrosjon - reduksjon av armering ved drilling [5]**

### 2.2.3.2 Studiens viktigste funn

Studien til Haeffliger og Kaufmann (2023) viser til flere interessante funn [5]:

- Stor rissvidde i det horisontale risset som oppstår i konstruksjonsskjøten, sammenlignet med de horisontale rissene som oppstår videre oppover vegg. Se Figur 14 hentet fra Haeffliger og Kaufmann (2023). Veldig stor rissvidde i overgangen, noe som kan ses i sammenheng med observerte riss og lokal korrosjon i dette området på eksisterende konstruksjoner.



**Figur 14 Rissvidder på vegg ved lastpåføring. Ingen korrosjon i armering [5]**

- Ulik reduksjon i maksimal momentkapasitet og maksimal utbøyning, tross samme totale reduksjon i armeringens tverrsnittareal. Det viste seg at selv om det totale arealtapet var lik 9%, var det veldig avgjørende om arealtapet var fordelt på mange eller få armeringsjern. Det verste for konstruksjonens maksimale moment- og utbøyningskapasitet var uten tvil store korrosjonsskader på få jern. Tilfellet der 30% av armeringen ble påført lokale korrosjonsskader, groper, lik 30% per jern (CD-9-30), viste størst reduksjon i kapasitet. For nevnte tilfelle gikk konstruksjonens utbøyningskapasitet ned 40,8% og maksimale momentkapasitet ned 13,0%. Mens for prøven der 60% av armeringsjernene ble påført lokale korrosjonsskader, groper, lik 15% per jern (CD-9-15), gikk konstruksjonens utbøyningskapasitet ned 23,2% og momentkapasitet ned 2,1%. Disse to tilfellene har altså et like stort totalt tap av armeringsareal. Se Tabell 2.1. Dette funnet viser at det er mer kritisk med få korroderte jern som har store korrosjonsskader, enn mange jern med mindre korrosjonsskader – groper. På tross av like stort totalt arealtap i aktuelt tverrsnitt.

Test name	$M_{j,u}$ (kNm)	$v_{top,u}$ (mm)
CD-0	518	43.2
CD-3-10	532	38.5
CD-9-30	450	25.6
CD-9-15	507	33.2
CD-9-var	481	30.6

**Tabell 2.1 Maks moment og utbøyning for ulike prøver med ulik korrosjonspåvirkelse. CD-9-30 betyr Corrosion Damage, total 9% reduksjon, 30 % per jern. Altså 30% av jernene med 30% tap, gir totalt 9% tap [5]**

- Ved lokal korrosjon i vinkelstøttemuren er den relative reduksjonen i deformasjonskapasitet vesentlig større enn reduksjonen av lastbæringskapasitet.
- Økning i utbøyning ved toppen av konstruksjonen er ikke lineær med tapet av tverrsnittsarealet i armeringen. Økningen i utbøyning kan være relativt liten sammenlignet med faktisk korrosjonsnivå, og det påpekes at utbøyningen ofte kan være for liten til at måling av utbøyning kan avdekke store korrosjonsskader tidssnok.

Studien konkluderer med at risikoen for et sprøtt brudd i en vinkelstøttemur utsatt for lokal korrosjon over tid, uten store deformasjoner i forkant som kan varsle bruddet, er stor. Det er en sammensatt utfordring da det er vanskelig med inspeksjon for å avdekke korrosjon, og lokal korrosjon påvirker både utbøyning- og lastkapasitet. Da en vinkelstøttemur baserer seg på utbøyning for å kunne oppnå aktiv jordtrykk, vil en reduksjon i utbøyning- og lastkapasitet ikke bare føre til reduksjon i konstruksjonens bæreevne, men også en mulig økning i jordtrykket da det potensielt ikke lenger opptrer primært aktivt.



## 3 Bestandighet

Nedbrytingsmekanismer i betongkonstruksjoner kan skade en konstruksjons styrke over tid. De vanligste nedbrytningsmekaniskene er armeringskorrosjon som følge av karbonatisering og/eller kloridinfiltrert betong, fysisk nedbrytning, kjemisk nedbrytning eller biologisk nedbrytning [12]. Betongsammensetning og dimensjonering av konstruksjonen kan sammen påvirke hvilke mekanismer som opptrer og i hvor stor grad. Riss i betongen kan f.eks. føre til større inntrengning av klorider til armeringsjernene. Denne oppgaven vil fokusere på sammenhengen mellom riss/sprekker og lokal armeringskorrosjon, og hvordan disse mekanismene fungerer og påvirker en vinkelstøttemurs bestandighet over tid.

### 3.1 Riss og sprekker

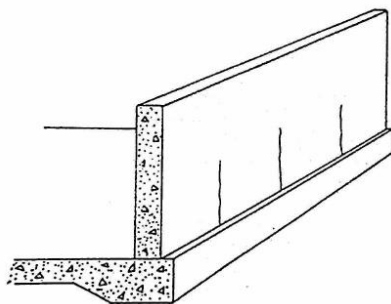
Riss og sprekker er ikke en nedbrytningsmekanisme i seg selv, men kan være med på å akselerere ulike nedbrytningsmekanismer som oppstår på grunn av brudd i det beskyttende betonglaget utenpå armeringen og muligheten for inntregning av uønskede stoffer. Men riss og sprekker kan også oppstå grunnet andre nedbrytningsmekanismer, slik som alkali-silika-reaksjon (ASR). Riss kan oppstå som følge av påførte laster og deformasjoner, svinn og andre kjemiske reaksjoner i betongen.

#### 3.1.1 Svinn og kryp

- Svinn oppstår ved uttørking av betong [13]. Svinntøyninger er uavhengige av lastnivå, og oppstår når betongen krymper grunnet uttørking. Denne krympingen kalles svinn. Ved store svinn i betongen der deler av tverrsnittet eller konstruksjonen er fastholdt, kan riss oppstå. Den totale svinntøyningen er sammensatt av uttørkningssvinn og autogent svinn.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.12) \quad [13]$$

- Kryp oppstår når betong som påkjennes av trykk over lang tid fortsetter å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen som oppstår når lasten påføres [13].
- Riss grunnet termisk varmeutvikling i betongen under herding kan oppstå hvis temperaturgradienten over tverrsnittet blir for stor – hvis kjernen er veldig varm og ytre side er kaldere. Da kan uønskede interne tøyninger grunnet temperaturdifferansen oppstå og skape riss [14].
- Ved fastholding av store elementer under støping kan også riss oppstå under og etter herdefasen, da den ytre fastholdingen skaper tøyningdifferanser mellom kaldt underlag, f.eks. fjell, og nystøpt betong i herdefase [14].



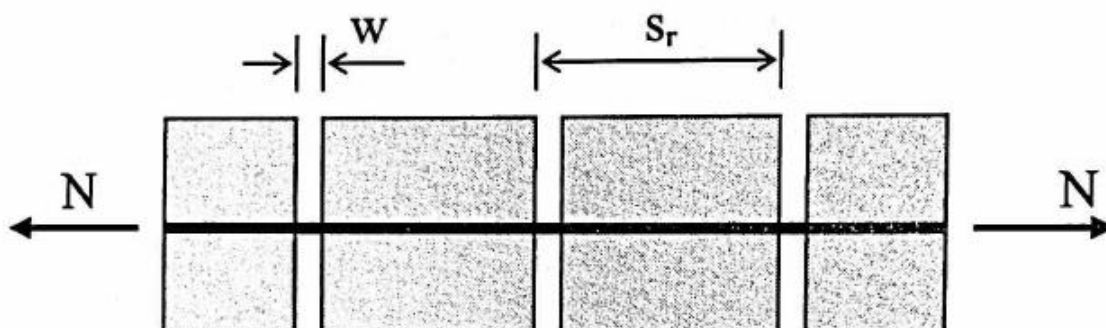
**Figur 15 Sprekker grunnet ytre fastholding [14]**

Dette er altså flere mekanismer som kan bidra til å skape riss, som igjen kan føre til åpninger i overflaten der uønskede væsker kan trenge inn. Svinn og kryp er også med å påvirke beregning av kapasitet og utbøyning. Tøyningsdifferansen som oppstår av disse effektene kan skape en krumning som igjen har innflytelse på beregningene av utkragertverrsnittet gjort i bruksgrensetilstand.

### 3.1.2 Påførte strekkspenninger

Konstruksjonsdeler utsatt for bøyning får generelt en serie med fordelte riss grunnet bøyning [15]. Slike riss er vanligvis ufarlige med mindre rissvidden blir av betydelig størrelse. Det kan påvirke bestandigheten til konstruksjonen ved å eksponere armeringen slik at korrosjon kan oppstå. Rissene grunnet bøyning vil i en vinkelstøttemur oppstå horisontalt på veggen grunnet strekkspenningene som oppstår på innsiden, spesielt i nedre del av veggen. Det bekreftes av Sørensen (2013) at store riss i er høyst uønskelig: «Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.»

Eksponeringsklassen til konstruksjonen avgjør hvilken rissviddebegrensning som gjelder for konstruksjonen iht. NS-EN 1992-1-1 [13]. Det stilles alltid krav til minimumsarmering i konstruksjonen for å unngå riss. For å kontrollere behovet for ytterligere armering kan man utføre en risskontroll basert på rissvidde eller armeringsspenning.

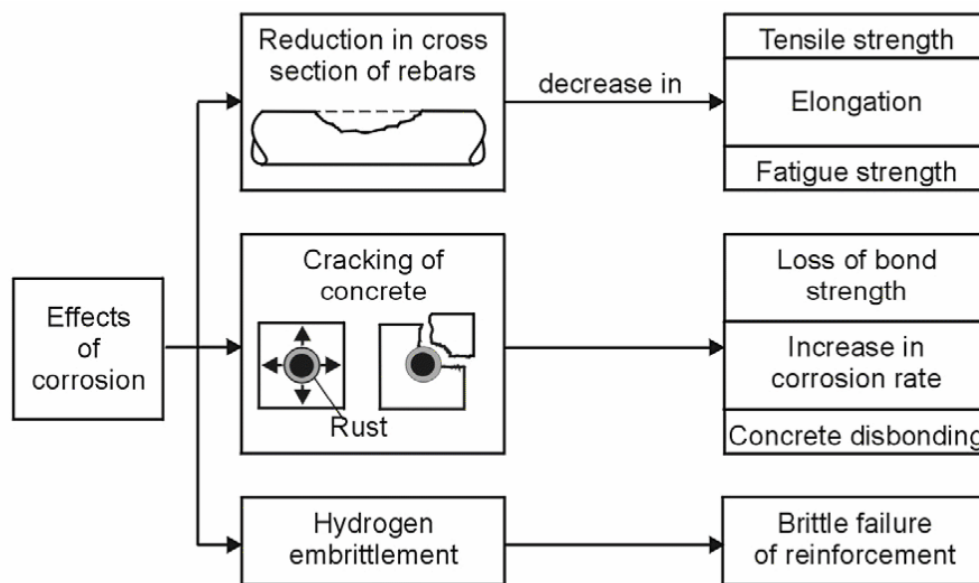


**Figur 16 Betongstav med armering og riss [13]**

## 3.2 Armeringskorrosjon

Korrosjon av armering er en av hovedutfordringene i betongkonstruksjoner når man ser på kapasitet over tid. Reduksjon av armeringsarealet,  $A_s$ , i et kritisk tverrsnitt er noe man ønsker å unngå. I verste fall kan en stor forekomst av korrosjon i armering som står i strekk føre til brudd om det ikke oppdages i tide, da dette er en kritisk del av tverrsnittets strekkkapasitet.

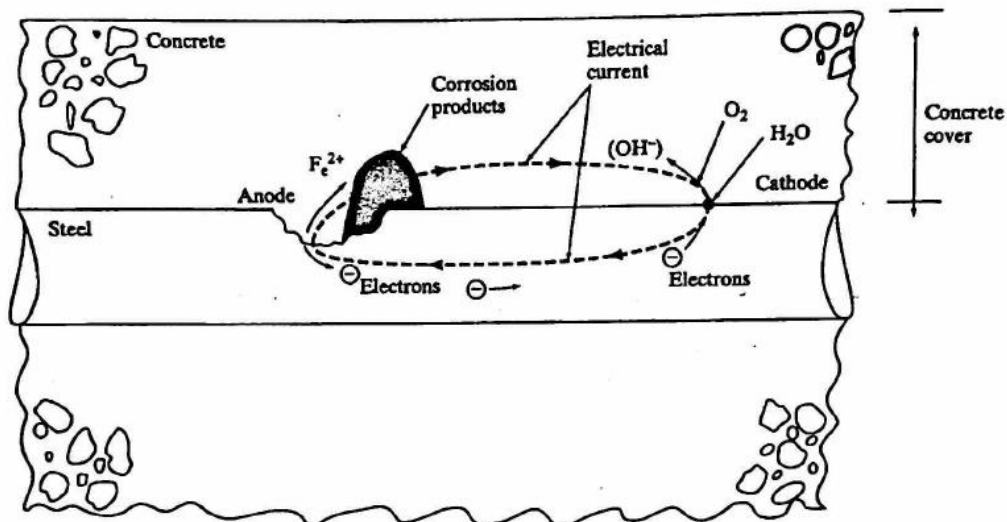
Det oppstår flere uønskede effekter som følge av armeringskorrosjon. Figur 17 fra Bertolini m.fl. (2014) viser de ulike strukturelle konsekvensene av korrosjon i armeringen.



**Figur 17 Strukturelle konsekvenser av armeringskorrosjon [17]**

### 3.2.1 Korrosjonsmekanisme i armert betong

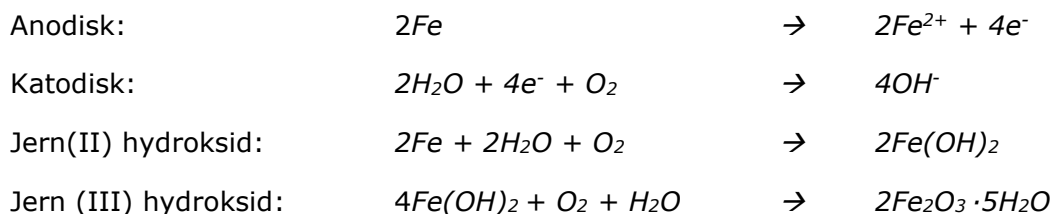
Oksygen ( $O_2$ ) og fuktighet ( $H_2O$ ) må være tilgjengelig for at korrosjon skal oppstå [16]. Armeringskorrosjon i armert betong oppstår når luft og fukt er tilstede og det er fravær/brudd på den passive beskyttende filmen, med pH 11-14 grunnet den høye alkaliteten til betongens porevann. Hvis  $pH < 9$  i betongen eller klorid-ioner tilføres, vil den passive filmen på armeringen bli ustabil/depasivisert og korrosjon kan oppstå. Hvis korrosjon oppstår vil en anodisk og katodisk prosess foregå over tid, der en tilhørende anode og katode oppstår på armeringsjernet, se Figur 18.



Figur 18 Korrosjonsprosess i armeringsjern [18]

### 3.2.1.1 Elektrokjemiske prosesser [16], [17]:

Som følge av elektrokjemiske prosesser, vil jern i kontakt med vann og oksygen danne korrosjonsprodukter, også kjent som rust.



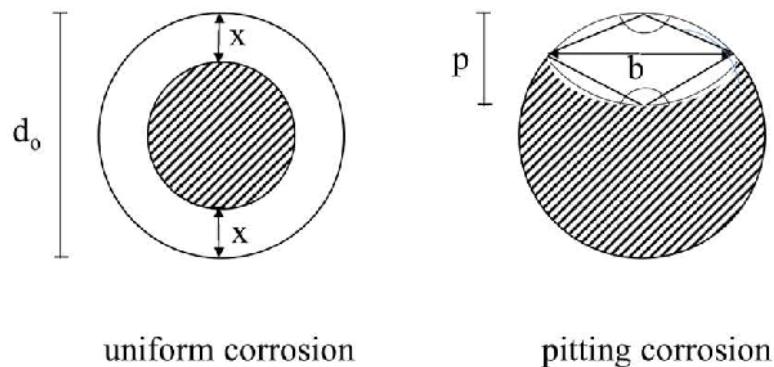
Jernoksidhydratet,  $Fe_2O_3 \cdot H_2O$ , også kjent som rust, legger seg ved anoden. Rustet som danner seg har ingen bærende kapasitet i konstruksjonen, og kan ses på som et fysisk restprodukt fra den kjemiske prosessen som korrosjon er. [18]

### 3.2.2 Korrosjonstyper

Det finnes flere typer korrosjon som påvirker armeringen i et tverrsnitt. De to kanskje mest kjente er uniform og lokal korrosjon. De har samme kjemiske reaksjon, med anode og katode, men er ulik med tanke på korrosjonshastighet og arealforholdet mellom anode og katode [19].

### 3.2.2.1 Uniform korrosjon

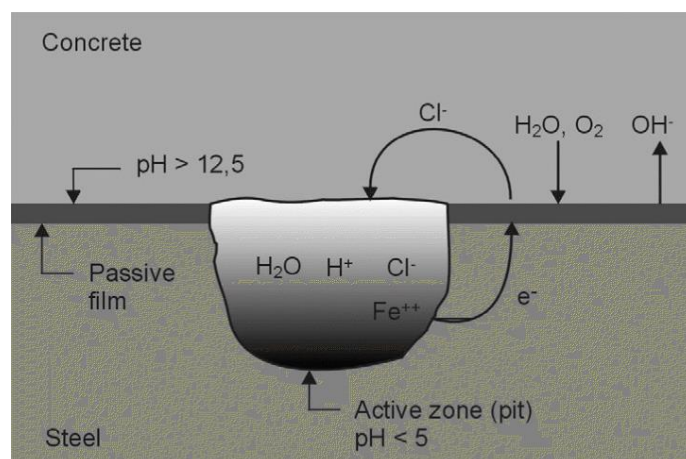
Uniform korrosjon forekommer over store deler av overflaten til materialet som korroderer [20]. Hele overflatearealet korroderer typisk med lik rate, se Figur 19, og det blir en jevn reduksjon av tverrsnittsarealet over hele eller store deler av i dette tilfellet armeringsjernet. Uniform korrosjon har generelt sett ingen stor innflytelse på lastbæringskapasiteten til en konstruksjon, med mindre det er snakk om en stor reduksjon i tverrsnittsareal [21]. Ved veldig store rustdannelser bør også heften undersøkes.



Figur 19 Tverrsnittsareal, uniform vs lokal korrosjon [19]

### 3.2.2.2 Lokal korrosjon – pitting

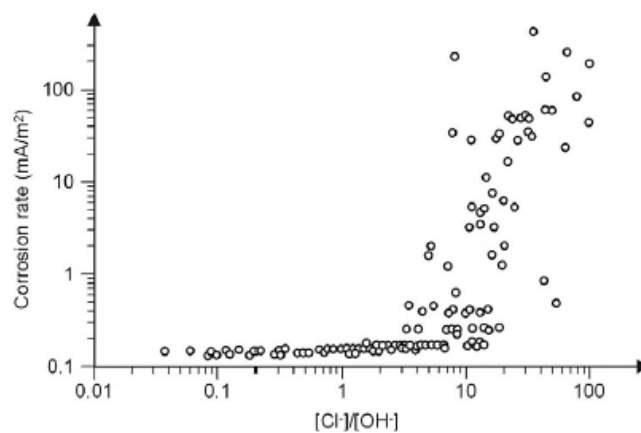
Lokal korrosjon forekommer, som navnet beskriver, i et lokalt området på armeringsjernet. Som Figur 20 viser, er det et brudd på den passive filmen, og her blir det en grop (pitting) i området der den lokale korrosjonen i armeringsjernet pågår. Denne korrosjonstypen kan oppnå en penetreringsrate på opptil 1mm/år, og kan raskt føre til en markant reduksjon i tverrsnittsareal for utsatt område [17]. Denne reduksjonen grunnet korrosjon kan ofte forekomme uten forvarsel i form av avskalling eller sprekkdannelser, og kan derfor være vanskelig å oppdage ved inspeksjon.



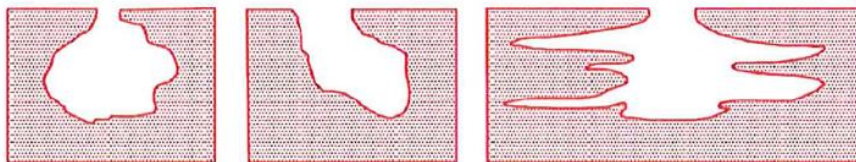
Figur 20 Skjematisk fremstilling av pittingkorrosjon [17]

Årsaken til brudd på den passive filmen som beskytter armeringen er ofte inntregning av klorider [17]. Kloridene kan føre til et lokalt brudd på den beskyttende filmen til armeringen, som igjen fører til at lokal korrosjon oppstår i dette området. Her vil det oppstå et aggressivt miljø, gunstig for korrosjonsprosessen, med et lite anode-område og et stort katode område. Høy korrosjonsrate oppstår ofte, noe som kan være kritisk for tverrsnittets kapasitet ved stort tap av tverrsnittareal lokalt.

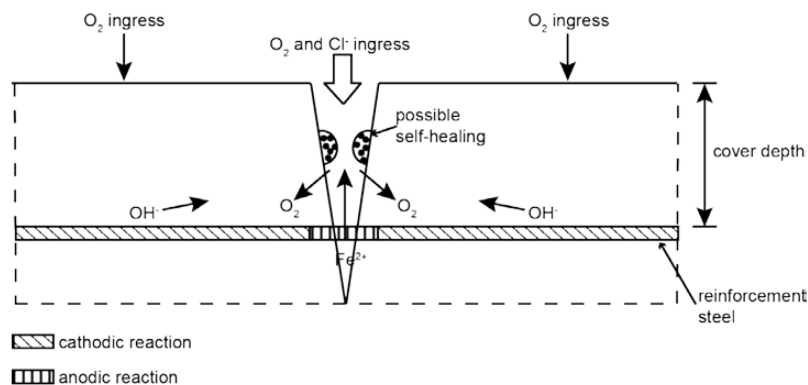
Sprekker, store riss, kan reduserer initieringstiden før korrosjon oppstår [17]. Sprekker kan fungere som en foretrukken vei inn for tilførsel av klorider. Forskning har vist at tiden det tar før den beskyttende filmen blir depassivisert avtar når rissvidden øker. Altså vil sprekker forkorte initieringsfasen og føre til at korrosjonen inntreer tidligere. Det er imidlertid ikke alltid en klar sammenheng mellom rissvidde og selve korrosjonsraten, her kan flere faktorer være avgjørende.



**Figur 22 Forhold mellom kloridkonsentrasjon og korrosjonshastighet [17]**



**Figur 21 Ulike fasonger på groper [30]**



**Figur 23 Illustrasjon av mulig korrosjonsmekanisme ved sprekk [22]**

Kloridkonsentrasjon i tilstøtende miljø fra utsiden påvirker også initieringsfasen med tanke på hvor raskt kloridene trenger inn til armeringen, og korrosjonsraten påvirker avhengig av kloridkonsentrasjon, se Figur 22 [17].

Som vist på Figur 21 og Figur 24 kan det være vanskelig å avdekke omfanget på gropen i armeringsjernet ved inspeksjon av jernets overflate. Pittingkorrosjonen kan foregå inne i jernet og føre til et stort volumsvinn som ikke vises fra utsiden. Derav navnet pitting eller lokal korrosjon. Slik korrosjon forekommer i groper og skjer lokalt av et større område.



**Figur 24 Eksempel på pittingkorrodert armeringsjern [30]**

### 3.3 Andre nedbrytningsmekanismer

Det finnes mange andre nedbrytningsmekanismer i betong, som kan være med på å redusere bestandigheten og lastbæringskapasiteten til konstruksjonen. De ulike mekanismene som generelt kan oppstå, avhenger av tilslag i betongen, geometri, utførelse og ikke minst miljøet rundt konstruksjonen. Andre nedbrytningsmekanismer kan være [12]:

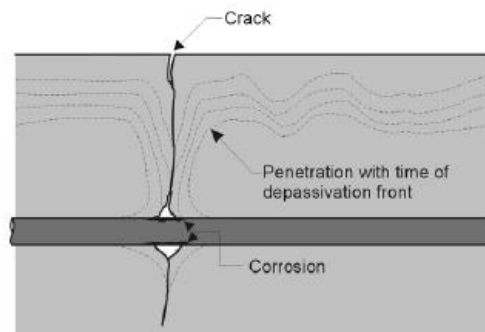
- Armeringskorrosjon som følge av karbonatisering
- Fysisk nedbrytning
  - Frostskafer i herdet betong
  - Frysing av fersk betong
- Kjemisk nedbrytning
  - Alkalireaksjoner (ASR)
  - Utluting
  - Syreangrep
  - Sulfatangrep
  - Nitratangrep
- Biologisk nedbrytning

Disse nevnte mekanismene kan alle oppstå i betongkonstruksjoner, men denne oppgaven fokuserer på rissdannelser grunnet mekanisk påførte spenninger og lokal korrosjon. Disse mekanismene kan henge sammen og er de antatt verste for gitt situasjon som denne oppgaven ser på – sammenheng mellom lokal korrosjon, rissdannelse og kapasitet til eksisterende vinkelstøttemur.

### 3.4 Sammenheng sprekker/riss og pittingkorrosjon

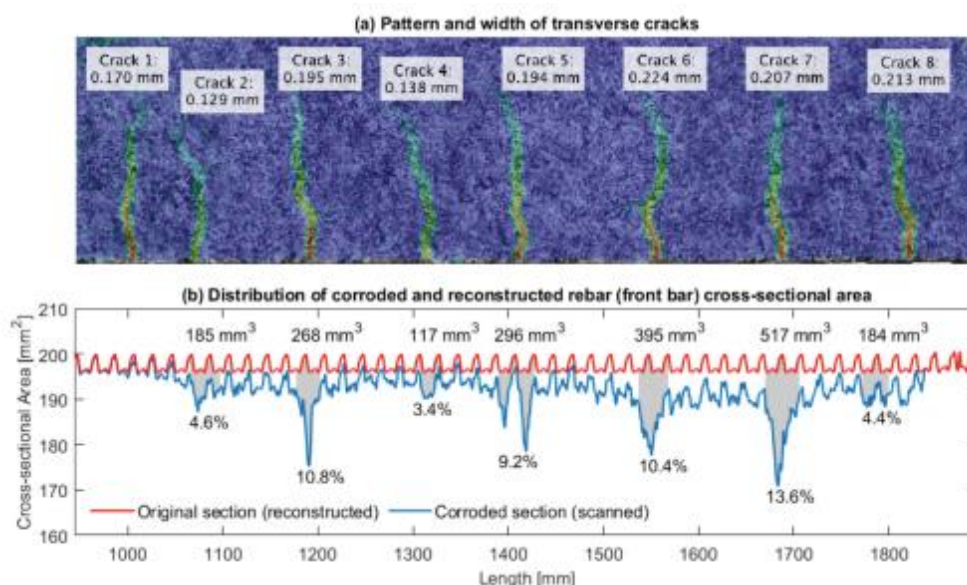
Risikoen for korrosjon i armering har ofte blitt satt i direkte sammenheng med rissvidden (sprekkvidde) [17]. Sett i lys av dette har flere standarder satt ulike rissviddekrav ut ifra hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen blir utsatt for. Med f.eks. maks tillatte rissvidde  $w_k = 0,3$  mm for konstruksjoner typisk i eksponeringsklasse XC2, avhengig av overdekning.

En rekke eksperimenter i nyere tid viser at det er ingen signifikant sammenheng mellom rissvidde og risiko for korrosjon, så lenge rissvidden er under 0,5 mm [17]. Risikoen for korrosjon knyttes i større grad til miljøet konstruksjonen utsettes for. Det fremheves at riss (sprekker) generelt sett reduserer initieringstiden frem til korrosjon inntreer grunnet lettere tilførsel av klorider inn til armeringen, se Figur 25. Bertolini et al. (2014) skriver at tiden det tar før depassivering av den beskyttende filmen inntreer reduseres når rissvidden øker, men at det er ingen klar sammenheng mellom rissvidden og korrosjonshastigheten når korrosjon først har oppstått.



Figur 25 Illustrasjon av sprekke og inntregning til armering [17]

Disse antagelsene bekreftes i to uavhengige studier utført av henholdsvis Dackman et al. (2023) og Robuschi et al. (2022) [23], [24]. Den første studien ser på sammenhengen mellom lokal korrosjon (pitting) og nedbøyning i armerte betongbjelker. De konkluderer med at det er en klar sammenheng mellom korrosjon og nedbøyning sett i sammenheng med rissdannelser på strekksiden, se Figur 26.

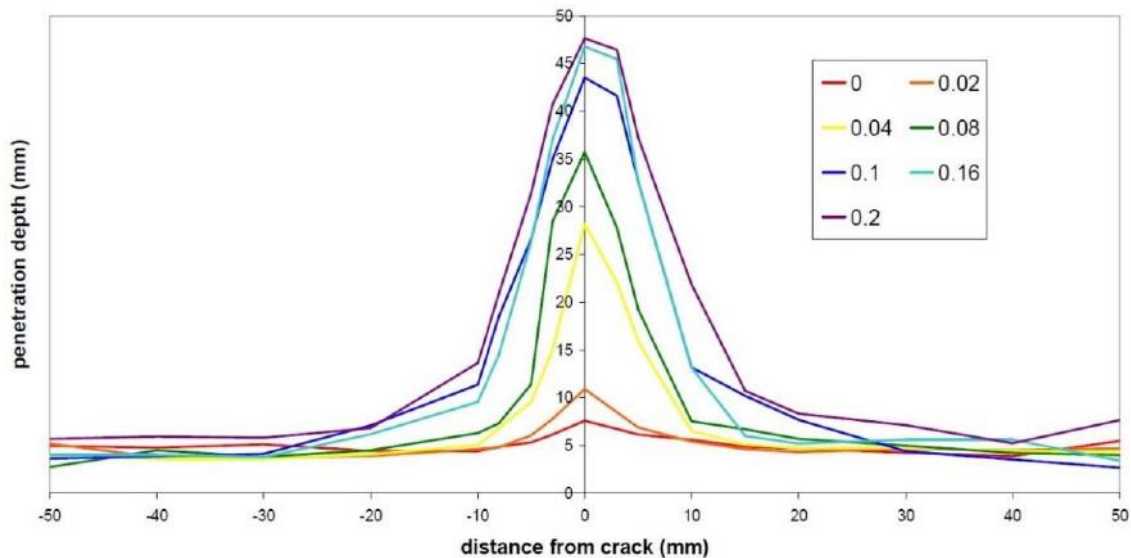


Figur 26 Sammenheng mellom riss og korrodert armeringsareal [23]



Den andre studien undersøker riss sin påvirkning på kloridinitiert armeringskorrosjon. Studien konkluderer med at det er ingen klar sammenheng mellom rissvidde og korrosjonshastigheten i armeringen. Den påpeker også at korrosjonsgroper typisk opptrer nærme et riss og studien finner en klar sammenheng mellom nærheten til et riss (sprekk) og korrosjonshastigheten. Desto nærmere sprekken, desto høyere korrosjonsrate for aktuell grop (pit). Altså ikke nødvendigvis rissvidden, men nærheten til et oppstått riss.

I en tredje studie utført av Audenaert et al. (2009) undersøkte de derimot sammenhengen mellom rissvidde og hvor langt inn kloridene trengte i betongen [25]. Her ser man at i det rissene oppstår og rissvidden er lik 0,04 mm eller større trekker kloridene betydelig lengre inn i betongen enn i overflater uten riss eller rissvidde lavere enn 0,02 mm.



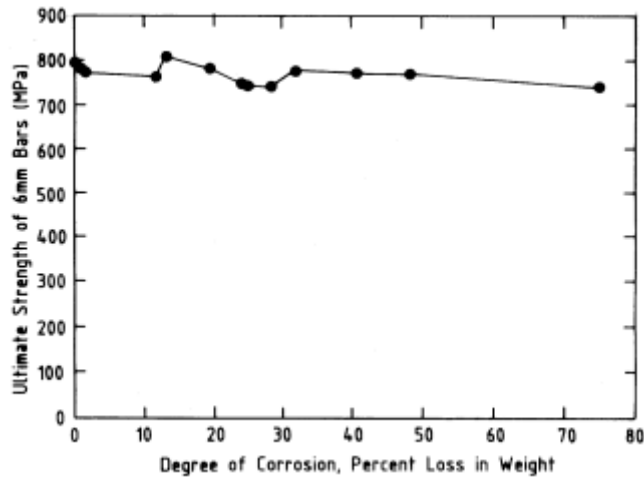
**Figur 27** Kloridinntrengning for ulike rissvidder [25]

### 3.4.1 Tap av tverrsnittareal, $A_s$

Som følge av pitting korrosjon vil et område av armeringen korrodere og bli omgjort til rust [17]. Grunnet massetapet som oppstår når jernet omdannes til rust, får man redusert areal som kan oppta spenninger. Dette fører til en redusert lastkapasitet. Ved nye beregninger av tverrsnittets restkapasitet må redusert areal  $A_s'$  benyttes.

$$A_s * f_{yd} \geq A_s' * f_{yd}$$

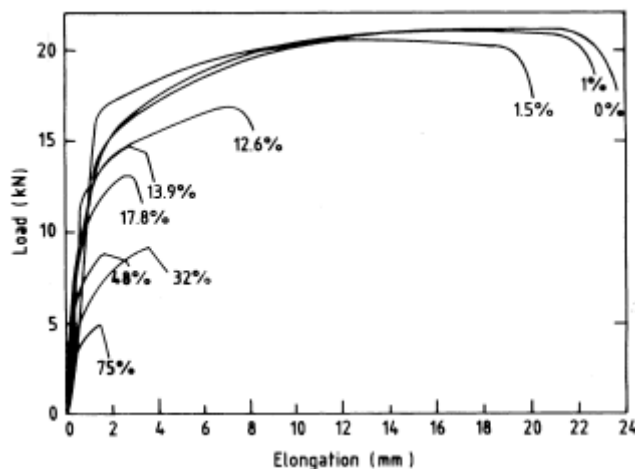
Det er også verdt å merke seg at strekkstyrken,  $f_{yk}$ , reduseres som følge av korrosjon, men det er minimalt. På tross av relativt høy andel av korrosjon, ser man ingen signifikant endring i strekkstyrken til armeringsstålet, så lenge man bare undersøker faktisk resterende areal  $A_s'$  [26], se Figur 28. Hovedårsaken til redusert kapasitet grunnet armeringssvinn som følge av korrosjon er tap av tverrsnittsareal og tap av duktilitet.



**Figur 28** Variasjon i bruddstyrke i forhold til korrosjonsgrad [26]

### 3.4.2 Tap av duktilitet

Armeringens duktilitet endrer seg betydelig som følge av korrosjon [26]. Flere studier påpeker at armering utsatt for korrosjon og påfølgende tap av tverrsnittsareal, fører til liten eller ingen endring i bruddstyrke, men relativt stor endring i duktilitet – lavere bruddtøyning [27], [28]. Et av studiene viste at så lite som 8 % tap av tverrsnittet grunnet korrosjon førte til så mye som 20 % tap av duktilitet.



**Figur 29** Forlengelse av Ø6 armeringsjern med hensyn til påført last [kN] og korrosjonsgrad [%] [26]

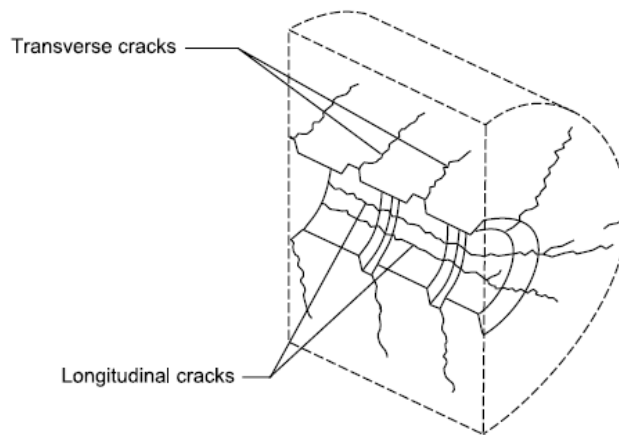
Ved pittingkorrosjon kan deler av denne effekten forklares med omfordelingen av spenningen som oppstår rundt gropen der massen har korrodert bort [5]. Det skaper en økt påkjenning for tverrsnittet, og økte spenninger fører til redusert kapasitet.

For eksisterende konstruksjoner har det blitt forsket på sammenhengen mellom resterende kapasitet for konstruksjonen og pitting korrosjon. I noen av tilfellene ble det gjort funn som viste at så lite som 16 % korrosjonstap var nok for kollaps i en bjelkekonstruksjon [29]. Dette kan variere veldig avhengig av konstruksjon og eksterne forutsetninger, men det viser den mulige konsekvensen av lokal korrosjon (pitting) i strekkarmering.

Ved stort tap av kapasitet i tverrsnittet, først og fremst som følge av reduksjon i armeringens duktilitet, men også som følge av tap av tverrsnittsareal, kan bruddformen for et eventuelt brudd i konstruksjonen bevege seg fra duktil til sprø (brittle) oppførsel [5], [29]. Ved et sprøtt brudd ser man ofte ingen forvarsel på kommende brudd, og det er høyst uønsket med et sprøtt brudd i stedet for et duktilt brudd. Ved korrosjon i armeringen øker altså sjansen for et sprøtt brudd.

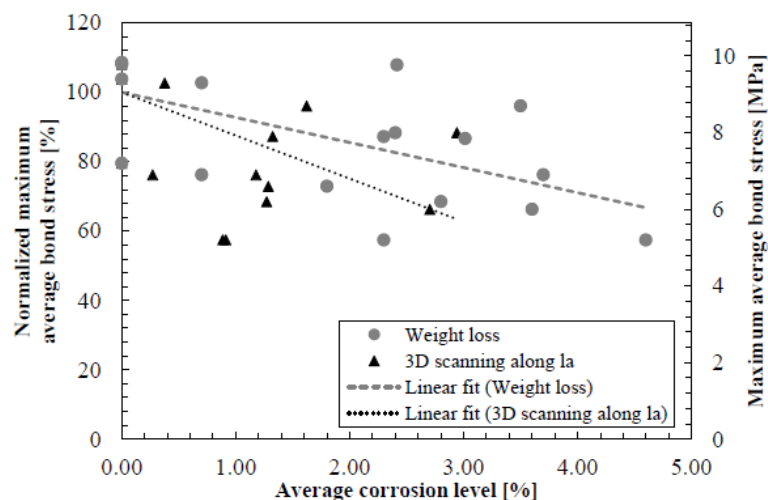
### 3.4.3 Tap av heft mellom armeringsjern og betong

Et annet uønsket fenomen som også oppstår i en armert betongkonstruksjon hvis korrosjon forekommer, er tap av heft mellom armeringsjernet og betongen. Rust har et større volum per masse enn jern, og ved rustdannelse grunnet korrosjon i armeringen vil spenningene mellom armeringsjernet og betongen øke, og nye riss kan oppstå [30].



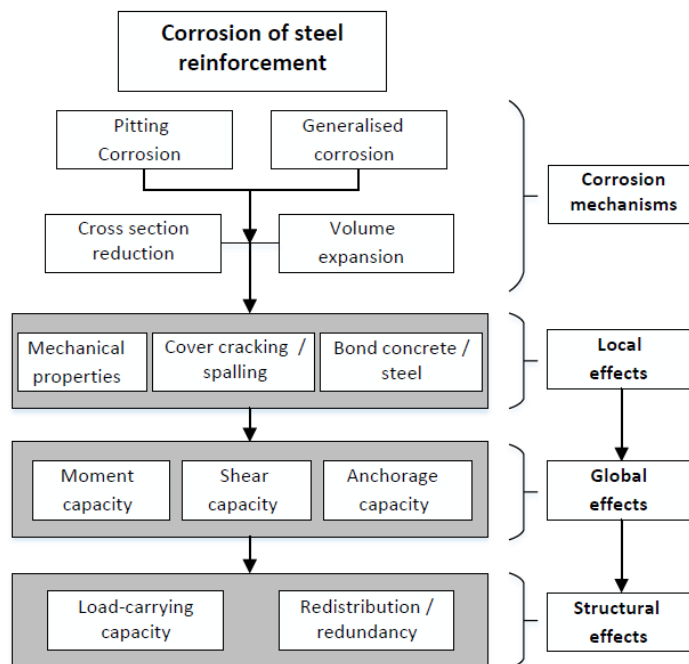
**Figur 30 Riss grunnet heftspenninger mellom armering og betong [30]**

Når slik korrosjon oppstår i armeringen, kan heftkapasiteten reduseres i takt med korrosjonsgrad. I en studie fra 2016 utført av M. Tahersamsi, legges følgende funn frem i Figur 31 som viser sammenhengen mellom korrosjonsgrad og tap av heftkapasitet [30].



**Figur 31 Heftspenninger vs korrosjonsnivå. Viser en reduksjon i heftkapasitet med økt korrosjon [30]**

### 3.4.4 Korrosjonseffekt på armering i betongkonstruksjoner – preventive tiltak



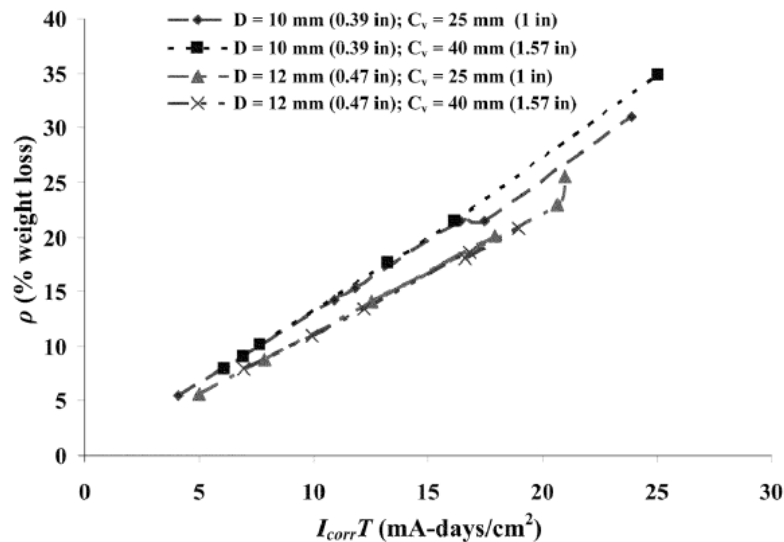
**Figur 32 Effekt av korrosjon på lastkapasitet, stivhet og omfordeling av krefter [30]**

Figur 32 viser en skjematisk oppsummering av mulige strukturelle effekter på en armert betongkonstruksjon grunnet armeringskorrosjon. Som nevnt i kapitlene tidligere, er det vanskelig å påvise en direkte sammenheng mellom rissvidder og korrosjonsgrad. På tross av et komplekst bilde der flere faktorer må tas med i betrakningen for å hensynta korrosjonsfaren i et armert tverrsnitt, finnes det noen generelle anbefalinger for tiltak som kan tas høyde for i prosjekterende fase [22] [31]:

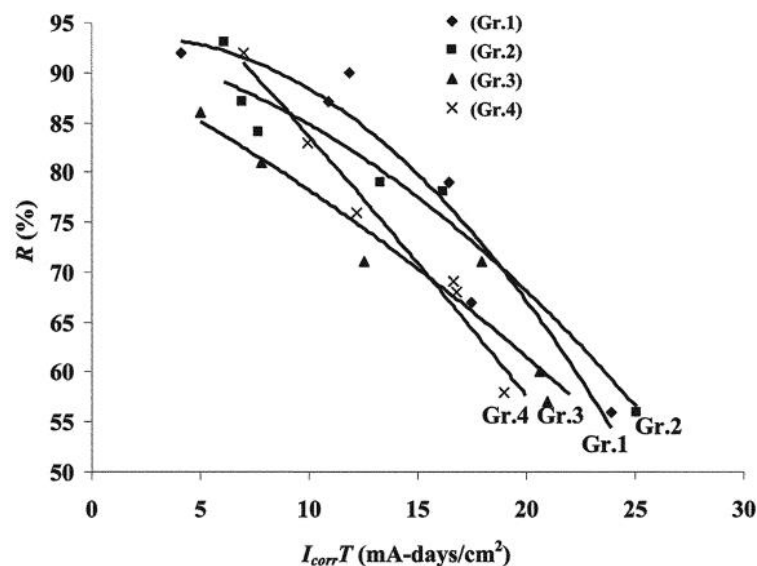
- Begrense rissvidde til under 0,5 mm. Rissvidder på 0,1 mm kan begrense initieringsfasen før korrosjon starter.
- Sammenheng mellom rissvidde og korrosjonshastighet er ikke signifikant, men nyere studier antyder at en høyere rissfrekvens kan bidra til lavere korrosjonshastighet grunnet flere små anoder fordelt utover overflaten i forhold til katoden. Dimensjonering av tverrsnitt som sørger for at rissene fordeler seg jevnt utover kan være hensiktsmessig.
- «Self-healing» oppstår ofte, men hvilke parametere som påvirker dette er fortsatt litt uvisst. Små rissvidder er fortsatt å foretrekke, da de kan «tettes» raskere ved self-healing. Se Figur 23 for illustrasjon.
- Overdekning påvirker bestandigheten. Selv om korrosjon og riss oppstår på tross av tykkere overdekning, viser erfaring at det er med å retardere prosessene. Det blir en lengre vei inn til armeringen, og tilgangen på oksygen blir ofte mindre.
- Valg av riktig klima og eksponeringsklasse som det skal tas høyde for under prosjekteringsfase er vesentlig. Miljø og laster konstruksjonen utsettes for betyr mye for mekanisk oppførsel og de kjemiske forutsetningene i betongen og korrosjonsreaksjonene.
- Legge til rette for god utførelse – riktig tegning og beregning betyr lite dersom det utføres feil.

### 3.5 Reduksjon av kapasitet som følge av korrosjon

Flere studier har undersøkt resterende kapasitet i et tverrsnitt etter korrosjon. Årsakene til reduksjonen av kapasitet kan være sammensatt, og kapasitetetapet kan både forklares med tap av duktilitet, fasthet, tverrsnittsareal og tap av heft. En studie utført av Azad et al. (2007) tester resterende kapasitet i korrosjonpåvirkede bjelker og sammenligner det med opprinnelig kapasitet før korrosjon har oppstått [32]:



**Figur 33 Forholdet mellom korrosjonsaktivitet-index ( $I_{corr}T$ ) og massetap av armering [%] [32]**

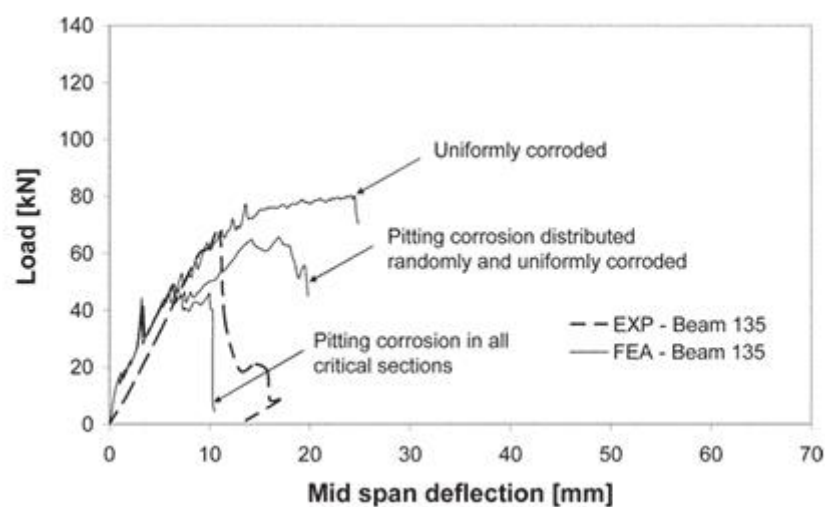


**Figur 34 Forholdet mellom korrosjonsaktivitet-index og resterende momentkapasitet etter korrosjon ( $R$ ) [32]**

Funnene i Azad et al. (2007) sin studie viser at momentkapasiteten reduseres betraktelig med økt korrosjonsnivå i en eksisterende betongbjelke med korrosjonspåvirket armering. De ulike gruppene 1-4 representerer ulik diameter på armering og overdekningsgrad.

Testene fra studien er utført på korrosjonspåvirkede bjelker der korrosjonsaktivitet og massetap kartlegges, uavhengig av type korrosjon. Det fremheves i studiet at lokal korrosjon (pitting) kan gi et lavere massetap sammenlignet med uniform korrosjon, men at tapet av kapasitet kan være vel så stort. Resultatene viser en gjennomsnittlig reduksjon av kapasitet etter testing av 56 prøver, og kan ses i Figur 33 og Figur 34. Ved omtrentlig visuell avlesning av figurene kan man se at et tap av 10 % armering i verste fall kan gi en resterende kapasitet på 80 %, altså et 20 % tap av kapasitet, uavhengig av korrosjonstype, ved testing på eksisterende bjelker.

Hanjari et al (2011) skriver i sin studie om mekanisk oppførsel av korroderte armerte betongkonstruksjoner [33]. Studien påpeker at ved å bare ta høyde for uniform korrosjon ved beregning av resterende lastkapasitet i et tverrsnitt, kan føre til et overestimert av kapasitet enn hva som er realiteten. For en mer nøyaktig estimering bør både uniform- og lokal korrosjon tas høyde for i en eventuell beregning.



**Figur 35 Forholdet mellom nedbøyning og påført last midt på armert betongbjelke for ulike korrosjonstyper [33]**

Figur 35 viser reduksjonen i både lastkapasitet og nedbøyning før samme type bjelke går til brudd ved de ulike korrosjonstypene. Både ved forsøk og beregning i studiet.

## 3.6 Ytre forebyggende tiltak for konstruksjonens bestandighet

Noe av problematikken beskrevet tidligere for korrosjon, kan i tillegg til en optimal dimensjonering av selve betongkonstruksjonen, forebygges ved å følge både krav og anbefalinger gjeldende ytre faktorer slik som vanntilførsel, massetyper og inspeksjonshyppighet.

### 3.6.1 Drenering og masseutskifting

Masseutskifting i bakkant av støttemuren gjøres som vanlig i praksis med mindre annet er spesifisert, og det benyttes da drenerende masser i form av knust stein inn mot støttemurene [34]. Det kan legges ulike sjikt med ulike masser og ulik grovhet på steinen som brukes. Komprimering av massene kan også være nødvendig. Hvis det er tilfellet må det tas høyde for et påført komprimeringsstrykk i lastberegningen under prosjekteringsfasen [35]. Ved drenerende masser innerst, og tilbakeføring av stedlige masser ytterst, bør det brukes duk for å skille massene slik at finere masser ikke

infiltrerer og reduserer de grovere massenes drenerende egenskaper. Hvis stedlige masser tilbakeføres, bør det vurderes hva disse massene inneholder og om eventuell avrenning kan være skadelig for konstruksjonen. Er det stort innhold av klorider i de stedlige massene bør dette påpekes og tas høyde for med dreneringstiltak, valg av eksponeringsklasse og/eller masseutskifting.

Det brukes normalt ikke membran på innsiden av veggen til støttmuren som et tettesjikt, men det hender det brukes knotteplast som et steg i drenerende tiltak [34]. Knotteplasten kan ikke regnes som membran og dermed et tettesjikt som kan beskytte støpeskjøten. En membran kan gi et tettesjikt mot vanninntrenging i en potensielt kritisk støpeskjøt. Dette kan vurderes av prosjekterende som sikringstiltak, men normalt sett skal det ikke være behov for dette ved god nok og fungerende drenering, slik at vann ikke står mot veggen.

Drensrør i massene bak fundamentet er veldig vanlig for å drenere bort vannet og holde unna fundamentflaten [34]. Noen ganger benyttes det også drensrør over fundamentplaten i bakkant av veggen, avhengig av hvilken masse som brukes og stedlige forutsetninger. Det som forøvrig er viktig ved bruk av drensrør, er at prosjekteringen utføres av fagpersoner som arbeider med vann og avløp (VA), slik at kapasiteten, funksjon og utløp blir tilstrekkelig. Det påpekes også viktigheten av at rørene kommer med på VA-tegning eller G-tegning.

Utsparring i veggen for drenering av vann fra bakenforliggende masser er også en vanlig løsning, men det kan ofte gi skjemmende overflater på betongflatene i forkant under utsparringen [34]. Drensrør i bakkant unngår denne problematikken.

Hvis støttmuren som skal bygges er pålagt å følge veiledningene i vegnormal N400 Bruprosjektering [36], er det krav om fall på 1:25 på oversiden av fundament til konstruksjon [34]. Det er hensiktsmessig med fall på oversiden av fundamentplaten for alle vinkelstøttmure der bakenforliggende masser ligger helt inntil vegg, men det er ikke alltid et krav [10].

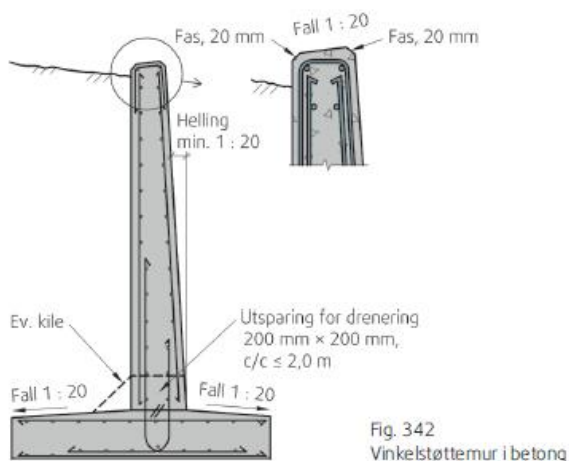
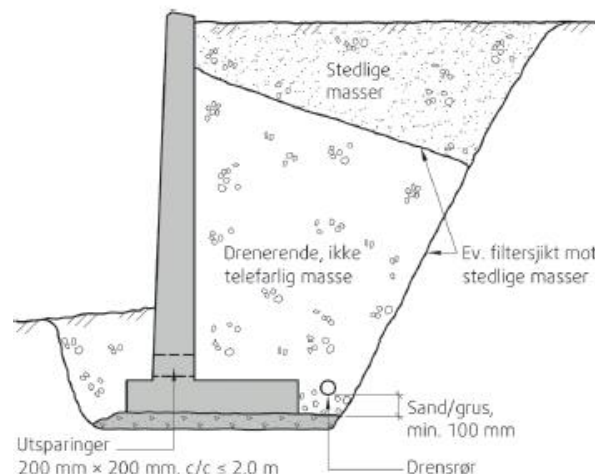


Fig. 342  
Vinkelstøttmur i betong



Figur 37 Eksempel på tilbakefylling av masser og drensrør til vinkelstøttmur [10]

Figur 36 Eksempel på fundamentplate med fall, her fra Byggforskserien med 1:20 som eksempel. Krav i N400 er minimum 1:25 [10]

### 3.6.2 Inspeksjon og kvalitetskontroll

En etablert støttemur bør kontrolleres både etter ferdigstilling og etter påført belastning over tid. Det finnes flere metoder som kan benyttes ved feltundersøkelse, og man deler gjerne opp i ikke-destruktive og destruktive metoder [37].

Av de ikke-destruktive metodene er visuell kontroll den mest benyttede for eksisterende konstruksjoner. En fagperson kan avdekke mye ved visuell inspeksjon av en konstruksjon. Måling av overdekning og rissvidde kan også være relevant. Målinger av korrosjon i armeringen ved påsetting av spenning kan også være mulig, men slike målinger sier ikke noe om det er uniform eller lokal korrosjon.

Hovedutfordringen med inspeksjon av en vinkelstøttemur, er at man helst skulle inspisert baksiden av vegg. Her ligger den konstruktive strekkarmeringen som er utsatt for de største kreftene. Det hadde vært gunstig med inspeksjon av dette området, noe som vanskelig lar seg gjøre uten å grave frem konstruksjonen.

Destruktive måter å inspisere tverrsnittet på er opphogging eller kjerneboring, men dette gjøres sjelden uten sterk mistanke om vesentlige skader, da denne type undersøkelser innebærer å fjerne deler av tverrsnittet.



## 4 Grunnlag

Dette kapsittelet inneholder en innførende oversikt over hva som ligger til grunn for de beregningene som gjøres senere i oppgaven.

### 4.1 Teoretisk bakgrunn for beregninger og bestemmelser

Grunnlaget for oppgavens tema finnes i norske standarder, faglig litteratur, håndbøker og forskningsartikler. Følgende hovedkilder er brukt for å belyse tematikken som drøftes og som grunnlag for beregningene som gjøres.

#### 4.1.1 Standarder fra standard Norge

- NS-EN 1990:2002 +A1:2005+NA:2016 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [38]
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 – Laster på konstruksjoner [39]
- NS-EN 1992-1-1\_2004+A1+NA – Prosjektering av betongkonstruksjoner [40]
- NS-EN 1997-1\_2004+A1+NA – Geoteknisk prosjektering [41]
- NS 3473 (1973) – Prosjektering av betongkonstruksjoner [42]

#### 4.1.2 Litteratur, normaler og håndbøker

- Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 [13]
- Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer [43]
- Reinforced concrete design: To Eurocode 2 [15]
- Bygningsteknologi – Oppgaver og eksempler i betongkonstruksjoner [44]
- Geoteknikk i vegbygging – Håndbok V220 (veiledning) [1]
- N400 Bruprosjektering (krav) [36]
- Concrete Technology – Compendium [45]

#### 4.1.3 Forskning og studier

- PhD-thesis: Load-deformation behaviour of reinforced structures affected by local corrosion (Haefliger, 2022) [2]
- Article: Load deformation behaviour of locally corroded reinforced concrete retaining wall segments: Experimental results (Haefliger & Kaufmann, 2023) [5]
- Article: Investigations on existing concrete cantilever walls subjected to reinforcement corrosion (Kwapisz et. Al., 2018) [3]

## 4.2 Materialelegenskaper

Hovedmaterialene i en støttemur er betong og slakkarmering. Det trengs også stein, grus og jordmasser ved utarbeidelsen av grunnen til fundamentplaten. I oppgaven antas det at geotekniske beregninger er utført korrekt og at tillatt dimensjonerende grunntrykk bestemmes av RIG og tildeles RIB for beregning av betongkonstruksjonen. Det antas også at gravearbeid og masseutskiftinger for konstruksjonen er utført korrekt før betongkonstruksjonen skal støpes.

### 4.2.1 Geotekniske egenskaper

Et poeng for oppgaven og beregningene, er massene som ligger bak konstruksjonens støttevegg. I dag praktiseres det bruk av selvdrenerende masser både under fundament og bak støtteveggen inn mot jordmassene [10]. Dette for å unngå vanntrykk mot støtteveggen. Hvordan masseutsikftingen har vært ved oppsetting av gamle vinkelstøttemurer varierer ut ifra hvem, hvor og når muren er satt opp. Man kan risikere å ha eksisterende støttemurer med jord rett mot vegg på baksiden i stedet for sprengstein eller grus. Denne mulige forskjellen i massetyper, og hvordan det påvirker konstruksjonen, er det viktig å være klar over. Egenvekt og friksjonsvinkel til en massestype påvirker sterkt de opptredende lastene som virker på konstruksjonen, mens de drenerende egenskapene påvirker hvor mye fukt som potensielt oppstår på baksiden.

For vinkelstøttemurer langs offentlig vei med høyde lik 5m eller høyere, er det et krav at N400 fra Statens vegvesen følges. Eventuelle avvik er søknadspliktig. V220 ses på som en veiledning til N400. I følge N400 dimensjoneres støttemurkonstruksjoner med  $H \geq 5m$  ut i fra hviletrykktilstand for bakenforliggende jordmasser når konstruksjonen er oppført i sammenheng med offentlig vei. Lastkombinasjon C i NS-EN 1990 benyttes også ved beregning av dimensjonerende bruddlast. For lavere støttemurer eller støttemurer som benyttes i annen sammenheng kan andre regler være gjeldende.

I denne oppgaven velges det konsekvent å beregne opptredende horisontalt jordtrykk ut fra aktiv tilstand, det vil si at jordtryksskoeffisienten beregnes ut fra antagelsen om aktivt jordtrykk og utbøyning av konstruksjonen. Vinkelstøttemuren trenger ikke å stå i sammenheng med vei, men kan også ses i sammenheng med bygg. Lastkombinasjon B velges for bruddgrensetilstand og brukes ved dimensjonerende beregning.

#### 4.2.1.1 Masseparametere

Valget av materialparametere for sprengstein, grus og jord hentes ut fra SVV veiledning for geoteknikk i veibygging V220 [1].

Det velges komprimert sprengstein som underlag for fundament og naturlig grus som ikke er komprimert bak støttemurveggen. Det vil si følgende parameter for masser bak og under konstruksjonen, hentet fra Tabell 4.1:

- Under fundament:  
Alternativ 1:  
Sprengstein med følgende egenskaper brukes ved stor nok masseutsikfting slik at dimensjonerende grunntrykkkapasitet overskrider 300 kPa.  
 $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi_s = 42^\circ$   
 $a_s = 0-10$   
  
Alternativ 2:  
Fundamenteres direkte på fjell.
- Bak støttemurens vegg  
 $\gamma_j = 18 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi_j = 31^\circ$   
 $a_j = 0$

Det antas aktivt jordtrykk og utbøyning av støttemurkonstruksjon på mer en 0,1 % av konstruksjonens høyde, slik at aktivt jordtrykk oppnås [1].

Plassering		Materiale		Dim. tyngdetetthet $\gamma$	Karakteristisk indre friksjonsvinkel $\phi$		Attraksjon $a$
				kN/m <sup>3</sup>	grader	tan $\phi$	kN/m <sup>2</sup>
Bak og foran landkar og støttemurer	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein **		19	42	0,90	0-10
		Grus		19	38	0,78	0
		Sand		18	36	0,73	0
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus		19	35	0,70	0
		Sand		17	33	0,65	0
		Silt		18	31	0,60	0
		Leire og leirig silt	Fast ***	20	26	0,49	0
			Bløt ***	19	20	0,36	0
Under landkarsåle og støttemurer	Tilførte komprimerte masser *	Sprengstein ** og ****		19	42/45	0,90/1,0	10
		Grus *****		19	38/40	0,78/0,84	10
		Sand		18	36	0,73	10
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	0-10
			Løs	18	36	0,73	0-5
		Sand	Fast	18	36	0,73	0-10
			Løs	17	33	0,65	0-5
		Silt	Fast	19	33	0,65	0-10
			Bløt	18	31	0,60	0-5
		Leire og leirig silt	Fast ***	19	26	0,49	0-20
			Bløt ***	19	20	0,36	0-5

\* Gjelder lagvis utlagte og komprimerte masser på land.

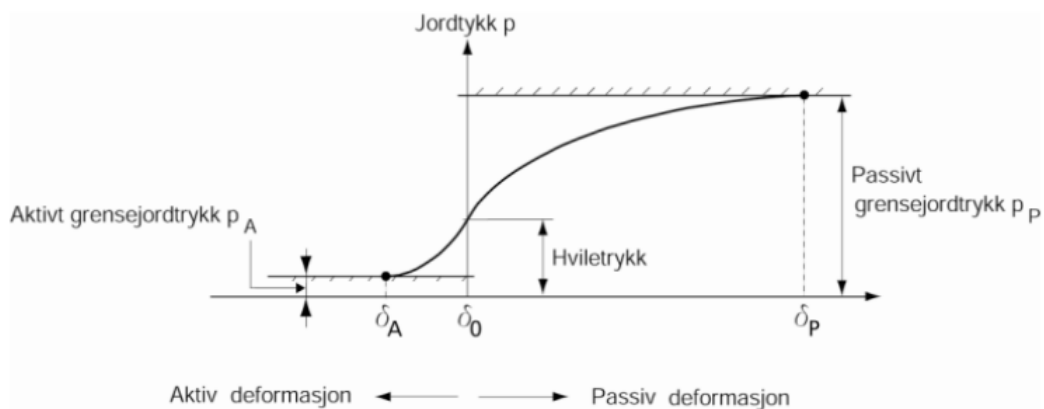
\*\* Sprengstein. Gjelder også maskinkult. Høyere verdier av  $a$  vurderes avhengig av steinstørrelse og gradering.

\*\*\* Leire (eller leirig silt), fasthetsparametrene bestemmes på uforstyrrede prøver.

\*\*\*\* For sprengstein av god kvalitet brukt under landkaret vil den høyeste verdien kunne vurderes benyttet.

\*\*\*\*\* For grus av god kvalitet brukt under landkaret vil den høyeste verdien kunne vurderes benyttet.

**Tabell 4.1** Veiledende jordparametere ved dimensjonering av landkar og støttemurer, tabell 3.6.2-1 i Geoteknikk i vegbygging SVV [1]



**Figur 38** Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon [1]

#### 4.2.1.2 Friksjonskoeffisient under fundament

Friksjonskoeffisienten mellom fundament og massene under fundamentet er avgjørende for å unngå utglidning av konstruksjonen. Friksjonskoeffisienten bestemmes av sammenhengen mellom ruhet og friksjonsvinkel for massen. En forenklet sammenheng kan defineres som følger:

$$\mu = r_b \tan(\phi) \quad [46]$$

I samråd med geoteknisk kyndig settes ruhet mot grunn lik  $r_b = 0,6$ , noe som anses som konservativt, og godt innenfor kravet i Tabell 4.2. Ved beregninger av et reelt tilfelle vil disse verdiene bestemmes av geotekniker for eksakt lokasjon og gitte valg av masser.

$$\mu = 0.6 \tan(42^\circ) = 0.54$$

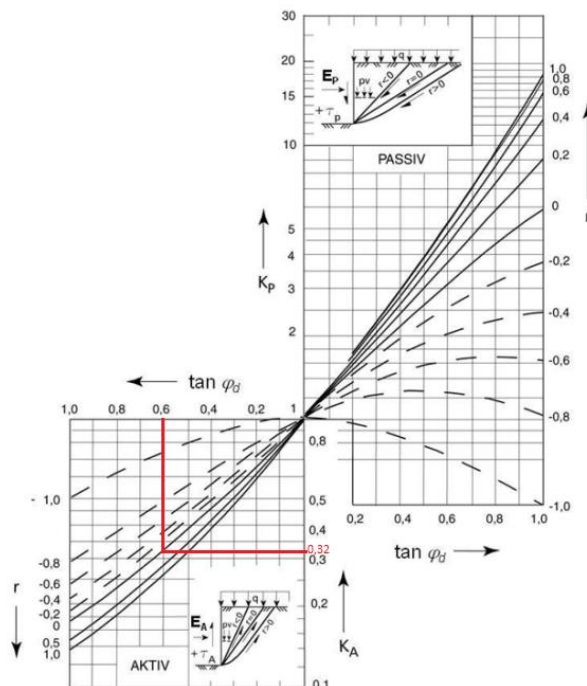
Horisontalt terreng foran såle		Skrått terreng foran såle	
Material under såle	Ruhet $r_b$	Material under såle	Ruhet $r_b$
Sand, grus og sprengstein	$\leq 0,9$	Grus og sprengstein	$\leq 0,8$
Leire og silt <sup>a</sup>	$\leq 0,8$	Leire, silt og sand <sup>a</sup>	$\leq 0,7$

<sup>a</sup> Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ikke frossen, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

**Tabell 4.2** Krav til ruhet ved dimensjonering av såler, tabell 7.2.1-1 i Bruprosjektering SVV [36]

#### 4.2.1.3 Jordtrykkkoeffisient

Jordtrykkkoeffisienten som definerer det horisontale trykket fra jordmassene og på støtteveggen kan bestemmes ut fra avlesning av Figur 39 med aktivt jordtrykk og ruhet mot vegg,  $r_v = 0$ :



**Figur 39** Effektivspenninganalyse - jordtrykkkoeffisienter ved horisontalt terreng, fra figur 6.2.1 i SVV [1]

Jordtrykkoeffisienten for aktivt jordtrykk kan også bestemmes ved følgende formel:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 31^\circ}{1 + \sin 31^\circ} \approx 0,32 \quad [47]$$
$$\gamma_\phi = 1,25$$
$$K_{a,d} = \gamma_\phi K_a = 1,25 * 0,32 = 0,40$$

Materialfaktor 1,25 benyttes som følge av V220 kap 6.1 [1]. Det er også verdt å nevne at ved en stiv konstruksjon som ikke vil bøye seg ut i stor nok grad ved påført last fra jordmasser, bør bruddgrensetilstand (STR) også kontrolleres med hviletrykkkonstant for horisontal jordtrykk. Dette avhenger av konstruksjonen, men kontrolleres også i beregningsprogram og benyttes avhengig av konstruksjonstype og plassering:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi))\sqrt{OCR} \quad [1]$$

#### 4.2.1.4 Dimensjonerende grunntrykkskapasitet

I videre beregninger for fiktiv vinkelstøttemur settes tillatt dimensjonerende grunntrykk med grus og stein som underliggende masser lik:  $\sigma_{gd} = 300$  kPa [13]  
Opptredende grunntrykk fra konstruksjon på grunn må kontrolleres ihht GEO 6.10a og 6.10b for overskridelse mot dimensjonerende grunntrykk. Valgt verdi lik 300 kPa anses å være en reell verdi for gode grunnforhold, og settes som en fiktiv grenseparameter. I en reell situasjon bestemmes denne etter grunnundersøkelser av geotekniker.

#### 4.2.1.5 Andre jordtrykk

Komprimeringstrykk ved tilbakefylling av masser og komprimering bør også tas høyde for ved en reell dimensjonering av støttemur, da det kan være med å øke kravet til armering. Oppsummert bør det altså tas stilling til om følgende typer horisontale jordtrykk bør kontrolleres: Passiv-, hvile- og aktivt jordtrykk, komprimeringstrykk og silotrykk. Som tidligere nevnt i denne oppgaven ses den horisontale jordlasten på som et aktivt jordtrykk.

#### 4.2.2 Betong – B35

Det velges betongtype B35. Overdekningskravet varierer ut fra valgt eksponerings- og konstruksjonsklasse. RIB bestemmer overdekningsgrad i henhold til gjeldende regelverk for aktuell konstruksjon. For ulike eksisterende konstruksjoner er det naturlig å tro at overdekningen til vegg varierer både på grunn av tidsepoke og gjeldende konstruksjonsregler for perioden, valg av klasse gjort av RIB og varierende utførelse.

Overdekningen for oppgavens beregning av en fiktiv vinkelstøttemur bestemmes ved å velge eksponeringsklasse XD3 og konstruksjonsklasse S5 i henhold til dagens standard. Man kan også argumentere for at støttemuren tilhører eksponeringsklasse XS2 eller XS4, og det er ikke unaturlig å tro at mange konstruksjoner er utført med denne eksponeringsklassen. Ved dimensjonering av oppgavens referanseeksempel velges konservativt klasse XD3 med tanke på faren for inntregning av klorider.

Mulige effekter av lavere overdekning som kanskje er tilfellet i flere eksisterende konstruksjoner undersøkes senere i oppgaven.

XD3 klasse S5 gir et minimums overdekningskrav for konstruksjonen lik  $c_{min} = 50$  mm (NS-EN 1992-1-1 4.4.1) [40].

Dette gir  $c_{nom,vegg} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50\text{mm} + 10\text{mm} = 60\text{mm}$

Fundamentplaten har  $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dev} = 50 + 5 + 10 = 65\text{mm}$  på undersiden mot grunn og  $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 50\text{mm} + 10\text{mm} = 60\text{mm}$  på oversiden. Velger likt på begge sider for enkelhets skyld, og setter  $c_{nom,fund} = 65\text{mm}$

Det er verdt å merke seg at ved valg av en mindre konservativ klasse, som for eksempel XC2, kunne verdiene blitt omtrent 35-40 mm for overdekning til konstruksjonen.

Dimensjonerende trykkfasthet for B35 er som følger:

$$f_{cd} = \alpha * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 * \frac{35\text{MPa}}{1.50} = 19.8\text{MPa} \quad [13]$$

<b>Egenskaper</b>	<b>Indeks</b>	<b>B35</b>
Karakteristisk sylindertykkfasthet, 28d	$f_{ck}$	35 MPa
Midlere aksialtrekkfasthet	$f_{ctm}$	3,2 MPa
Karakteristisk sylindrestrekkfasthet	$f_{ctk, 0.05}$	2,2 MPa
Midlere elastisitetsmodul	$E_{cm}$	34 000 MPa
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_c$	25 kN/m <sup>3</sup>
Materialfaktor	$\gamma_c$	1,50

**Tabell 4.3 Materialegenskaper for B35, hentet fra EC-2-1-1 kap. 3 [40]**

Det poengteres at kravene for valg av type betong og eksponeringsklasse avhenger av hvilken funksjon støttemuren skal tjene, og hvilken høyde den har. Er det en lav støttemur i forbindelse med utgraving av tomt eller grunnmur, vil som oftest kravene være lavere enn ved en høy støttemur  $\geq 5\text{m}$  som delvis bærer fylkes- eller riksvei. Det avhenger av hvilket regelverk som blir gjeldende, og hvilken risiko og konsekvens et eventuelt brudd har. For en vinkelstøttemur  $\geq 5\text{m}$  i forbindelse med fylkes- eller riksvei vil håndbok N400 fra Statens Vegvesen være bestemmende [36].

Gaute Nordbotten i Statens Vegvesen har svart på noen spørsmål om dagens utførelse av vinkelstøttemurer  $\geq 5\text{m}$  i forbindelse med vei, som faller under SVV's bestemmelser og håndbok N400 [34]. Nordbotten kommenterer på generelt grunnlag at kombinasjonen av betongkvalitet B45 SV- Standard og 75 mm overdekning til konstruktiv armering, ofte vil ivareta kravet til bestandighet for støttemurene som bygges i dag.

Overdekning og betongtype avhenger altså av type konstruksjon og i hvilken sammenheng den benyttes, om det er offentlig vei med store konsekvenser ved brudd, i forbindelse med bolig eller på perifere steder med små konsekvenser ved brudd. Høyden på støttemuren er også avgjørende. I denne oppgaven har B35 og overdekning lik 60 mm blitt valgt for å eksemplifisere de grunnleggende stegene i en dimensjoneringsprosess, og for å ha en referansemur å sammenligne eldre og kanskje mer korrosjonsutsatte konstruksjoner med. En overdekning på 60 mm anses ikke som nok for en støttemur med høyde over 5 m satt i opp sammenheng med fylkes- eller riksvei, mens det kanskje hadde vært nok for en støttemur på 4-5 m i forbindelse med boligutbygging der den ikke har tilknytning til vei. Omstendighetene avgjør, og valgte parameter er valgt for å vise et generelt eksempel, som ikke skal brukes til et eksakt formål. Målet er å belyse potensiell korrosjonsproblematikk i støttemuren og dets innvirkning på kapasitet. Hvis målet hadde vært å sette opp en spesifikk mur til et spesifikt formål måtte kanskje andre bestemmelser blitt lagt til grunn.

### 4.2.3 Armeringsstål – B500NC

Armeringsstål B500NC velges, og har følgende materialparametere:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434 \text{ MPa} \quad [13]$$

<b>Egenskaper</b>	<b>Indeks</b>	<b>B500NC</b>
Karakteristisk fasthet	$f_{yk}$	500 MPa
Elastisitetsmodul	$E_s$	200 000 MPa
Flytetøyning	$\epsilon_s$	2,5 ‰
Materialfaktor	$\gamma_s$	1,15

**Tabell 4.4 Materialegenskaper for B500NC [13]**

## 4.3 Laster og lastkombinasjoner

### 4.3.1 Laster og lastkoeffisienter

- Egenlast betong:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  [13]
- Jordlast:  $\gamma_w = 18\text{-}19 \text{ kN/m}^3$  [1]
- Trafikklast:  $q_T = 5 \text{ kN/m}^2$  [41]
- Jordtrykkoeffisient:  $K_a = 0,20\text{-}0,40$
- Friksjonskoeffisient:  $\mu = 0,50\text{-}0,80$

Det antas et aktivt jordtrykk, som er lavere en hviletrykket, da konstruksjonen ikke regnes som totalt stiv, og vil ha en liten defleksjon utover i samme retning som horisontalt jordtrykk.

Ofte er det krav om rekkverk på topp av vegg til støttmur hvis det er fare for ferdsel i bakkant. I så fall må det også medregnes en last for rekkverkstolper med innfesting i overkant

### 4.3.2 Lastkombinasjoner

Lastene som påføres konstruksjonen kombineres etter ligning 6.10, 6.10a eller 6.10b avhengig av hva som kontrolleres. Det må kontrolleres for velting (EQU), glidning (GEO), grunntrykk (GEO) og brudd i konstruksjon (STR). Det velges riktig(e) ligning(er) for de ulike kontrollene, og verste lastkombinasjon velges. Kombinasjonene bestemmes etter NS-EN 1990 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [38].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Qk,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Qk,i} Q_{k,i}$

**Tabell 4.5 NA.A1.2(A) Dimensjonerende verdier for laster (EQU) [38]**

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_0 \gamma_{Qk,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_0 \gamma_{Qk,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_0 \gamma_{Qk,i}$

**Tabell 4.6 NA.A1.2(B) Dimensjonerende verdier for laster (GEO/STR) [38]**

#### 4.3.2.1 Global likevekt (EQU)

Ved kontroll av global likevekt (velting), må man avgjøre hva som er gunstig og ugunstig last for likevektsberegningen. Her anses egenvekt av konstruksjonen og jordtrykket som permanente laster, mens trafikklaster er dominerende variabel last.

Følgende lastfaktorer benyttes i ligning 6.10 fra Tabell 4.5.

Laster		Indeks	Faktor
Egenvekt	Gunstig	$\gamma_{Gj,sup}$	0,90
	Ugunstig	$\gamma_{Gj,inf}$	1,20
Jordtrykk	Gunstig	$\gamma_{w,sup}$	0,90
	Ugunstig	$\gamma_{w,inf}$	1,20
Trafikklaster	Gunstig	$\gamma_Q$	0
	Ugunstig	$\gamma_Q$	1,50

**Tabell 4.7 Kombinasjonsfaktorer for EQU [38]**

#### 4.3.2.2 Glidning- og grunntrykkskontroll (GEO)

Egenvekt og jordtrykk anses som permanente laster, mens trafikklaster er dominerende variabel last. For kontroll av glidning mot underlag og overskredelse av grunntrykk brukes følgende lastkombinasjonsfaktorer i ligning 6.10a eller 6.10b fra Tabell 4.6:

Laster		Indeks		Faktor	
		6.10a	6.10b	6.10a	6.10b
Egenvekt	Gunstig	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,sup}$	1,0	1,0
	Ugunstig	$\gamma_{Gj,inf}$	$\xi \gamma_{Gj,inf}$	1,35	1,20
Jordtrykk	Gunstig	$\gamma_{w,sup}$	$\gamma_{w,sup}$	1,0	1,0
	Ugunstig	$\gamma_{w,inf}$	$\xi \gamma_{w,inf}$	1,35	1,20
Trafikklaster	Gunstig	$\gamma_Q \psi_0$	$\gamma_Q$	0	0
	Ugunstig	$\gamma_Q \psi_0$	$\gamma_Q$	1,05	1,5
$\xi = 0,89$		$\psi_0 = 0,7$			

**Tabell 4.8 Kombinasjonsfaktorer for GEO/STR [38]**

#### 4.3.2.3 Brudd i konstruksjonen (STR)

Egenvekt og jordtrykk anses som permanente laster, mens trafikklaster er dominerende variabel last. Verdier for faktorer som benyttes i lastkombinasjonen finnes i Tabell 4.8, og benyttes i ligning 6.10a og 6.10b fra Tabell 4.6 for kontroll av verste lastkombinasjon.

Ligningssett C for lastkombinasjoner benyttes også ved kombinasjon for horisontalt jordtrykk ved store geotekniske laster for store konstruksjoner, med jordens hviletrykk som dimensjonerende forutsetning. Denne oppgaven har tidligere valgt å konsekvent se på jordtrykket som aktivt, og kombinerer lastene ihht ligningssett B der også jordlasten blir, noe konservativt, sett på som en konstruksjonslast i stedet for geoteknisk last. Dette



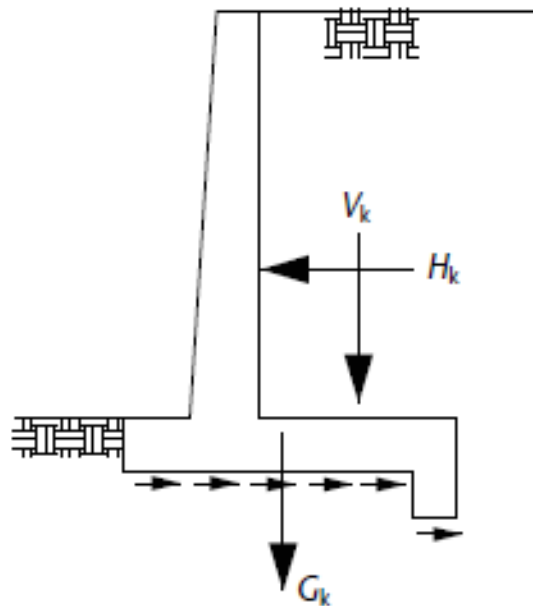
betyr en kombinasjonsfaktor lik 1,35/1,20 (B) i stedet for 1,0 (C), noe som vil gi en større last. Men aktivt jordtrykk vil også være lavere enn hviletrykket, som benyttes ved bruk av ligning C, som er tilfellet for store samferdselskonstruksjoner ihht N400.

Dette velges konsekvent for alle beregninger for å kunne beregne ulike lastscenarier for vinkelstøttemurer på 4, 5 og 6m, uavhengig av bruksområde. Slik at ulike tverrsnitt kan sammenlignes med like kombinasjonsforutsetninger og samme jordtrykkoeffisient ved samme lasttilfeller. For å kunne sammenligne på likt grunnlag.

## 4.4 Statikk


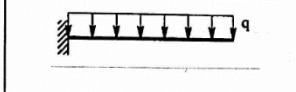
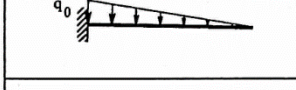


### 4.4.1 Konstruksjonstype

En vinkelstøttemur kan ses på som en utkrager statiskmessig. Ved riktig dimensjonering vil den stå støtt uten å vippe eller gli ut, og det horisontale jordtrykket tas opp av støtteveggen som står fiksert 90 grader på fundamentplaten. Støtteveggen opptrer som en utkrager fra fundamentet, og momentet tas opp i overgangen mellom vegg og fundament.

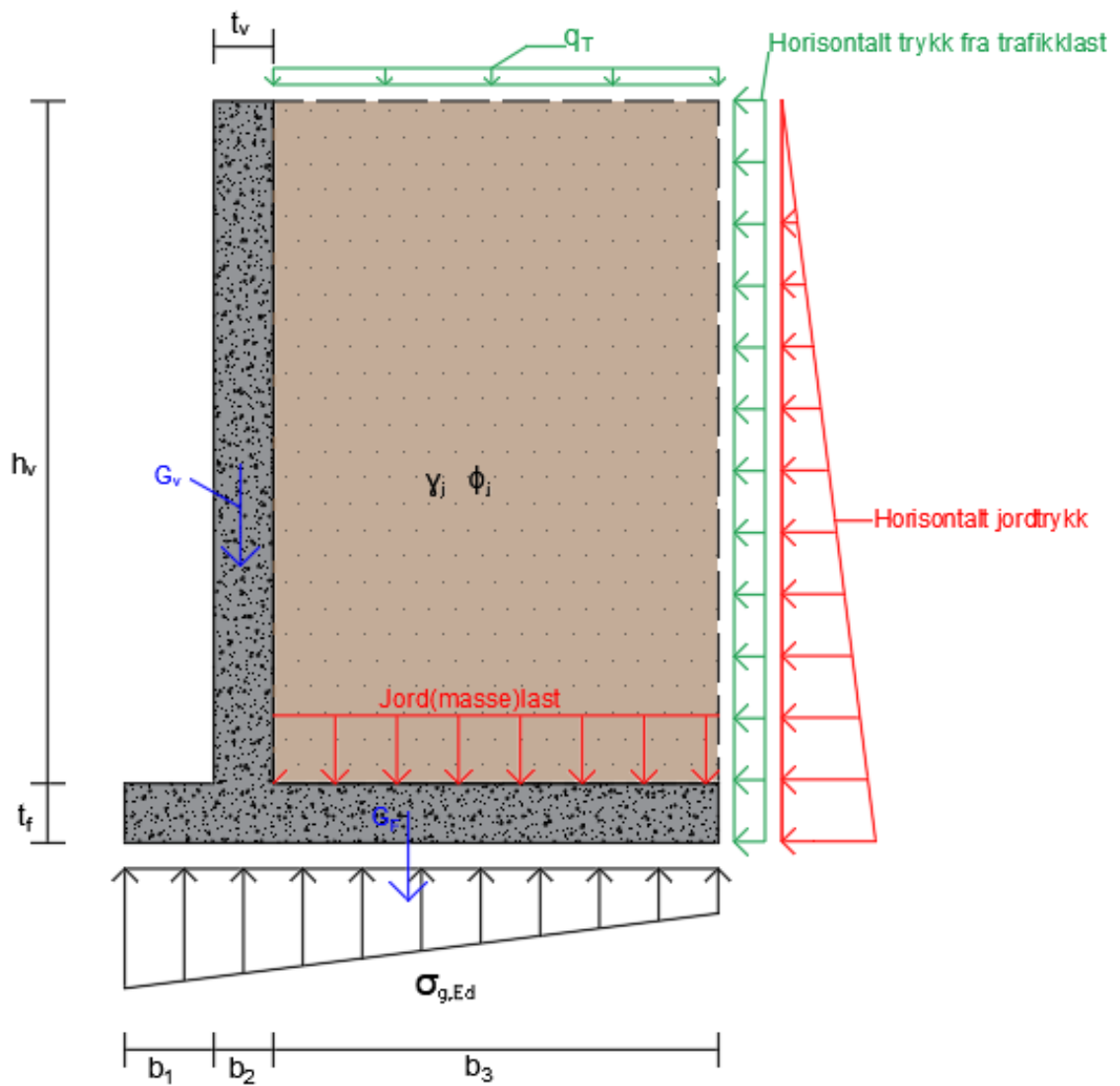


**Figur 40 Skisse av vinkelstøttemur og opptredende krefter [15]**

Enkle statikkberegninger utføres for å beregne opptredende krefter ut ifra oppgitte laster. Standard formler for utkrager benyttes. Relevante krefter for å kunne kontrollere velting (EQU), glidning & grunntrykk (GEO) og brudd i konstruksjonen (STR) beregnes i kapittel 5. Tabell 4.9 viser til relevante formler for beregning av reaksjonskrefter og moment i overgang mellom vegg og fundament.

	Reaksjonskraft A	Moment $M_A$	Nedbøyning w	Rotasjon $\theta$
	$qL$	$\frac{qL^2}{2}$	$\frac{qL^4}{8EI}$	$\frac{qL^3}{6EI}$
	$\frac{q_0 L}{2}$	$\frac{q_0 L^2}{6}$	$\frac{q_0 L^4}{30EI}$	$\frac{q_0 L^3}{24EI}$
	$\frac{q_0 L}{2}$	$\frac{q_0 L^2}{3}$	$\frac{11q_0 L^4}{120EI}$	$\frac{q_0 L^3}{8EI}$
	$P$	$PL$	$\frac{PL^3}{3EI}$	$\frac{PL^2}{2EI}$

Tabell 4.9 Snittkrefter og nedbøyning for utkragerbjelker (A3) [43]



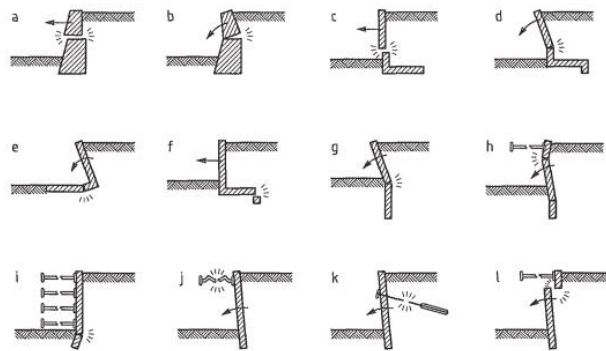
Figur 41 Påførte laster for vinkelstøttemur

## 4.5 Dimensjonering av tverrsnitt

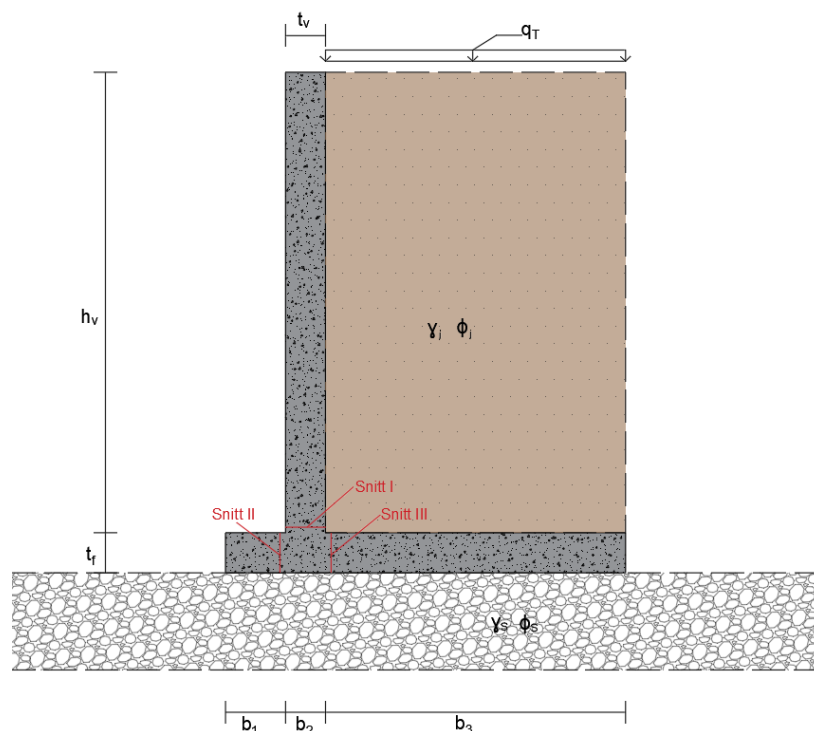
### 4.5.1 Bruddmekanismer

En vinkelstøttemur kan gå til brudd på flere måter, og for dette tilfellet er det relevant å kontrollere tilfelle c), d) og e), se Figur 42, der bruddmekanisme e) undersøkes på begge sider av overgang vegg/fundament. Fundamentplaten må også kontrolleres for trykk- og strekkskjærbrudd. Kontrollene for bestemmelse av armering utføres i snitt I, II og III, se Figur 43.

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020



Figur 42 Bruddmekanismer i støttekonstruksjoner [41]



Figur 43 Plassering av snitt I-III for vinkelstøttemur

#### 4.5.2 Dimensjonering av $A_s$ for bøyemoment – normalarmert B35

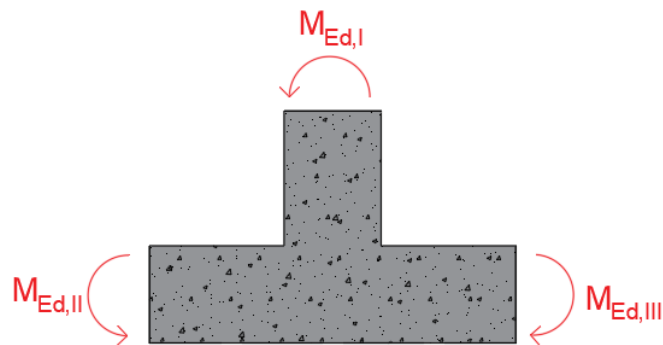
$$M_{rd} = 0,275 f_{cd} b d^2 \quad (4.24) [13]$$

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) d \quad (4.13) [13]$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (4.26) [13]$$

Kontroller at  $M_{rd} > M_{Ed}$

Setter  $b = 1000$  mm for beregning av plan tøyningstilstand per meter støttemur.



**Figur 44 Opptredende moment i snitt I, II og III**

#### 4.5.3 Dimensjonering av $A_{sw}$ for skjærkraft

- Skjærkraft ved snitt I, II og III skal kontrolleres for skjærstrekkbrudd i avstand  $d$  fra snitt (opplager). Kontrolleres ved ihht. NS-EN 1992-1-1 6.2.1(8), 6.2.2 og 6.2.3. [40] Ønsker å unngå skjærarmoring om mulig.
- Skjærkraft i snitt I, II og III skal kontrolleres for skjærtrykkbrudd i avstand lik  $0$  fra snitt (opplager) hvis skjærarmoring er nødvendig. Kontrolleres ihht. NS-EN 1992-1-1 6.2.3. [40]

#### 4.5.4 Forankring av lengdearmoring (heft) – $l_{bd}$

- Kontroll av heft utføres ved kontroll av tilstrekkelig forankringslengde ihht. NS-EN 1992-1-1 9.8.2.2. [40]

## 4.6 Risskontroll

Kontrolleres for ferdig dimensjonert konstruksjon med opptredende krefter i henhold til NS-EN 1992-1-1 7.3 [40] og S.I.S. kap 5.3 [13]. Målet for kontroll er å begrense opprissing slik at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke skades. Tillatt rissvidder,  $w_{max}$ , gis i Tabell 4.10. Risskontroll kan utføres på to ulike måter, enten ved rissviddekontroll basert på armeringsspenning eller risskontroll ved beregning av rissvidde.

Rissberegninger baserer seg på antagelsen om et kontinuerlig element og riss som oppstår i dette. F.eks riss i en kontinuerlig bjelke eller plate. Ved støping av en vinkelstøttmur støpes gjerne fundamentplaten først, før veggens så støpes i neste steg. Støpeskjøten som da oppstår mellom fundament og vegg er ikke kontinuerlig, og her forventes det større riss enn resten av veggens. Risskontrollen er gjeldende for resten av veggens. I følge studien til Haefliger (2022) er det stor fare for større riss og dermed korrosjon i støpeskjøten [2], se avsnitt 2.2.3.2.

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke <sup>c)</sup>	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 <sup>a)</sup>	Ofte forekommende	0,30 $k_c$
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning <sup>b)</sup>
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	Trykkavlastning <sup>b)</sup>
XSA	Vurderes særskilt <sup>d)</sup>		Vurderes særskilt <sup>d)</sup>	

**Tabell 4.10 NA.7.1N Grenseverdier av  $w_{max}$  [mm] [40]**

Faktoren  $k_c$  tar hensyn til virkningen større overdekning,  $c_{nom}$ , har på rissvidden sammenlignet med bestandighetskravet  $c_{min,dur}$ .

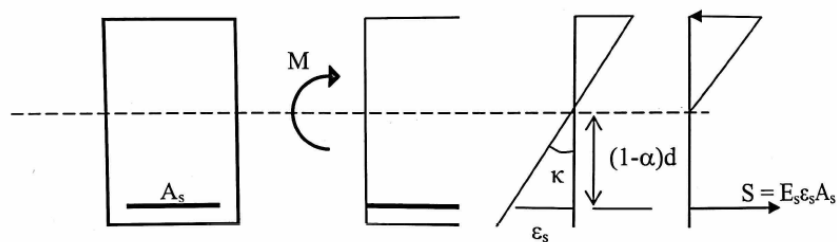
$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3 \quad (\text{NA.901})[40]$$

Når det innføres krav om begrensning av rissvidde, settes det også krav til en minimumsarmering ihht. NS-EN 1992-1-1 7.3.2(2) [40] med heft for å begrense opprissingen (stadium I) [13].

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k_{fct,eff} A_{ct} \quad (7.1) [40]$$

### 4.6.1 Rissviddekontroll basert på armeringsspenning ihht. NS-EN 1992-1-1 7.3.3 [40]

Rissviddekontroll basert på armeringsspenning gir en maks tillatt armeringsspenning basert på rissviddekrav og stangdiameter, og leses ut fra Tabell 4.11 og Tabell 4.12. Dette er en forenkling og konservativ tilnærming av reglene gitt i NS-EN 1992-1-1 7.3.4. For å bruke reglene i NS-EN 1992-1-1 7.3.3 må kravene i tabellene overholdes, med tanke på diameter og senteravstand til armering. Følgende formel brukes for å regne ut armeringsspenningen [13]:



Figur 45 Opprisset tverrsnitt i bruksgrensetilstand [13]

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s = E_s \frac{M(1-\alpha)d}{EI} \quad (5.55) [13]$$

Tabell 7.3N – Største senteravstand for begrensning av rissvidde<sup>1</sup>

Stålspenning <sup>2</sup> [MPa]	Største senteravstand [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

For merknader, se tabell 7.2N.

Tabell 4.12 Største senteravstand for begrensning av rissvidde [40]

Tabell 7.2N – Største stangdiametre  $\phi_s$  for begrensning av rissvidde<sup>1</sup>

Armerings- spenning <sup>2</sup> [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5h$ ;  $(h-d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_3 = 0,4$ ;  
 $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  og  $k_4 = 1,0$

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

Tabell 4.11 Største stangdiameter for begrensning av rissvidde [40]

#### 4.6.2 Rissviddekontroll ved beregning av rissvidde ihht. NS-EN 1992-1-1 7.3.4 [40]

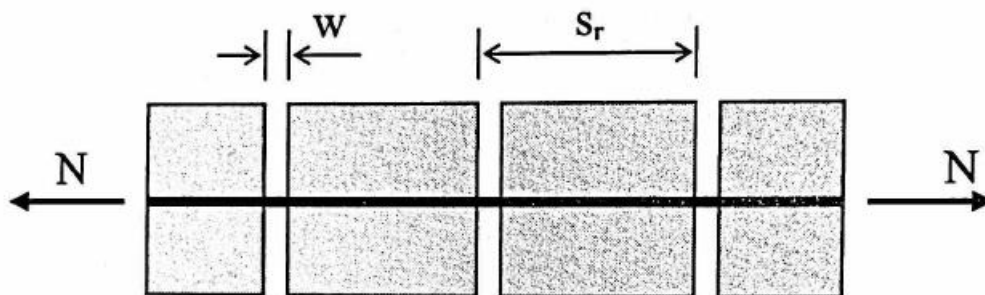
I stadium II, opprisset del av betongkonstruksjon, vil deformasjonen i betongen bestå av flere enkeltriss og strekktøyninger i elementene mellom rissene for å kunne utligne strekktøyningen som oppstår i armeringen [13]. Deformasjonen i betongen må være lik deformasjonen i armeringen, og basert på en slik likevekt kan man beregne om rissvidden er innenfor kravet ved å se på tøyningene mellom armering og betong. Følgende formler brukes ihht NS-EN 1992-1-1 7.3.4:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (7.8) [40]$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9) [40]$$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (7.11) [40]$$

Forklaringer til de ulike parameterne i formlene finnes i NS-EN 1992-1-1 kap. 7.



**Figur 46** Forklaring til  $s_r$  og  $w_k$  for betongstav med riss. Forholdet mellom riss, spenninger i stål og tøyninger i stål og betong [13]

## 4.7 Beregning av kapasitet ved redusert tverrsnittsareal $A_s$ grunnet korrosjon som bruddkriterium

Man kan kontrollere ny kapasitet for korrodert tverrsnitt ved å ta høyde for reduksjon i armeringsareal, samt en reduksjon i karakteristisk fasthet. Da må nytt armeringsareal  $A_s'$  og ny flytegrense  $f_{yk}'$  avhengig av korrosjonsgrad brukes ved ny kapasitetsberegning.

$$A_s' = (1 - Q_{corr})A_s$$

$$f_{yk}' = (1.0 - \alpha_y Q_{corr})f_{yk} \quad (2) [28]$$

$$M_{Rd,corr} = A_s' f_{yd} z$$

$Q_{corr}$  viser til andel korrodert tverrsnitt, mellom 0-1, mens  $\alpha_y$  er en parameter som representerer graden av tapt styrke som følge av korrosjon. Parameteren velges ut fra Tabell 4.13 Tabell 4.13 Empiriske koeffisienter for styrke- og duktilitetstap til armering[28]. For vårt tilfelle er det hensiktsmessig å velge et konservativt tilfelle med inntrengning av klorider i bruksgrensetilstand, og setter  $\alpha_y = 0.017$ .

Authors		Exposure	$Q_{corr}$ %	$\alpha_y$	$\alpha_u$	$\alpha_1$
Palsson and Mirza <sup>4</sup>	Concrete	Service, chlorides	0 to 80*	0.0	0.0	NS
Castel, Francois, and Airliguie <sup>7</sup>	Concrete	Chlorides, 0.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 20	0.0	NS	0.035
Du <sup>8</sup>	Bare	Accelerated, 0.5 to 2.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 25	0.014	0.014	0.029
	Concrete	Accelerated, 1.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 18	0.015	0.015	0.039
Maslehuddin et al. <sup>9</sup>	Bare	Service, marine	0 to 1	0	0	0
Allam et al. <sup>10</sup>	Bare	Service Arabian coast	0 to 1	0	0	0
Morinaga <sup>11</sup>	Concrete	Service, chlorides	0 to 25	0.017	0.018	0.06
Zhang, Lu, and Li <sup>12</sup>	Concrete	Service, carbonation	0 to 67	0.01	0.01	0
Andrade et al. <sup>13</sup>	Bare	Accelerated, 1.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 11	0.015	0.013	0.017
Clark and Saifullah <sup>14</sup>	Concrete	Accelerated, 0.5 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 28	0.013, 0.012	0.017, 0.014	NS
Lee, Tomosawa, and Noguchi <sup>15</sup>	Concrete	Accelerated, 13.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 25	0.012	NS	NS
Present study	Concrete	Accelerated, 0.01 to 0.05 mA/cm <sup>2</sup>	0 to 3	0.012	0.011	0.03

\*Based on minimum, not average, residual section.  
Note: NS = not supplied.

**Tabell 4.13 Empiriske koeffisienter for styrke- og duktilitetstap til armering [28]**



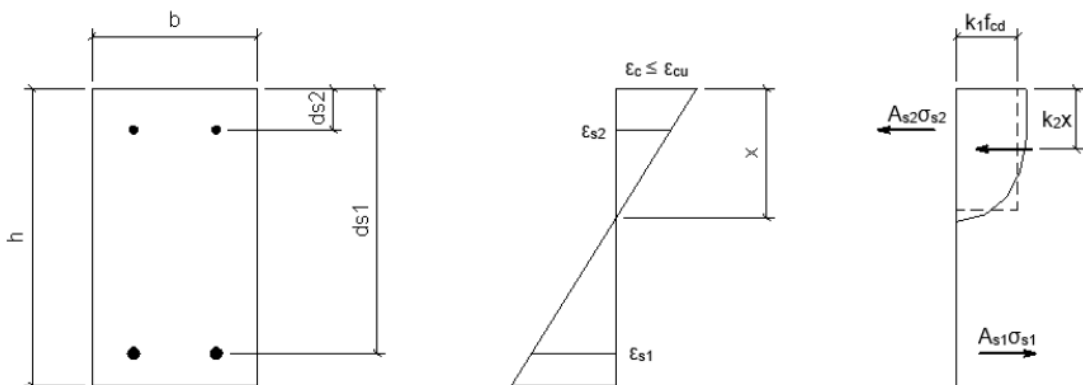
## 4.8 Beregning av kapasitet med redusert duktilitet for tverrsnittareal $A_s$ grunnet korrosjon som bruddkriterium

Flere studier har vist at duktiliteten til armeringen svekkes betydelig ved korrosjon. Den karakteristiske bruddtøyningen  $\epsilon_{uk}$  reduseres i vesentlig større grad enn den karakteristiske fastheten  $f_{yk}$  ved samme korrosjonsgrad  $Q_{corr}$  [28]. I en fib-rapport fra 2019 fremlegges det en metode for å beregne resterende kapasitet i et korrosjonspåvirket tverrsnitt med den reduserte karakteristiske bruddtøyningen  $\epsilon_{uk}'$  som bruddkriterium [48]. Denne metoden baserer seg på en tøyninglikevekt mellom det korrosjonspåvirkede stålet og betongen, der stålets korrosjonsreduserte flytetøyning settes som bruddkriterium.

$$\epsilon'_{uk} = (1.0 - \alpha_1 Q_{corr}) \epsilon_{uk} \quad (4) [28]$$

Korrosjonsredusert flytetøyning finnes ved å bruke denne formelen, og velge korrosjonsparameter  $\alpha_1$  basert på Tabell 4.13. For lokal korrosjon settes i dette tilfellet  $\alpha_1 = 0.06$ . Merk at  $\alpha$  settes lik 0 for uniform korrosjon i motsetning til pitting korrosjon. Uniform korrosjon har en helt annen påvirkning på armeringsjernet enn pitting korrosjon – som er vesentlig mer destruktivt for kapasitet.

For å beregne momentkapasitet med tøyningen i armering som begrensende faktor, benyttes følgende formelverk hentet fra fib-rapport Bulletin 90 [48]:



**Figur 47 Geometri, tøyninger og spenninger i tverrsnitt for likevekt ved beregning av  $M_{Rd}$  [48]**

Momentkapasitet,  $M_{Rd}$  [48]:

- Uten trykkarmering:

$$M_{Rd} = S(1 - k_2\alpha)d_{s1}$$

- Med trykkarmering:

$$M_{Rd} = S(1 - k_2\alpha)d_{s1} + T_s(k_2\alpha d_{s1} - d_{s2})$$

Følgende formler oppgis i fib-bulletin 90 for å utlede  $T_c$ ,  $T_s$  og  $S$  [48]:

$$\begin{aligned}
 x &= \alpha d_{s1} \\
 \alpha &= \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon'_{su}} \\
 S &= A'_{s1} f_{yd}' \\
 T_c &= k_1 \alpha d_{s1} b f_{cd} \\
 T_s &= A_{s2} \sigma_{s2} \\
 \sigma_{s2} &= \epsilon_c \frac{\alpha d_{s1} - d_{s2}}{\alpha d_{s1}} E_s \\
 k_1 &= \begin{cases} 1000 \epsilon_c \left( 0.5 - \frac{1000}{12} \epsilon_c \right), & \text{for } \epsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \epsilon_c}, & \text{for } 0.002 \leq \epsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \\
 k_2 &= \begin{cases} \frac{8 - 1000 \epsilon_c}{4(6 - 1000 \epsilon_c)}, & \text{for } \epsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000 \epsilon_c (3000 \epsilon_c - 4) + 2}{2000 \epsilon_c (3000 \epsilon_c - 2)}, & \text{for } 0.002 \leq \epsilon_c \leq 0.0035 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Ved å definere maks  $\epsilon'_s$  grunnet duktilitetstap som følge av korrosjon, kan man ved hjelp av iterasjon og justering av  $\epsilon_c$ , iterere seg frem til en likevekt der  $S = T_c + T_s$  med tilhørende  $\alpha$ , og  $M_{Rd}$  kan beregnes med tøyingsbegrensning i armeringsstålet som bruddkriterium.

Følgende metode brukes for å beregne kapasitet til korrodert tverrsnitt for støttemur, uten trykkarmering:

- 1) Slå fast korrosjonsgrad  $Q_{corr}$
- 2) Beregn  $A'_s = (1 - Q_{corr})A_s$
- 3) Beregn  $f'_{yd} = (1.0 - \alpha_y Q_{corr})f_{yd}$
- 4) Beregn  $\epsilon'_{su} = (1.0 - \alpha_1 Q_{corr})\epsilon_{su}$  basert på korrosjonsgrad
- 5) Beregn  $S = A'_{s1} f'_{yd}$  og  $T_s = A_{s2} \sigma_{s2}$
- 6) Anta  $\epsilon_c$ , finn  $\alpha, k_1$  og  $k_2$ .
- 7) Beregn  $T_c = k_1 \alpha d_{s1} b f_{cd}$
- 8) Sett  $S = T_c + T_s$ , avhengig av om tverrsnittet er med eller uten trykkarmering
- 9) Bestem  $\epsilon_c$  ved iterasjon av pkt 7-9 frem til likevekt (8) oppnås
- 10) Bestem momentkapasitet med resultatene  $T_c$ ,  $T_s$  og  $S$  funnet i pkt 10 når uttrykket fra pkt 8 er i likevekt.

$$M_{Rd} = S(1 - k_2 \alpha) d_{s1} \quad (\text{uten trykkarmering})$$

$$M_{Rd} = S(1 - k_2 \alpha) d_{s1} + T_s(k_2 \alpha d_{s1} - d_{s2}) \quad (\text{med trykkarmering})$$

## 4.9 Grunnlag for eldre konstruksjoner

For å danne seg et bilde av forskjeller mellom eldre og nyere konstruksjoner av samme type, er det viktig å belyse noen essensielle forskjeller på regler for dimensjonering før og nå. Det som utmerker seg for denne konstruksjonen er andre eller manglende krav med tanke på overdekning, rissvidder, armerings- og betongkvalitet.

Som et eksempel var det lov å bruke sjøvann i betongen på 60-tallet, noe som i dag sier seg selv bidrar til korrosjon i armeringen [49]

### 4.9.1 Overdekning

Overdekningskravene har endret seg fra 1939 og frem til i dag. Med unntak av en periode på 70- og 80-tallet der overdekningskravene gikk kraftig ned, har kravene blitt strengere og strengere. I dag skilles det veldig på hvilket miljø konstruksjonen er utsatt for, og de strengeste kravene er vesentlig strengere enn foregående standarder.

	<b>NS 427A (1939)</b>	<b>NS 427A (1962)</b>	<b>NS 3473 (1973)</b>	<b>NS 3473 (1977)</b>	<b>NS 3473 (1989)</b>	<b>NS 3473 (1998)</b>	<b>NS-EN 1992 (2004)</b>
<b><math>c_{min}</math> [mm]</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>35</b>

**Tabell 4.14 Overdekningskrav [49], [42], [40]**

Fra Tabell 4.14 ser man at kravet om overdekning har økt. Det er viktig å påpeke at valg av overdekningskrav i henhold til NS-EN 1992-1-1 er mye mer detaljorientert og basert på faktisk konstruksjonsklasse og eksponering sammenlignet med gamle regler, der det ble delt inn i type konstruksjon og miljøklassene særlig-, meget-, noe- og lite aggressivt miljø (SA, MA, NA, LA). Sammenligningsgrunnlaget i tabellen forholder seg til klasse NA eller etter dagens standard eksponeringsklasse XD1/XS1/XC4 og konstruksjonsklasse S4/S5 for å sammenligne relativt like vilkår.

Det er verdt å nevne at de strengeste kravene etter dagens standard for konstruksjoner i aggressive miljøer er vesentlig strengere. I dag dimensjoneres det også etter forventet levetid, noe som er med på å gjøre overdekningskravet større for konstruksjoner som gjerne skal stå i 100 år, slik som tilfellet er for en støttemurkonstruksjon som settes opp i dag der konsekvensen av brudd er stor.

### 4.9.2 Rissviddekrav

Rissviddekrav var fraværende i de eldste standardene. Det første rissviddekravet kom i NS 3473 (1989) [50], og hadde da relativt strenge krav. Disse kravene førte til en stor økning i armeringmengdene da den ofte gjorde bruksgrensetilstanden og rissvidde som gjeldende dimensjoneringskrav. I nyere standarder er rissviddekravet liberalisert noe.

### 4.9.3 Materialkvalitet

Gamle konstruksjoner, før 1958, var ofte utført i betong av mer usikker og lavere fasthet enn dagens betong med samme fasthetsparametere. I dag er det mer nøyaktig testing og kontrollering, samt at reseptene er utviklet til det bedre. I NS427A (1962) står det spesifikt at det er tillatt med rent sjøvann som blandevann i betong, noe som aldri hadde vært tillatt i dag. Dette er også med på å skape korrosjon i armeringen for eksisterende konstruksjoner om bruk av sjøvann er tilfellet.

Armeringen i gamle konstruksjoner hadde også en lavere fasthet. Glattstål (St.37) som ble brukt før 1958 hadde en karakteristisk fasthet på 230 MPa, mens det første kamstålet fra 1958 og utover (Ks 40) gjerne hadde en karakteristisk fasthet på 400 MPa [51]. Betongfastheten var også mer usikker den gang enn i dag, og ved klassifisering av eldre betongkonstruksjoner etter håndbok R412 skal dimensjonerende trykkfasthet hos armerte konstruksjoner finnes ved å dele betongens konstruksjonsfasthet på riktig materialfaktor. For å beregne et konservativt eksempel på en eldre konstruksjon, kan følgende materialparametere benyttes for betong C35 og armeringsstål Ks 40:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_m} = \frac{22,4 \text{ MPa}}{1,4} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_m} = \frac{400 \text{ MPa}}{1,25} = 320 \text{ MPa}$$

Ovennevnte materialfasthet er beregnet etter kapittel 4, tabell 4.2-1 og 4.2-1 i Statens Vegvesens håndbok R412 [51].,

#### 4.9.4 Minimumsarmering

Minimumsarmering etter NS 3474 (1973) skal etter avsnitt 9.2.2 være større eller lik:

$$A_s \geq 0,04 \frac{A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad [42]$$

#### 4.9.5 Utførelse

Kvaliteten på utførelse under støping av konstruksjonene påvirker kvaliteten på resultatet. Da tenkes det spesielt på om plassering av armering og støping er utført på en nøyaktig måte i henhold til tegning. I noen tilfeller kan justeringer være gjort på byggeplass for å løse et akutt problem, uten at dette er notert og tatt høyde for. Tidligere var det ikke de samme kravene til etterkontroll som det er i dag.

Det er med andre ord veldig avgjørende hvilken tidsperiode eksisterende konstruksjon er bygd, hvilke krav konstruktør har lagt til grunn, utførelse og hvilket klima konstruksjonen har levd i, for å kunne si noe om resterende kapasitet og fare for korrosjon i en aktuell støttemur.

## 4.10 Parametere for ulike vinkelstøttemurer og lastforutsetninger

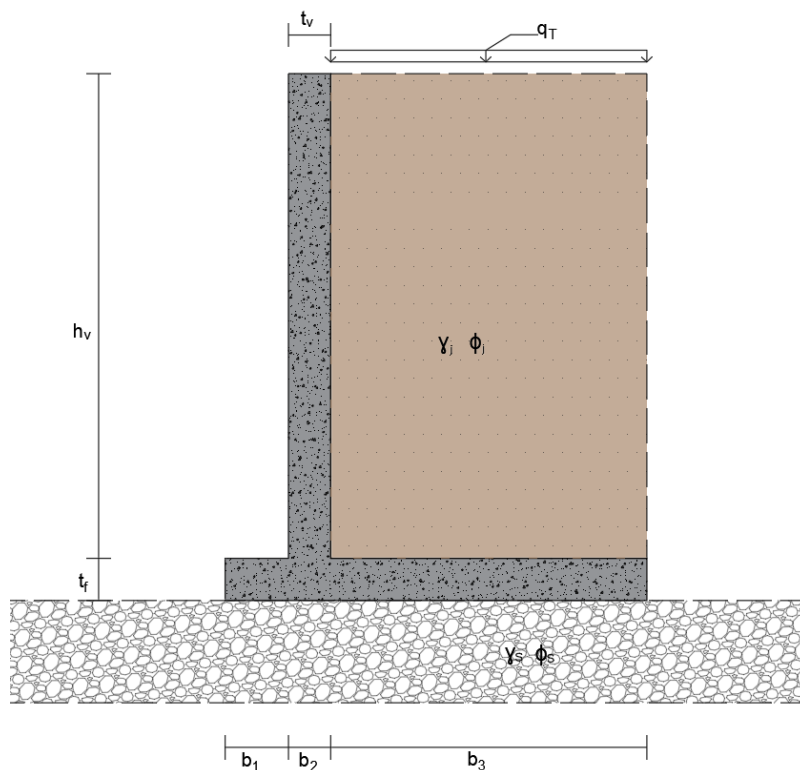
### 4.10.1 Referansemurer VSM1-6 etter NS-EN 1992-1-1

Parametere for VSM 1-6 dimensjonert etter dagens standard, med konservative valg av eksponeringsklasse, og dermed overdekningskrav og rissviddekrav.

Vinkelstøttemur #	B [m]	b <sub>1</sub> [m]	b <sub>2</sub> [m]	b <sub>3</sub> [m]	H <sub>mur</sub> [m]	h <sub>v</sub> [m]	t <sub>f</sub> [m]	t <sub>v</sub> [m]	γ <sub>j</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	Φ <sub>j</sub> [°]
VSM1	4	0.6	0.4	3	5	4.6	0.4	0.4	18	31
VSM2	4	0.6	0.4	3	5	4.6	0.4	0.4	19	42
VSM3	4	0.6	0.4	3	4	3.6	0.4	0.4	18	31
VSM4	4	0.6	0.4	3	4	3.6	0.4	0.4	19	42
VSM5	4	0.6	0.4	3	6	5.6	0.4	0.4	18	31
VSM6	4	0.6	0.4	3	6	5.6	0.4	0.4	19	42

**Tabell 4.15 Geometriske parametre for VSM1-6 samt tyngdetetthet og friksjonsvinkel for bakenforliggende masser**

Det påpekes at valg av geometri gjøres enkelt med rettvinklede og gjennomgående lik tykkelse for de ulike elementene. Både vegg og fundamentplate kunne vært prosjektert med ulik tverrsnitttykkelse i bunn og topp, både av økonomiske hensyn og av praktiske hensyn med tanke på avrenning av vann. Dette er ikke gjort, da det er opptreden av moment i tverrsnitt I, rissvidde og påvirkning av pittingkorrosjon det fokuseres på – konstruksjonen er derfor noe enklere prosjektert enn i realiteten. Det bør legges inn et vannfall på fundamentplate i praksis.



**Figur 48 Vinkelstøttemur med geometriske parametere gitt i tabell 4.15**

#### 4.10.2 Eldre konstruksjoner etter NS3473 (1973)

VSM 1-6 vil bli dimensjonert etter minimumskrav fra NS3473 (1973). Det velges eksponeringsklasse NA etter datidens standard, som tilsier overdekning lik 25 mm for utildekte betongkonstruksjoner, og legges til 10mm for feilmargin. Altså en antatt total overdekning lik 35 mm. Det stilles ingen krav til maksimal rissvidde og levealder til konstruksjonene. Følgende antagelser gis i Tabell 4.16, der overdekningkravene endres. Dimensjoner og laster på vinkelstøttemurene er de samme som hos VSM 1-6.

Det antas også en betong- og armeringsstålfasthet definert etter gammel standard, gitt i kapittel 4.9.3.

Vinkelstøttemur #	B [m]	H <sub>mur</sub> [m]	h <sub>v</sub> [m]	γ <sub>j</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	Φ <sub>j</sub> [°]	C <sub>nom</sub> [mm]	W <sub>max</sub> [mm]	f <sub>cd</sub> [MPa]	f <sub>yd</sub> [MPa]	A <sub>s,min</sub> Snitt I [mm <sup>2</sup> /m]
VSM1-1973	4	5	4.6	18	31	35	ingen	16	320	800
VSM2-1973	4	5	4.6	19	42	35	Ingen	16	320	800
VSM3-1973	4	4	3.6	18	31	35	Ingen	16	320	800
VSM4-1973	4	4	3.6	19	42	35	Ingen	16	320	800
VSM5-1973	4	6	5.6	18	31	35	Ingen	16	320	800
VSM6-1973	4	6	5.6	19	42	35	ingen	16	320	800

**Tabell 4.16 Parametere for VSM 1-6 etter NS3473 (1973)**

Disse parameterne benyttes til å kjøre en ny beregning i ISY Design på VSM 1-6 der bare overdekningskravet endres, og det stilles ingen krav til rissvidde. Resultatene av beregningene legges frem i kapittel 6.

#### 4.10.3 Endring av armeringsdiameter og senteravstand

For å eksemplifisere betydningen av kamstørrelse (Ø) og senteravstand (s) med hensyn på rissvidde, vil VSM1-6 beregnes på nytt med samme armeringsmengde (A<sub>s</sub>). Ved ny beregning vil armeringsjern som er en størrelse mindre enn først prosjektert i referanseeksemplene brukes for å undersøke den eventuelle effekten dette gir. Resultatene av dette og eventuell innvirkning av rissvidde presenteres i kapittel 6.

## 5 Beregninger og dimensjonering VSM1

For å vise beregningsgangen av en vinkelstøttemur, vil kapittel 5 beskrive fremgangsmåte for lastberegning, globale kontroller, dimensjonering av tverrsnitt i STR og rissviddekontroll i SLS. Kapittelet vil belyse beregningsgangen og beregningen for en referansekonstruksjon med høyde 5m, heretter kalt vinkelstøttemur 1 (VSM1). Samme beregningsgang brukes ved beregning og dimensjonering av støttemurer med andre dimensjoner og eller lastpåkjenning. Alle resultater for de ulike beregningene samles i resultatkapittelet, men beregningsgangen vises bare på første eksempel, VSM1.

Grunnlaget for den manuelle beregningsgangen for dimensjonering av vinkelstøttemuren er hentet fra flere kilder, de viktigste er følgende:

- Reinforced Concrete Design: To Eurocode 2 [15]
- Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2 [13]
- NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner [40]
- N400 Bruprosjektering [36]
- Geoteknikk i veibygging – Håndbok V220 [1]

Beregningene og dimensjoneringen er utført i henhold til NS-EN 1992-1-1, og er i første omgang utført for hånd for å bestemme nødvendig armering og kontrollere kapasiteten til vinkelstøttemuren. Dette danner grunnlaget for å lage et script (vedlegg 1) i Mathcad [6] som utfører beregningene for å kontrollerer velting (EQU), glidning (GEO), grunntrykk (GEO), bruddkontroll (STR) og rissviddekontroll (SLS) for en vinkelstøttemur. Input (gult felt) av jordmasser, geometri og laster gjøres, samt velg av armeringsmengder underveis velges som input for å kontrollere om krav er OK (grønt felt).

Scriptet som viser detaljert beregningsgang for dimensjonering av konstruksjonen verifiseres ved bruk av Norconsults programvare ISY Design [7]. Verifisering og eventuelle ulikheter vises i resultatkapittelet. Rapport fra beregninger utført i ISY Design for VSM1 vises i vedlegg 3.

Kapittel 5 dimensjonerer snitt I-III for VSM1, og kontrollerer rissviddekrav i snitt I. I resultatkapittelet er det også snitt I for VSM 1-6 som undersøkes for case 1-4 med ulike korrosjonsgrader for strekkarmeringen i vegg. Snitt II og III undersøkes ikke, da det er korrosjon i strekkarmering for innside vegg (snitt I), og effekten det gir på veggens kapasitet oppgaven ønsker å fokusere på.

Det er viktig å påpeke at det i en reell prosjekteringsfase vil og bør det være en rådgivende geotekniker inkludert, i og med at lastene som opptrer er sterkt avhengig av de geotekniske aspektene. Samarbeid mellom RIG og RIB er høyst anbefalt, da rådgivende konstruktør dimensjonerer betongkonstruksjonen basert på parametere bestemt av RIG. I denne oppgaven er dimensjonerende grunntrykk satt lik 300 kPa som er en reell verdi med steinfylling. Jordparametere for masser i bakkant er valgt i henhold til V220 for å skape en så reell som mulig lastsituasjon for vinkelstøttemurene. Dette grunnlaget brukes videre når det skal gjøres videre beregninger og analyser for de ulike vinkelstøttemurene i de ulike situasjonene.

## 5.1 Parametre for vinkelstøttemur 1 (VSM1)

Geometriske bestemmelser for VSM1 gis i Tabell 4.15, og danner en vinkelstøttemur med total fundamentbredde lik 4m og høyde på konstruksjonen lik 5m. Materialparametere er gitt i kapittel 4, både for betongkvalitet B35 (S) og armeringsstål B500NC.

Det har i kapittel 4 blitt valgt overdekning for vegg lik 60mm på begge sider, mens det på fundamentet velges overdekning lik 65mm. Det bemerkes at dette avhenger av prosjekterendes valg av eksponeringsklasse. Her kan man risikere å se valgte overdekninger i eksisterende konstruksjoner på alt fra 35-75 mm, avhengig av fundamenterende grunn, masser, miljø og bruksområde, og hvilken eksponeringsklasse som velges av prosjekterende ut fra dette.

Rissviddekrav lik  $w_k = 0.30\text{mm} \cdot 1,20 = 0.36\text{mm}$ , settes basert på overdekning og eksponeringsklasse XD3. Det velges også å se på støttemursveggen som en konstruksjonsdel med krav til begrensning av rissvidde grunnet ønsket om å unngå store riss slik at korrosjonsfare reduseres. Dermed trer NS-EN 1992-1-1 7.3.2 i kraft med strengere krav til lengdearmering i aktuelt snitt I. Dette er ikke et krav, men opp til prosjekterende. I MathCad scriptet er dette satt som krav til minimumsarmering strekkside for snitt I. ISY Design bruker ikke krav til minimumsarmering som følge av rissvidde, men krav til minimumsarmering vegg, NS-EN 1992-1-1 9.6.2. Men ISY Design følger rissviddekrav, og det blir dermed strengeste kontroll for nødvendig armering.

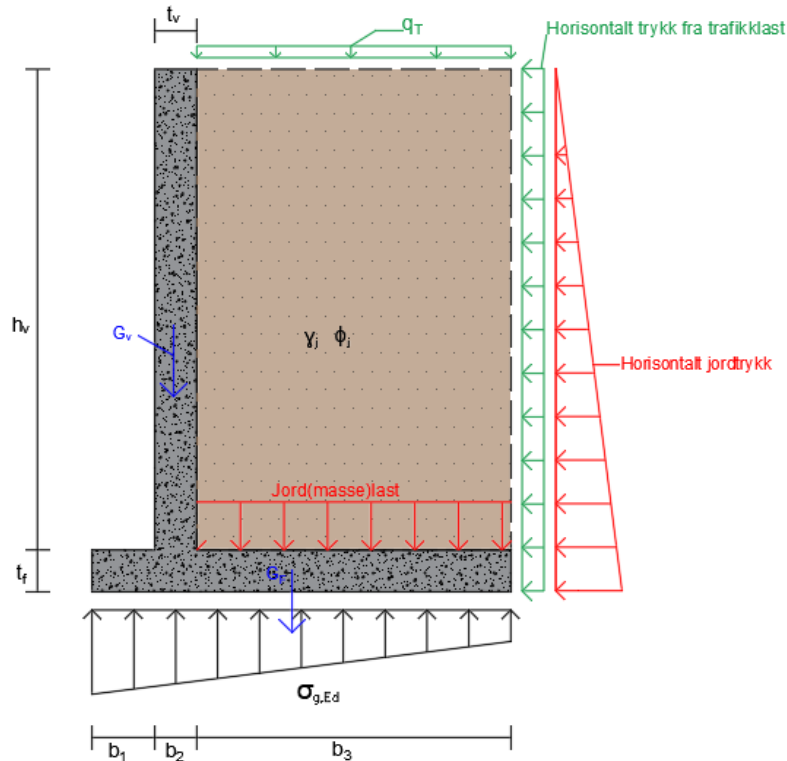
## 5.2 Lastberegning – karakteristiske laster

For VSM1 velges det bakenforliggende masser i form av silt for VSM1 for å se på et mer utsatt lasttilfelle for vegg enn ved grus som masser i bakkant (VSM2). Massene har friksjonsvinkel lik  $31^\circ$  og tyngdetetthet lik  $18 \text{ kN/m}^3$ , se detaljerte forutsetninger i kapittel 4. Egenvekten til konstruksjonen bestemmes av volum og tyngdetettheten til armert betong lik  $25 \text{ kN/m}^3$ . Det dimensjoneres for mulig trafikklast lik  $5 \text{ kN/m}^2$  på toppen av de bakenforliggende massene, for å vise hvordan denne lasten opptrer i konstruksjonen.

Det understrekes av kombinasjonsfaktorene for 6.10 (EQU), 6.10a og 6.10b (GEO/STR), samt jordtrykkskoeffisienten,  $K_a$ , er avgjørende for de dimensjonerende lastvirkningene på konstruksjon og grunn. Beregningene utført i MathCad scriptet ihht NS-EN 1992-1-1 baserer seg på aktivt jordtrykk, altså at veggen har stor nok utbøyning, og at horisontal jordlast anses som ugunstig med lastfaktor lik 1,35 for 6.10a. Dette er en forenklet konservativ tilnærming [15]. For å sammenligne scriptet og programvaren ISY Design er samme parametere benyttet i programvaren med  $K_a = 0,40$  og  $\gamma_{G.inf.a} = 1,35$  for horisontalt jordtrykk. Lastkombinasjoner 6.10, 6.10a, 6.10b og 6.15 er kontrollert. ISY Design har også mulighet til å kontrollere flere lastkombinasjoner og hviletrykk for jordlast, noe som ikke gjøres for VSM1-6, for dermed å kunne sammenligne resultatene på likt grunnlag.

Alle lastparametere kan leses av i MathCad script (vedlegg 1).





Figur 49 Påførte laster for vinkelstøttemur

### 5.3 Globale kontroller

Globale kontroller for velting (EQU), glidning (GEO) og grunntrykk (GEO) er utført og resultat gjengis i avsnitt 5.3.1 og 5.3.2.

#### 5.3.1 EQU

Kontroll for velting av VSM1 er OK. Stabiliserende (gunstig) moment er større enn ugunstig moment, se utklipp fra beregninger (vedlegg 1).

Ugunstig moment om pkt A (EQU-)

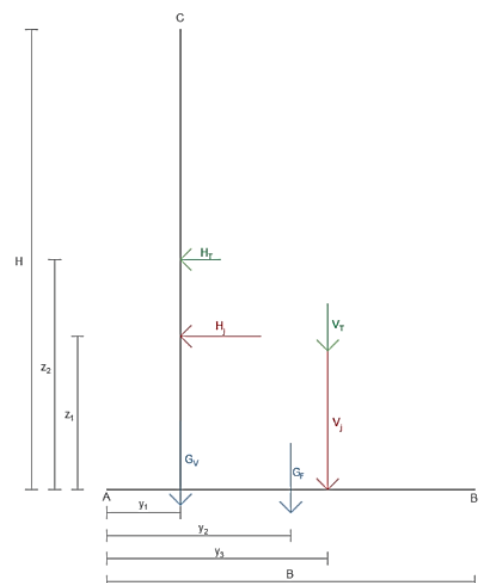
$$M_{A,neg} := \gamma_{G,inf} \cdot H_j \cdot z_1 + \gamma_{Q,inf} \cdot H_T \cdot z_2 = 217.567 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Gunstig moment om pkt A (EQU+)

$$M_{A,pos} := \gamma_{G,sup} \cdot (G_{vegg} \cdot y_1 + G_{fund} \cdot y_2) + \gamma_{j,sup} \cdot V_j \cdot y_3 = 680.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll <sub>EQU</sub> :=	"OK" if $M_{A,pos} > M_{A,neg}$	"OK"
	"NOT OK" otherwise	

Figur 50 Resultat kontroll av velting (EQU), hentet fra vedlegg 1



Figur 51 Kraftresultanter og momentarm for velting EQU

## 5.3.2 GEO

### 5.3.2.1 Kontroll av glidning

Kontroll av glidning til VSM1 er OK. Friksjonskrefter mellom fundament og underlag er større enn opptredende horisontale krefter, se utklipp fra beregninger (vedlegg 1).

Friksjonsresultant,  $R_F$ , gunstig lastkombinasjon

$$R_F := \mu_s \cdot [(V_j + G_{vegg} + G_{fund}) \cdot \gamma_{G,sup,a} + V_T \cdot \gamma_{Q,sup,a}] = 193.083 \cdot \text{kN}$$

Trafikklast vil i gunstig kombinasjon bidra lik 0, dermed er  $R_F$  lik for både kombinasjon 6.10a og 6.10b i dette tilfellet.

Horisontalt virkende krefter,  $H_{Tot}$ , ugunstig lastkombinasjon

6.10a

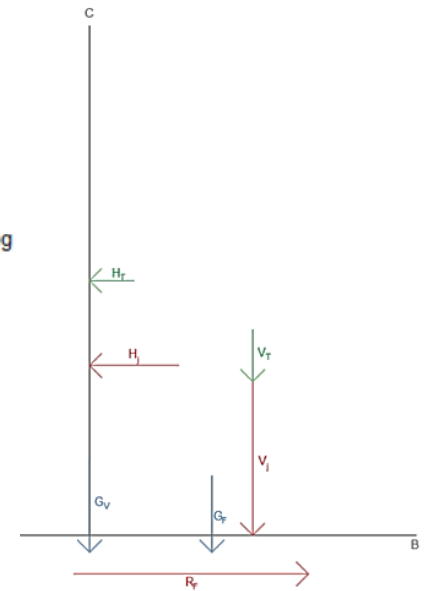
$$H_{geo,a} := \gamma_{G,inf,a} \cdot H_j + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,inf,a} \cdot H_T = 132.041 \cdot \text{kN}$$

6.10b

$$H_{geo,b} := \xi \cdot \gamma_{G,inf,b} \cdot H_j + \gamma_{Q,inf,b} \cdot H_T = 111.154 \cdot \text{kN}$$

Kontroll <sub>GEO</sub> :=	"OK" if $H_{geo,a} < R_F \wedge H_{geo,b} < R_F$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

**Figur 53 Resultat kontroll av glidning (GEO), hentet fra vedlegg 1**



**Figur 52 Friksjonskraft  $R_F$  og krefter som virker på VSM i GEO**

### 5.3.2.2 Bestemmelse og kontroll av dimensjonerende grunntrykk

Ved manuell beregning av påført grunntrykk kontrolleres lastkombinasjon 6.10a og 6.10b for opptredende laster. Følgende formel, utledet i vedlegg 2, brukes for å bestemme grunntrykket. Det understrekes at dette er en forenklet metode som viser hvordan lastene overføres fra konstruksjonen og ned i grunnen. Ved bruk av et beregningsprogram, f.eks. ISY Design, vil flere geotekniske aspekter og lastkombinasjoner undersøkes, og være mer omfattende.

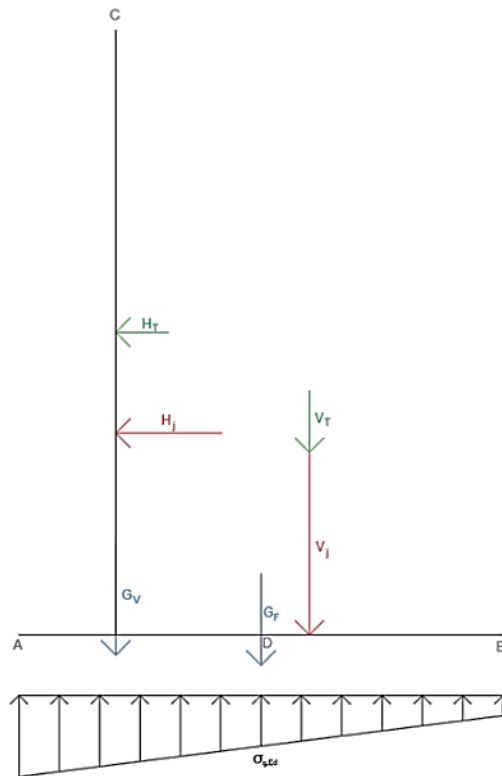
$$\sigma_{g,Ed} = q_{0,N} \pm q_{0,M} = \frac{N_{Tot}}{L} \pm \frac{6M_D}{L^2}$$

$$L = B$$

$$N_{Tot} = \frac{N_{6.10a}}{b} = \gamma_{G,inf}(G_{vegg} + G_{fund}) + \gamma_{G,sup}V_j$$

$$M_D = M_{6.10a/b} = -\gamma_{G,inf}G_{vegg}y_4 - \gamma_{G,inf}H_jz_1 - \gamma_{Q,inf}\psi_0H_Tz_2 + \gamma_{G,sup}V_jy_5 + \gamma_{Q,sup}V_Ty_5$$

Kontroll av grunntrykk til VSM1 er OK. Opptredende grunntrykk fra konstruksjon mot grunn overskrider ikke dimensjonerende grunntrykk, se utklipp fra beregninger (vedlegg 1).



**Figur 54 Dimensjonerende grunntrykk**

$$\sigma_{gd} = 300 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed,max} := \max(q_{Ed,a,left}, q_{Ed,a,right}, q_{Ed,b,left}, q_{Ed,b,right}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

Kontroll_bæreevne :=	"OK" if $q_{Ed,max} < \sigma_{gd}$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

$$q_{Ed,left} := \max(q_{Ed,a,left}, q_{Ed,b,left}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

$q_{Ed,right} :=$	$q_{Ed,a,right}$ if $q_{Ed,left} = q_{Ed,a,left}$ = 17.737 · kPa
	$q_{Ed,b,right}$ otherwise

**Figur 55 Resultat kontroll av grunntrykk (GEO), hentet fra vedlegg 1**

Ut fra resultatet ser man at opptredende grunntrykk mellom grunn og fundamentplate er oppadrettet trapes-formet, med største trykk på venstre side (foran mur) lik 180 kPa og laveste trykk helt i bakkant, på høyre side lik 18 kPa.

## 5.4 Dimensjonering av tverrsnitt (STR) i ULS (per 1m)

Resultater av beregninger på VSM1, valg av armeringsmengder og kontroller av kapasitet for tverrsnitt i bruddgrensetilstand gjengis i avsnitt 5.4.

### 5.4.1 Valg av armering snitt I-III

Opptredende krefter under gitte parametere for VSM1 og valgt armering som følge av dimensjonering etter NS-EN 1992-1-1 er gitt i Tabell 5.1. Beregningene er utført i MathCad script og kontrollert i ISY Design.

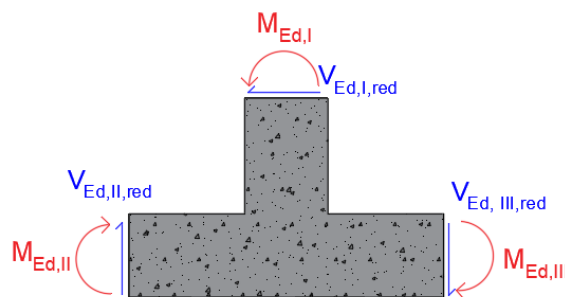
		Snitt I		Snitt II		Snitt III	
		Fremside	Bakside	Over	Under	Over	Under
<b>Krefter</b>	$M_{Ed}$ [kNm]	-	180	-	28.5	171	-
	$V_{Ed,red}$ [kN]	97.6	97.6	44.6		115.5	115.5
<b>Lengde- armering</b>	$A_{s,nødv}$ [mm <sup>2</sup> /m]	-	1322	-	210	1274	-
	$A_{s,min}$	800	1619 (549)	548	548	541	541
	Valgt	Ø16s250	Ø20s180	Ø12s200	Ø12s200	Ø20s200	Ø12s200
	$A_{s,valgt}$	804	1745	566	566	1571	566
	$M_{Rd}$ [kNm]	-	237,5	-	77	210.9	-
	$UR_M$	-	0.76	-	0.37	0.81	-
<b>Fordelings- armering</b>	$A_{s,nødv}$	768	768	428	428	423	423
	Valgt	Ø16s250	Ø16s250	Ø12s250	Ø12s250	Ø12s250	Ø12s250
	$A_{s,valgt}$	804	804	452	452	452	452
<b>Skjær- armering</b>	$V_{Rd,c}$ [kN]	211.4	211.4	161	161	198	198
	$A_{sv}$ nødv?	Nei	Nei	Nei	Nei	Nei	Nei
	$UR_V$	0.46	0.46	0.28	0.28	0.58	0.58

**Tabell 5.1 Dimensjonerende krefter, armeringsmengder og kontroll av VSM1, hentet fra vedlegg 1 og 3**

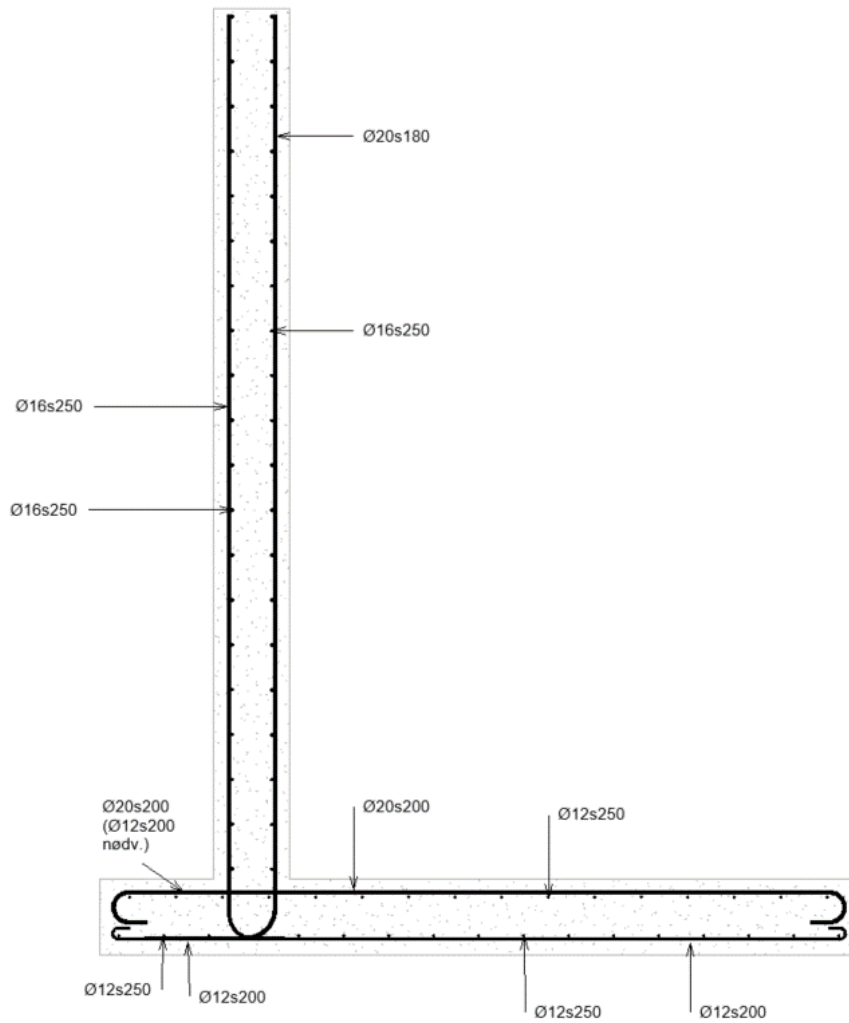
Det påpekes i kommentar til valgt dimensjonering at det er stilt krav til rissvidder for vegg ved valg av minimum lengdearmering der strekkreftene oppstår, ihht NS-EN 1992-1-1 7.3.2. Her er vegg sett på som en plate med krav til rissvidder, og ikke en vegg, grunnet den store påførte horisontallasten. Bruk av minimumskrav for vegg ville gitt et betydelig lavere krav til minimumsarmering.

Ved beregning av fordelingsarmering i vegg, brukes derimot minimumskravet for horisontal armering i vegg, for å unngå vertikale riss som følge av interne spenninger under og etter herding. Dette kravet er strengere enn kravet for vanlig minimumsarmering i plate. Her velges altså minimumsarmering for vegg, ikke plate.

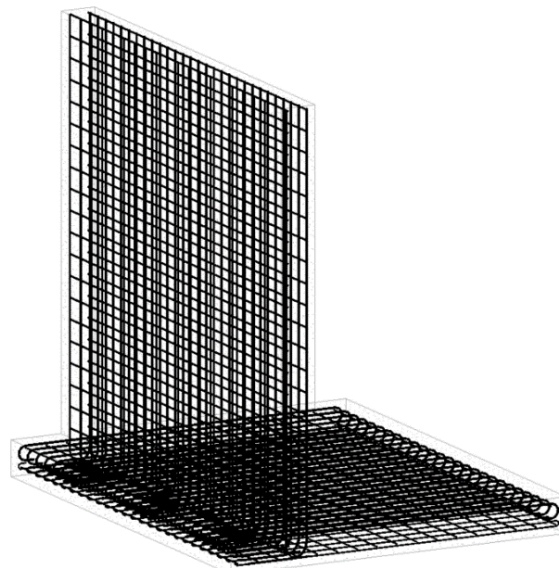
Målet for å ta disse valgene er å dimensjonere en vinkelstøttemur med minst mulig sjans for riss. Derfor tas konservative valg ved bruk av standardens (NS-EN 1992-1-1) regelverk. Valgt armering er både gitt i Tabell 5.1 og visuelt på armeringskisse i Figur 57, laget i programmet Revit [9].



**Figur 56  $M_{Ed}$  i snitt I, II og III**



**Figur 57 Armeringskisse 2D for VSM 1 (Revit) [9]**



**Figur 58 3D modell skissert armering VSM1 (Revit) [9]**

### 5.4.1.1 Kontroll av forankringslengde og heftkontroll

Forankringslengde kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1 8.4.3, og følgende kontroll er gjort i script fra vedlegg 1:

$$l_{bd.I.red} := \alpha_l b_{red} \cdot l_{b.rqd.I} = 334.294 \cdot \text{mm}$$

$$l_{b.min.I} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.I}, 10 \cdot \varnothing_I, 100\text{mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd.I.n\ddot{o}dv} := \max(l_{bd.I.red}, l_{b.min.I}) = 334.294 \cdot \text{mm}$$

(50Ø brukes ofte som konservativ regel innen prosjektering. Dvs 1000-1250mm, noe som også går fint med et bredt fundament og høy vegg.

$$l_{bd.I} := 500\text{mm}$$

$$\text{Kontroll}_{\text{Forankring}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } l_{bd.I} > l_{bd.I.n\ddot{o}dv} \\ \text{"Not OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

#### Generell heftkontroll, $\tau_{lb}$ , EC2-1-1 8.4.1

$$\tau_{lb.I} := \frac{V_{Ed.I.red}}{z_I \cdot \pi \cdot \varnothing_I \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_I}} = 0.893 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{\tau_{lb}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \tau_{lb.I} < f_{bd} \\ \text{"Not OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Figur 59 Kontroll av forankringslengde og heftkontroll, hentet fra vedlegg 1**

Beregninger viser at nødvendig forankringslengde for kreftene som oppstår i snitt I er lik 334.3mm. Ved å velge forankringslengde lik 500mm vil forankringskapasitet være godt innenfor kravet. Siden det er plass kan man velge å legge 750mm forankring som et konservativt valg om ønskelig. Det gir også en større sikkerhet mot eventuelle feil under utførelse, hvis det for eksempel feilaktig legges kortere armering enn det tegningen viser.

Heftkontrollen for armering i snitt I er også godkjent, og kreftene vil overføres uten brudd i heft mellom betong og stål.

## 5.5 Rissviddekontroll av snitt I i SLS

Fullstendig utregning for rissvidde i overgang mellom fundamentplate og støttevegg er vist i vedlegg 1, og kontrollert i ISY Design, vedlegg 3.

### 5.5.1 Rissviddekontroll ved rissviddeberegning

Rissviddekrav for konstruksjonen i snitt I på strekkside er satt lik  $w_{k, XD3} = 0,36\text{mm}$ , vist i kapittel 4.

$$\Delta\varepsilon_m := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right] = 8.306 \times 10^{-4}$$

$k_1 := 0.8$      $k_2 := 0.5$      $k_3 := 3.4$      $k_4 := 0.425$

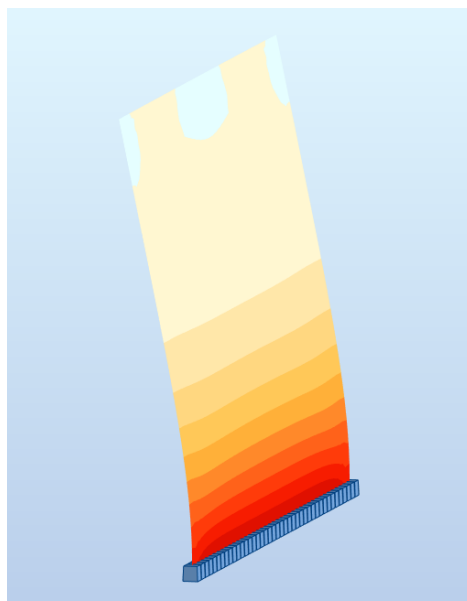
$$s_{r,max} := \begin{cases} k_3 \cdot c_{nom,vegg} \dots & \text{if } s_I \leq 5 \left( c_{nom,vegg} + \frac{\varnothing_I}{2} \right) \\ + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing_I}{\rho_{p,eff}} & \\ 1.3 \cdot (b_2 - \alpha \cdot d_I) & \text{otherwise} \end{cases} = 392.084 \cdot \text{mm}$$

$$w_{k,I} := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_m = 0.326 \cdot \text{mm}$$

Kontroll <sub>w,k,I</sub> :=	"OK" if $w_{k,I} \leq w_{k, XD3}$	= "OK"
	"Not OK" otherwise	

**Figur 60 Utklipp av risviddeberegning fra vedlegg 1**

Fra Figur 60 ser vi at beregnet rissvidde for gitt lastsituasjon i SLS for VSM1 er lik 0,33mm. Dette er innenfor kravet på 0,36mm, og godkjent med valgt armering gitt i Tabell 5.1.[52]



**Figur 61 Visuell illustrasjon av vegg som viser med fargekart hvor største moment oppstår (rødt). Det er også her det forventes størst riss. Oppskalert defleksjon av vegg (Robot) [52]**

## 6 Resultater

### 6.1 Verifisering av Mathcad script (MC) VS ISY Design (ID)

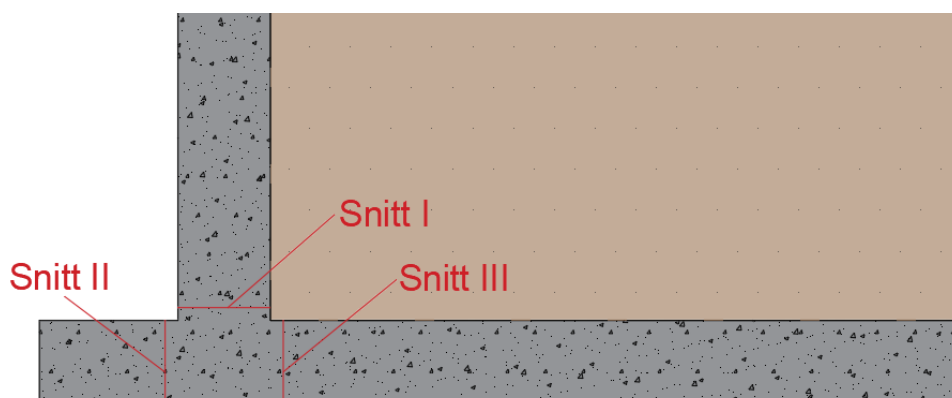
Grunnlaget for sammenligning baserer seg som nevnt i kapittel 4 på beregning av aktivt jordtrykk, og kontroll av ligningssett B for lastkombinasjoner [15]. Samme parametere er satt i både MathCad scriptet og ISY Design. Dimensjonerende uttrykk for muren ble 6.10a med kombinasjonsfaktor 1,35 for horistontalt aktivt jordtrykk. Hviletrykk og ligningssett C er ikke undersøkt, noe som ville blitt gjort ved dimensjonering av en samferdselskonstruksjon langs offentlig vei, der støttemuren er 5m eller høyere.

Ved kontroll av minimumsarmering er det verdt å nevne at ISY Design bruker 9.6.2 minimumsarmering for vegg for  $A_{s,min}$  for selve muren. Grunnet den store horisontale lastopptreden som følge av jordtrykket, velges det ved kontroll av manuelle beregninger å se på muren som en utkrager fra fundamentplaten ved valg av minimumsarmering. Det har i MathCad scriptet også blitt gjort en ekstra kontroll av minimumsarmering som følge av krav for begrensning av rissvidder i NS-EN 1992-1-1 7.3.2, noe prosjekterende må være bevisst på som et mulig krav man kan definere for vegg. I vedlegg 1 og 3 vises alle detaljerte beregninger.

Sammenligningen er blitt utført ved å definere samme geometriske mål, laster, masser og materialparametere for VSM 1-6 i script (MC) og programvare (ID). Deretter har det blitt gjennomført kontrollsjekk av ULS og SLS, blitt bestemt nødvendig armering og lagt inn samme armeringsmengde for aktuell VSM i både MC og ID. Avslutningsvis sammenlignes resultatene av dette i Tabell 6.1 for VSM1.

<b>VSM1</b>		<b>M<sub>Ed,I,STR</sub> [kNm]</b>		<b>A<sub>s</sub> hoved-retning</b>	<b>U<sub>R</sub>M [0-1]</b>		<b>A<sub>s,min</sub> fordeling [mm<sup>2</sup>/m]</b>		<b>W<sub>k</sub> [mm]</b>		<b>Behov for A<sub>sv</sub></b>	
		MC	ID		MC	ID	MC	ID	MC	ID	MC	ID
<b>Snitt I</b>	Foran	-	-	Ø16s250	-	-	768	770	-	-	Nei	Nei
	Bak (jord)	180	180	Ø20s180	0.76	0.77	768	770	0.33	0.33		
<b>Snitt II</b>	Over	-	-	Ø12s200	-	-	428	427	-	-	Nei	Nei
	Under	28.5	25	Ø12s200	0.37	0.33	428	427	-	0.15		
<b>Snitt III</b>	Over	171	175	Ø20s200	0.81	0.85	423	427	-	-	Nei	Nei
	Under	-	-	Ø12s200	-	-	423	427	-	0.36		

**Tabell 6.1 Detaljert sammenligning av MathCad script og ISY Design VSM1**



**Figur 62 Plassering av snitt I, II og III**



For videre validering er det også kjørt beregninger i MC og ID for VSM2-6 på samme måte som beskrevet i forrige avsnitt for VSM1, der variasjonen i parametere er høyde på mur og variasjon mellom silt og grus som bakenforliggende masser. Her er det bare beregnet for snitt I. Resultatene og sammenligningen av dette kan ses i Tabell 6.2, case 1 (referanseeksempel).

VSM# Case 1	H [m]	$\gamma_j$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi_j$ [°]	M <sub>Ed,I,STR</sub> [kNm]		A <sub>s,I</sub>		UR <sub>M</sub> [0-1]		W <sub>k</sub> [mm]	
				MC	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	MC	ID	MC	ID
VSM1	5	18	31	180	180	Ø20s180	1745	0.76	0.77	0.33	0.33
VSM2	5	19	42	124	124	Ø16s180	1117	0.77	0.79	0.33	0.34
VSM3	4	18	31	89	89	Ø16s250	804	0.79	0.78	0.36	0.34
VSM4	4	19	42	61	61	Ø12s200	565	0.74	0.72	0.36	0.34
VSM5	6	18	31	317	317	Ø25s150	3273	0.75	0.76	0.32	0.34
VSM6	6	19	42	218	219	Ø25s220	2231	0.74	0.75	0.34	0.34

**Tabell 6.2 Sammenligning MathCad script og ISY Design VSM 1-6 snitt I**

Som en kommentar til beregningene og valgene gjort ved dimensjonering av VSM1-6, fremheves det at kravet til rissvidde blir bestemmende faktor for nødvendig armeringsmengde i snitt I og III. Det påpekes også at det velges å bruke samme diameter på armeringsjern for VSM 1 og 2, 3 og 4, samt 5 og 6, da de parvis like murene har samme høyde, men ulike bakenforliggende masser. Det påpekes at kravet om minimumsarmering blir bestemmende krav for VSM4, mens det for resterende VSM er kravet om rissviddebegrensning som blir bestemmende.

## 6.2 Eldre konstruksjon – NS3473 (1973) vs NS-EN 1992-1-1 (2004)

For å sammenligne påvirkningen av ulike overdekningsgrader, ulike valg av utnyttelsesgrad for momentkapasitet, valg av materialkvaliteter og armeringsmengder, velges det å se på VSM1-6 for 4 ulike case. VSM 1-6 dimensjonert etter NS-EN 1992-1-1 (2004) er referansemurene, og ses på som case 1. Case 2-4 sammenlignes med case 1 i de ulike tabellene, før case 1-4 sammenlignes for hver enkelt VSM 1-6 grafisk. Alle beregninger sammenligner snitt I for de ulike casene. Case 1-4 er definert som følger:

- Case 1 ([Blå kurve](#)) (ref)
  - Standard: NS-EN 1992-1-1 (2004)
    - Overdekning lik 60 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Rissviddekrav  $w_{k,max} = 0.36$  mm dimensjonerende faktor
- Case 2 ([Grå kurve](#))
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad  $UR_M = 0.90$  dimensjonerende faktor

- Case 3 (**Gul kurve**)
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: C35 ( $f_{cd} = 16$  MPa)
  - Armering: Ks40 ( $f_{yd} = 320$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad  $UR_M = 0.90$  dimensjonerende faktor
- Case 4 (**Oransje kurve**)
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad lik utnyttelsesgrad for case 1 for VSM 1-6.  $UR_M = 0.75-0.79$  som dimensjonerende faktor.

Resultatene fra beregning av vegger med mindre overdekning ( $C_{nom} = 35$ mm) for case 2 gis i Tabell 6.3. Veggene har samme tykkelse, men høyere utnyttelsegrad og ingen rissviddekrav. Rissviddene er allikevel beregnet for å kunne sammenligne teoretiske rissviddeforskjeller.

Case 2	1973 (B35, B500NC, UR = 0.90)						2004 (ref)				
	VSM#	H [m]	$M_{Ed,I,STR}$ [kNm]	$M_{Rd,I}$ [kNm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]	$w_k$ [mm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]
		ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID
VSM1	5	180	200	Ø20s232	1354	0.90	0.38	Ø20s180	1745	0.77	0.33
VSM2	5	124	137	Ø16s224	898	0.90	0.39	Ø16s180	1117	0.79	0.34
VSM3	4	89	99	Ø14s242	636	0.90	0.40	Ø16s250	804	0.78	0.34
VSM4	4	61	68	Ø12s180	628	0.61	0.28	Ø12s200	565	0.72	0.34
VSM5	6	317	352	Ø25s198	2479	0.90	0.33	Ø25s150	3273	0.76	0.34
VSM6	6	219	243	Ø20s190	1653	0.90	0.34	Ø25s220	2231	0.75	0.34

**Tabell 6.3 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med samme dimensjonerende fasteheter for betong B35 (19,8 MPa) og armeringsstål B500NC (434 MPa) med  $UR_M = 0.90$  for eldre støttemurer.**

For VSM etter 2004 standard, er rissviddekravet  $w_{k,max} = 0,36$ mm begrensende faktor, og derav en lavere utnyttelsesgrad av momentkapasitet for tverrsnitt I. For VSM etter 1973 er det ikke rissviddekrav. Som valgt utnyttelsesgrad for momentkapasitet i tverrsnitt velges  $UR_{M,max} = 0.90$  som begrensende faktor for alle murene, noe som er en veldig høy tillatt utnyttelsesgrad, for å vise mulig ytterpunkt kapasitets- og rissviddemessig for hva som var tillatt. For konstruksjonene dimensjonert etter NS-EN 1992-1-1 (2004) vil det ikke være mulig å dimensjonere med  $UR_M=0.90$  for gitte eksempler, da rissviddekravene overskrides. For VSM4 er kravet om minimumsarmering dimensjonerende for både case 1 og case 2.

Ved å dimensjonere etter krav fra 1973 i ULS med  $UR_{M,max}$  satt til 0,90, kan man utnytte mer av tverrsnittskapasiteten, men også få en større rissvidde da det ikke var noe

rissviddekrav. Ved dimensjonering etter krav fra 2004 setter rissvidden i SLS begrensningen, og man får en lavere  $UR_M$  og lavere rissvidde, samt et større  $A_s$ .

I Tabell 6.3, case 2, sammenlignes VSM1-6 med dimensjoneringsregler fra NS3473 mot NS-EN 1992-1-1, men med samme materialfastheter. I Tabell 6.4, case 3, gjøres samme sammenligning, med  $UR_M = 0.90$ , men med antatte materialfastheter fra 60- og 70-tallet (se 4.9.3) i henhold til håndbok R412 [51].

Case 3	1973 (C35, Ks40, UR = 0.90)						2004 (ref)					
	VSM#	H [m]	$M_{Ed,I,STR}$ [kNm]	$M_{Rd,I}$ [kNm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]	$w_k$ [mm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]	$w_k$ [mm]
					Ø/S	mm <sup>2</sup> /m			Ø/S	mm <sup>2</sup> /m		
			ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID
VSM1	5	180	200	Ø20s170	1848	0.90	0.21	Ø20s180	1745	0.77	0.33	
VSM2	5	124	138	Ø16s164	1226	0.90	0.24	Ø16s180	1117	0.79	0.34	
VSM3	4	89	99	Ø16s232	867	0.90	0.29	Ø16s250	804	0.78	0.34	
VSM4	4	61	90	Ø12s150	754	0.68	0.21	Ø12s200	565	0.72	0.34	
VSM5	6	317	352	Ø25s146	3362	0.90	0.20	Ø25s150	3273	0.76	0.34	
VSM6	6	219	243	Ø20s140	2244	0.90	0.21	Ø25s220	2231	0.75	0.34	

**Tabell 6.4 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS 3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med ulike dimensjonerende fastheter for betong og armeringsstål, der C35 (16 MPa) og Ks 40 (320 MPa) benyttes for eldre konstruksjon.**

I Tabell 6.4 ser vi vesentlig laverer rissvidder, på tross av samme laster, overdekning og utnyttelsesgrad som i case 2. Dette kommer av at det velges annen betong og ståltype med lavere fastheter, og dermed lavere kapasitet. Da kreves det mer armering for å oppnå ønsket kapasitet. Ved rissviddeberegning for økt armeringsmengde vil denne økningen i armeringsmengde kombinert med lavere fasthet for materialene gi lavere rissvidder.

I Tabell 6.5, case 4, sammenlignes vinkelstøttmurene med samme laster og samme utnyttelsesgrad av momentkapasitet som for case 1 (Tabell 6.3). Også her like materialfastheter med B35 og B500NC, og strekkarmering lagt med en overdekning lik 35 mm for konstruksjonen fra 1973, og 60 mm for konstruksjonen fra 2004. Her er altså eneste endringen fra case 2 en utnyttelsesgrad for den eldre konstruksjonen som settes lik utnyttelsesgradene fra referansemurene, case 1.

Case 4	1973 (B35, B500NC, UR = 0.75-0.79)						2004 (ref)					
	VSM#	H [m]	$M_{Ed,I,STR}$ [kNm]	$M_{Rd,I}$ [kNm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]	$w_k$ [mm]	$A_{s,I}$		$UR_M$ [0-1]	$w_k$ [mm]
					Ø/S	mm <sup>2</sup> /m			Ø/S	mm <sup>2</sup> /m		
			ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID
VSM1	5	180	234	Ø20s198	1587	0.77	0.27	Ø20s180	1745	0.77	0.33	
VSM2	5	124	157	Ø16s195	1031	0.79	0.32	Ø16s180	1117	0.79	0.34	
VSM3	4	89	114	Ø14s210	733	0.78	0.32	Ø16s250	804	0.78	0.34	
VSM4	4	61	100	Ø12s180	628	0.61	0.28	Ø12s200	565	0.72	0.34	
VSM5	6	317	417	Ø25s165	2975	0.76	0.25	Ø25s150	3273	0.76	0.34	
VSM6	6	219	292	Ø25s244	2012	0.75	0.34	Ø25s220	2231	0.75	0.34	

**Tabell 6.5 Sammenligning av eldre konstruksjoner etter NS3473 (1973) og NS-EN 1992-1-1 (2004) med samme dimensjonerende fastheter for betong B35 (19,8 MPa) og armeringsstål B500NC (434 MPa) med  $UR_M$  lik for begge tilfeller**

### 6.3 Ulik armeringsfordeling VSM1-6

I Tabell 6.6 sammenlignes VSM 1-6 dimensjonert etter NS-EN 1992-1-1 med samme lastpåføring og armeringsareal, men en størrelse mindre armeringsdiameter for å undersøke effekt på rissvidde. Altså beholdes alle parametere for dimensjonering etter dagens standard samt det valgte armeringsarealet for strekkarmering, mens armeringsdiameteren justeres ned.

VSM#	H [m]	M <sub>Ed,I,STR</sub> [kNm]	1) Prosjektert armering				2) Mindre diameter armering			
			A <sub>s,I</sub>		U <sub>R</sub> M [0-1]	w <sub>k</sub> [mm]	A <sub>s,I</sub>		U <sub>R</sub> M [0-1]	w <sub>k</sub> [mm]
			Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID	Ø/S	mm <sup>2</sup> /m	ID	ID
VSM1	5	180	Ø20s180	1745	0.77	0.33	Ø16s115	1745	0.76	0.30
VSM2	5	124	Ø16s180	1117	0.79	0.34	Ø12s101	1117	0.79	0.32
VSM3	4	89	Ø16s250	804	0.78	0.34	Ø12s141	804	0.77	0.34
VSM4	4	61	Ø12s200	565	0.72	0.34	Ø10s139	565	0.72	0.34
VSM5	6	317	Ø25s150	3273	0.76	0.34	Ø20s96	3273	0.76	0.30
VSM6	6	219	Ø25s220	2231	0.75	0.34	Ø20s141	2231	0.74	0.32

**Tabell 6.6 Effekt av mindre armeringsdiameter (Ø) på rissvidde. Samme totale armeringsareal, A<sub>s</sub>.**

Her ser vi at reduksjon av størrelse gir litt mindre rissvidder, spesielt for de største armeringsjernene.

## 6.4 Korrosjonspåvirket konstruksjon

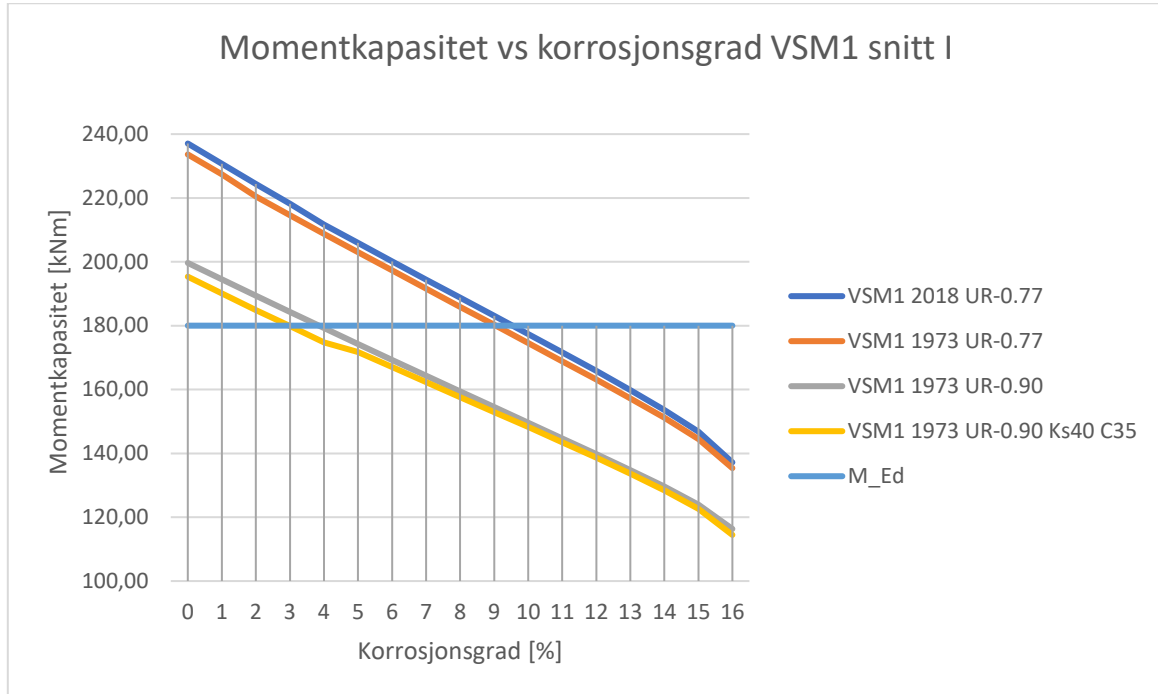
Teoretiske beregninger med ulike korrosjonsnivåer fra 0-16% arealtap i strekkarmeringen for snitt I, på grunn av pittingkorrosjon for de ulike VSM, utføres i Excel (vedlegg 4). Beregningen er basert på teori og fremgangsmåte beskrevet i avsnitt 4.8. Resultatene belyser hvor sårbare de ulike vinkelstøttmurene er for pittingkorrosjon, med hensyn på hvor stor reduksjon i momentkapasitet som opptrer for ulike korrosjonsgrader.

Alle de 6 vinkelstøttmurene, VSM 1-6, beholder ytre geometriske mål og ytre lastpåvirkning i de 4 ulike dimensjoneringsscenarioene. Det som varierer er armeringsregler i henhold til de to ulike standardene, og materialvalg. De ulike forutsetningene oppsummeres på følgende måte (også gitt i forrige kapittel):

- Case 1 ([Blå kurve](#)) (ref)
  - Standard: NS-EN 1992-1-1 (2004)
    - Overdekning lik 60 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Rissviddekrav  $w_{k,max} = 0.36$  mm dimensjonerende faktor
- Case 2 ([Grå kurve](#))
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad  $UR_M = 0.90$  dimensjonerende faktor
- Case 3 ([Gul kurve](#))
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: C35 ( $f_{cd} = 16$  MPa)
  - Armering: Ks40 ( $f_{yd} = 320$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad  $UR_M = 0.90$  dimensjonerende faktor
- Case 4 ([Oransje kurve](#))
  - Standard: NS3473 (1973)
    - Overdekning lik 35 mm
  - Betong: B35 ( $f_{cd} = 19$  MPa)
  - Armering: B500NC ( $f_{yd} = 434$  MPa)
  - Utnyttelsesgrad lik utnyttelsesgrad for case 1 for VSM 1-6.  $UR_M = 0.75-0.79$  som dimensjonerende faktor.

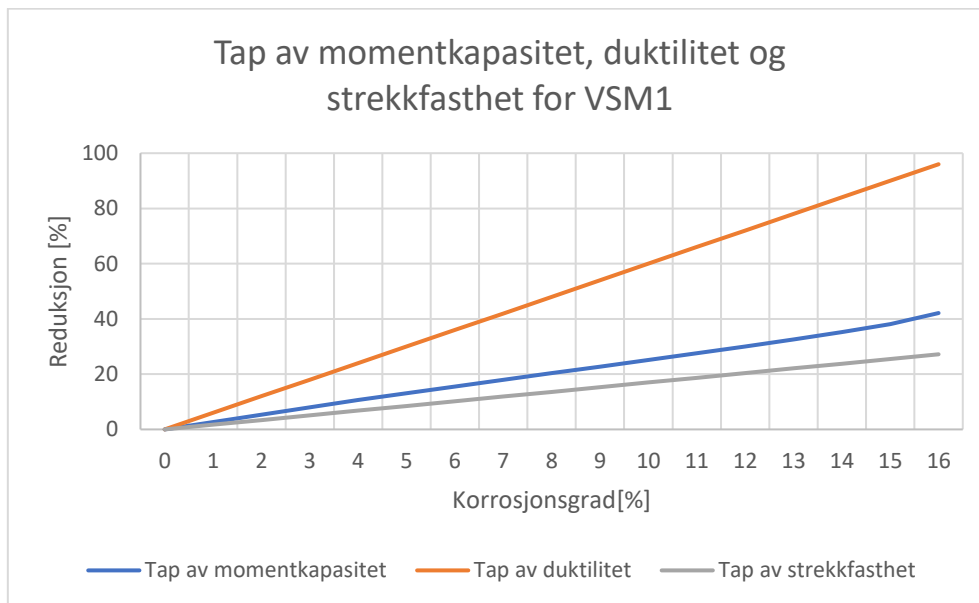
Funnene for VSM1-6, case 1-4, presenteres i Figur 63-60, og viser hvordan kapasiteten reduseres med økt korrosjonsgrad. Dimensjonerende bruddlast for aktuell VSM er plottet som konstant horisontal linje. Krysningpunkt mellom kurve for momentkapasitet for case 1-4 og opptredende dimensjonerende moment, angir teoretisk korrosjonsgrad der det er fare for at konstruksjonen, veggen (snitt I), går til brudd.

For VSM 1 ser man en kritisk korrosjonsgrad på 9-10% for case 1 og 4, med  $UR_M = 0.77$  ved dimensjonering. For case 2 og 3, med  $UR_M = 0.90$  ved dimensjonering, ligger kritisk korrosjonsgrad på 3-4 %. Overdekning for case 1 ligger på 60 mm, mens 2,3 og 4 har overdekning lik 35 mm.



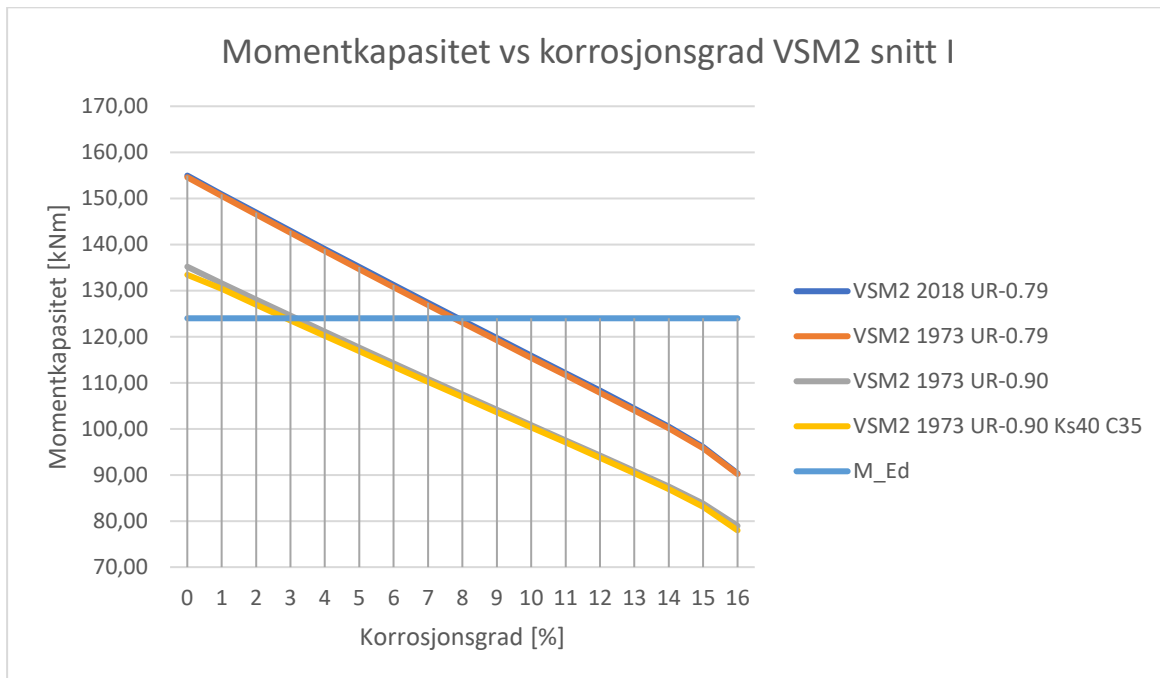
**Figur 63 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM1, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

For VSM 1 og Figur 64 ser man at 10 % reduksjon i tverrsnitt gir 25 % reduksjon i kapasitet.



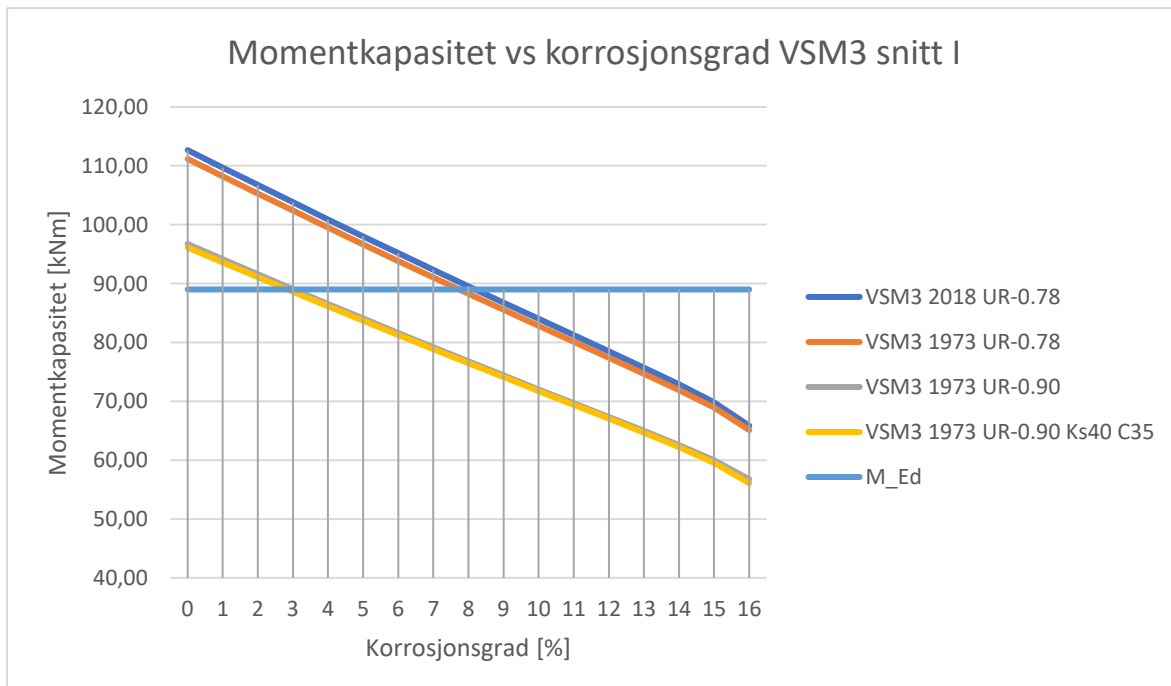
**Figur 64 Relativ reduksjon av momentkapasitet i tverrsnittet, samt duktilitet og strekkfasthet til armeringen avhengig av korrosjonsgrad for VSM1 case 1**

For VSM 2 ser man en kritisk korrosjonsgrad på 8% for case 1 og 4, med  $UR_M = 0.79$  ved dimensjonering. For case 2 og 3, med  $UR_M = 0.90$  ved dimensjonering, ligger kritisk korrosjonsgrad på 3 %.



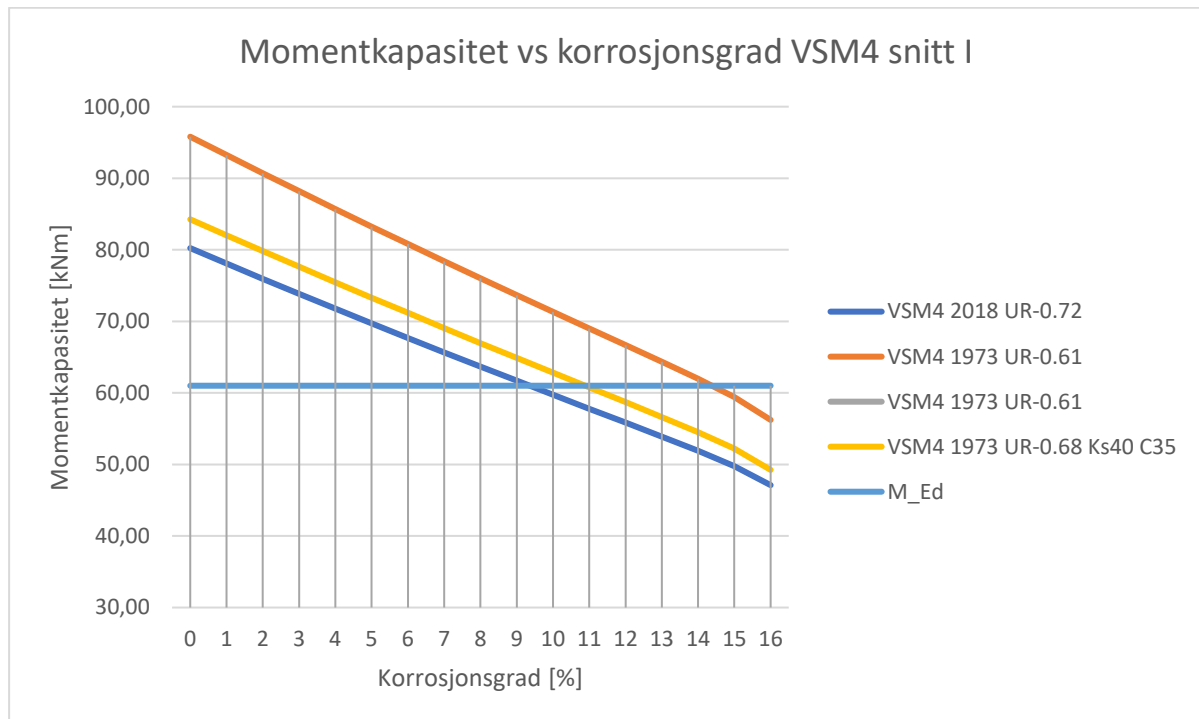
**Figur 65 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM2, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

For VSM 3 ser man en kritisk korrosjonsgrad på 8 % for case 1 og 4, med  $UR_M = 0.78$  ved dimensjonering. For case 2 og 3, med  $UR_M = 0.90$  ved dimensjonering, ligger kritisk korrosjonsgrad på 3 %.



**Figur 66 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM3, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

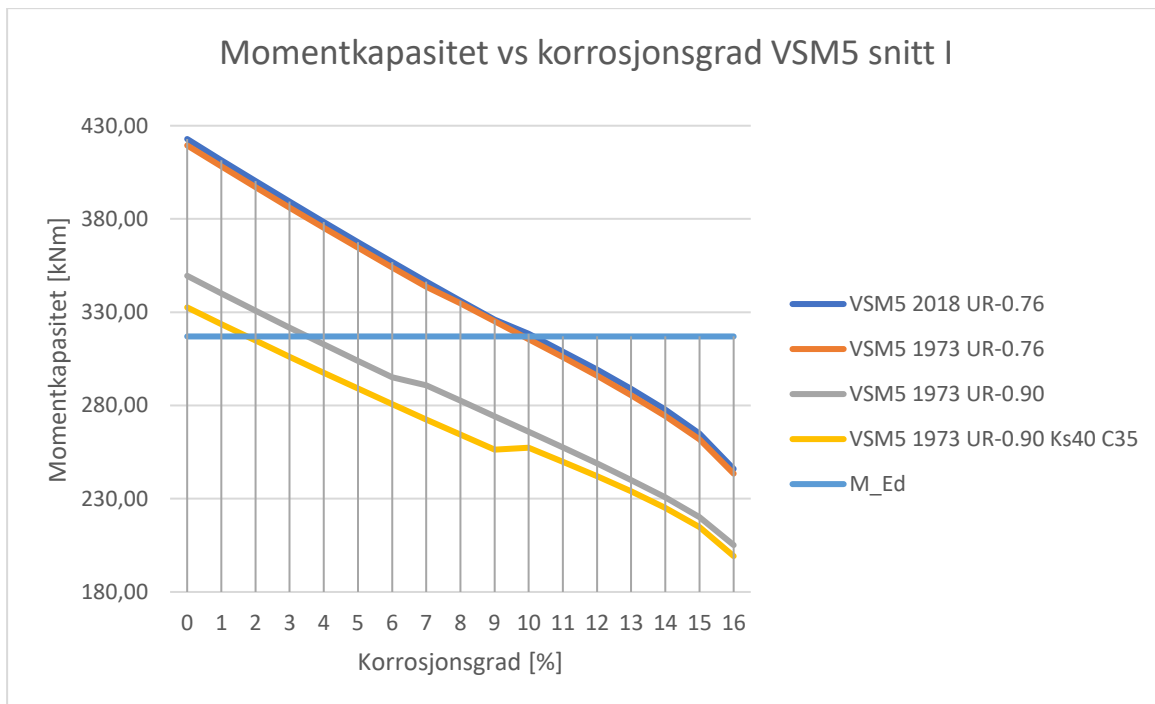
For VSM4 er det verdt å merke seg at dimensjonerende krav for alle tilfeller ble kravet om minimumsarmering i platen (støttemurveggen), da opptredende moment og nødvendig armering som følge av moment var relativt lav. Dermed viser denne muren en annen trend enn resterende murer der opptredende moment og nødvendig armering som følge av det ble dimensjonerende. Vi ser her at kritisk korrosjonsgrad for alle case er 9 % eller høyere, og at  $UR_M$  ved dimensjonering er lavere enn for de andre vinkelstøttemurene.



**Figur 67 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM4, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

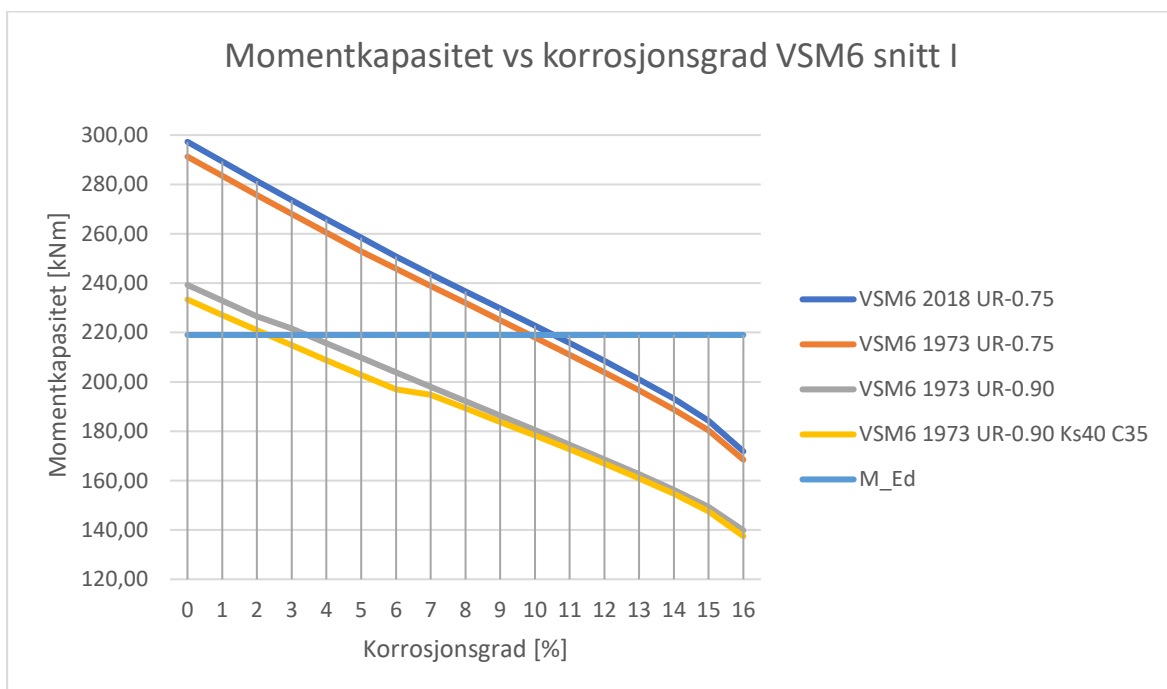
For VSM 5 ser man en kritisk korrosjonsgrad på 10% for case 1 og 4, med  $UR_M = 0.76$  ved dimensjonering. For case 2 og 3, med  $UR_M = 0.90$  ved dimensjonering, ligger kritisk korrosjongrad på 2-4 %.





**Figur 68 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM5, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

For VSM 6 ser man en kritisk korrosjonsgrad på 10-11 % for case 1 og 4, med  $UR_M = 0.75$  ved dimensjonering. For case 2 og 3, med  $UR_M = 0.90$  ved dimensjonering, ligger kritisk korrosjonsgrad på 3-4 %.



**Figur 69 Forhold mellom korrosjonsgrad og momentkapasitet for snitt I i VSM6, case 1-4, utsatt for pittingkorrosjon**

## 7 Diskusjon

Som en introduksjon til diskusjonen av funnene i denne oppgaven, er det naturlig og igjen påpeke alle usikkerhetene og variasjonene i faktorer som opp igjennom tiden har kunnet blitt lagt til grunn ved prosjektering og konstruksjon av en vinkelstøttemur. Gjennom oppgaven har det blitt belyst hvilke regelverk som har vært gjeldende, som er gjeldende i dag, og hvilke regelverk/veiledninger som gjelder avhengig av type konstruksjon og funksjon. Viktigheten av at en geotekniker (RIG) blir engasjert tidlig i prosjekteringsfasen kommer tydelig frem når man ser hvordan de geotekniske lastene påvirker konstruksjonen. Riktig beregning av grunnens bæreevne for hele konstruksjonen, beregning av riktig jordtrykk og kontroll av utglidning er alle avhengig av riktige antagelser av hvilke stedlige og utskiftede masser som benyttes. I samarbeid med geotekniker som definerer de geotekniske aspektene som legges til grunn, vil en rådgivende ingeniør (RIB) med kompetanse innen betong og støttemurer dimensjonere vinkelstøttemuren slik at den tilfredsstillende alle kontroller. Bestemmelsene og antagelsene RIG og RIB tar vil sammen utgjøre beregningsgrunnlaget som legges til grunn for dimensjoneringen av en vinkelstøttemur. Ulike antagelser, feilaktige antagelser, konservative antagelser eller ulike tolkninger av regelverk kan være potensielle årsaker til at to konstruksjoner som i utgangspunktet burde blitt dimensjonert likt, i praksis ikke blir likt dimensjonert og konstruert. Det er med andre ord mange parametere som skal bestemmes og samstemme, og som gir mulighet for avvik i en prosjekteringsfase. Dette gjelder også for andre typer konstruksjoner, men man ser tydelig i denne oppgaven hvordan bestemmelse av type masse, friksjonsvinkel, bæreevne, eksponeringsklasse og bruksområde for vinkelstøttemurene er med på å legge føringer for hvordan de skal prosjekteres. Ulike antagelser vil gi ulike føringer, og det finnes også muligheter for beregningsfeil i prosjekteringsfasen, selv om man selvfølgelig sterkt ønsker å unngå det.

Forskjellene mellom standarden for prosjektering av betongkonstruksjoner fra 1973 (NS3473) og standarden fra 2004 som brukes i dag (NS-EN 1992-1-1) er store på flere områder, og som påpekt i denne oppgaven har fokuset på bestandighet blitt vesentlig større. Fra å ikke beregne rissvidder i 1973 til å ha rissviddekrav i dag, samt strengere krav til overdekning, kan man på generelt grunnlag anta at konstruksjonene som settes opp i dag er mer bestandige og robuste mot for eksempel klorider og dermed armeringskorrosjon. Når man leser Hafligers avhandling fra 2022 som viser faren for og effekten av pittingkorrosjon i vinkelstøttemurer, man er klar over endringene i standardene de siste 50-70 årene, og man er klar over hvor avgjørende antagelsene RIB og RIG tar, er det betimelig å se mer grundig på effekten lokal korrosjon potensielt har på nye og gamle vinkelstøttemurer slik som denne oppgaven har gjort.

I teorikapittelet som belyser litteratur og forskning omfattende korrosjonsmekanismer, riss og kloridinnhold, kommer det tydelig frem at rissvidder og overdekningskrav i kombinasjon med klorideksponering i omliggende miljø påvirker risikoen og graden av korrosjon i eksisterende konstruksjoner. Det kommer også tydelig frem at armeringen taper seg betydelig kapasitetsmessig når den blir utsatt for pittingkorrosjon. Dette understreker at betydelig reduksjon i kapasiteten faktisk kan oppstå, og at det er et viktig område som bør undersøkes videre.

## 7.1 Beregning, dimensjonering og verifisering av vinkelstøttemurer (P1)

Kapittel 5 viser detaljert beregningsgang i MC for dimensjonering av VSM1, og det ble valgt nødvendig armering for ulike snitt i vinkelstøttemuren som er gitt i Tabell 5.1. Samme prosedyre ble gjort for VSM 2-6, men bare med fokus på snitt I som oppgaven ønsker å fokusere på.

Resultatet av sammenligningen og verifiseringen av den manuelle beregningen vist i MC (vedlegg 1), viser at beregningene er nøyaktige med små avvik. Sammenligning av opptredende moment ( $M_{Ed}$ ), rissvidder ( $w_k$ ) og utnyttelsesgrad ( $U_{RM}$ ) med samme armeringsvalg i MC og ID gitt i Tabell 6.1 og Tabell 6.2 viser tilnærmet samme verdier på de fleste resultatene. Det kan derfor antas at MC og ID vil gi like svar for denne type konstruksjon, og at scriptet gir et godt innblikk i hvordan beregningsgangen for gitt konstruksjon kan utføres.

Det er viktig å påpeke hvor avgjørende valg av lastkombinasjoner for de ulike kontrollene avgjør beregningsgangen. Dette er ikke unikt for denne typen konstruksjon, lastkombinasjoner praktiseres ved beregning av lastopptreden for alle typer konstruksjoner. Det som er spesielt med en VSM er jordlasten, der den vertikale komponenten både stabiliserer mot velting og hindrer utglidning, samtidig som den horisontale komponenten fremprovoserer utglidning og påfører store momentkrefter i snitt I for VSM. Valg av riktig lastfaktor og lastkombinasjon kan i de ulike kontrollene gi store utslag i og med at de bakenforliggende massene utgjør den største lasten i beregningene. Type masser er derfor veldig avgjørende.

Ved sammenligning av håndberegninger (MC) og programvare (ID) er det da viktig at lastkombinasjonene og lastparameterne er like. Som tidligere påpekt er det i denne oppgaven konsekvent valgt aktivt jordtrykk og ligningssett A og B for lastkombinasjoner. Disse valgene er innført og overstyrt i ID, da programvaren også ønsker å kontrollere hviletrykk og ligningssett C. Dette står beskrevet i avsnitt 4.3.2.3. Det er viktig å være klar over dette, og at det avhenger av størrelse og bruksområde på vinkelstøttemuren. Med valgte betingelser kan man fortsatt se på oppførselen til muren og drøfte rissvidder og redusert momentkapasitet som følge av lokal korrosjon.

## 7.2 Rissviddeberegninger (P2)

Det er interessant å se at de teoretiske rissviddene for eldre konstruksjoner ikke nødvendigvis trenger å være større enn ved nyere konstruksjoner der det har blitt satt krav til maksimal rissvidde. Vi ser at plassering av armering, overdekningskrav og valgt utnyttelsesgrad er avgjørende for rissvidden.

### 7.2.1 Case 1 – NS-EN 1992-1-1 (2004), B35, B500NC, $c_{nom} = 60\text{mm}$ , $U_{RM} = 0.75-0.79$ (Tabell 6.2)

Rissviddeberegninger ble utført for case 1-4 til VSM 1-6. For case 1 (ref.) med overdekning lik 60 mm, havner rissviddene i området 0.33-0.34 mm som følge av rissviddekrav som bestemmende krav. Grunnet rissvidden som dimensjonerende krav, har ingen av VSM'ene en utnyttelsesgrad av kapasiteten over 0.79.

### 7.2.2 Case 2 – NS3473 (1973), B35, B500NC, $c_{nom} = 35\text{mm}$ , $UR_M = 0.90$ (Tabell 6.3)

For case 2-4, der det dimensjoneres etter eldre standard uten krav til rissvidde, kan man tillatte seg en  $UR_M = 0.90$ . Her varierer rissene, der høyeste rissvidde oppstår for VSM3 med  $w_k = 0.40\text{mm}$ . Det at høyeste rissvidde oppstår for den laveste muren forklares med det lave behovet for strekkarmering grunnet lavere opptredende moment, og ingen krav til maksimal rissvidde. For VSM5 med  $UR_M = 0.90$  ser vi at rissvidden  $w_k = 0.33\text{mm}$ , noe som faktisk ville vært innenfor kravet på  $0.36\text{mm}$  etter dagens standard. Her er det større behov for strekkarmering grunnet et stort opptredende moment. Armeringen ligger også lenger ut i vegg, med overdekning på  $35\text{mm}$ , noe som også er med på å redusere rissvidden på overflaten. Men det er samtidig kortere vei inn til armeringen. Det man kan merke seg fra case 2 er at det er mulig å tillate en  $UR_M = 0.90$  etter NS3473 (1973) siden kravet om rissvidde ikke eksisterte, slik som det gjør for case 1. For case 1 ble høyeste utnyttelsegrad lik  $0.79$ , grunnet kravet om gitt overdekning og rissvidde. Altså gir kravene gitt i case 2 en mulighet for lavere restkapasitet til muren ved å velge  $UR_M = 0.90$ , noe vi også ser gir noe større rissvidder for case 2 sammenlignet med case 1.

### 7.2.3 Case 3 – NS3473(1973), C35, Ks40, $c_{nom} = 35\text{ mm}$ , $UR_M = 0.90$ (Tabell 6.4)

Ved bruk av gammel standard og eldre materialer med lavere fastheter når VSM 1-6 dimensjoneres, ser man at det naturlig nok er et vesentlig større behov for armering. Bruk av Ks 40 og større behov for armering gir etter rissviddeberegning utført etter dagens regelverk den laveste rissvidden av case 1-4, med rissvidder i området  $w_k = 0.21\text{-}0.29\text{mm}$ . Dette er noe overraskende, og positivt for bestandigheten. Når det er sagt ligger armeringen med bare  $35\text{ mm}$  overdekning, og har en  $UR_M = 0.90$  og dermed relativt lite ekstra kapasitet, på tross av den forholdsvis store armeringsmengden.

### 7.2.4 Case 4 - NS3473 (1973), B35, B500NC, $c_{nom} = 35\text{mm}$ , $UR_M = 0.75\text{-}0.79$ (Tabell 6.5)

Her har case 1 og 4 samme utnyttelsesgrad henholdsvis for VSM 1-6. Grunnet en overdekning lik  $35\text{ mm}$  for case 4 i motsetning til case 1 med overdekning lik  $60\text{ mm}$  trengs det mindre armering for å oppnå samme  $UR_M$ . Vi ser også at rissvidden går ned, noe som er naturlig med tanke på armeringens plassering lengre ut i vegglivet. Rissvidden er altså lavere, noe som er positivt, men armeringen ligger også nærmere overflaten og kloridene har kortere vei inn.

### 7.2.5 Ulik armeringsfordeling VSM 1-6 case 1

I Tabell 6.6 ser man som forventet at rissviddene går ned ved bruk av tynnere armeringsjern enn opprinnelig prosjektert i referansemurene VSM 1-6 case 1. Opprinnelig totale armeringsareal er ivaretatt, mens  $\text{Ø}20$  endres til  $\text{Ø}16$  og videre. For tverrsnittet sett under ett skaper det en bedre heft med større overflate mellom armering og betong, noe som er gunstig. Det er noe man kan ta med seg inn i prosjekteringsfase og vurdere, så lenge senteravstanden ikke blir urimelig liten slik at utstøpingen påvirkes.

### 7.3 Kapasitet for korrosjonspåvirkede vinkelstøttemurer (P3)

I avsnitt 6.4 ble resterende momentkapasitet ( $M_{Rd}$ ) for VSM 1-6, case 1-4, med hensyn til korrosjonsgrad presentert grafisk. Ved å se på resultatene ser man raskt at utnyttelsesgraden,  $U_{RM}$ , for aktuell case har direkte innvirkning på hvor mye lokal korrosjon snitt I kan utsettes for før det gir et kapasitetsproblem, naturlig nok. Med litt variasjoner mellom de ulike vinkelstøttemurene ser man for case 1 og 4 at det med korrosjonsgrad mellom 8-11% vil oppstå kapasitetsproblem i bruddgrensetilstanden (ULS). I følge beregningsresultatene, presentert i Figur 55, kan man ved 10% tap av armeringsareal grunnet pittingkorrosjon få 25% reduksjon i momentkapasiteten for veggene. Dette stemmer godt overens med funnene i Azads studie [32] presentert i Figur 33 og Figur 34 som antyder samme størrelseforhold mellom korrosjonsgrad og tap av kapasitet.

I de samme resultatene ser man også tydelig for case 2 og 3, der utnyttelsesgraden er satt til  $U_{RM} = 0.90$ , at et kapasitetsproblem vil oppstå i området 2-4% korrosjon for alle vinkelstøttemurene. Dette gir også mening fordi en slik korrosjonsgrad i følge beregningene vil gi et kapasitetstap på ca. 10%.

Vi ser altså at den viktigste parameteren for hvor raskt vinkelstøttemurene får kapasitetsproblemer, teoretisk sett etter denne modellen, avhenger av hvor stor restkapasitet det dimensjoneres med under prosjekteringsfasen. Så blir neste spørsmål hvor raskt og hvor mye det korroderer.

### 7.4 Årsak og utfordringer ved korrosjonsproblematikk – preventive tiltak (P4)

Korrosjon i strekkarmering ved støpeskjøt for vinkelstøttemurer, som i verste fall kan føre til kollaps uten forvarsel, er allerede fremhevet som et problem i Haefligers avhandling fra 2022 der han viser til eksisterende konstruksjoner med disse utfordringene. Årsaken til at lokal korrosjon (pitting) oppstår er tilførsel av fukt og klorider gjennom uønskede større riss i nedre del av veggene, der funnene i Haefligers studie viser til størst rissvidde i selve støpeskjøten. En vanlig rissviddeberegning gjelder for en kontinuerlig bjelke/plate, mens støpeskjøten representerer en skjøt mellom to deler av konstruksjonen som er støpt i ulike etapper. Det vil si at en rissviddeberegning av veggene ikke nødvendigvis trenger å gi et riktig bilde av faktisk rissvidde som kan oppstå i en støpeskjøt når veggene påføres last. Figur 14 viser den store forskjellen på rissvidden som oppstår i støpeskjøt sammenlignet med resten av veggene ved påføring av moment i Haefligers studie. Denne oppgaven har beregnet maksimal rissvidde for VSM1-6, case 1-4, i snitt I, men som følge av funnene i Haefligers studie er det ved tolkning av disse resultatene viktig å ta med seg at faktisk rissvidde i støpeskjøten kan bli høyere enn dette.

Hvis rissvidden er stor, og det er tilgang til fukt og klorider over tid, kan uønsket lokal korrosjon (pitting) oppstå i strekkarmeringen for snitt I. Dette i kombinasjon med det faktum at det er umulig å gjennomføre en inspeksjon av veggens bakside, der rissene vil oppstå og strekkarmeringen ligger, uten å grave bort massene, gjør at eksisterende vinkelstøttemurer faktisk kan ha store, uoppdagede skader.

Resultatene har vist at de teoretiske rissviddene som oppstår i snitt I, som kanskje faktisk er enda større i selve støpeskjøten, naturlig nok avhenger av hvilken epoke

støttemuren er satt opp, hvilke lastparametere som ligger til grunn og hvilke valg som er tatt av ansvarlig prosjekterende. Gamle støttemurer trenger ikke nødvendigvis å ha større rissvidder enn konstruksjoner som settes opp i dag, det er veldig avhengig av hvor høy UR det ble valgt å dimensjonere med. Det som mest sannsynlig ofte er tilfellet, er derimot at overdekningen er vesentlig lavere på eldre støttemurer enn det som bygges i dag. Kravene til bestandighet har blitt strengere. Når vi i dag vet at det er en tydelig sammenheng mellom tykkelsen på overdekningen, rissvidde, og inntregning av klorider, kan man med stor sannsynlighet anta at eldre vinkelstøttemurer har vært og er mer utsatt for korrosjon i kritiske snitt enn de vinkelstøttemurene som prosjekteres og bygges etter dagens krav. Med andre ord vil en eldre konstruksjon med overdekning på 35mm være mer utsatt for korrosjon enn en nyere konstruksjon med 60mm overdekning selv om begge har samme rissvidde.

Resultatene viser også at en korrosjonsgrad på 2-4% kan være kritisk for kapasiteten for vinkelstøttemurene som er dimensjonert med  $UR = 0.90$  (case 2 og 3), mens case 1 og 4 med vesentlig lavere  $UR = 0.75-0.79$ , ikke havner i kapasitetsproblemer før korrosjonsgraden ligger på 8-11%. Men selv om for eksempel VSM1 for case 1 og 4 har samme utnyttelsesgrad og ifølge resultatene tåler en korrosjonsgrad på omtrent 9-10%, har veggen for case 4 en overdekning på 35mm i motsetning til case 1 med 60mm. Case 4 har litt lavere rissvidde, men det er ikke unaturlig å anta at case 4 er mer korrosjonsutsatt enn case 1. Dette er viktig å ta med i betraktningen, kombinasjonen av nødvendig korrosjonsgrad for kapasitetsproblem sammen med faren for korrosjon i aktuelt snitt, er det som utgjør kjernen i utfordringen man ønsker svar på.

For å få et endelig svar på om en vinkelstøttemur er utsatt for korrosjonsskade som kan gi et kapasitetsproblem, må det regnes eksakt på faktisk støttemur med innsyn i faktiske tegninger og beregninger. Det bør også graves opp på baksiden eller kjernebores fra fremsiden og inn til strekkarmeringen, for å undersøke eventuell korrosjon i kritisk armering. Det er veldig mange faktorer som kan spille inn. Resultatene har vist at teoretisk rissvidde, utnyttelsesgrad og korrosjonsgraden hvor konstruksjonen havner i kapasitetsproblemer, avhenger i stor grad av valgene som er tatt og hvilken epoke støttemuren er bygd. I verste fall kan en korrosjonsgrad på 3-4% gi problemer.

Noen aspekter man kan være bevisst på ved fremtidig prosjektering er følgende:

- Inkludering av kyndig RIG tidlig. Det er essensielt med presis vurdering av masser.
- Definerer av konstruksjonstype og bruksområde slik at riktig regelverk og veiledninger følges.
- Valg av riktig eksponeringsklasse for å oppnå tilstrekkelig overdekning og strenge nok krav til rissvidde. Best mulig robusthet mot inntrenging av salter, og høy bestandighet.
- Være klar over betydningen av UR i forhold til kritisk korrosjonsgrad.
- Velge armering med den høyeste duktiliteten (B500NC)
- Sørge for god drenering som består over tid.
- Høy kvalitet på utførelse ved bygging.
- Være klar over at det er begrensede muligheter for inspeksjon av baksiden etter ferdigstilling.
- Bruken av membran som dekker støpeskjøt for å skape et vanntett sjikt kan diskuteres, kan hindre potensiell vanninntrenging i den kritiske støpeskjøten.

Man kan med stor sikkerhet anta at vinkelstøttemurene som settes opp i dag er mer bestandige mot korrosjon som følge av strengere krav og mer fokus på bestandighet. Kvalifiserer konstruksjonen for at N400 skal brukes, setter vegvesenet strenge krav til dimensjonering av jordtrykk og overdekning av armering.

## 7.5 Usikkerheter og feilkilder

Oppgaven har definert faktiske forutsetninger for beregningene som er gjort. En usikkerhet er alltid om antagelsene er eksakte nok, men det illustrerer i såfall en reell utfordring ved prosjektering i praksis – det å legge riktige og presise antagelser til grunn for dimensjoneringen som gjøres. Alt fra bruk av regelverk, standarder, lastberegninger og andre valg som tas i arbeidet. En annen feilkilde kan være uoppdagede regnefeil, noe som selvfølgelig er høyst uønsket.

Hva som faktisk er bygget og faktisk tilstand på eksisterende vinkelstøttemurer med konkrete eksempler fra Norge er ikke lagt frem i denne oppgaven, og i så måte ikke en feilkilde, men man kan se på det som en usikkerhet som bør belyses ved senere arbeid. Kanskje burde det ha ligget andre antagelser til grunn. Uansett har oppgaven belyst en kommende problematikk.

## 8 Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven er å belyse utfordringer og årsaker til lokal korrosjon i vinkelstøttemurer. Tidligere studier, forskning og litteratur som omhandler denne problematikken er innledningsvis presentert for å gi en bred forståelse for tematikken. Grunnlaget og prosessen for dimensjonering av vinkelstøttemurer er beskrevet for å gi et innsyn i beregningsgangen. Deretter er det utført kapasitet- og rissviddeberegninger for ulike vinkelstøttemurer dimensjonert basert på ulike forutsetninger. Avslutningsvis ble kapasiteten til de aktuelle vinkelstøttemurene beregnet med ulik grad av lokal korrosjon i veggens strekkarmering.

Verifisering av de manuelle beregningene ved hjelp av programvare, viser at de presenterte beregningene gir resultater.

Riss i støpeskjøt og nedre del av veggen er ugunstig for konstruksjonens bestandighet, da store riss med stor sannsynlighet øker risikoen for lokal korrosjon i veggens armering.

Vinkelstøttemurer prosjektert etter NS3473 (1973) kan få et kapasitetsproblem ved en korrosjonsgrad på 3-4% i veggens strekkarmering. En slik korrosjonsgrad er ikke usannsynlig da det var tillatt med 35mm overdekning etter gjeldende standard og ingen krav til rissviddebegrensning.

Dimensjonering etter dagens standard gir bedre robusthet mot korrosjon i kritisk strekkarmering. Rissviddekrav og større overdekningskrav fører til en større restkapasitet og bedre motstand mot kloridinntregning til armering.

Beregnete rissvidder i eldre konstruksjoner kan være 0.3-0.4 mm i veggene, og studier har vist at støpeskjøtens rissvidde kan bli vesentlig større enn det rissviddeberegningene tilsier. En vinkelstøttemur utsatt for lokal korrosjon i kritisk armering til vegg, kan miste 25% av sin kapasitet hvis korrosjonsgraden er lik 10 %.

Alle funnene sett i sammenheng viser viktigheten av god prosjektering av nye konstruksjoner. Stor overdekning, strenge rissviddekrav, gode dreneringsløsninger for reduksjon av fukt og en utnyttelsegrad som ikke er for høy, er viktig for god bestandighet og robusthet mot korrosjon. Man kan med stor sannsynlighet anta at det finnes eldre konstruksjoner utsatt for lokal korrosjon med kapasitetsutfordringer som på et eller annet tidspunkt kan bli kritiske.



## 9 Videre arbeid

Innsyn i forskning og studier som allerede er gjort, og utført arbeid i denne oppgaven, gir grunnlag for at denne problematikken bør undersøkes videre. Risikoen for pittingkorrosjon i støttemurens konstruktive strekkarmering, og da spesielt i støpeskjøten, er reell. Resultatene illustrerer hvor varierende beregningsgrunnlaget for, og selve dimensjoneringsprosessen til, eksisterende konstruksjoner kan være. Det faktum at inspeksjon av kritiske snitt er vanskelig, og den mulige usikkerheten av hva som faktisk kan være tilstanden til eldre vinkelstøttemurer med tanke på lokal korrosjon, gjør dette til et område det bør jobbes videre med.

Forslag til videre arbeid:

- Gjennomfør en vurdering av hvor korrosjonsutsatt miljøet bak støttemurer er.
- Grav frem baksiden av en eller flere eldre vinkelstøttemurer for en fysisk inspeksjon av tilstand.
- Kjerneboring av vinkelstøttemurer for måling av korrosjonsgrad i strekkarmeringen for veggen.
- Innhenting av arbeidstegninger for eldre konstruksjoner, beregning av teoretisk utnyttelsesgrad, rissvidde og kritisk korrosjonsgrad. Vurdering av sannsynligheten for kapasitetsproblem som følge av lokal korrosjon.
- Gjennomfør en studie av hvor mye større rissvidden i støpeskjøten er enn i selve veggen, og hvorfor det er slik.
- Trekk inn en geotekniker i arbeidet.
- Undersøk om bruk av membran for tildekning av støpeskjøt er hensiktsmessig.

# Referanser

- [1] Statens Vegvesen, *Geoteknikk i veibygging - Håndbok V220*. Vegdirektoratet, 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/v220-2022-12.pdf>
- [2] S. S. Haeffliger, «Load-deformation behaviour of reinforced concrete structures affected by local corrosion», PhD, Doctor of Sciences of ETH Zurich, Zurich, 2022.
- [3] M. Kwapisz, A. Vorwagner, M. Rebhan, og F. Tschuchnigg, «Investigations on existing concrete cantilever walls subjected to reinforcement corrosion», presentert på fib Symposium, 2018, s. 2083–2091. doi: 10.1007/978-3-319-59471-2\_238.
- [4] M. J. Rebhan, R. Marte, A. Vorwagner, F. Tschuchnigg, og M. Kwapisz, «Corrosion damage to cantilever MR walls – Representation in tests and calculations», *Geomechanik und Tunnelbau*, bd. 12, nr. 5, s. 506–514, 2019, doi: 10.1002/geot.201900023.
- [5] S. Haeffliger og W. Kaufmann, «Load-deformation behavior of locally corroded reinforced concrete retaining wall segments: Experimental results», *Structural Concrete*, bd. 24, nr. 1, s. 288–317, 2023, doi: 10.1002/suco.202200405.
- [6] PTC Software, «Mathcad 15.0». PTC software, USA, 2023. [Windows 10]. Tilgjengelig på: <https://i.ntnu.no/wiki/-/wiki/Norsk/Mathcad>
- [7] Norconsult Digital, «ISY Design». Norconsult, Sandvika, 2023. [Windows]. Tilgjengelig på: <https://norconsultdigital.no/produkter/isy-design/>
- [8] «Autodesk AutoCAD». Autodesk, 2023. [Windows]. Tilgjengelig på: [https://www.autodesk.no/products/autocad/overview?us\\_oa=dotcom-us&us\\_si=c8755974-d643-4be3-a169-55d2ad0255c2&us\\_st=autocad&us\\_pt=ACD&term=1-YEAR&tab=subscription&plc=ACDIST](https://www.autodesk.no/products/autocad/overview?us_oa=dotcom-us&us_si=c8755974-d643-4be3-a169-55d2ad0255c2&us_st=autocad&us_pt=ACD&term=1-YEAR&tab=subscription&plc=ACDIST)
- [9] «Autodesk Revit 2023». Autodesk, 2023. [Windows]. Tilgjengelig på: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview?term=1-YEAR&tab=subscription>
- [10] SINTEF Byggforsk, «517.342 - Store støttemurer, byggforskserien». SINTEF, januar 2011. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www.byggforsk.no/dokument/273/store\\_stoettemurer](https://www.byggforsk.no/dokument/273/store_stoettemurer)
- [11] S. Haeffliger og W. Kaufmann, «Corroded Tension Chord Model: Load-deformation behavior of structures with locally corroded reinforcement», *Structural Concrete*, bd. 23, nr. 1, s. 104–120, feb. 2022, doi: 10.1002/suco.202100165.
- [12] SINTEF Byggforsk, «720.105 Nedbrytningmekanismer i betongkonstruksjoner». SINTEF, september 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www.byggforsk.no/dokument/6237/nedbrytningsmekanismer\\_i\\_betongkonstruksjoner?utm\\_source=bing&utm\\_medium=cpc&utm\\_campaign=DSA%20%7C%20RLSA%20%7C%20Felles&utm\\_term=www.byggforsk.no&utm\\_content=Generell#i7](https://www.byggforsk.no/dokument/6237/nedbrytningsmekanismer_i_betongkonstruksjoner?utm_source=bing&utm_medium=cpc&utm_campaign=DSA%20%7C%20RLSA%20%7C%20Felles&utm_term=www.byggforsk.no&utm_content=Generell#i7)
- [13] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2013.
- [14] M. Maage, «Chapter 1 - Practice», i *Concrete Technology*, 2023. utg., S. Jacobsen, Red., Trondheim: NTNU, 2010.
- [15] W. H. Mosley, B. Mosley, J. H. Bungey, og R. Hulse, *Reinforced Concrete Design: To Eurocode 2*. Macmillan Education UK, 2012. [Online]. Tilgjengelig på: <https://books.google.no/books?id=iT5GEAAQBAJ>
- [16] M. Geiker, «Chapter 16 - Reinforcement corrosion», i *Concrete Technology*, 2023. utg., S. Jacobsen, Red., Trondheim: NTNU, 2012.
- [17] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedefferri, E. Redaelli, og R. B. Polder, *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. Newark, GERMANY: John Wiley & Sons, Incorporated, 2014. [Online]. Tilgjengelig på: <http://ebookcentral.proquest.com/lib/ntnu/detail.action?docID=1138979>

- [18] J. F. Young, *The Science and technology of civil engineering materials*. i Prentice Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall, 1998.
- [19] A. Kagermanov og I. Markovic, *FE-Modelling Techniques for Structural Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures*. 2019.
- [20] W. S. Tait, «Chapter 27 - Controlling Corrosion of Chemical Processing Equipment», i *Handbook of Environmental Degradation of Materials (Third Edition)*, M. Kutz, Red., William Andrew Publishing, 2018, s. 583–600. doi: 10.1016/B978-0-323-52472-8.00028-9.
- [21] U. Nürnberger, G. Sawade, og B. Isecke, «6 - Degradation of prestressed concrete», i *Durability of Concrete and Cement Composites*, C. L. Page og M. M. Page, Red., Woodhead Publishing, 2007, s. 187–246. doi: 10.1533/9781845693398.187.
- [22] A. C. Boschmann Käthler, U. M. Angst, M. Wagner, C. K. Larsen, og B. Elsener, «Effects of cracks on chloride-induced corrosion of steel in concrete - a review», *Statens vegvesen (SVV)*, 454, sep. 2017. [Online]. Tilgjengelig på: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2625428/SVV%20rapport%20%20454%20Effect%20of%20cracks%20on%20chloride-induced%20corrosion%20of%20steel%20in%20concrete%20-%20a%20review.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [23] D. Dackman, I. Fernandez, C. G. Berrocal, og R. Rempling, «Correlations Between Localized Pitting Corrosion and Deflection in Reinforced Concrete Beams Subjected to Accelerated Corrosion», i *RILEM Bookseries*, bd. 43, 2023, s. 902–912. doi: 10.1007/978-3-031-33211-1\_81.
- [24] S. Robuschi, O. L. Ivanov, M. Geiker, I. Fernandez, og K. Lundgren, «Impact of cracks on distribution of chloride-induced reinforcement corrosion», *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, bd. 56, nr. 1, 2023, doi: 10.1617/s11527-022-02085-6.
- [25] K. Audenaert, G. De Schutter, og L. Marsavina, «Influence of cracks and crack width on penetration depth of chlorides in concrete», *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, bd. 13, nr. 5, s. 561–572, jun. 2009, doi: 10.1080/19648189.2009.9693134.
- [26] A. A. Almusallam, «Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars», *Construction and Building Materials*, bd. 15, nr. 8, s. 361–368, 2001, doi: 10.1016/S0950-0618(01)00009-5.
- [27] M. Ghanooni-Bagha, «Influence of chloride corrosion on tension capacity of rebars», *Journal of Central South University*, bd. 28, nr. 10, s. 3018–3028, 2021, doi: 10.1007/s11771-021-4834-3.
- [28] J. Cairns, G. A. Plizzari, Y. Du, D. W. Law, og C. Franzoni, «Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement», *ACI Materials Journal*, bd. 102, nr. 4, s. 256–264, 2005.
- [29] M. G. Stewart og A. Al-Harthy, «Pitting corrosion and structural reliability of corroding RC structures: Experimental data and probabilistic analysis», *Reliability Engineering and System Safety*, bd. 93, nr. 3, s. 373–382, 2008, doi: 10.1016/j.ress.2006.12.013.
- [30] M. Tahershamsi, «Structural Effects of Reinforcement Corrosion in Concrete Structures», PhD Thesis, Chalmers Tekniska Högskola (Sweden), 2016.
- [31] T. Kanstad, «Existing concrete structures: Consequences of deterioration of the load carrying capacity», Trondheim, 17. november 2022.
- [32] A. K. Azad, Shamsad Ahmad, og S. A. Azher, «Residual Strength of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams», *ACI Materials Journal*, bd. 104, nr. 1, s. 40–47, feb. 2007.
- [33] K. Z. Hanjari, P. Kettil, og K. Lundgren, «Analysis of Mechanical Behavior of Corroded Reinforced Concrete Structures», *ACI Structural Journal*, bd. 108, nr. 5, s. 532–541, okt. 2011.

- [34] G. Nordbotten, «Mailkorrespondanse med Gaute Nordbotten, Statens Vegvesen.», 4. desember 2023.
- [35] J. Elvebakk, «Samtale med Jan Elvebakk, Norconsult, om støttemurer», 17. oktober 2023.
- [36] Statens Vegvesen, *N400 Bruprosjektering*. SVV, 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859957?langUI=nb&filePath=05e863d4-46e9-4381-bd8d-cbfa7a2311b0.pdf&fileType=Pdf>
- [37] SINTEF Byggforsk, «520.036 Kvalitetsmetoder av herdet betong. Feltmetoder - Byggforskserien». SINTEF, 2007. Åpnet: 30. oktober 2023. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www.byggforsk.no/dokument/1537/kvalitetskontroll\\_av\\_herdet\\_betong\\_feltmetoder](https://www.byggforsk.no/dokument/1537/kvalitetskontroll_av_herdet_betong_feltmetoder)
- [38] Norsk Standard, «NS-EN-1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Standard Norge, 2016.
- [39] Norsk Standard, «NS-EN-1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner». Standard Norge, 2010.
- [40] Norsk Standard, «NS-EN-1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner». Standard Norge, 2018.
- [41] Norsk Standard, «NS-EN-1997-1:2004+A1+NA Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering». Standard Norge, 2020.
- [42] Norsk Standard, «NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner». Norges standardiseringsforbund, 1973.
- [43] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2008.
- [44] K. Helgesen og K. Gilboe, *Bygningsteknologi - Oppgaver og eksempler i betongkonstruksjoner*, 2. utg. Trondheim: Universitetsforlaget, 1975.
- [45] S. Jacobsen mfl., *Concrete Technology*. Trondheim: NTNU, 2023.
- [46] Faggruppe for Geoteknikk, «Geoteknikk Beregningsmetoder». NTNU, 2020.
- [47] Leet og D. Bernal, *Reinforced Concrete Design*, 3. utg. Singapore: McGraw-Hill Book Co, 1997.
- [48] D. Hernández, S. MATTHYS, og T. Triantafillou, *fib Bulletin 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures*. 2019. doi: 10.35789/fib.BULL.0090.
- [49] Den norske ingeniørforening, «NS 472A Betongarbeider». 1962.
- [50] Norsk Standard, «NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner». Norges standardiseringsforbund, 1989.
- [51] Statens Vegvesen, «Bruklasifisering R412». Vegdirektoratet, 2014. [Online]. Tilgjengelig på: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2768075/hb-r412%20Bruklasifisering.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [52] «Robot Structural analysis professional». Autodesk, 2023.

# Vedlegg

Vedlegg for VSM1 case 1 og 2 for beregninger i MC, ID og Excel ligger vedlagt i sin helhet med komplette utskrifter for å se metode og beregningsgang. Resultatene fra resterende VSM og case gis i resultatkapitlet, mens komplette utskrifter ikke ligger vedlagt da det ville gitt et uhensiktsmessig stort og repetativt vedleggskapittel. Disse beregningsfilene som ikke finnes i vedlegget deles ved å ta kontakt med forfatter.

**Vedlegg 1.1:** VSM1 case 1 UR-0.77 (MC)

**Vedlegg 1.2:** VSM2 case 2 UR-0.90 (MC)

**Vedlegg 2:** Utleddning formel for påført grunntrykk

**Vedlegg 3.1:** VSM1 case 1 UR-0.77 (ID)

**Vedlegg 3.2:** VSM1 case 2 UR-0.90 (ID)

**Vedlegg 4.1:** Korrosjonspåvirket VSM1 case 1 UR-0.77 (Excel)

**Vedlegg 4.2:** Korrosjonspåvirket VSM1 case 2 UR-0.90

## Lastparametere

### Sprengstein

$$\gamma_S := 19 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_S := 42 \text{deg}$$

$$r_b := 0.6$$

$$\mu_S := r_b \cdot \tan(\phi_S) = 0.54$$

$$\sigma_{gd} := 300 \text{kPa}$$

### Jord (silt)

$$\gamma_j := 18 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_j := 31 \text{deg}$$

$$\gamma_\phi := 1.25$$

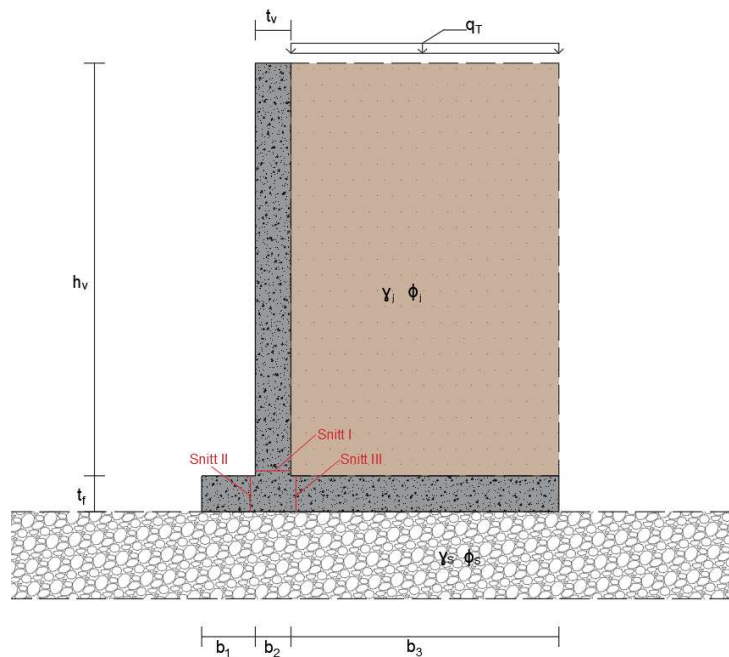
$$K_a := \left( \frac{1 - \sin(\phi_j)}{1 + \sin(\phi_j)} \right) \cdot \gamma_\phi = 0.40$$

### Betong

$$\gamma_C := 25 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

### Trafikklast

$$q_T := 5 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$



## Geometri

$$b_1 := 0.6\text{m}$$

$$b_2 := 0.4\text{m}$$

$$b_3 := 3\text{m}$$

$$B := b_1 + b_2 + b_3 = 4\text{m}$$

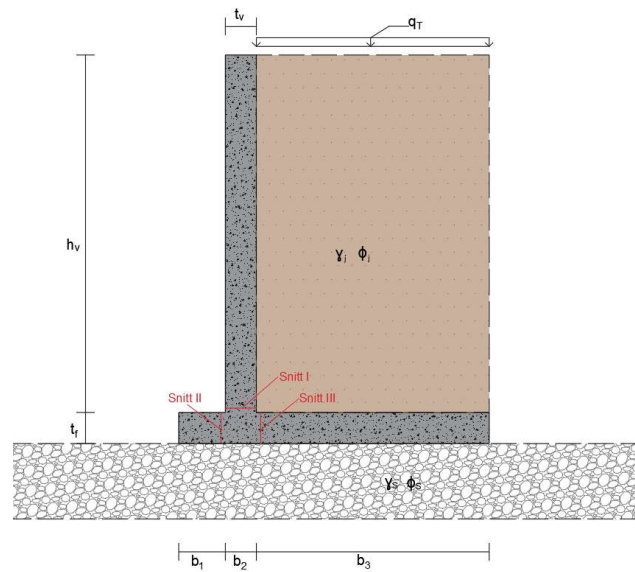
$$h_v := 4.6\text{m}$$

$$t_f := 0.4\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} := h_v + t_f = 5\text{m}$$

$$t_v := 0.4\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} := 1\text{m} \quad \text{Breddeenheter krefter og armering regnes for. Per 1m støttemur.}$$



## Lastberegning

### Horisontale trykklaster

Jordtrykk bak vegg

$$p_j := \gamma_j \cdot H_{\text{mur}} \cdot K_a = 36.011 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Trafikklast, horisontal virkning mot vegg

$$p_T := q_T \cdot K_a = 2.001 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Horisontale resultantkrefter per 1m støttemur

$$H_T := p_T \cdot H_{\text{mur}} \cdot b_{\text{eff}} = 10.003 \cdot \text{kN}$$

$$H_j := p_j \cdot \frac{H_{\text{mur}}}{2} \cdot b_{\text{eff}} = 90.028 \cdot \text{kN}$$

### Vertikale resultantkrefter per 1m støttemur

$$V_T := q_T \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 15 \cdot \text{kN}$$

$$V_j := \gamma_j \cdot h_v \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 248.4 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{vegg}} := \gamma_c \cdot h_v \cdot \left( t_v + \frac{t_v}{2} \right) \cdot b_{\text{eff}} = 69 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{fund}} := \gamma_c \cdot t_f \cdot B \cdot b_{\text{eff}} = 40 \cdot \text{kN}$$



## Global likevekt - vipping EQU

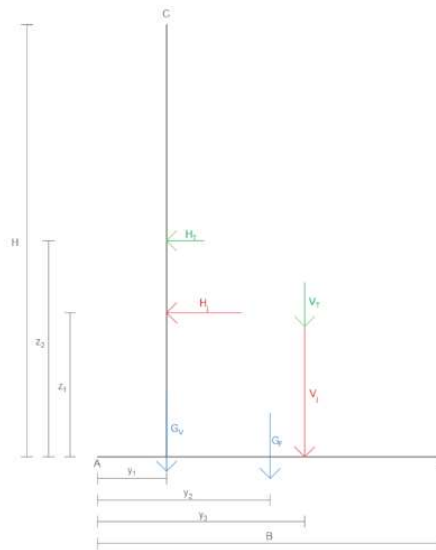
$$z_1 := \frac{H_{\text{mur}}}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$z_2 := \frac{H_{\text{mur}}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$y_1 := b_1 + \frac{b_2}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$y_2 := \frac{B}{2} = 2 \text{ m}$$

$$y_3 := B - \frac{b_3}{2} = 2.5 \text{ m}$$



Kombinasjonsfaktorer (NS-EN 1990)

$$\gamma_{G.\text{sup}} := 0.90$$

$$\gamma_{G.\text{inf}} := 1.20$$

$$\gamma_{j.\text{sup}} := 0.90$$

$$\gamma_{j.\text{inf}} := 1.20$$

$$\gamma_{Q.\text{inf}} := 1.50$$

$$\gamma_{Q.\text{sup}} := 0$$

Ugunstig moment om pktA (EQU-)

$$M_{A.\text{neg}} := \gamma_{G.\text{inf}} \cdot H_j \cdot z_1 + \gamma_{Q.\text{inf}} \cdot H_T \cdot z_2 = 217.567 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Gunstig moment om pktA (EQU+)

$$M_{A.\text{pos}} := \gamma_{G.\text{sup}} \cdot (G_{\text{vegg}} \cdot y_1 + G_{\text{fund}} \cdot y_2) + \gamma_{j.\text{sup}} \cdot V_j \cdot y_3 = 680.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll <sub>EQU</sub> :=	"OK" if $M_{A.\text{pos}} > M_{A.\text{neg}}$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

Hvis EQU kontroll er OK, vil ikke støttemurkonstruksjonen velte globalt

## Kontroll av glidning (GEO)

Ønsker å kontrollere om friksjonskraft mot underlaget  $R_F = \mu \cdot V_{Tot}$  er større enn de samlede horisontalt virkende kreftene  $H_{Tot}$

6.10a

$$\gamma_{G.sup.a} := 1.0$$

$$\gamma_{G.inf.a} := 1.35$$

$$\gamma_{Q.sup.a} := 0$$

$$\gamma_{Q.inf.a} := 1.5$$

$$\psi_0 := 0.7$$

6.10b

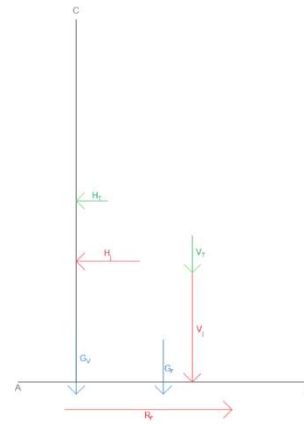
$$\gamma_{G.sup.b} := 1.0$$

$$\gamma_{G.inf.b} := 1.20$$

$$\gamma_{Q.sup.b} := 0$$

$$\gamma_{Q.inf.b} := 1.5$$

$$\xi := 0.89$$



Friksjonsresultant,  $R_F$ , gunstig lastkombinasjon

$$R_F := \mu_s \cdot [(V_j + G_{vegg} + G_{fund}) \cdot \gamma_{G.sup.a} + V_T \cdot \gamma_{Q.sup.a}] = 193.083 \cdot \text{kN}$$

Trafikklast vil i gunstig kombinasjon bidra lik 0, dermed er  $R_F$  lik for både kombinasjon 6.10a og 6.10b i dette tilfellet.

Horisontalt virkende krefter,  $H_{Tot}$ , ugunstig lastkombinasjon

6.10a

$$H_{geo.a} := \gamma_{G.inf.a} \cdot H_j + \psi_0 \cdot \gamma_{Q.inf.a} \cdot H_T = 132.041 \cdot \text{kN}$$

6.10b

$$H_{geo.b} := \xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot H_j + \gamma_{Q.inf.b} \cdot H_T = 111.154 \cdot \text{kN}$$

Kontroll <sub>GEO</sub> :=	"OK" if $H_{geo.a} < R_F \wedge H_{geo.b} < R_F$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

## Kontroll av bæreevne (GEO)

Kontrollere om påført dimensjonerende grunntrykk,  $q_{Ed}$  overskrider grunnens dimensjonerende bæreevne,  $\sigma_{gd}$

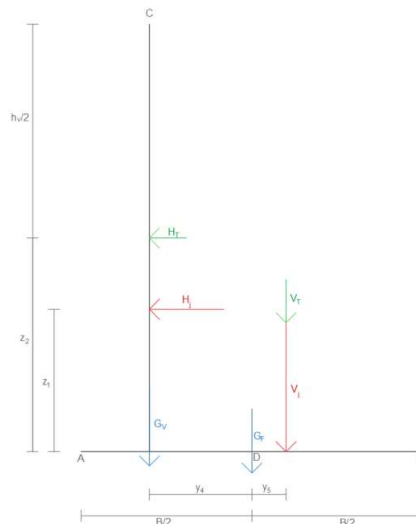
Ved manuell beregning må lastkombinasjonene 6.10a og 6.10b kontrolleres, og dimensjonerende grunntrykk beregnes ved å finne påført grunntrykk som følge av vertikale laster og opptredende moment i konstruksjonen grunnet de horisontalt påførte lastene i vegg. Det superposisjon og beregning av globalt moment i punkt D kan grunntrykket estimeres manuelt. Se forklarende figurer.

$$y_4 := \frac{B}{2} - b_1 - \frac{b_2}{2} = 1.2 \text{ m}$$

$$y_5 := \frac{B}{2} - \frac{b_3}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$z_1 = 1.667 \text{ m}$$

$$z_2 = 2.5 \text{ m}$$



### 6.10a

$$M_a := -\gamma_{G.inf.a} \cdot G_{vegg} \cdot y_4 - \gamma_{G.inf.a} \cdot H_j \cdot z_1 - \gamma_{Q.inf.a} \cdot \psi_0 \cdot H_T \cdot z_2 \dots = -216.401 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + \gamma_{G.sup.a} \cdot V_j \cdot y_5 + \gamma_{Q.sup.a} \cdot \psi_0 \cdot V_T \cdot y_5$$

$$N_a := \gamma_{G.inf.a} \cdot (G_{vegg} + G_{fund}) + \gamma_{G.sup.a} \cdot V_j = 395.55 \cdot \text{kN}$$

$$q_{Ed.a.left} := \frac{N_a}{B \cdot b_{eff}} - \frac{6M_a}{B^2 \cdot b_{eff}} = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.a.right} := \frac{N_a}{B \cdot b_{eff}} + \frac{6M_a}{B^2 \cdot b_{eff}} = 17.737 \cdot \text{kPa}$$

6.10b

$$M_b := -\xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot (G_{vegg} \cdot \gamma_4 + H_j \cdot z_1) - \gamma_{Q.inf.b} \cdot H_T \cdot z_2 \dots = -161.991 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + \gamma_{G.sup.b} \cdot V_j \cdot \gamma_5 + \gamma_{Q.sup.b} \cdot V_T \cdot \gamma_5$$

$$N_b := \xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot (G_{vegg} + G_{fund}) + \gamma_{G.sup.b} \cdot V_j + \gamma_{Q.sup.b} \cdot V_T = 364.812 \cdot \text{kN}$$

$$q_{Ed.b.left} := \frac{N_b}{B \cdot b_{eff}} - \frac{6 \cdot M_b}{B^2 \cdot b_{eff}} = 151.95 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.b.right} := \frac{N_b}{B \cdot b_{eff}} + \frac{6 \cdot M_b}{B^2 \cdot b_{eff}} = 30.456 \cdot \text{kPa}$$

$$\sigma_{gd} = 300 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.max} := \max(q_{Ed.a.left}, q_{Ed.a.right}, q_{Ed.b.left}, q_{Ed.b.right}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

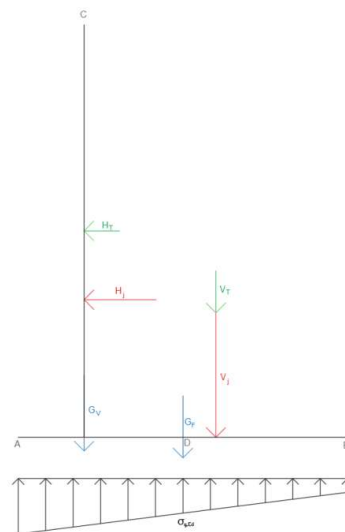
Kontroll bæreevne :=	"OK" if $q_{Ed.max} < \sigma_{gd}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
----------------------	---

$$q_{Ed.left} := \max(q_{Ed.a.left}, q_{Ed.b.left}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

$q_{Ed.right} :=$	$q_{Ed.a.right}$ if $q_{Ed.left} = q_{Ed.a.left}$ = 17.737 · kPa $q_{Ed.b.right}$ otherwise
-------------------	--

$$q_{red} := \frac{q_{Ed.left} - q_{Ed.right}}{B} = 40.575 \frac{1}{m} \cdot \text{kPa}$$

*Dvs. redusert grunntrykk per meter  
fra venstre mot høyre under fundament*



## Dimensjonering av tverrsnitt (STR)

Lastfaktorer fra 6.10a brukes da det viser seg at de permanente lastene er dominerende og gir størst opptredende krefter i konstruksjonen ved kontroll av grunntrykk.

### Parametere for dimensjonering av tverrsnitt

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{cc} := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_{cc}} = 19.833 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$c_{\text{nom.vegg}} := 60 \text{ mm}$$

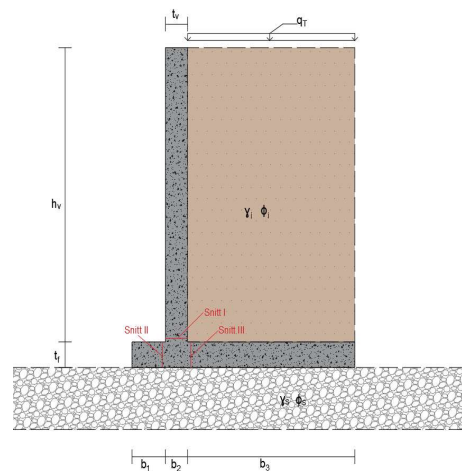
NS-EN 1992-1-1 4.4.1.1

$$c_{\text{nom.fund}} := 65 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$$



## Snitt I (ULS) overgang vegg/fundament

$$b_2 = 400 \cdot \text{mm}$$

### Armering bakside vegg snitt I - strekkarmering for moment

$$\varnothing_I := 20 \text{ mm}$$

$$d_I := b_2 - c_{\text{nom.vegg}} - \frac{\varnothing_I}{2} = 330 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Ed.I}} := \gamma_Q \cdot \text{inf.a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot h_v \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_v}{2} + \gamma_G \cdot \text{inf.a} \cdot \gamma_j \cdot K_a \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_v^3}{6} = 179.958 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.I}} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_I^2 = 593.959 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Normalarmert momentkapasitet i trykksone S.I.S (4.3.4)}$$

$$z_{\text{I.n}\varnothing\text{dv}} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.I}}}{M_{\text{Rd.I}}} \right) \cdot d_I = 313.003 \cdot \text{mm}$$

$$z_I := \begin{cases} z_{\text{I.n}\varnothing\text{dv}} & \text{if } z_{\text{I.n}\varnothing\text{dv}} < 0.95 \cdot d_I \\ (0.95 \cdot d_I) & \text{otherwise} \end{cases} = 313.003 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sI.n\ddot{o}dv} := \frac{M_{Ed.I}}{z_I \cdot f_{yd}} = 1.322 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$s_{I.n\ddot{o}dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sI.n\ddot{o}dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_I^2}} = 237.574 \cdot \text{mm}$$

Velger senteravstand lik:  $s_I := 180 \text{ mm}$

Kontroller at  $s_{II} \leq 250 \text{ mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sI}$  på baksiden/innsiden av veggen lik:

$$A_{sI} := 1000 \frac{\text{mm}}{s_I} \cdot \varnothing_I^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.745 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Minimumsarmering ihht EC2-1-1 7.3.2

$$\alpha_{dI.I} := \frac{\left( b_2 \cdot b_{\text{eff}} \cdot 0.5 \cdot b_2 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot A_{sI} \cdot d_I \right)}{b_2 \cdot b_{\text{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot A_{sI}} = 203.253 \cdot \text{mm}$$

Velges ut fra tabell 7.2N og 7.3N i EC2-1-1:

$$f_{yk.riss} := 280 \text{ MPa}$$

$$k_c := 0.72$$

$$k := 1.0$$

$$A_{ct.I} := (b_2 - \alpha_{dI.I}) \cdot b_{\text{eff}} = 0.197 \text{ m}^2$$

$$A_{sI.min} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct.I})}{f_{yk.riss}} = 1.619 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Strengt minimumsarmeringskrav. Kontroller rissvidde i SLS, og juster  $f_{yk.riss}$

Kontroll $A_{sI} :=$	"OK" if $A_{sI} > \max(A_{sI.n\ddot{o}dv}, A_{sI.min})$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

OBS: For begrensning av rissvidde bør EC2-1-1 7.3.3 tabell 7.2N og 7.3N følges ved valg av tillatt armeringsspenning, senteravstand og stangdiameter.

$$UR_{M.I} := \frac{M_{Ed.I}}{(A_{sI} \cdot f_{yd} \cdot z_I)} = 0.758$$

### Armering vegg framside snitt I

Kontroll for minimumskrav til vertikal armering i vegg,  
NS-EN 1992-1-1 NA. 9.6.2

$$A_{sI, \text{foran}, \text{min}} := 0.002 \cdot b_2 \cdot b_{\text{eff}} = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger armering lik:  $\varnothing_{I, \text{foran}} := 16 \text{ mm}$

Velger senteravstand:  $s_{I, \text{foran}} := 250 \text{ mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for minimum vertikal armering i front av vegg

$$A_{sI, \text{foran}} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I, \text{foran}}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_{I, \text{foran}}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggen er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sI, \text{foran}} :=$	"OK" if $A_{sI, \text{foran}} > A_{sI, \text{foran}, \text{min}}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
------------------------------------	--

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt I:

Effektiv avstand fra snitt:  $d_I = 330 \cdot \text{mm}$

$$V_{\text{Ed}, I} := \gamma_Q \cdot \text{inf.a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot (h_V) \cdot b_{\text{eff}} \dots = 112.532 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_G \cdot \text{inf.a} \cdot \gamma_j \cdot \frac{(h_V)^2}{2} \cdot b_{\text{eff}} \cdot K_a$$

$$V_{\text{Ed}, I, \text{red}} := \gamma_Q \cdot \text{inf.a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot (h_V - d_I) \cdot b_{\text{eff}} \dots = 97.609 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_G \cdot \text{inf.a} \cdot \gamma_j \cdot \frac{(h_V - d_I)^2}{2} \cdot b_{\text{eff}} \cdot K_a$$

$$C_{\text{Rd}, c} := \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_I := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_I}} = 1.778$$

$$\rho_{l, I} := \frac{A_{sI} + A_{sI, \text{foran}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_I} = 7.726 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd.c.I} := C_{Rd.c} \cdot k_I \cdot \left( 100 \cdot \rho_{l.I} \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2 \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_I = 211.392 \cdot \text{kN} \quad \text{EC2-1-1 6.2.2}$$

Kontroll $V_{Rd.I}$ :=	"Kapazität OK" if $V_{Rd.c.I} \geq V_{Ed.I.red}$ = "Kapazität OK"
	"Behov for skjærarmering" otherwise

Hvis kapazität OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{Rd,max}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og

$$UR_{V.I} := \frac{V_{Ed.I.red}}{V_{Rd.c.I}} = 0.462$$



### Horisontalarming vegg:

EC2-1-1 NA.9.6.3 viser til minimumsarmering,  $A_{shr}$  for yttervegger for å unngå vertikale riss.

$$A_{sI.hor.min} := \max \left( 0.25 \cdot A_{sI}, 0.3 \cdot b_2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 7.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger armering lik:  $\varnothing_{I.hor} := 16\text{mm}$

Velger senteravstand:  $s_{I.hor} := 250\text{mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for fordelingsarmering bakside vegg:

$$A_{sI.hor} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I.hor}^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_{I.hor}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringsmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggen er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sh.I} :=$	"OK" if $A_{sI.hor} > A_{sI.hor.min}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
------------------------	--

$$A_{sI.hor.foran.min} := \max \left( 0.25 \cdot A_{sI.foran}, 0.3 \cdot b_2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 7.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\varnothing_{I.hor.foran} := 16\text{mm}$

$s_{I.hor.foran} := 250\text{mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for fordelingsarmering framside vegg:

$$A_{sI.hor.foran} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I.hor.foran}^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_{I.hor.foran}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringsmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggen er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sh.I.foran} :=$	"OK" if $A_{sI.hor.foran} > A_{sI.hor.foran.min}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
------------------------------	--

## Snitt II (ULS) forkant fundament

$$G_{II} := \gamma_c \cdot b_1 \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 6 \cdot \text{kN}$$

$$q_{II.b1} := q_{\text{Ed.left}} - q_{\text{red}} \cdot b_1 = 155.693 \cdot \text{kPa}$$

$$F_1 := q_{II.b1} \cdot b_1 \cdot b_{\text{eff}} = 93.416 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := (q_{\text{Ed.left}} - q_{II.b1}) \cdot \frac{b_1 \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 7.304 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{Ed.II}} := F_1 \cdot \frac{b_1}{2} + F_2 \cdot \frac{2b_1}{3} - \gamma_{G.\text{inf.a}} \cdot G_{II} \cdot \frac{b_1}{2} = 28.516 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing_{II.\text{under}} := 12 \text{ mm}$$

$$d_{II} := t_f - c_{\text{nom.fund}} - \frac{\varnothing_{II.\text{under}}}{2} = 329 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.II}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II}^2 = 590.364 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{II.n\varnothing dv} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.II}}}{M_{\text{Rd.II}}} \right) \cdot d_{II} = 326.298 \cdot \text{mm}$$

$$z_{II} := \begin{cases} z_{II.n\varnothing dv} & \text{if } z_{II.n\varnothing dv} < 0.95 \cdot d_{II} \\ (0.95 \cdot d_{II}) & \text{otherwise} \end{cases} = 312.55 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sII.n\varnothing dv} := \frac{M_{\text{Ed.II}}}{z_{II} \cdot f_{yd}} = 209.845 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$s_{II.n\varnothing dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sII.n\varnothing dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{II.\text{under}}^2}} = 538.957 \cdot \text{mm}$$

Kontroll for minimumskrav til lengdearmring i plate iht NS-EN 1992-1-1 NA. 9.2.1.1

$$A_{sII.\text{min}} := 0.26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II} = 5.475 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger senteravstand lik:  $s_{II.under} := 200\text{mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sII}$  på  
underside av fundament i forkant lik:

$$A_{sII.under} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.under}} \cdot \varnothing_{II.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$s_{II.over} := 200\text{mm}$      $\varnothing_{II.over} := 12\text{mm}$

$$A_{sII.over} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.over}} \cdot \varnothing_{II.over}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Kontroller at  $s_{II} \leq 250\text{mm}$

Kontroll $A_{sII.under} :=$	"Not OK" if $\max(A_{sII.n\ddot{o}dv}, A_{sII.min}) > A_{sII.under}$ = "OK" "OK" otherwise
-----------------------------	---

Kontroll $A_{sII.over} :=$	"Not OK" if $A_{sII.over} < A_{sII.min}$ = "OK" "OK" otherwise
----------------------------	---

$$UR_{M,II} := \frac{M_{Ed,II}}{(A_{sII.under} \cdot f_{yd} \cdot z_{II})} = 0.371$$

**Fordelingsarmering fundamentplate, snitt II (EC2-1-1 9.3.1.1(2)):**

$$A_{sII.ford.n\ddot{o}dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{II}, 0.20A_{sII.under}) = 4.277 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$\varnothing_{II.ford} := 12\text{mm}$

$$s_{II.for.n\ddot{o}dv} := 1000 \frac{\text{mm}}{\frac{A_{sII.ford.n\ddot{o}dv}}{\frac{\pi \varnothing_{II.ford}^2}{4}}} = 264.431 \cdot \text{mm}$$

$s_{II.ford} := 250\text{mm}$

$$A_{sII.ford} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.ford}} \cdot \varnothing_{II.ford}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Kontroller at  $s_{II.ford} \leq 400\text{mm}$

Kontroll $A_{sII.ford} :=$	"OK" if $A_{sII.ford} \geq A_{sII.ford.n\ddot{o}dv}$ = "OK" "Not OK" otherwise
----------------------------	---

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt II:

$$\text{Effektiv avstand fra snitt: } d_{II} = 329 \cdot \text{mm}$$

$$G_{II.\text{red}} := \gamma_c \cdot (b_1 - d_{II}) \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 2.71 \cdot \text{kN}$$

$$q_{II.b1.\text{red}} := q_{\text{Ed.left}} - q_{\text{red}} \cdot (b_1 - d_{II}) = 169.042 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{1.\text{red}} := q_{II.b1.\text{red}} \cdot (b_1 - d_{II}) \cdot b_{\text{eff}} = 45.81 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2.\text{red}} := (q_{\text{Ed.left}} - q_{II.b1.\text{red}}) \cdot \frac{(b_1 - d_{II}) \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 1.49 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed.II.red}} := F_{1.\text{red}} + F_{2.\text{red}} - \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot G_{II.\text{red}} = 44.59 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{Rd.c}} = 0.12$$

$$k_{II} := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_{II}}} = 1.78$$

$$\rho_{l.II} := \frac{A_{sII.\text{over}} + A_{sII.\text{under}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{II}} = 3.438 \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{Rd.c.II}} := C_{\text{Rd.c}} \cdot k_{II} \cdot \left(100 \cdot \rho_{l.II} \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II} = 161.001 \cdot \text{kN}$$

Kontroll $V_{\text{Rd.II}}$ :=	"Kapasitet OK" if $V_{\text{Rd.c.II}} \geq V_{\text{Ed.II.red}}$ = "Kapasitet OK" "Behov for skjærarmering" otherwise
--------------------------------	--

*Hvis kapasitet OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{\text{Rd,max}}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og fundament)*

$$UR_{V.II} := \frac{V_{\text{Ed.II.red}}}{V_{\text{Rd.c.II}}} = 0.277$$

### Snitt III (ULS) bakside fundament

$$G_{III} := \gamma_c \cdot b_3 \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 30 \cdot \text{kN}$$

$$q_{III.b3} := q_{\text{Ed.right}} + q_{\text{red}} \cdot b_3 = 139.463 \cdot \text{kPa}$$

$$F_3 := q_{\text{Ed.right}} \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 53.212 \cdot \text{kN}$$

$$F_4 := (q_{III.b3} - q_{\text{Ed.right}}) \cdot \frac{b_3 \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 182.588 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed.III}} := & \gamma_{\text{G.inf.a}} \cdot G_{III} \cdot \left( \frac{b_3}{2} \right) \dots = 170.944 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ & + (\gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot V_j + \gamma_{\text{Q.sup.a}} \cdot V_T) \cdot \frac{b_3}{2} \dots \\ & + 0 - F_3 \cdot \frac{b_3}{2} - F_4 \cdot \frac{b_3}{3} \end{aligned}$$

$$\varnothing_{III.\text{over}} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{III} := t_f - c_{\text{nom.fund}} - \frac{\varnothing_{III.\text{over}}}{2} = 325 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.III}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{III}^2 = 576.096 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{III.n\varnothing dv} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.III}}}{M_{\text{Rd.III}}} \right) \cdot d_{III} = 308.606 \cdot \text{mm}$$

$$z_{III} := \begin{cases} z_{III.n\varnothing dv} & \text{if } z_{III.n\varnothing dv} < 0.95 \cdot d_{III} \\ (0.95 \cdot d_{III}) & \text{otherwise} \end{cases} = 308.606 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sIII.n\varnothing dv} := \frac{M_{\text{Ed.III}}}{z_{III} \cdot f_{\text{yd}}} = 1.274 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$s_{III.n\varnothing dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sIII.n\varnothing dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{III.\text{over}}^2}} = 246.588 \cdot \text{mm}$$

Kontroll for minimumskrav til lengdearmering i plate ihht NS-EN 1992-1-1 NA. 9.2.1.1

$$A_{sIII.\text{min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{III} = 5.408 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger senteravstand lik:  $s_{III.over} := 200\text{mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sIII}$  på  
underside av fundament i forkant lik:

$$A_{sIII.over} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.over}} \cdot \varnothing_{III.over}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.571 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$s_{III.under} := 200\text{mm}$   $\varnothing_{III.under} := 12\text{mm}$

Kontroller at  $s_{III} \leq 250\text{mm}$

$$A_{sIII.under} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.under}} \cdot \varnothing_{III.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Kontroll $A_{sIII.over} :=$	"Not OK" if $\max(A_{sIII.n\ddot{o}dv}, A_{sIII.min}) > A_{sIII.over}$ = "OK" "OK" otherwise
-----------------------------	---

Kontroll $A_{sIII.under} :=$	"Not OK" if $A_{sIII.under} < A_{sIII.min}$ = "OK" "OK" otherwise
------------------------------	--

$$UR_{M.III} := \frac{M_{Ed.III}}{(A_{sIII.over} \cdot f_{yd} \cdot z_{III})} = 0.811$$

**Fordelingsarmering fundamentplate, snitt III (EC2-1-1 9.3.1.1(2):**

$$A_{sIII.ford.n\o dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{III}, 0.20A_{sIII.over}) = 4.225 \times 10^{-4} m^2$$

$$\varnothing_{III.ford} := 12mm \quad s_{III.for.n\o dv} := 1000 \frac{mm}{\frac{A_{sIII.ford.n\o dv}}{\frac{\pi \varnothing_{III.ford}^2}{4}}} = 267.686 \cdot mm$$

$$s_{III.ford} := 250mm$$

$$A_{sIII.ford} := \frac{1000mm}{s_{III.ford}} \cdot \varnothing_{III.ford}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} m^2$$

Kontroller at  $s_{III.ford} \leq 400mm$

Kontroll $A_{sIII.ford} :=$	"OK" if $A_{sIII.ford} \geq A_{sIII.ford.n\o dv}$ = "OK" "Not OK" otherwise
-----------------------------	--

$$A_{sIII.ford.under.n\o dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{III}, 0.20A_{sIII.under}) = 4.225 \times 10^{-4} m^2$$

$$\varnothing_{III.ford.under} := 12mm$$

$$s_{III.for.under.n\o dv} := 1000 \frac{mm}{\frac{A_{sIII.ford.under.n\o dv}}{\frac{\pi \varnothing_{III.ford.under}^2}{4}}} = 267.686 \cdot mm$$

$$s_{III.ford.under} := 250mm$$

$$A_{sIII.ford.under} := \frac{1000mm}{s_{III.ford.under}} \cdot \varnothing_{III.ford.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} m^2$$

Kontroll $A_{sIII.ford.under} :=$	"OK" if $A_{sIII.ford.under} \geq A_{sIII.ford.under.n\o dv}$ = "Not OK" otherwise
-----------------------------------	---

Kontroller at  $s_{III.ford} \leq 400mm$

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt III:

$$\text{Effektiv avstand fra snitt: } d_{\text{III}} = 325 \cdot \text{mm}$$

$$G_{\text{III.red}} := \gamma_c \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 26.75 \cdot \text{kN}$$

$$q_{\text{III.b3.red}} := q_{\text{Ed.right}} + q_{\text{red}} \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) = 126.276 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{3.\text{red}} := q_{\text{Ed.right}} \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}} = 47.447 \cdot \text{kN}$$

$$F_{4.\text{red}} := (q_{\text{III.b3}} - q_{\text{Ed.right}}) \cdot \frac{(b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 162.808 \cdot \text{kN}$$

$$V_{j.\text{red}} := \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot \gamma_j \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_v = 221.49 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed.III.red}} := (F_{3.\text{red}} + F_{4.\text{red}} - \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot G_{\text{III.red}} - \gamma_{\text{G.inf.a}} \cdot V_{j.\text{red}}) = -115.507 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{Rd.c}} = 0.12$$

$$k_{\text{III}} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d_{\text{III}}}} = 1.784$$

$$\rho_{\text{l.III}} := \frac{A_{\text{sIII.over}} + A_{\text{sIII.under}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{III}}} = 6.573 \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{Rd.c.III}} := C_{\text{Rd.c}} \cdot k_{\text{III}} \cdot \left(100 \cdot \rho_{\text{l.III}} \cdot f_{\text{ck}} \cdot \text{MPa}^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{III}} = 197.934 \cdot \text{kN}$$

Kontroll $V_{\text{Rd.III}}$ :=	"Kapasitet OK" if $ V_{\text{Rd.c.III}}  \geq  V_{\text{Ed.III.red}} $ = "Kapasitet OK"
	"Behov for skjærarmering" otherwise

Hvis kapasitet OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{\text{Rd,max}}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og fundament)

$$UR_{V.\text{III}} := \frac{|V_{\text{Ed.III.red}}|}{|V_{\text{Rd.c.III}}|} = 0.584$$



## Forankring $l_{bd}$ av lengdearmoring snitt I (STR)

Kontrolleres i snitt I der fare for riss er størst. Bør også kontrolleres i snitt II og III.

$$V_{Ed.I.red} = 97.609 \cdot \text{kN}$$

$$\cot_{\alpha} := 0$$

$$\cot_{\theta} := 1.0 \quad \cot_{\theta}=1.0 \text{ uten skjærarmoring og } \cot_{\theta}=2.5 \text{ med skjærarmoring}$$

$$\Delta F_{td.I} := \begin{cases} V_{Ed.I.red} \cdot \cot_{\theta} & \text{if } \cot_{\theta} = 1.0 \\ \left[ 0.5 \cdot V_{Ed.I.red} \cdot (\cot_{\theta} - \cot_{\alpha}) \right] & \text{if } \cot_{\theta} = 2.5 \end{cases} = 97.609 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.I.lb} := \frac{M_{Ed.I}}{2} = 89.979 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_I = 313.003 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sI} = 1.745 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sd.I} := \frac{\frac{M_{Ed.I.lb}}{z_I} + \Delta F_{td.I}}{A_{sI}} = 220.634 \cdot \text{MPa} \quad \text{S.I.S (4.108)}$$

$$\text{Kontroll}_{\sigma_{sd.I}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{sd.I} \leq f_{yd} \\ \text{"Not OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Forankringslengde ihht EC2-1-1 8.4.3:**

$$f_{ctk.0.05} := 2.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

$$\eta_1 := 1.0$$

$$\eta_2 := 1.0$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_{cc}} = 1.467 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.3 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{b.rqd.I} := \frac{\varnothing_I}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd.I}}{f_{bd}} = 334.294 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_{lb.red} := 1.0$$

$\alpha_{lb.red} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 = 0.7$  hvis armering legges med krok i enden  
 $\alpha_{lb.red} = 1.0$  hvis armering legges rett (konservativ verdi)

$$l_{bd.I.red} := \alpha_{lb.red} \cdot l_{b.rqd.I} = 334.294 \cdot \text{mm}$$

$$l_{b.min.I} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.I}, 10 \cdot \varnothing_I, 100 \text{ mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd.I.n\ddot{o}dv} := \max(l_{bd.I.red}, l_{b.min.I}) = 334.294 \cdot \text{mm}$$

(50 $\varnothing$  brukes ofte som konservativ regel innen prosjektering.  
Dvs 1000-1250mm, noe som ogs a g ar fint med et bredt fundament og høy vegg.

$$l_{bd.I} := 500 \text{ mm}$$

KontrollForankring :=	"OK" if $l_{bd.I} > l_{bd.I.n\ddot{o}dv}$ = "OK"
	"Not OK" otherwise

**Generell heftkontroll,  $\tau_d$ , EC2-1-1 8.4.1**

$$\tau_{lb.I} := \frac{V_{Ed.I.red}}{z_I \cdot \pi \cdot \varnothing_I \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_I}} = 0.893 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll $_{\tau.lb}$ :=	"OK" if $\tau_{lb.I} < f_{bd}$ = "OK"
	"Not OK" otherwise

## Risskontroll snitt I, vegg (SLS):

$$c_{\text{nom.vegg}} = 60 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{min.dur}} := 50 \text{mm}$$

$$k_{\text{C.nom}} := \frac{c_{\text{nom.vegg}}}{c_{\text{min.dur}}} = 1.2$$

$$w_{\text{k.XD3}} := 0.30 \text{mm} \cdot k_{\text{C.nom}} = 0.36 \cdot \text{mm}$$

Sement klasse S

$$h_0 := \frac{2 \cdot b_2 \cdot b_{\text{eff}}}{2 \cdot b_{\text{eff}}} = 400 \cdot \text{mm}$$

$$\varphi_{28} := 1.70$$

$$E_{\text{C.eff}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi_{28}} = 12592.593 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{C.eff}}} = 15.882$$

$$\rho := \frac{A_{\text{sI}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{I}}} = 0.005$$

$$\eta \cdot \rho = 0.084$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.334$$

$$I_{\text{C.I}} := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{I}}^3 = 1.785 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$M_{\text{Ed.I.SLS}} := 1.0 \cdot \psi_0 \cdot q_{\text{T}} \cdot K_{\text{a}} \cdot h_{\text{V}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_{\text{V}}}{2} + 1.0 \cdot \gamma_{\text{j}} \cdot K_{\text{a}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_{\text{V}}^3}{6} = 131.656 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing_{\text{I}} = 20 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{I}} = 180 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{\text{Ed.I.SLS}} \cdot (1 - \alpha) d_I}{E_{c,\text{eff}} \cdot I_{c.I}} = 257.261 \cdot \text{MPa}$$

$$k_t := 0.4 \quad f_{ct,\text{eff}} := f_{ctm} = 3.2 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$A_{sI} = 1.745 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$h_{c,\text{eff}} := \min \left[ b_2 - d_I + 1.5 \cdot \emptyset_I, 1.5 \cdot (b_2 - d_I), \frac{(b_2 - \alpha \cdot d_I)}{3}, \frac{b_2}{2} \right] = 96.55 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,\text{eff}} := b_{\text{eff}} \cdot h_{c,\text{eff}} = 0.097 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,\text{eff}} := \frac{A_{sI}}{A_{c,\text{eff}}} = 0.018$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 7.718 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \right] = 8.306 \times 10^{-4}$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,\text{max}} := \begin{cases} k_3 \cdot c_{\text{nom.vegg}} \dots & \text{if } s_I \leq 5 \left( c_{\text{nom.vegg}} + \frac{\emptyset_I}{2} \right) = 392.084 \cdot \text{mm} \\ + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset_I}{\rho_{p,\text{eff}}} \\ 1.3 \cdot (b_2 - \alpha \cdot d_I) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$w_{k.I} := s_{r,\text{max}} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.326 \cdot \text{mm}$$

Kontroll <sub>w.k.I</sub> :=	"OK" if $w_{k.I} \leq w_{k.XD3}$ = "OK"
	"Not OK" otherwise

## Lastparametere

### Sprengstein

$$\gamma_S := 19 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_S := 42 \text{deg}$$

$$r_b := 0.6$$

$$\mu_S := r_b \cdot \tan(\phi_S) = 0.54$$

$$\sigma_{gd} := 300 \text{kPa}$$

### Jord (silt)

$$\gamma_j := 18 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_j := 31 \text{deg}$$

$$\gamma_\phi := 1.25$$

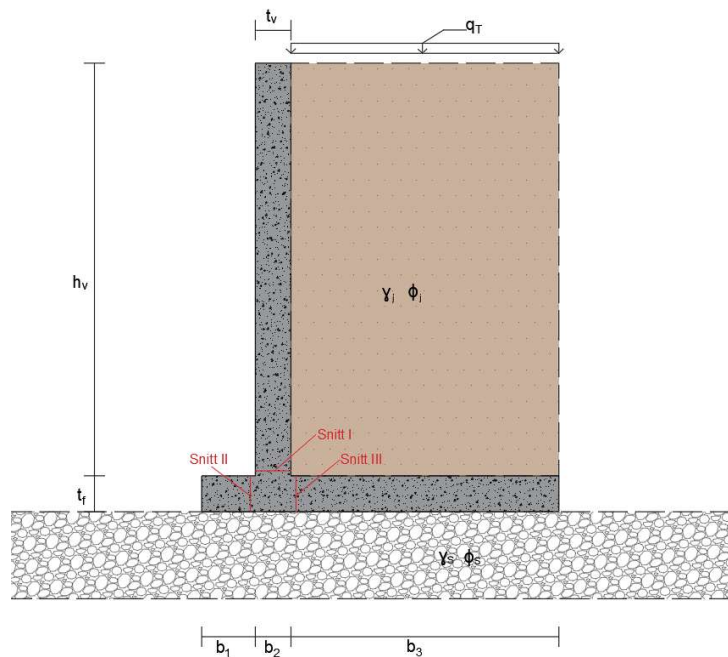
$$K_a := \left( \frac{1 - \sin(\phi_j)}{1 + \sin(\phi_j)} \right) \cdot \gamma_\phi = 0.40$$

### Betong

$$\gamma_C := 25 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

### Trafikklast

$$q_T := 5 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$



## Geometri

$$b_1 := 0.6\text{m}$$

$$b_2 := 0.4\text{m}$$

$$b_3 := 3\text{m}$$

$$B := b_1 + b_2 + b_3 = 4\text{m}$$

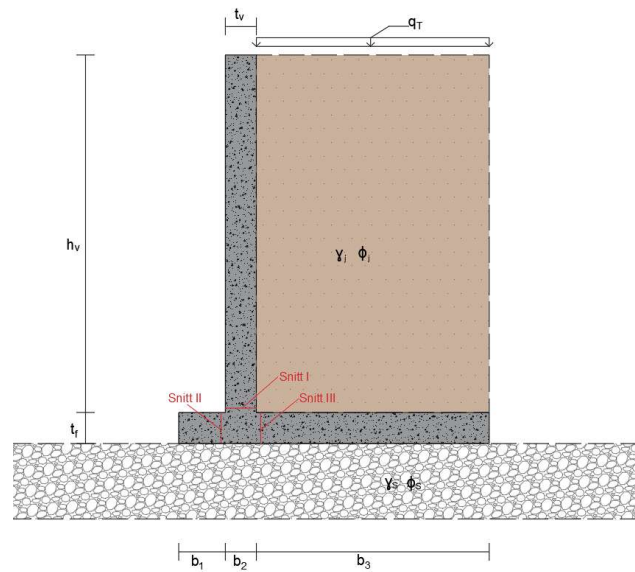
$$h_v := 4.6\text{m}$$

$$t_f := 0.4\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} := h_v + t_f = 5\text{m}$$

$$t_v := 0.4\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} := 1\text{m} \quad \text{Breddeenheter krefter og armering regnes for. Per 1m støttemur.}$$



## Lastberegning

### Horisontale trykklaster

Jordtrykk bak vegg

$$p_j := \gamma_j \cdot H_{\text{mur}} \cdot K_a = 36.011 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Trafikklast, horisontal virkning mot vegg

$$p_T := q_T \cdot K_a = 2.001 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Horisontale resultantkrefter per 1m støttemur

$$H_T := p_T \cdot H_{\text{mur}} \cdot b_{\text{eff}} = 10.003 \cdot \text{kN}$$

$$H_j := p_j \cdot \frac{H_{\text{mur}}}{2} \cdot b_{\text{eff}} = 90.028 \cdot \text{kN}$$

### Vertikale resultantkrefter per 1m støttemur

$$V_T := q_T \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 15 \cdot \text{kN}$$

$$V_j := \gamma_j \cdot h_v \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 248.4 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{vegg}} := \gamma_c \cdot h_v \cdot \left( t_v + \frac{t_v}{2} \right) \cdot b_{\text{eff}} = 69 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{fund}} := \gamma_c \cdot t_f \cdot B \cdot b_{\text{eff}} = 40 \cdot \text{kN}$$

## Global likevekt - vipping EQU

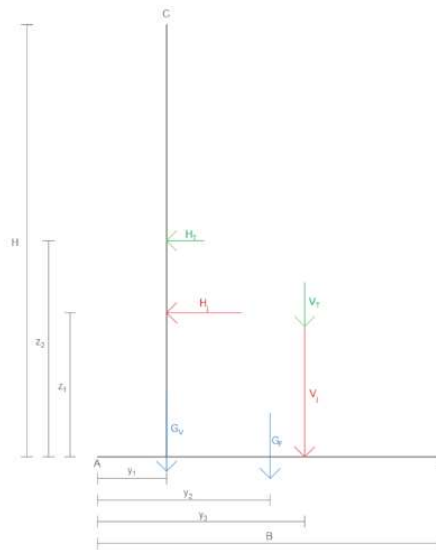
$$z_1 := \frac{H_{\text{mur}}}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$z_2 := \frac{H_{\text{mur}}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$y_1 := b_1 + \frac{b_2}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$y_2 := \frac{B}{2} = 2 \text{ m}$$

$$y_3 := B - \frac{b_3}{2} = 2.5 \text{ m}$$



Kombinasjonsfaktorer (NS-EN 1990)

$$\gamma_{G.\text{sup}} := 0.90$$

$$\gamma_{G.\text{inf}} := 1.20$$

$$\gamma_{j.\text{sup}} := 0.90$$

$$\gamma_{j.\text{inf}} := 1.20$$

$$\gamma_{Q.\text{inf}} := 1.50$$

$$\gamma_{Q.\text{sup}} := 0$$

Ugunstig moment om pktA (EQU-)

$$M_{A.\text{neg}} := \gamma_{G.\text{inf}} \cdot H_j \cdot z_1 + \gamma_{Q.\text{inf}} \cdot H_T \cdot z_2 = 217.567 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Gunstig moment om pktA (EQU+)

$$M_{A.\text{pos}} := \gamma_{G.\text{sup}} \cdot (G_{\text{vegg}} \cdot y_1 + G_{\text{fund}} \cdot y_2) + \gamma_{j.\text{sup}} \cdot V_j \cdot y_3 = 680.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll <sub>EQU</sub> :=	"OK" if $M_{A.\text{pos}} > M_{A.\text{neg}}$ = "OK"
	"NOT OK" otherwise

Hvis EQU kontroll er OK, vil ikke støttemurkonstruksjonen velte globalt



## Kontroll av glidning (GEO)

Ønsker å kontrollere om friksjonskraft mot underlaget  $R_F = \mu \cdot V_{Tot}$  er større enn de samlede horisontalt virkende kreftene  $H_{Tot}$

6.10a

$$\gamma_{G.sup.a} := 1.0$$

$$\gamma_{G.inf.a} := 1.35$$

$$\gamma_{Q.sup.a} := 0$$

$$\gamma_{Q.inf.a} := 1.5$$

$$\psi_0 := 0.7$$

6.10b

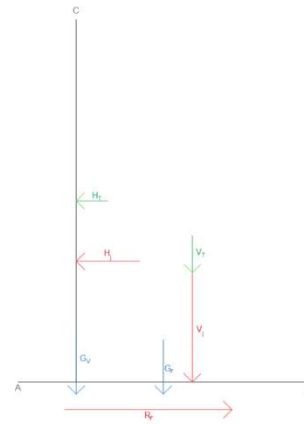
$$\gamma_{G.sup.b} := 1.0$$

$$\gamma_{G.inf.b} := 1.20$$

$$\gamma_{Q.sup.b} := 0$$

$$\gamma_{Q.inf.b} := 1.5$$

$$\xi := 0.89$$



Friksjonsresultant,  $R_F$ , gunstig lastkombinasjon

$$R_F := \mu_s \cdot [(V_j + G_{vegg} + G_{fund}) \cdot \gamma_{G.sup.a} + V_T \cdot \gamma_{Q.sup.a}] = 193.083 \cdot \text{kN}$$

Trafikklast vil i gunstig kombinasjon bidra lik 0, dermed er  $R_F$  lik for både kombinasjon 6.10a og 6.10b i dette tilfellet.

Horisontalt virkende krefter,  $H_{Tot}$ , ugunstig lastkombinasjon

6.10a

$$H_{geo.a} := \gamma_{G.inf.a} \cdot H_j + \psi_0 \cdot \gamma_{Q.inf.a} \cdot H_T = 132.041 \cdot \text{kN}$$

6.10b

$$H_{geo.b} := \xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot H_j + \gamma_{Q.inf.b} \cdot H_T = 111.154 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kontroll}_{GEO} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } H_{geo.a} < R_F \wedge H_{geo.b} < R_F \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

## Kontroll av bæreevne (GEO)

Kontrollere om påført dimensjonerende grunntrykk,  $q_{Ed}$  overskrider grunnens dimensjonerende bæreevne,  $\sigma_{gd}$

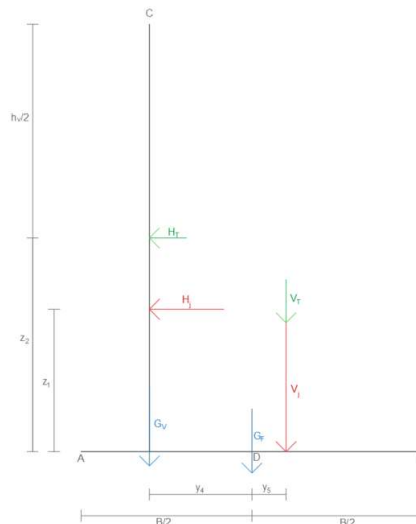
Ved manuell beregning må lastkombinasjonene 6.10a og 6.10b kontrolleres, og dimensjonerende grunntrykk beregnes ved å finne påført grunntrykk som følge av vertikale laster og opptredende moment i konstruksjonen grunnet de horisontalt påførte lastene i vegg. Det superposisjon og beregning av globalt moment i punkt D kan grunntrykket estimeres manuelt. Se forklarende figurer.

$$y_4 := \frac{B}{2} - b_1 - \frac{b_2}{2} = 1.2 \text{ m}$$

$$y_5 := \frac{B}{2} - \frac{b_3}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$z_1 = 1.667 \text{ m}$$

$$z_2 = 2.5 \text{ m}$$



### 6.10a

$$M_a := -\gamma_{G.inf.a} \cdot G_{vegg} \cdot y_4 - \gamma_{G.inf.a} \cdot H_j \cdot z_1 - \gamma_{Q.inf.a} \cdot \psi_0 \cdot H_T \cdot z_2 \dots = -216.401 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + \gamma_{G.sup.a} \cdot V_j \cdot y_5 + \gamma_{Q.sup.a} \cdot \psi_0 \cdot V_T \cdot y_5$$

$$N_a := \gamma_{G.inf.a} \cdot (G_{vegg} + G_{fund}) + \gamma_{G.sup.a} \cdot V_j = 395.55 \cdot \text{kN}$$

$$q_{Ed.a.left} := \frac{N_a}{B \cdot b_{eff}} - \frac{6M_a}{B^2 \cdot b_{eff}} = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.a.right} := \frac{N_a}{B \cdot b_{eff}} + \frac{6M_a}{B^2 \cdot b_{eff}} = 17.737 \cdot \text{kPa}$$

6.10b

$$M_b := -\xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot (G_{vegg} \cdot \gamma_4 + H_j \cdot z_1) - \gamma_{Q.inf.b} \cdot H_T \cdot z_2 \dots = -161.991 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + \gamma_{G.sup.b} \cdot V_j \cdot \gamma_5 + \gamma_{Q.sup.b} \cdot V_T \cdot \gamma_5$$

$$N_b := \xi \cdot \gamma_{G.inf.b} \cdot (G_{vegg} + G_{fund}) + \gamma_{G.sup.b} \cdot V_j + \gamma_{Q.sup.b} \cdot V_T = 364.812 \cdot \text{kN}$$

$$q_{Ed.b.left} := \frac{N_b}{B \cdot b_{eff}} - \frac{6 \cdot M_b}{B^2 \cdot b_{eff}} = 151.95 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.b.right} := \frac{N_b}{B \cdot b_{eff}} + \frac{6 \cdot M_b}{B^2 \cdot b_{eff}} = 30.456 \cdot \text{kPa}$$

$$\sigma_{gd} = 300 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{Ed.max} := \max(q_{Ed.a.left}, q_{Ed.a.right}, q_{Ed.b.left}, q_{Ed.b.right}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

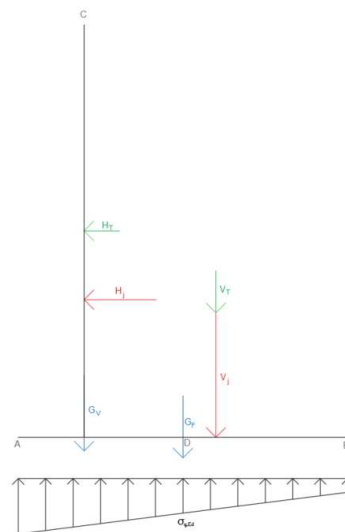
Kontroll bæreevne :=	"OK" if $q_{Ed.max} < \sigma_{gd}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
----------------------	---

$$q_{Ed.left} := \max(q_{Ed.a.left}, q_{Ed.b.left}) = 180.038 \cdot \text{kPa}$$

$q_{Ed.right} :=$	$q_{Ed.a.right}$ if $q_{Ed.left} = q_{Ed.a.left}$ = 17.737 · kPa $q_{Ed.b.right}$ otherwise
-------------------	--

$$q_{red} := \frac{q_{Ed.left} - q_{Ed.right}}{B} = 40.575 \frac{1}{m} \cdot \text{kPa}$$

*Dvs. redusert grunntrykk per meter  
fra venstre mot høyre under fundament*



## Dimensjonering av tverrsnitt (STR)

Lastfaktorer fra 6.10a brukes da det viser seg at de permanente lastene er dominerende og gir størst opptredende krefter i konstruksjonen ved kontroll av grunntrykk.

### Parametere for dimensjonering av tverrsnitt

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{cc} := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_{cc}} = 19.833 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$c_{\text{nom.vegg}} := 35 \text{ mm}$$

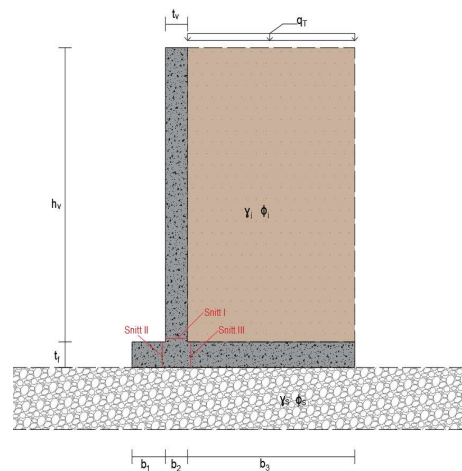
NS-EN 1992-1-1 4.4.1.1

$$c_{\text{nom.fund}} := 65 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$$



## Snitt I (ULS) overgang vegg/fundament

$$b_2 = 400 \cdot \text{mm}$$

### Armering bakside vegg snitt I - strekkarmering for moment

$$\varnothing_I := 20 \text{ mm}$$

$$d_I := b_2 - c_{\text{nom.vegg}} - \frac{\varnothing_I}{2} = 355 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Ed.I}} := \gamma_Q \cdot \text{inf.a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot h_v \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_v}{2} + \gamma_G \cdot \text{inf.a} \cdot \gamma_j \cdot K_a \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_v^3}{6} = 179.958 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.I}} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_I^2 = 687.361 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Normalarmert momentkapasitet i trykksone S.I.S (4.3.4)}$$

$$z_{\text{I.nødv}} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.I}}}{M_{\text{Rd.I}}} \right) \cdot d_I = 339.2 \cdot \text{mm}$$

$$z_I := \begin{cases} z_{\text{I.nødv}} & \text{if } z_{\text{I.nødv}} < 0.95 \cdot d_I \\ (0.95 \cdot d_I) & \text{otherwise} \end{cases} = 337.25 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sI.n\ddot{o}dv} := \frac{M_{Ed.I}}{z_I \cdot f_{yd}} = 1.227 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$s_{I.n\ddot{o}dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sI.n\ddot{o}dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_I^2}} = 255.978 \cdot \text{mm}$$

Velger senteravstand lik:  $s_I := 250 \text{ mm}$

Kontroller at  $s_{II} \leq 250 \text{ mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sI}$  på baksiden/innsiden av veggen lik:

$$A_{sI} := 1000 \frac{\text{mm}}{s_I} \cdot \varnothing_I^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.257 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Minimumsarmering ihht EC2-1-1 7.3.2

$$\alpha_{dI.I} := \frac{\left( b_2 \cdot b_{\text{eff}} \cdot 0.5 \cdot b_2 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot A_{sI} \cdot d_I \right)}{b_2 \cdot b_{\text{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot A_{sI}} = 202.812 \cdot \text{mm}$$

Velges ut fra tabell 7.2N og 7.3N i EC2-1-1:

$$f_{yk.riss} := 280 \text{ MPa}$$

$$k_c := 0.72$$

$$k := 1.0$$

$$A_{ct.I} := (b_2 - \alpha_{dI.I}) \cdot b_{\text{eff}} = 0.197 \text{ m}^2$$

$$A_{sI.min} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct.I})}{f_{yk.riss}} = 1.623 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Strengt minimumsarmeringskrav. Kontroller rissvidde i SLS, og juster  $f_{yk.riss}$

Kontroll $A_{sI} :=$	"OK" if $A_{sI} > \max(A_{sI.n\ddot{o}dv}, A_{sI.min})$ = "NOT OK"
	"NOT OK" otherwise

OBS: For begrensning av rissvidde bør EC2-1-1 7.3.3 tabell 7.2N og 7.3N følges ved valg av tillatt armeringsspenning, senteravstand og stangdiameter.

$$UR_{M.I} := \frac{M_{Ed.I}}{(A_{sI} \cdot f_{yd} \cdot z_I)} = 0.977$$

### Armering vegg framside snitt I

Kontroll for minimumskrav til vertikal armering i vegg,  
NS-EN 1992-1-1 NA. 9.6.2

$$A_{sI, \text{foran}, \text{min}} := 0.002 \cdot b_2 \cdot b_{\text{eff}} = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger armering lik:  $\varnothing_{I, \text{foran}} := 16 \text{ mm}$

Velger senteravstand:  $s_{I, \text{foran}} := 250 \text{ mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for minimum vertikal armering i front av vegg

$$A_{sI, \text{foran}} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I, \text{foran}}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_{I, \text{foran}}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggene er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sI, \text{foran}} :=$	"OK" if $A_{sI, \text{foran}} > A_{sI, \text{foran}, \text{min}}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
------------------------------------	--

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt I:

Effektiv avstand fra snitt:  $d_I = 355 \cdot \text{mm}$

$$V_{\text{Ed}, I} := \gamma_Q \cdot \text{inf. a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot (h_V) \cdot b_{\text{eff}} \dots = 112.532 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_G \cdot \text{inf. a} \cdot \gamma_j \cdot \frac{(h_V)^2}{2} \cdot b_{\text{eff}} \cdot K_a$$

$$V_{\text{Ed}, I, \text{red}} := \gamma_Q \cdot \text{inf. a} \cdot \psi_0 \cdot q_T \cdot K_a \cdot (h_V - d_I) \cdot b_{\text{eff}} \dots = 96.522 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_G \cdot \text{inf. a} \cdot \gamma_j \cdot \frac{(h_V - d_I)^2}{2} \cdot b_{\text{eff}} \cdot K_a$$

$$C_{\text{Rd}, c} := \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_I := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_I}} = 1.751$$

$$\rho_{l, I} := \frac{A_{sI} + A_{sI, \text{foran}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_I} = 5.805 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd.c.I} := C_{Rd.c} \cdot k_I \cdot \left( 100 \cdot \rho_{l.I} \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2 \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_I = 203.497 \cdot \text{kN} \quad \text{EC2-1-1 6.2.2}$$

Kontroll $V_{Rd.I}$ :=	"Kapazität OK" if $V_{Rd.c.I} \geq V_{Ed.I.red}$ = "Kapazität OK"
	"Behov for skjærarmering" otherwise

Hvis kapazität OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{Rd,max}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og

$$UR_{V.I} := \frac{V_{Ed.I.red}}{V_{Rd.c.I}} = 0.474$$

### Horisontalarming vegg:

EC2-1-1 NA.9.6.3 viser til minimumsarmering,  $A_{sI}$ , for yttervegger for å unngå vertikale riss.

$$A_{sI,hor,min} := \max \left( 0.25 \cdot A_{sI}, 0.3 \cdot b_2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 7.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger armering lik:  $\varnothing_{I,hor} := 16\text{mm}$

Velger senteravstand:  $s_{I,hor} := 250\text{mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for fordelingsarmering bakside vegg:

$$A_{sI,hor} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I,hor}^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_{I,hor}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringsmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggen er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sI}$ :=	"OK" if $A_{sI,hor} > A_{sI,hor,min}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
----------------------	--

$$A_{sI,hor,foran,min} := \max \left( 0.25 \cdot A_{sI,foran}, 0.3 \cdot b_2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 7.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\varnothing_{I,hor,foran} := 16\text{mm}$

$s_{I,hor,foran} := 250\text{mm}$

Dette gir følgende armeringsareal for fordelingsarmering framside vegg:

$$A_{sI,hor,foran} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{I,hor,foran}^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_{I,hor,foran}} = 8.042 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Denne armeringsmengden avtrappes fra bunn til topp i og med at veggen er bredere i bunn enn i topp.

Kontroll $A_{sI,foran}$ :=	"OK" if $A_{sI,hor,foran} > A_{sI,hor,foran,min}$ = "OK" "NOT OK" otherwise
----------------------------	--



## Snitt II (ULS) forkant fundament

$$G_{II} := \gamma_c \cdot b_1 \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 6 \cdot \text{kN}$$

$$q_{II.b1} := q_{\text{Ed.left}} - q_{\text{red}} \cdot b_1 = 155.693 \cdot \text{kPa}$$

$$F_1 := q_{II.b1} \cdot b_1 \cdot b_{\text{eff}} = 93.416 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := (q_{\text{Ed.left}} - q_{II.b1}) \cdot \frac{b_1 \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 7.304 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{Ed.II}} := F_1 \cdot \frac{b_1}{2} + F_2 \cdot \frac{2b_1}{3} - \gamma_{\text{G.inf.a}} \cdot G_{II} \cdot \frac{b_1}{2} = 28.516 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing_{II.\text{under}} := 12 \text{ mm}$$

$$d_{II} := t_f - c_{\text{nom.fund}} - \frac{\varnothing_{II.\text{under}}}{2} = 329 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.II}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II}^2 = 590.364 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{II.n\varnothing dv} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.II}}}{M_{\text{Rd.II}}} \right) \cdot d_{II} = 326.298 \cdot \text{mm}$$

$$z_{II} := \begin{cases} z_{II.n\varnothing dv} & \text{if } z_{II.n\varnothing dv} < 0.95 \cdot d_{II} \\ (0.95 \cdot d_{II}) & \text{otherwise} \end{cases} = 312.55 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sII.n\varnothing dv} := \frac{M_{\text{Ed.II}}}{z_{II} \cdot f_{yd}} = 209.845 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$s_{II.n\varnothing dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sII.n\varnothing dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{II.\text{under}}^2}} = 538.957 \cdot \text{mm}$$

Kontroll for minimumskrav til lengdearmoring i plate iht NS-EN 1992-1-1 NA. 9.2.1.1

$$A_{sII.\text{min}} := 0.26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II} = 5.475 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger senteravstand lik:  $s_{II.under} := 200\text{mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sII}$  på  
underside av fundament i forkant lik:

$$A_{sII.under} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.under}} \cdot \varnothing_{II.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$s_{II.over} := 200\text{mm}$      $\varnothing_{II.over} := 12\text{mm}$

$$A_{sII.over} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.over}} \cdot \varnothing_{II.over}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Kontroller at  $s_{II} \leq 250\text{mm}$

Kontroll $A_{sII.under} :=$	"Not OK" if $\max(A_{sII.n\ddot{o}dv}, A_{sII.min}) > A_{sII.under}$ = "OK" "OK" otherwise
-----------------------------	---

Kontroll $A_{sII.over} :=$	"Not OK" if $A_{sII.over} < A_{sII.min}$ = "OK" "OK" otherwise
----------------------------	---

$$UR_{M,II} := \frac{M_{Ed,II}}{(A_{sII.under} \cdot f_{yd} \cdot z_{II})} = 0.371$$

**Fordelingsarmering fundamentplate, snitt II (EC2-1-1 9.3.1.1(2)):**

$$A_{sII.ford.n\ddot{o}dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{II}, 0.20A_{sII.under}) = 4.277 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$\varnothing_{II.ford} := 12\text{mm}$

$$s_{II.for.n\ddot{o}dv} := 1000 \frac{\text{mm}}{\frac{A_{sII.ford.n\ddot{o}dv}}{\frac{\pi \varnothing_{II.ford}^2}{4}}} = 264.431 \cdot \text{mm}$$

$s_{II.ford} := 250\text{mm}$

$$A_{sII.ford} := \frac{1000\text{mm}}{s_{II.ford}} \cdot \varnothing_{II.ford}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Kontroller at  $s_{II.ford} \leq 400\text{mm}$

Kontroll $A_{sII.ford} :=$	"OK" if $A_{sII.ford} \geq A_{sII.ford.n\ddot{o}dv}$ = "OK" "Not OK" otherwise
----------------------------	---

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt II:

Effektiv avstand fra snitt:  $d_{II} = 329 \cdot \text{mm}$

$$G_{II.\text{red}} := \gamma_c \cdot (b_1 - d_{II}) \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 2.71 \cdot \text{kN}$$

$$q_{II.b1.\text{red}} := q_{\text{Ed.left}} - q_{\text{red}} \cdot (b_1 - d_{II}) = 169.042 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{1.\text{red}} := q_{II.b1.\text{red}} \cdot (b_1 - d_{II}) \cdot b_{\text{eff}} = 45.81 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2.\text{red}} := (q_{\text{Ed.left}} - q_{II.b1.\text{red}}) \cdot \frac{(b_1 - d_{II}) \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 1.49 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed.II.red}} := F_{1.\text{red}} + F_{2.\text{red}} - \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot G_{II.\text{red}} = 44.59 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{Rd.c}} = 0.12$$

$$k_{II} := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_{II}}} = 1.78$$

$$\rho_{l.II} := \frac{A_{sII.\text{over}} + A_{sII.\text{under}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{II}} = 3.438 \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{Rd.c.II}} := C_{\text{Rd.c}} \cdot k_{II} \cdot \left(100 \cdot \rho_{l.II} \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{II} = 161.001 \cdot \text{kN}$$

Kontroll $V_{\text{Rd.II}}$ :=	"Kapasitet OK" if $V_{\text{Rd.c.II}} \geq V_{\text{Ed.II.red}}$ = "Kapasitet OK" "Behov for skjærarmering" otherwise
--------------------------------	--

*Hvis kapasitet OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{\text{Rd,max}}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og fundament)*

$$UR_{V.II} := \frac{V_{\text{Ed.II.red}}}{V_{\text{Rd.c.II}}} = 0.277$$

### Snitt III (ULS) bakside fundament

$$G_{III} := \gamma_c \cdot b_3 \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 30 \cdot \text{kN}$$

$$q_{III.b3} := q_{\text{Ed.right}} + q_{\text{red}} \cdot b_3 = 139.463 \cdot \text{kPa}$$

$$F_3 := q_{\text{Ed.right}} \cdot b_3 \cdot b_{\text{eff}} = 53.212 \cdot \text{kN}$$

$$F_4 := (q_{III.b3} - q_{\text{Ed.right}}) \cdot \frac{b_3 \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 182.588 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed.III}} := & \gamma_{G.\text{inf.a}} \cdot G_{III} \cdot \left( \frac{b_3}{2} \right) \dots = 170.944 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ & + (\gamma_{G.\text{sup.a}} \cdot V_j + \gamma_{Q.\text{sup.a}} \cdot V_T) \cdot \frac{b_3}{2} \dots \\ & + 0 - F_3 \cdot \frac{b_3}{2} - F_4 \cdot \frac{b_3}{3} \end{aligned}$$

$$\varnothing_{III.\text{over}} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{III} := t_f - c_{\text{nom.fund}} - \frac{\varnothing_{III.\text{over}}}{2} = 325 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.III}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{III}^2 = 576.096 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{III.n\varnothing dv} := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.III}}}{M_{\text{Rd.III}}} \right) \cdot d_{III} = 308.606 \cdot \text{mm}$$

$$z_{III} := \begin{cases} z_{III.n\varnothing dv} & \text{if } z_{III.n\varnothing dv} < 0.95 \cdot d_{III} \\ (0.95 \cdot d_{III}) & \text{otherwise} \end{cases} = 308.606 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sIII.n\varnothing dv} := \frac{M_{\text{Ed.III}}}{z_{III} \cdot f_{yd}} = 1.274 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$s_{III.n\varnothing dv} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sIII.n\varnothing dv}}{\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_{III.\text{over}}^2}} = 246.588 \cdot \text{mm}$$

Kontroll for minimumskrav til lengdearmering i plate ihht NS-EN 1992-1-1 NA. 9.2.1.1

$$A_{sIII.\text{min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{III} = 5.408 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Velger senteravstand lik:  $s_{III.over} := 200\text{mm}$

Får totalt nødv armeringsareal for  $A_{sIII}$  på  
underside av fundament i forkant lik:

$$A_{sIII.over} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.over}} \cdot \varnothing_{III.over}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.571 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$s_{III.under} := 200\text{mm}$   $\varnothing_{III.under} := 12\text{mm}$

Kontroller at  $s_{III} \leq 250\text{mm}$

$$A_{sIII.under} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.under}} \cdot \varnothing_{III.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.655 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Kontroll $A_{sIII.over} :=$	"Not OK" if $\max(A_{sIII.n\ddot{o}dv}, A_{sIII.min}) > A_{sIII.over}$ = "OK" "OK" otherwise
-----------------------------	---

Kontroll $A_{sIII.under} :=$	"Not OK" if $A_{sIII.under} < A_{sIII.min}$ = "OK" "OK" otherwise
------------------------------	--

$$UR_{M.III} := \frac{M_{Ed.III}}{(A_{sIII.over} \cdot f_{yd} \cdot z_{III})} = 0.811$$

**Fordelingsarmering fundamentplate, snitt III (EC2-1-1 9.3.1.1(2):**

$$A_{sIII.ford.n\o dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{III}, 0.20A_{sIII.over}) = 4.225 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\varnothing_{III.ford} := 12\text{mm} \quad s_{III.for.n\o dv} := 1000 \frac{\text{mm}}{\frac{A_{sIII.ford.n\o dv}}{\frac{\pi \varnothing_{III.ford}^2}{4}}} = 267.686 \cdot \text{mm}$$

$$s_{III.ford} := 250\text{mm}$$

$$A_{sIII.ford} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.ford}} \cdot \varnothing_{III.ford}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Kontroller at  $s_{III.ford} \leq 400\text{mm}$

Kontroll $A_{sIII.ford} :=$	"OK" if $A_{sIII.ford} \geq A_{sIII.ford.n\o dv}$ = "OK" "Not OK" otherwise
-----------------------------	--

$$A_{sIII.ford.under.n\o dv} := \max(0.0013b_{eff} \cdot d_{III}, 0.20A_{sIII.under}) = 4.225 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\varnothing_{III.ford.under} := 12\text{mm}$$

$$s_{III.for.under.n\o dv} := 1000 \frac{\text{mm}}{\frac{A_{sIII.ford.under.n\o dv}}{\frac{\pi \varnothing_{III.ford.under}^2}{4}}} = 267.686 \cdot \text{mm}$$

$$s_{III.ford.under} := 250\text{mm}$$

$$A_{sIII.ford.under} := \frac{1000\text{mm}}{s_{III.ford.under}} \cdot \varnothing_{III.ford.under}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Kontroll $A_{sIII.ford.under} :=$	"OK" if $A_{sIII.ford.under} \geq A_{sIII.ford.under.n\o dv}$ = "Not OK" otherwise
-----------------------------------	---

Kontroller at  $s_{III.ford} \leq 400\text{mm}$

### Kontroll av skjærkrefter og kapasitet snitt III:

$$\text{Effektiv avstand fra snitt: } d_{\text{III}} = 325 \cdot \text{mm}$$

$$G_{\text{III.red}} := \gamma_c \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot t_f \cdot b_{\text{eff}} = 26.75 \cdot \text{kN}$$

$$q_{\text{III.b3.red}} := q_{\text{Ed.right}} + q_{\text{red}} \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) = 126.276 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{3.\text{red}} := q_{\text{Ed.right}} \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}} = 47.447 \cdot \text{kN}$$

$$F_{4.\text{red}} := (q_{\text{III.b3}} - q_{\text{Ed.right}}) \cdot \frac{(b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}}}{2} = 162.808 \cdot \text{kN}$$

$$V_{j.\text{red}} := \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot \gamma_j \cdot (b_3 - d_{\text{III}}) \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_v = 221.49 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed.III.red}} := (F_{3.\text{red}} + F_{4.\text{red}} - \gamma_{\text{G.sup.a}} \cdot G_{\text{III.red}} - \gamma_{\text{G.inf.a}} \cdot V_{j.\text{red}}) = -115.507 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{Rd.c}} = 0.12$$

$$k_{\text{III}} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d_{\text{III}}}} = 1.784$$

$$\rho_{\text{l.III}} := \frac{A_{\text{sIII.over}} + A_{\text{sIII.under}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{III}}} = 6.573 \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{Rd.c.III}} := C_{\text{Rd.c}} \cdot k_{\text{III}} \cdot \left(100 \cdot \rho_{\text{l.III}} \cdot f_{\text{ck}} \cdot \text{MPa}^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{III}} = 197.934 \cdot \text{kN}$$

Kontroll $V_{\text{Rd.III}}$ :=	"Kapasitet OK" if $ V_{\text{Rd.c.III}}  \geq  V_{\text{Ed.III.red}} $ = "Kapasitet OK"
	"Behov for skjærarmering" otherwise

Hvis kapasitet OK, ikke behov for skjærarmering. Kontrollerer ikke  $V_{\text{Rd,max}}$  for trykkbrudd når det ikke er behov for skjærarmering. (Ønsker å unngå skjærarmering om mulig i vegg og fundament)

$$UR_{V.\text{III}} := \frac{|V_{\text{Ed.III.red}}|}{|V_{\text{Rd.c.III}}|} = 0.584$$

## Forankring $l_{bd}$ av lengdearmering snitt I (STR)

Kontrolleres i snitt I der fare for riss er størst. Bør også kontrolleres i snitt II og III.

$$V_{Ed.I.red} = 96.522 \cdot \text{kN}$$

$$\cot_{\alpha} := 0$$

$$\cot_{\theta} := 1.0 \quad \cot_{\theta}=1.0 \text{ uten skjærarmering og } \cot_{\theta}=2.5 \text{ med skjærarmering}$$

$$\Delta F_{td.I} := \begin{cases} V_{Ed.I.red} \cdot \cot_{\theta} & \text{if } \cot_{\theta} = 1.0 \\ \left[ 0.5 \cdot V_{Ed.I.red} \cdot (\cot_{\theta} - \cot_{\alpha}) \right] & \text{if } \cot_{\theta} = 2.5 \end{cases} = 96.522 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.I.lb} := \frac{M_{Ed.I}}{2} = 89.979 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_I = 337.25 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sI} = 1.257 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sd.I} := \frac{\frac{M_{Ed.I.lb}}{z_I} + \Delta F_{td.I}}{A_{sI}} = 289.124 \cdot \text{MPa} \quad \text{S.I.S (4.108)}$$

$$\text{Kontroll}_{\sigma.sd.I} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{sd.I} \leq f_{yd} \\ \text{"Not OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$



### Forankringslengde ihht EC2-1-1 8.4.3:

$$f_{\text{ctk}.0.05} := 2.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{\text{ct}} := 1.0$$

$$\eta_1 := 1.0$$

$$\eta_2 := 1.0$$

$$f_{\text{ctd}} := \alpha_{\text{ct}} \cdot \frac{f_{\text{ctk}.0.05}}{\gamma_{\text{cc}}} = 1.467 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{bd}} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\text{ctd}} = 3.3 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{\text{b.rqd.I}} := \frac{\varnothing_{\text{I}}}{4} \cdot \frac{\sigma_{\text{sd.I}}}{f_{\text{bd}}} = 438.066 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_{\text{lb.red}} := 1.0$$

$\alpha_{\text{lb.red}} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 = 0.7$  hvis armering legges med krok i enden  
 $\alpha_{\text{lb.red}} = 1.0$  hvis armering legges rett (konservativ verdi)

$$l_{\text{bd.I.red}} := \alpha_{\text{lb.red}} \cdot l_{\text{b.rqd.I}} = 438.066 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{b.min.I}} := \max(0.3 \cdot l_{\text{b.rqd.I}}, 10 \cdot \varnothing_{\text{I}}, 100 \text{ mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{bd.I.n\ddot{o}dv}} := \max(l_{\text{bd.I.red}}, l_{\text{b.min.I}}) = 438.066 \cdot \text{mm}$$

(50 $\varnothing$  brukes ofte som konservativ regel innen prosjektering. Dvs 1000-1250mm, noe som ogs\aa g\aa r fint med et bredt fundament og h\oy vegg.)

$$l_{\text{bd.I}} := 500 \text{ mm}$$

Kontroll <sub>Forankring</sub> :=	"OK" if $l_{\text{bd.I}} > l_{\text{bd.I.n\ddot{o}dv}}$ = "OK"
	"Not OK" otherwise

### Generell heftkontroll, $\tau_{\text{d}}$ , EC2-1-1 8.4.1

$$\tau_{\text{lb.I}} := \frac{V_{\text{Ed.I.red}}}{z_{\text{I}} \cdot \pi \cdot \varnothing_{\text{I}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_{\text{I}}}} = 1.139 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll <sub><math>\tau_{\text{lb}}</math></sub> :=	"OK" if $\tau_{\text{lb.I}} < f_{\text{bd}}$ = "OK"
	"Not OK" otherwise

## Risskontroll snitt I, vegg (SLS):

$$c_{\text{nom.vegg}} = 35 \cdot \text{mm}$$

$$c_{\text{min.dur}} := 25 \text{mm}$$

$$k_{\text{C.nom}} := \frac{c_{\text{nom.vegg}}}{c_{\text{min.dur}}} = 1.4$$

$$w_{\text{k.XD3}} := 0.30 \text{mm} \cdot k_{\text{C.nom}} = 0.42 \cdot \text{mm}$$

Sement klasse S

$$h_0 := \frac{2 \cdot b_2 \cdot b_{\text{eff}}}{2 \cdot b_{\text{eff}}} = 400 \cdot \text{mm}$$

$$\varphi_{28} := 1.70$$

$$E_{\text{C.eff}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi_{28}} = 12592.593 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{C.eff}}} = 15.882$$

$$\rho := \frac{A_{\text{sI}}}{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{I}}} = 0.004$$

$$\eta \cdot \rho = 0.056$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.284$$

$$I_{\text{C.I}} := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{I}}^3 = 1.631 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$M_{\text{Ed.I.SLS}} := 1.0 \cdot \psi_0 \cdot q_{\text{T}} \cdot K_{\text{a}} \cdot h_{\text{V}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_{\text{V}}}{2} + 1.0 \cdot \gamma_{\text{j}} \cdot K_{\text{a}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{h_{\text{V}}^3}{6} = 131.656 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing_{\text{I}} = 20 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{I}} = 250 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed.I.SLS} \cdot (1 - \alpha) d_I}{E_{c,eff} \cdot I_{c.I}} = 325.956 \cdot \text{MPa}$$

$$k_t := 0.4 \quad f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.2 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$A_{sI} = 1.257 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$h_{c,eff} := \min \left[ b_2 - d_I + 1.5 \cdot \emptyset_I, 1.5 \cdot (b_2 - d_I), \frac{(b_2 - \alpha \cdot d_I)}{3}, \frac{b_2}{2} \right] = 67.5 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := b_{eff} \cdot h_{c,eff} = 0.068 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{sI}}{A_{c,eff}} = 0.019$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 9.779 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right] = 1.184 \times 10^{-3}$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := \begin{cases} k_3 \cdot c_{nom,vegg} \dots & \text{if } s_I \leq 5 \left( c_{nom,vegg} + \frac{\emptyset_I}{2} \right) \\ + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset_I}{\rho_{p,eff}} & \\ 1.3 \cdot (b_2 - \alpha \cdot d_I) & \text{otherwise} \end{cases} = 389.034 \cdot \text{mm}$$

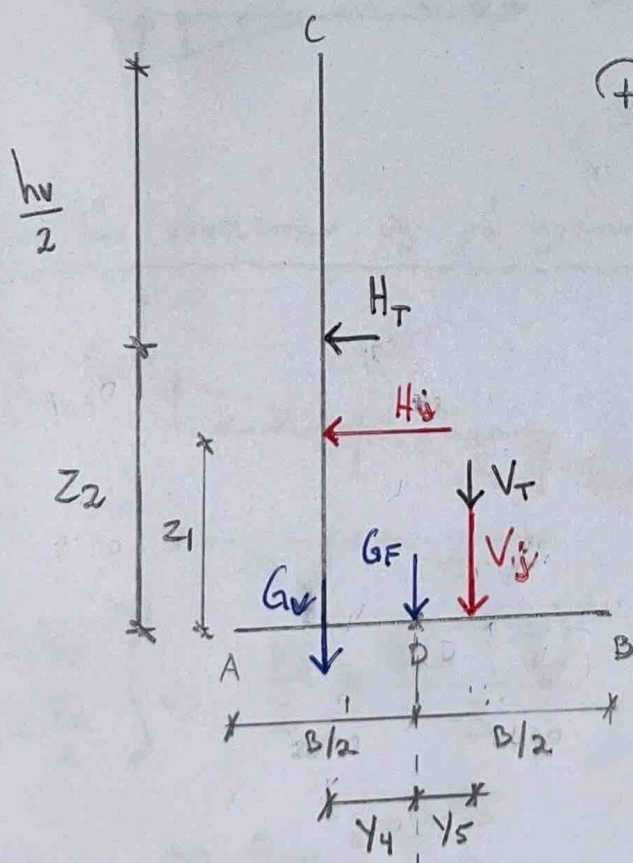
$$w_{k.I} := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.461 \cdot \text{mm}$$

Kontroll <sub>w.k.I</sub> :=	"OK" if $w_{k.I} \leq w_{k.XD3}$ = "Not OK"
	"Not OK" otherwise

## KONTROLL AV GRUNNTRYKK, GEO

- Må kontrollere om påført grunntrykk,  $\sigma_{g,Ed}$  overskrides tillatte dimensjonerende grunntrykk,  $\sigma_{gd}$ .
- Ønsker  $\sigma_{gd} > \sigma_{g,Ed}$ .

Må kontrollere for lesthombinesjon 6.10a og 6.10b.  
Finner  $N_{tot}$  og  $M_D$  i senter av fundamentplaten for å beregne fordelt trykk mot grunnflaten.



Finne globalt moment i pkt D,  $M_D$ .

\* Størst jordtrykk vil oppstå i pkt A.

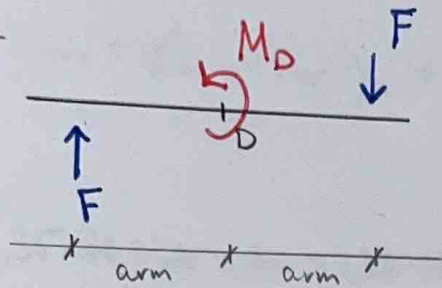
$V_w$  og  $V_T$  vil være med på å redusere jordtrykket pga sin motvirkende effekt på moment.

Derfor ses  $V_w$  og  $V_T$  på som gunstige

laster i dette tilfellet.

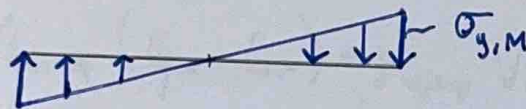
- Fundament platen med  $h=B$  ses på som en stiv plade med  $M_D$  i sentrum.  $M_D$  fordeles ut til hver sin side/arm av fundamentet.

Illustrasjon:



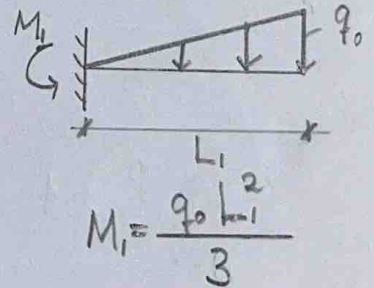
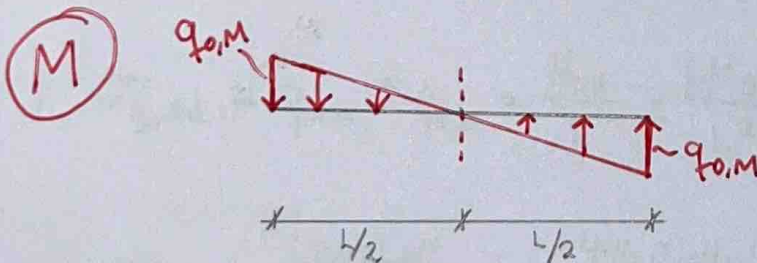
$$M_D = 2 \cdot F \cdot \text{arm}$$

Grunntrykfordeling:



Krefter fra støttemur og på grunn

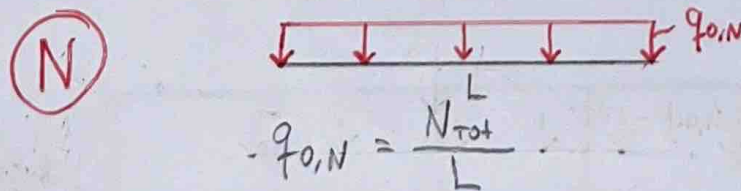
A.3.  
(2008)



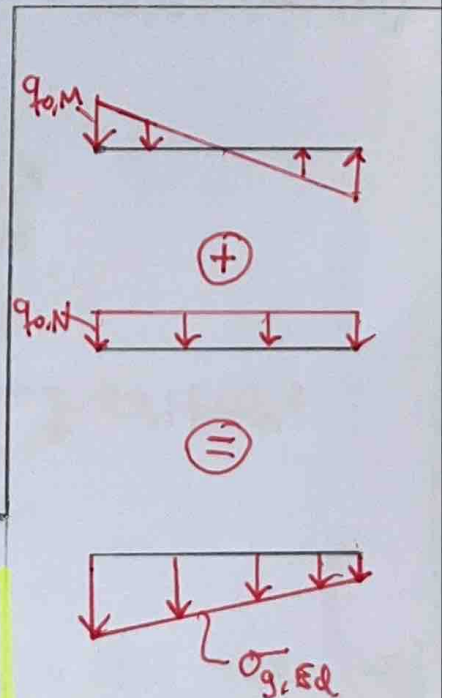
$$M_i = \frac{q_0 L_1^2}{3}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_1 = L/2 \\ M_i = \frac{M_D}{2} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{M_D}{2} = \frac{q_{0,M} \left(\frac{L}{2}\right)^2}{3}$$

$$\Leftrightarrow q_{0,M} = \frac{6 M_D}{L^2}$$



$$q_{0,N} = \frac{N_{\text{tot}}}{L}$$



Grunntryk:

$$\sigma_{g,Ed} = q_{0,N} \pm q_{0,M} = \frac{N_{\text{tot}}}{L} \pm \frac{6 M_D}{L^2} \quad (1)$$

# VSM1 case 1 2004 UR-0.77

Modul	Geoteknikk versjon 2.3.2 Støttemur
Standard	Beregnet med EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1992-1-1 og EN 1997-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2023 H2

Laget av:

Kontrollert av:

---

vegar

**Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (06. desember 2023, 15:25)**

## Beregningsinnstillinger

Element per felt	20	$\cot(\theta)$	1,00
Inkluder trykkarmering	Ja	Bruk redusert skjærkraft	Ja
Ignorer skjærstrekkbrudd ved opplegg	Nei	Inkluder skjærkrefter i EQU	Ja
Vurder stabilitet kun framover i EQU	Nei		

## Materiale

### Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Tyngdetetthet	$\gamma$	24 kN/m <sup>3</sup>
Midlere E-modul	$E_{cm}$	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja
Sikkerhetsfaktor	$K_{fi}$	1,00

### Rissdata

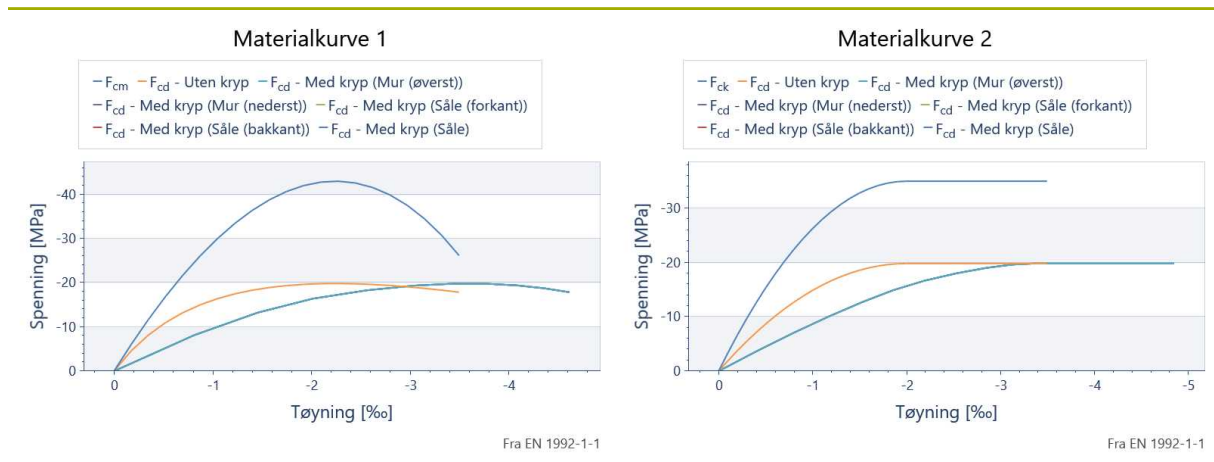
Eksponeringsklasse	Eksponering	XD3
Dimensjonerende levetid	Levetid	100 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B40
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	0,30 kc mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	50 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M40
Trykkavlastning		

### Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

### Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	40 ‰
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager



## Tverrsnittsavhengige materialdata

Navn	$\Phi$	$E_{cl}$ [GPa]	$\epsilon_{cs}$ [‰]
Såle		2,05	11,55
Såle (bakkant)		2,05	11,55
Såle (forkant)		2,05	11,55
Mur (nederst)		2,05	11,55
Mur (øverst)		2,05	11,55

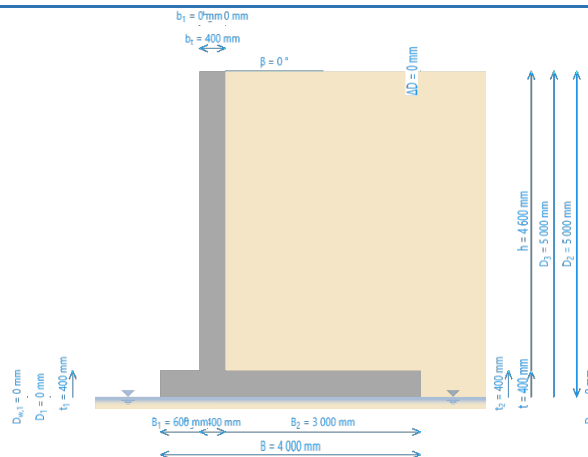
Navn : Navnet på dette tverrsnittet.

$\Phi$  : Kryptallet ved  $t = \infty$ .

$E_{cl}$  : Betongens langtidts E-modul.

$\epsilon_{cs}$  : Svinntøyning til betongen.

## Geometri





## Såle

Lengden av sålen foran mur/vegg	$B_1$	600 mm
Lengden av sålen bak mur/vegg	$B_2$	3 000 mm
Sålens bredde i B-retning (langs x-aksen)	$B$	4 000 mm
Sålens tykkelse	$t$	400 mm
Sålens tykkelse i forkant	$t_1$	400 mm
Sålens tykkelse i bakkant	$t_2$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen	$h_{0,såle}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen i forkant	$h_{0,såle,1}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen i bakkant	$h_{0,såle,2}$	400 mm

## Mur

Murens høyde (målt fra overkant såle)	$h$	4 600 mm
Bredde av muren i toppen	$b_t$	400 mm
Bredde av skrå del av mur i forkant	$b_1$	0 mm
Bredde av skrå del av mur i bakkant	$b_2$	0 mm
Bredde av muren nederst ved sålen	$b_b$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for vegg/mur i topp	$h_{0,mur,t}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for vegg/mur i bunn	$h_{0,mur,b}$	400 mm
Søylens/murens totale lengde, for beregning av moment fra geometrisk avvik	$L_{vert}$	4,6 m
Knekk lengde for beregning av tilleggsmoment om y-aksen	$L_{cr,y}$	9,2 m

## Jord bak muren

Dybde jord i sålens bakkant	$D_2$	5 000 mm
Dybde jord i det punktet hvor jorden treffer murens bakkant	$D_3$	5 000 mm
Grunnvannstand bak muren	$D_{w,2}$	0 mm
Helning av jord bak støttemur	$\beta$	0 °

## Jord foran muren

Dybde jord foran muren	$D_1$	0 mm
Grunnvannstand foran muren	$D_{w,1}$	0 mm

## Jordparametre

### Jord under fundament

Beregning	Beregning	V220
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
Største mobiliserte ruhet i jorden	$r_{max}$	0,70
Friksjonsvinkel i jorden	$\varphi$	42 °
Kohesjon i jorden	$c$	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Attraksjon i jorden	$a$	10,0 kN/m <sup>2</sup>
Minste materialfaktor	$\gamma_{M,min}$	1,25

## Jord bak mur

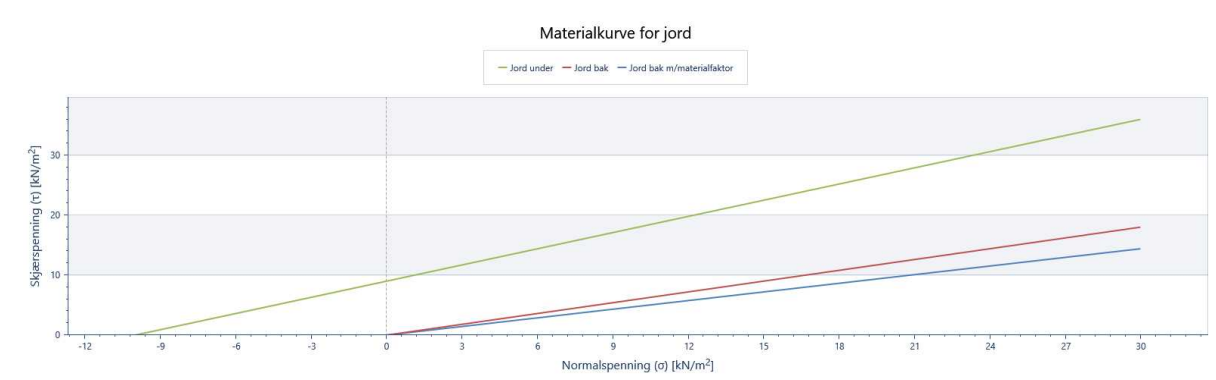
Beregning	Beregning	V220
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
Ruhetstall	$r$	0,00
Friksjonsvinkel i jorden	$\varphi$	31 °
Kohesjon i jorden	$c$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Attraksjon i jorden	$a$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen ( $\tan \varphi$ )	$\gamma_\varphi$	1,25

## Jord foran mur

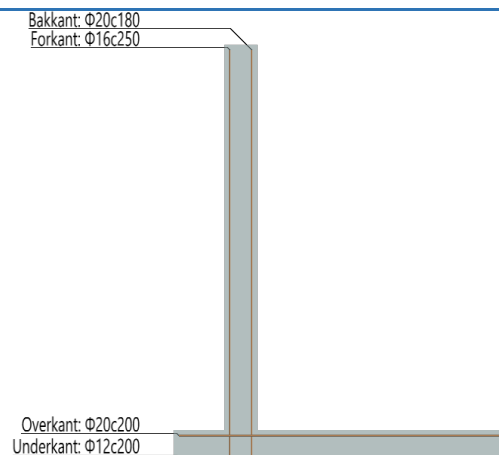
Beregning	Beregning	Ignorerer jordtrykk
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>

## Jordtrykk bak mur

Aktiv jordtrykkskoeffisient	$K_A$	0,40
Minste jordtrykksverdi for aktivt jordtrykk	$q'_{A,min}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Dimensjonerende hviletrykkskoeffisient STR	$K_{0d,\beta,STR}$	0,40
Minste jordtrykksverdi for hviletrykk STR	$q'_{0,min,STR}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Dimensjonerende hviletrykkskoeffisient SLS	$K_{0d,\beta,SLS}$	0,40
Minste jordtrykksverdi for hviletrykk SLS	$q'_{0,min,SLS}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>



## Armering

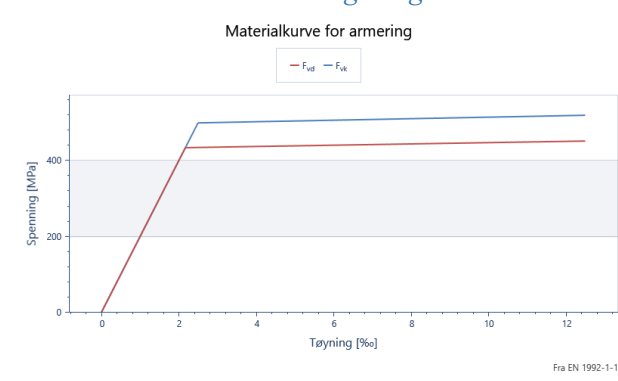


## Armeringsmaterialer

## Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Tyngdetetthet	$\gamma$	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	12,5 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	30,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	5,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

### Slakkarmering - Figur



## Lengdearmering mur

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,b}$	$L_{bd,t}$	c	$c_{topp}$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]
250	16	Slakkarmering	Forkant	1,00	1,00	60,0	60,0
180	20	Slakkarmering	Bakkant	1,00	1,00	60,0	60,0

s : Senteravstanden mellom armeringsjernene.

$\Phi$  : Diameteren til det enkelte jern.

Materiale : Valgt materiale for armeringsjernet.

Plassering : Plassering av lengdearmering i muren.

$L_{bd,b}$  : Forankringsfaktor i bunnen av armeringslaget (i senter av det laveste sålearmeringslaget).

$L_{bd,t}$  : Forankringsfaktor i topp av armeringslaget.

c : Overdekning for dette jernet horisontalt.

$c_{topp}$  : Avstanden fra toppen av muren til toppen av lengdearmeringen.

## Lengdearmering såle

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$	c	$c_1$	$c_2$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]	[mm]
200	20	Slakkarmering	Overkant	1,00	1,00	60,0	60,0	60,0
200	12	Slakkarmering	Underkant	1,00	1,00	65,0	60,0	60,0

s : Senteravstanden mellom armeringsjernene.

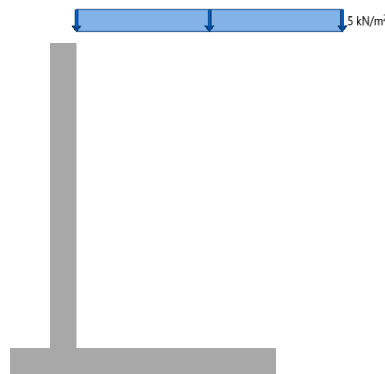
$\Phi$  : Diameteren til det enkelte jern.

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$	c	$c_1$	$c_2$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]	[mm]
Materiale	:	Valgt materiale for armeringsjernet.						
Plassering	:	Plassering av lengdearmering i sålen.						
$L_{bd,1}$	:	Forankringsfaktor i starten (positiv x- eller y-retning) av armeringslaget.						
$L_{bd,2}$	:	Forankringsfaktor i slutten (negativ x- eller y-retning) av armeringslaget.						
c	:	Overdekning for dette jernet.						
$c_1$	:	Avstand fra forkant såle til start av armeringslag.						
$c_2$	:	Avstand fra bakkant såle til slutt av armeringslag.						

## Lasttilfeller

### Trafikklast

Kategori	Kategori	Trafikklast
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	0,70
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,70
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,50
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



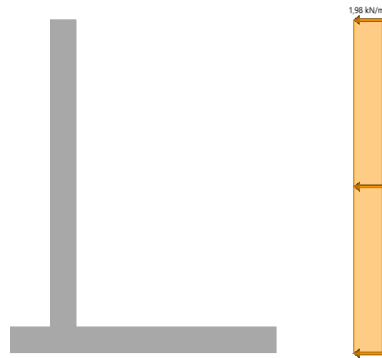
### Påførte laster

N	H	M	$p_1$	$p_2$	$p_{Qk}$	a
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[mm]
0	0	0	0	0	5	0

N	:	Normalkraft påført midt i toppen av veggen/muren.
H	:	Horisontalkraft påført i toppen av søylen/muren (i x-retning).
M	:	Moment påført i toppen av søylen/muren (om y-aksen).
$p_1$	:	Fordelt last på terrenget bak sålens bakkant.
$p_2$	:	Fordelt last på terrenget bak muren.
$p_{Qk}$	:	Fordelt boggiekvivalentlast på terrenget bak muren.
a	:	Avstanden fra muren til der $p_{Qk}$ starter.

### Aktivt jordtrykk fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	1,98

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

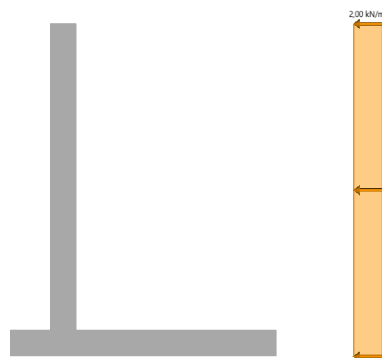
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Hviletrykk (STR) fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	2,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

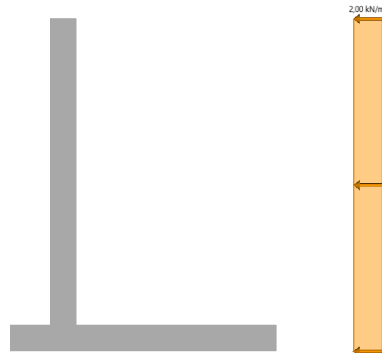
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

## Hviletrykk (SLS) fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	2,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

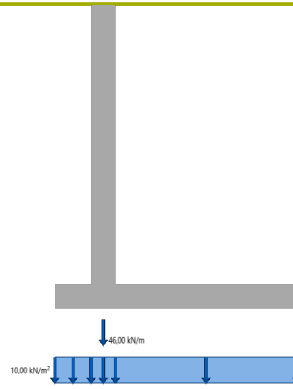
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Egenvekt konstruksjon

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft	$q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
x	800	200	q,z	10,00	10,00
x	200	-200	q,z	10,00	10,00
x	-200	-3 200	q,z	10,00	10,00

### Punktlaster

x [mm]	$P_z$ [kN/m]
0	46,00

x : Punktlastens globale x-koordinat.

$P_z$  : Punktlast i z-retning.

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

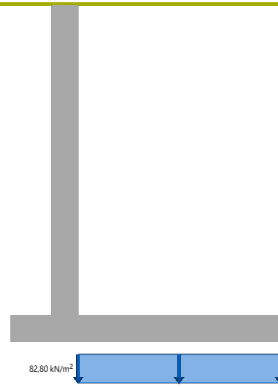
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Egenvekt jord

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft	$q_{\text{start}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{\text{slutt}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
x	800	200	q,z	0,00	0,00
x	200	200	q,z	0,00	0,00
x	-200	-200	q,z	0,00	0,00
x	-200	-3 200	q,z	82,80	82,80

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

Kraft : Kraftens retning.

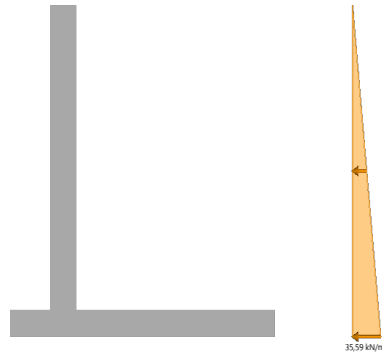
$q_{\text{start}}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{\text{slutt}}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Aktivt jordtrykk bak muren

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei





### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
z	0	-5 000	q,x	35,59	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

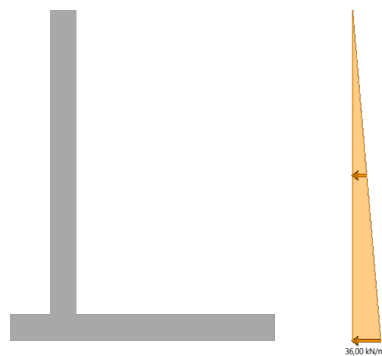
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Hviletrykk bak muren (STR)

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
z	0	-5 000	q,x	36,00	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

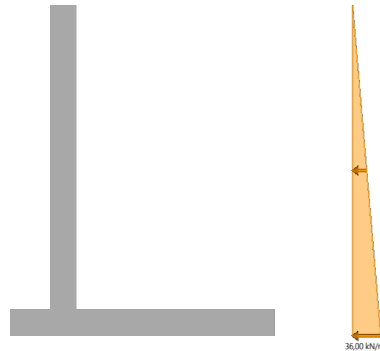
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

## Hviletrykk bak muren (SLS)

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_x$	$q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	36,00	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

## Lastkombinasjoner

### Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10a)

Beregningstype	Beregningstype	Bruddgrense (GEO)			
Lasttilfelle	Lasttype	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,35	1,00	1,00	100
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,35	1,00	1,00	100

### Ingen dominerende lasttilfeller (STR 6.10a)

Beregningstype	Beregningstype	Bruddgrense (STR)			
Lasttilfelle	Lasttype	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100
Hviletrykk (STR) fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100

<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,35	1,00	1,00	100
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Hviletrykk bak muren (STR)	Permanent	1,35	1,00	1,00	100

### Ingen dominerende lasttilfeller (EQU 6.10)

Beregningstype		Beregningstype			Bruddgrense (EQU)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,35	0,00	0,70	100	
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	

### Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10b)

Beregningstype		Beregningstype			Bruddgrense (GEO)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100	
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,20	1,00	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,35	1,00	1,00	100	

### Ingen dominerende (Ofte forekommende 6.15)

Beregningstype		Beregningstype			Bruksgrense (Ofte forekommende)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,00	0,00	0,50	100	
Hviletrykk (SLS) fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	0,00	0,00	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	
Hviletrykk bak muren (SLS)	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	

Lasttilfelle : Lasttilfelle

Lasttype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet.

$\gamma_{sup}$  : Største lastfaktor.

$\gamma_{inf}$  : Minste lastfaktor.

$\psi$  : Faktor for lastpåvirking.

Langtidsandel : Andel langtidslast  $\psi_2/\psi$ .

## Sammendragresultater

## Geoteknisk (EQU/GEO)

Utnyttelse for statisk likevekt (EQU)	$U_{tn,EQU}$	0,22
Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd)	$U_{tn,GEO}$	0,73
Utnyttelse for glidning i henhold til EC7-1: 6.5.3	$U_{tn,GEO,h}$	0,74

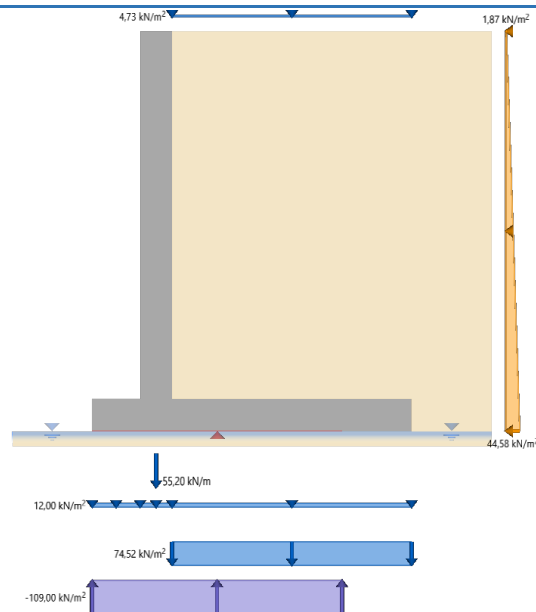
## Betongdimensjonering (STR)

Største momentutnyttelse i sålen	$U_{tn,M,såle}$	0,85
Største skjærutnyttelse i sålen	$U_{tn,V,såle}$	0,44
Største momentutnyttelse i muren	$U_{tn,M,mur}$	0,77
Største skjærutnyttelse i muren	$U_{tn,V,mur}$	0,53
Minimumsarmering såle	Min. såle	Godkjent
Minimumsarmering mur	Min. mur	Godkjent

## Bruksgrense (SLS)

Største rissutnyttelse i sålen	$U_{tn,riss,såle}$	1,00
Største spenningsutnyttelse i sålen	$U_{tn,spenning,såle}$	0,68
Største rissutnyttelse i muren	$U_{tn,riss,mur}$	0,93
Største spenningsutnyttelse i muren	$U_{tn,spenning,mur}$	0,63
Tverrsnittsarealet av minimumsarmeringen i strekksonen for rissviddebegrensning i sålen	$A_{s,min,såle}$	481 mm <sup>2</sup> /m
Tverrsnittsarealet av minimumsarmeringen i strekksonen for rissviddebegrensning i muren	$A_{s,min,mur}$	474 mm <sup>2</sup> /m

## Likevekt



Navn	$U_{tn}$	$\Delta B$	$B'$	$M_{stb,y}$	$M_{dst,y}$	$M_{tot,y}$	$Q_v$	$Q_{h,x}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ingen dominerende lasttilfeller (EQU 6.10)	0,22	436	3 128	734	-201	533	341	116

Navn : Navn på lastkombinasjon.

$U_{tn}$  : Utnyttelse for statisk likevekt (EQU),  $2|\Delta B|/B$ .

$\Delta B$  : Eksentrisitet fra påførte laster (målt fra midten av fundamentsålen) i B-retning (x-retning).

$B'$  : Effektivt sålebredde.

$M_{stb,y}$  : Stabiliserende moment om y-aksen.

Navn	Utn	$\Delta B$	B'	$M_{stb,y}$	$M_{dst,y}$	$M_{tot,y}$	$Q_v$	$Q_{h,x}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]

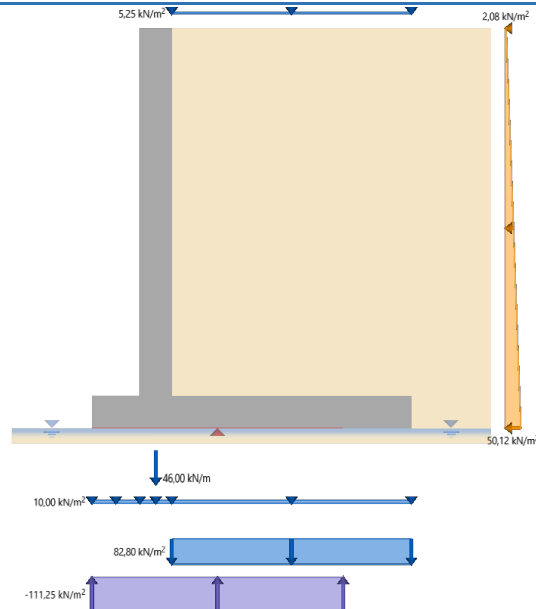
$M_{dst,y}$  : Destabiliserende moment om y-aksen.

$M_{tot,y}$  : Totalt moment om y-aksen, beregnet om forkant såle (positiv x-retning).

$Q_v$  : Total vertikal kraft fra konstruksjon som virker ned på grunn.

$Q_{h,x}$  : Total horisontal kraft i x-retning.

## Bæreevne



## Sammendrag

Id	Navn	$U_{tn,GEO}$	$\gamma_M$	$\sigma'_v$ [kN/m²]	r	$U_{tn,GEO,h}$	$H_{max}$ [kN/m]
1	Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10a)	0,73	1,72	111	0,65	0,74	177
2	Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10b)	0,73	1,72	111	0,65	0,74	177

Id : Nummer til lastkombinasjon.

Navn : Navn på lastkombinasjon.

$U_{tn,GEO}$  : Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd).

$\gamma_M$  : Materialfaktor for bæreevneberegningen.

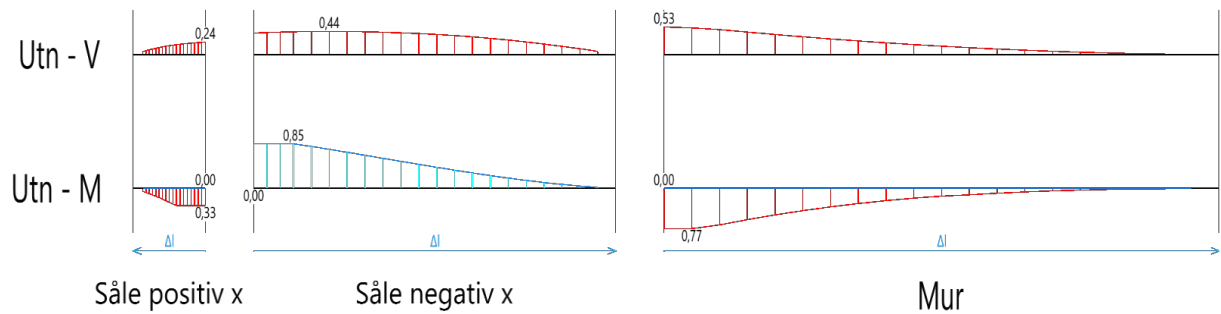
$\sigma'_v$  : Grunnens effektive bæreevne.

r : Beregnet ruhet.

$U_{tn,GEO,h}$  : Utnyttelse for glidning i henhold til EC7-1: 6.5.3.

$H_{max}$  : Største tillatte horisontalkraft.

## Betongdimensjonering



## Sammendrag

Stav	Maks moment		Min moment		Skjærkapasitet		
	Utn <sub>M,max</sub>	M <sub>kapasitet</sub> [kNm/m]	Utn <sub>M,min</sub>	M <sub>kapasitet</sub> [kNm/m]	Skjærutn	V <sub>Rd,trykk</sub> [kN/m]	V <sub>Rd,strekk</sub> [kN/m]
Mur	0,77	234	-	-	0,53	1 557	192
Såle positiv x	0,33	77	-	-	0,24	1 595	162
Såle negativ x	-	-	0,85	-206	0,44	1 564	180

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

Utn<sub>M,max</sub> : Største momentutnyttelse for positivt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

M<sub>kapasitet</sub> : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.

Utn<sub>M,min</sub> : Største momentutnyttelse for negativt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

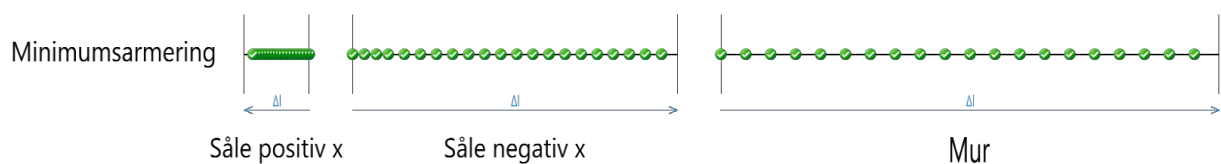
M<sub>kapasitet</sub> : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for negative moment.

Skjærutn : Maks skjærutnyttelse for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

V<sub>Rd,trykk</sub> : Skjærtrykkkapasitet.

V<sub>Rd,strekk</sub> : Skjærstrekkkapasitet.

## Minimumsarmering



## Såle

Stav	Δl [mm]	A <sub>s,min,topp</sub> [mm <sup>2</sup> /m]	A <sub>s,min,bunn</sub> [mm <sup>2</sup> /m]	A <sub>s,max</sub> [mm <sup>2</sup> /m]	S <sub>ms,p</sub> [mm]	S <sub>ms,p,avtrappet</sub> [mm]	Φ <sub>min</sub> [mm]	Fri avstand
Såle positiv x		-	549	16 000	250	400	8	Godkjent
Såle negativ x		551	-	16 000	250	400	8	Godkjent

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

Δl : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

A<sub>s,min,topp</sub> : Minste tillatte strekkarmeringsareal i overkant. Kun relevant ved strekk i overkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,min,topp}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,bunn}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ms,p}$ [mm]	$S_{ms,p,avtrappet}$ [mm]	$\Phi_{min}$ [mm]	Fri avstand
$A_{s,min,bunn}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i underkant. Kun relevant ved strekk i underkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).						
$A_{s,max}$	:	Største tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).						
$S_{ms,p}$	:	Største senteravstand for strekkarmering. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3): Største tillatte senteravstand mellom hovedarmeringen under maksimal last.						
$S_{ms,p,avtrappet}$	:	Største senteravstand for trykkarmering i underkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3): Største tillatte senteravstand mellom avtrappet hovedarmering.						
$\Phi_{min}$	:	Minste tillatte diameter for lengdearmering. Se EN 1992-1-1: 9.5.2(1).						
Fri avstand	:	Fri avstand mellom lengdearmeringsjern. Se EN 1992-1-1: 8.2 (slakkarmering).						

## Såle ekstra

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{sw,min}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$A_{sw,bøy,min}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$A_{s,tmin}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ms,s}$ [mm]	$S_{ms,s,avtrappet}$ [mm]
Såle positiv x		1 183	1 183	427	400	450
Såle negativ x		1 183	1 183	427	400	450

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.				
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.				
$A_{sw,min}$	:	Minste tillatte skjærarmeringsareal. Se EN 1992-1-1: 9.2.2(5).				
$A_{sw,bøy,min}$	:	Minste tillatte bøyleareal. Se EN 1992-1-1: 9.2.2(5).				
$A_{s,tmin}$	:	Minste tillatte fordelingsarmeringsareal. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(2)				
$S_{ms,s}$	:	Største tillatte senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3).				
$S_{ms,s,avtrappet}$	:	Største tillatte senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3).				

## Mur

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{c,max}$ [mm]	Fri avstand
Mur		800	-	551	16 000	250	Godkjent

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.					
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.					
$A_{s,min}$	:	Minste tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,min,foran}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i forkant. Kun relevant når lasten har stor eksentrisitet, og det er strekk i forkant Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,min,bak}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i bakkant. Kun relevant når lasten har stor eksentrisitet, og det er strekk i bakkant Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,max}$	:	Største tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$S_{c,max}$	:	Største tillatte senteravstand i vertikalarmeringen. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(3).					
Fri avstand	:	Fri avstand mellom lengdearmeringsjern. Se EN 1992-1-1: 8.2 (slakkarmering).					

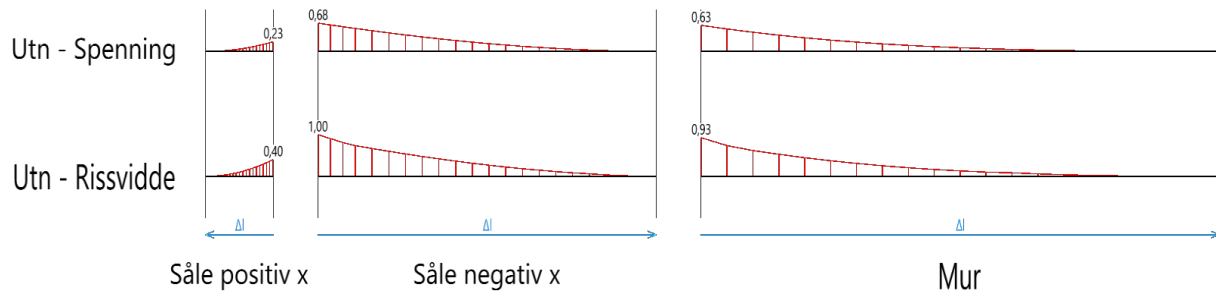
## Mur ekstra

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,hmin,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,hmin,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ch,max}$ [mm]	Behov?	$\Phi_{l,min}$ [mm]	$S_{cl,t,max}$ [mm]
Mur		770	770	400	Nei	-	-

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.					
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.					
$A_{s,hmin,foran}$	:	Minste tillatte horisontalarmeringsareal i forkant. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(1).					

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,hmin,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,hmin,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ch,max}$ [mm]	Behov?	$\Phi_{l,min}$ [mm]	$S_{cl,t,max}$ [mm]
$A_{s,hmin,bak}$	: Minste tillatte horisontalarmeringsareal i bakkant. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(1).						
$S_{ch,max}$	: Største tillatte senteravstand i horisontalarmeringen. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(2).						
Behov?	: Behov for tverrarmering i henhold til EN 1992-1-1, 9.6.4 (1).						
$\Phi_{l,min}$	: Minste tillatte diameter for tverrarmering. Se EN 1992-1-1: 9.5.3(1).						
$S_{cl,t,max}$	: Største tillatte senteravstand for tverrarmering. Se EN 1992-1-1: 9.5.3(3).						

## Bruksgrense



## Sammendrag

Stav	Rissvidde			Spenning		
	$\Delta l$ [mm]	Rissutn	$W_k$ [mm]	$\Delta l$ [mm]	Spenningsutn	
Mur		0	0,93	0,33	0	0,63
Såle positiv x		0	0,40	0,15	0	0,23
Såle negativ x		0	1,00	0,36	0	0,68

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

$\Delta l$  : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

Rissutn : Maks rissutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.

$W_k$  : Rissvidde ved maks rissutnyttelse.

$\Delta l$  : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

Spenningsutn : Maks spenningsutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.



# VSM1 case 2 1973 UR-0.90

Modul	Geoteknikk versjon 2.3.2 Støttemur
Standard	Beregnet med EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1992-1-1 og EN 1997-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2023 H2

Laget av:

Kontrollert av:

---

vegar

**Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (06. desember 2023, 15:36)**

## Beregningsinnstillinger

Element per felt	20	$\cot(\theta)$	1,00
Inkluder trykkarmering	Ja	Bruk redusert skjærkraft	Ja
Ignorer skjærstrekkbrudd ved opplegg	Nei	Inkluder skjærkrefter i EQU	Ja
Vurder stabilitet kun framover i EQU	Nei		

## Materiale

### Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Tyngdetetthet	$\gamma$	24 kN/m <sup>3</sup>
Midlere E-modul	$E_{cm}$	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja
Sikkerhetsfaktor	$K_{fi}$	1,00

### Risssdata

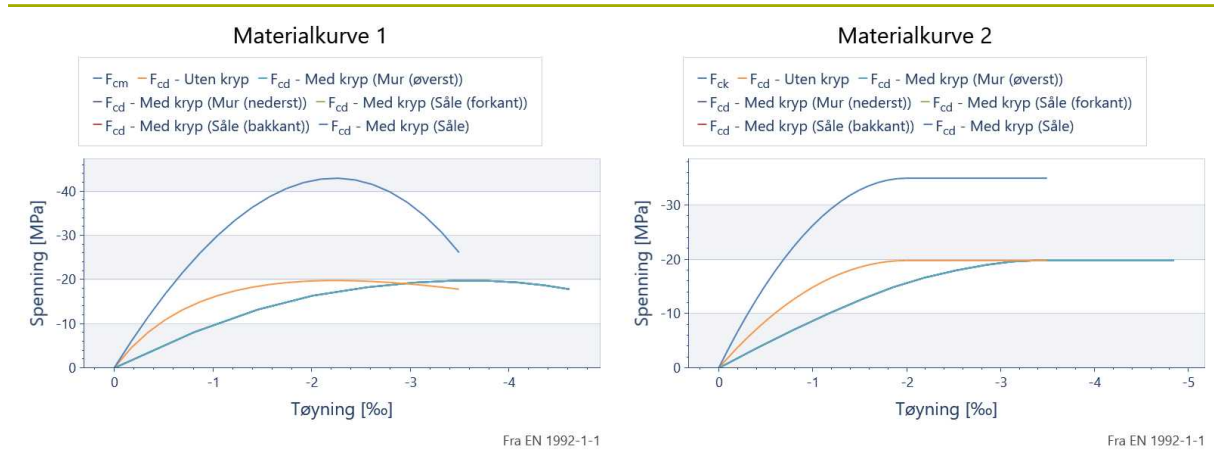
Eksponeringsklasse	Eksponering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	25 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		

### Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

### Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	40 ‰
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager



## Tverrsnittsavhengige materialdata

Navn	$\Phi$	$E_{cl}$ [GPa]	$\epsilon_{cs}$ [‰]
Såle		2,05	11,55
Såle (bakkant)		2,05	11,55
Såle (forkant)		2,05	11,55
Mur (nederst)		2,05	11,55
Mur (øverst)		2,05	11,55

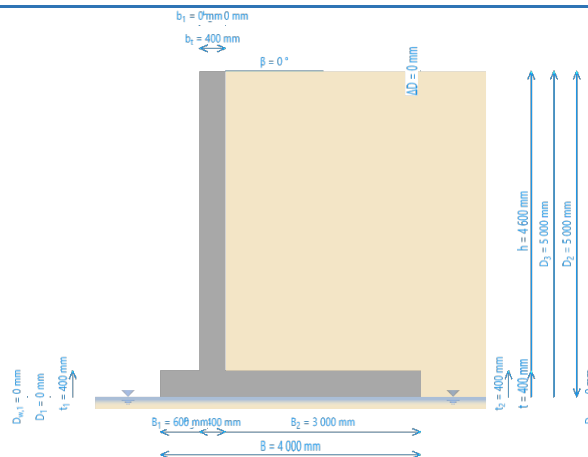
Navn : Navnet på dette tverrsnittet.

$\Phi$  : Kryptallet ved  $t = \infty$ .

$E_{cl}$  : Betongens langtidts E-modul.

$\epsilon_{cs}$  : Svinntøyning til betongen.

## Geometri



## Såle

Lengden av sålen foran mur/vegg	$B_1$	600 mm
Lengden av sålen bak mur/vegg	$B_2$	3 000 mm
Sålens bredde i B-retning (langs x-aksen)	$B$	4 000 mm
Sålens tykkelse	$t$	400 mm
Sålens tykkelse i forkant	$t_1$	400 mm
Sålens tykkelse i bakkant	$t_2$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen	$h_{0,såle}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen i forkant	$h_{0,såle,1}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for sålen i bakkant	$h_{0,såle,2}$	400 mm

## Mur

Murens høyde (målt fra overkant såle)	$h$	4 600 mm
Bredde av muren i toppen	$b_t$	400 mm
Bredde av skrå del av mur i forkant	$b_1$	0 mm
Bredde av skrå del av mur i bakkant	$b_2$	0 mm
Bredde av muren nederst ved sålen	$b_b$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for vegg/mur i topp	$h_{0,mur,t}$	400 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse for vegg/mur i bunn	$h_{0,mur,b}$	400 mm
Søylens/murens totale lengde, for beregning av moment fra geometrisk avvik	$L_{vert}$	4,6 m
Knekk lengde for beregning av tilleggsmoment om y-aksen	$L_{cr,y}$	9,2 m

## Jord bak muren

Dybde jord i sålens bakkant	$D_2$	5 000 mm
Dybde jord i det punktet hvor jorden treffer murens bakkant	$D_3$	5 000 mm
Grunnvannstand bak muren	$D_{w,2}$	0 mm
Helning av jord bak støttemur	$\beta$	0 °

## Jord foran muren

Dybde jord foran muren	$D_1$	0 mm
Grunnvannstand foran muren	$D_{w,1}$	0 mm

## Jordparametre

### Jord under fundament

Beregning	Beregning	V220
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
Største mobiliserte ruhet i jorden	$r_{max}$	0,70
Friksjonsvinkel i jorden	$\varphi$	42 °
Kohesjon i jorden	$c$	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Attraksjon i jorden	$a$	10,0 kN/m <sup>2</sup>
Minste materialfaktor	$\gamma_{M,min}$	1,25

## Jord bak mur

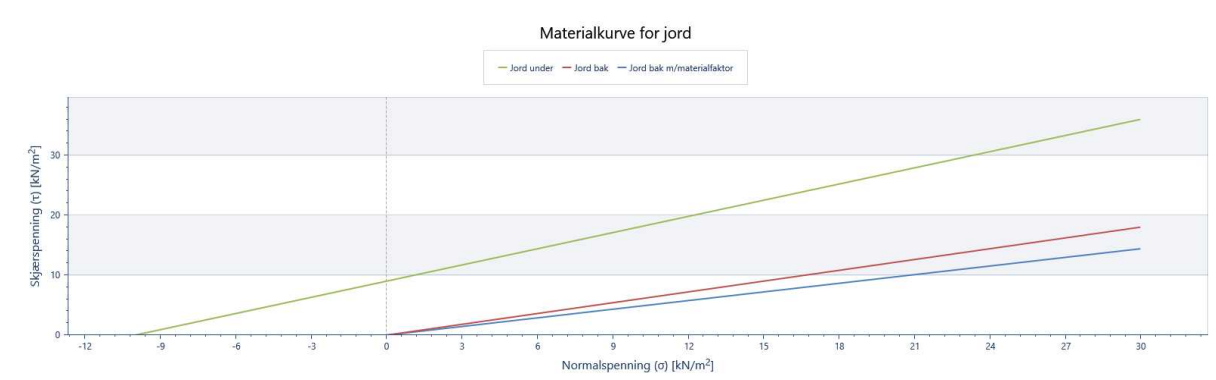
Beregning	Beregning	V220
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
Ruhetstall	$r$	0,00
Friksjonsvinkel i jorden	$\varphi$	31 °
Kohesjon i jorden	$c$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Attraksjon i jorden	$a$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen ( $\tan \varphi$ )	$\gamma_{\varphi}$	1,25

## Jord foran mur

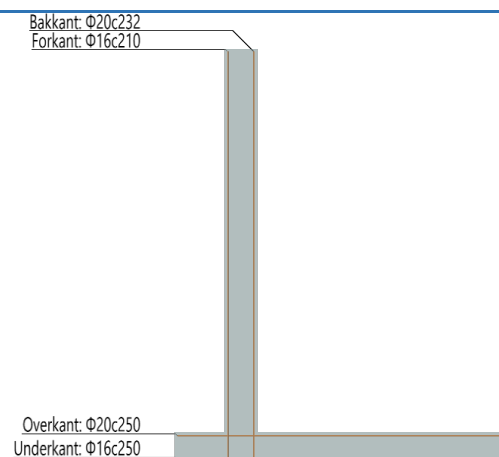
Beregning	Beregning	Ignorerer jordtrykk
Tilstand	Tilstand	Drenert
Tyngdetetthet	$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>

## Jordtrykk bak mur

Aktiv jordtrykkskoeffisient	$K_A$	0,40
Minste jordtrykksverdi for aktivt jordtrykk	$q'_{A,min}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Dimensjonerende hviletrykkskoeffisient STR	$K_{0d,\beta,STR}$	0,40
Minste jordtrykksverdi for hviletrykk STR	$q'_{0,min,STR}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Dimensjonerende hviletrykkskoeffisient SLS	$K_{0d,\beta,SLS}$	0,40
Minste jordtrykksverdi for hviletrykk SLS	$q'_{0,min,SLS}$	0,0 kN/m <sup>2</sup>



## Armering

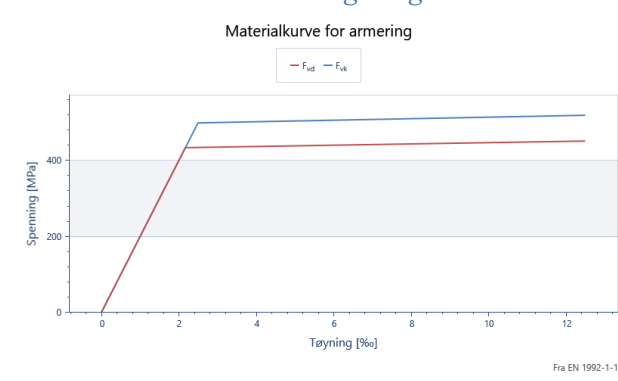


## Armeringsmaterialer

## Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Tyngdetetthet	$\gamma$	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	12,5 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	30,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	5,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

### Slakkarmering - Figur



## Lengdearmering mur

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,b}$	$L_{bd,t}$	c	$c_{topp}$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]
210	16	Slakkarmering	Forkant	1,00	1,00	35,0	35,0
232	20	Slakkarmering	Bakkant	1,00	1,00	35,0	35,0

s : Senteravstanden mellom armeringsjernene.

$\Phi$  : Diameteren til det enkelte jern.

Materiale : Valgt materiale for armeringsjernet.

Plassering : Plassering av lengdearmering i muren.

$L_{bd,b}$  : Forankringsfaktor i bunnen av armeringslaget (i senter av det laveste sålearmeringslaget).

$L_{bd,t}$  : Forankringsfaktor i topp av armeringslaget.

c : Overdekning for dette jernet horisontalt.

$c_{topp}$  : Avstanden fra toppen av muren til toppen av lengdearmeringen.

## Lengdearmering såle

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$	c	$c_1$	$c_2$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]	[mm]
250	20	Slakkarmering	Overkant	1,00	1,00	35,0	35,0	35,0
250	16	Slakkarmering	Underkant	1,00	1,00	65,0	35,0	35,0

s : Senteravstanden mellom armeringsjernene.

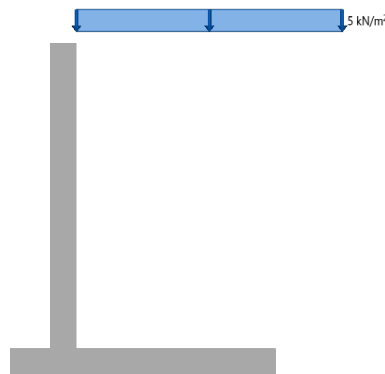
$\Phi$  : Diameteren til det enkelte jern.

s	$\Phi$	Materiale	Plassering	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$	c	$c_1$	$c_2$
[mm]	[mm]					[mm]	[mm]	[mm]
Materiale	:	Valgt materiale for armeringsjernet.						
Plassering	:	Plassering av lengdearmering i sålen.						
$L_{bd,1}$	:	Forankringsfaktor i starten (positiv x- eller y-retning) av armeringslaget.						
$L_{bd,2}$	:	Forankringsfaktor i slutten (negativ x- eller y-retning) av armeringslaget.						
c	:	Overdekning for dette jernet.						
$c_1$	:	Avstand fra forkant såle til start av armeringslag.						
$c_2$	:	Avstand fra bakkant såle til slutt av armeringslag.						

## Lasttilfeller

### Trafikklast

Kategori	Kategori	Trafikklast
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	0,70
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,70
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,50
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



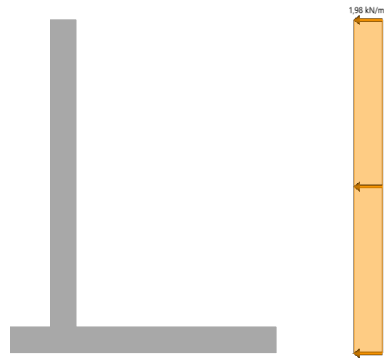
### Påførte laster

N	H	M	$p_1$	$p_2$	$p_{Qk}$	a
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[mm]
0	0	0	0	0	5	0

N	:	Normalkraft påført midt i toppen av veggen/muren.
H	:	Horisontalkraft påført i toppen av søylen/muren (i x-retning).
M	:	Moment påført i toppen av søylen/muren (om y-aksen).
$p_1$	:	Fordelt last på terrenget bak sålens bakkant.
$p_2$	:	Fordelt last på terrenget bak muren.
$p_{Qk}$	:	Fordelt boggiekvivalentlast på terrenget bak muren.
a	:	Avstanden fra muren til der $p_{Qk}$ starter.

### Aktivt jordtrykk fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	1,98

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

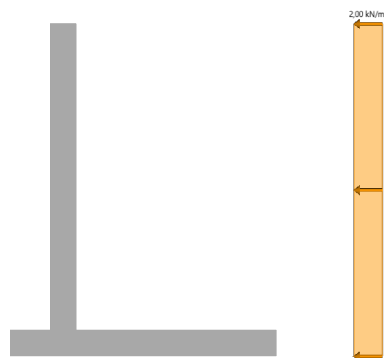
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Hviletrykk (STR) fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	2,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

Kraft : Kraftens retning.

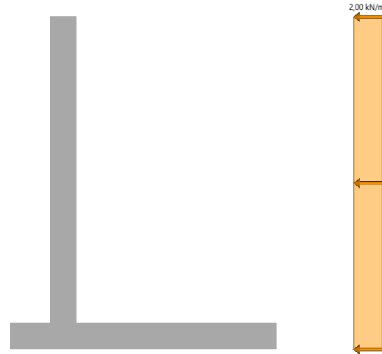
$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.



## Hviletrykk (SLS) fra Trafikklast

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	2,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

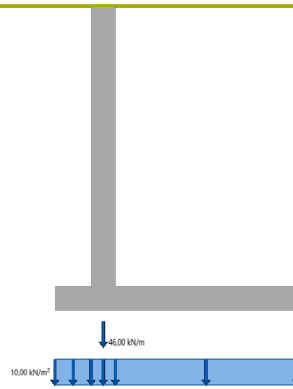
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Egenvekt konstruksjon

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft	$q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
x	800	200	q,z	10,00	10,00
x	200	-200	q,z	10,00	10,00
x	-200	-3 200	q,z	10,00	10,00

### Punktlaster

x	$P_z$ [kN/m]
0	46,00

x : Punktlastens globale x-koordinat.

$P_z$  : Punktlast i z-retning.

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

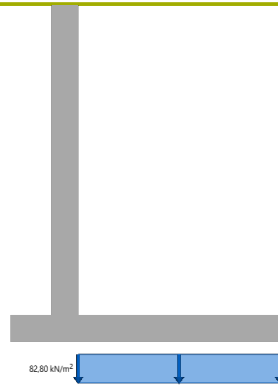
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Egenvekt jord

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft	$q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
x	800	200	q,z	0,00	0,00
x	200	200	q,z	0,00	0,00
x	-200	-200	q,z	0,00	0,00
x	-200	-3 200	q,z	82,80	82,80

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

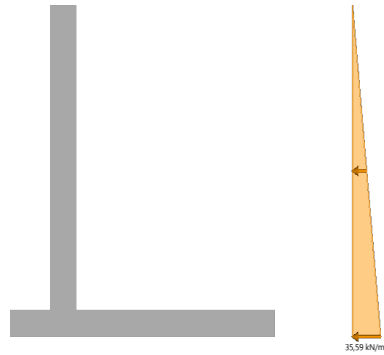
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Aktivt jordtrykk bak muren

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
z	0	-5 000	q,x	35,59	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

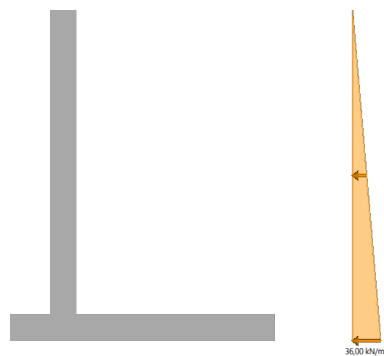
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

### Hviletrykk bak muren (STR)

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
z	0	-5 000	q,x	36,00	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

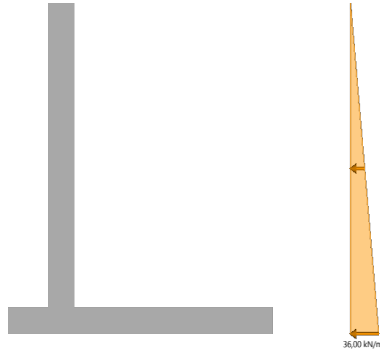
Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

## Hviletrykk bak muren (SLS)

Kategori	Kategori	Geotekniske laster
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Akse	Start [mm]	Slutt [mm]	Kraft $q_x$	$q_{start}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{slutt}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
z	0	-5 000	$q_x$	36,00	0,00

Akse : Akse for linjelastens koordinater.

Start : Koordinat for start av linjelast.

Slutt : Koordinat for slutt av linjelast.

Kraft : Kraftens retning.

$q_{start}$  : Intensiteten til linjelasten i start.

$q_{slutt}$  : Intensiteten til linjelasten i slutt.

## Lastkombinasjoner

### Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10a)

Beregningstype	Beregningstype	Bruddgrense (GEO)			
Lasttilfelle	Lasttype	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,35	1,00	1,00	100
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,35	1,00	1,00	100

### Ingen dominerende lasttilfeller (STR 6.10a)

Beregningstype	Beregningstype	Bruddgrense (STR)			
Lasttilfelle	Lasttype	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100
Hviletrykk (STR) fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100

<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,35	1,00	1,00	100
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Hviletrykk bak muren (STR)	Permanent	1,35	1,00	1,00	100

### Ingen dominerende lasttilfeller (EQU 6.10)

Beregningstype		Beregningstype			Bruddgrense (EQU)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,35	0,00	0,70	100	
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,20	0,90	1,00	100	

### Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10b)

Beregningstype		Beregningstype			Bruddgrense (GEO)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,50	0,00	0,70	100	
Aktivt jordtrykk fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	1,20	1,00	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	
Aktivt jordtrykk bak muren	Permanent	1,35	1,00	1,00	100	

### Ingen dominerende (Ofte forekommende 6.15)

Beregningstype		Beregningstype			Bruksgrense (Ofte forekommende)	
<b>Lasttilfelle</b>	<b>Lasttype</b>	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	<b>Langtidsandel</b>	
Trafikklast	Variabel totalt	1,00	0,00	0,50	100	
Hviletrykk (SLS) fra Trafikklast	Variabel totalt	1,00	1,00	1,00	100	
Egenvekt konstruksjon	Permanent	0,00	0,00	1,00	100	
Egenvekt jord	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	
Hviletrykk bak muren (SLS)	Permanent	1,00	1,00	1,00	100	

Lasttilfelle : Lasttilfelle

Lasttype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet.

$\gamma_{sup}$  : Største lastfaktor.

$\gamma_{inf}$  : Minste lastfaktor.

$\psi$  : Faktor for lastpåvirking.

Langtidsandel : Andel langtidslast  $\psi_2/\psi$ .

## Sammendragresultater

## Geoteknisk (EQU/GEO)

Utnyttelse for statisk likevekt (EQU)	$U_{tn,EQU}$	0,22
Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd)	$U_{tn,GEO}$	0,73
Utnyttelse for glidning i henhold til EC7-1: 6.5.3	$U_{tn,GEO,h}$	0,74

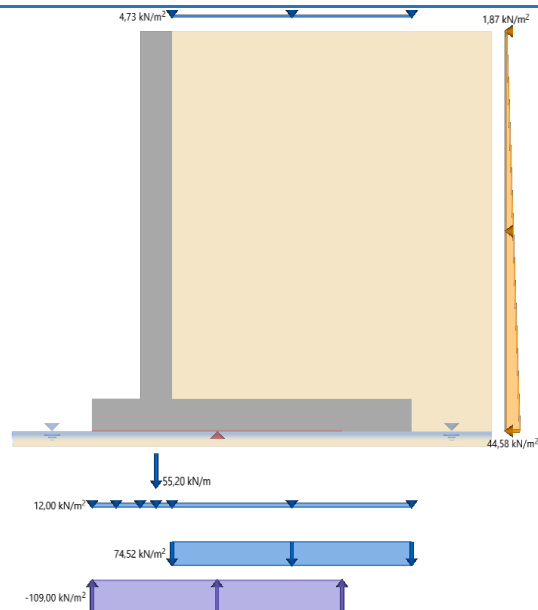
## Betongdimensjonering (STR)

Største momentutnyttelse i sålen	$U_{tn,M,såle}$	0,98
Største skjærutnyttelse i sålen	$U_{tn,V,såle}$	0,46
Største momentutnyttelse i muren	$U_{tn,M,mur}$	0,90
Største skjærutnyttelse i muren	$U_{tn,V,mur}$	0,56
Minimumsarmering såle	Min. såle	Godkjent
Minimumsarmering mur	Min. mur	Godkjent

## Bruksgrense (SLS)

Største rissutnyttelse i sålen	$U_{tn,riss,såle}$	0,00
Største spenningsutnyttelse i sålen	$U_{tn,spenning,såle}$	0,78
Største rissutnyttelse i muren	$U_{tn,riss,mur}$	0,00
Største spenningsutnyttelse i muren	$U_{tn,spenning,mur}$	0,73
Tverrsnittsarealet av minimumsarmeringen i strekksonen for rissviddebegrensning i sålen	$A_{s,min,såle}$	0 mm <sup>2</sup> /m
Tverrsnittsarealet av minimumsarmeringen i strekksonen for rissviddebegrensning i muren	$A_{s,min,mur}$	0 mm <sup>2</sup> /m

## Likevekt



Navn	$U_{tn}$	$\Delta B$	$B'$	$M_{stb,y}$	$M_{dst,y}$	$M_{tot,y}$	$Q_v$	$Q_{h,x}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ingen dominerende lasttilfeller (EQU 6.10)	0,22	436	3 128	734	-201	533	341	116

Navn	: Navn på lastkombinasjon.
$U_{tn}$	: Utnyttelse for statisk likevekt (EQU), $2 \Delta B /B$ .
$\Delta B$	: Eksentrisitet fra påførte laster (målt fra midten av fundamentsålen) i B-retning (x-retning).
$B'$	: Effektivt sålebredde.
$M_{stb,y}$	: Stabiliserende moment om y-aksen.

Navn	Utn	$\Delta B$	B'	$M_{stb,y}$	$M_{dst,y}$	$M_{tot,y}$	$Q_v$	$Q_{h,x}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]

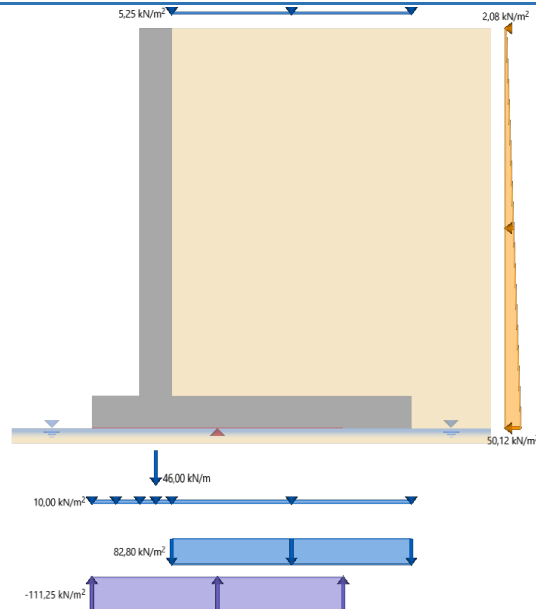
$M_{dst,y}$  : Destabiliserende moment om y-aksen.

$M_{tot,y}$  : Totalt moment om y-aksen, beregnet om forkant såle (positiv x-retning).

$Q_v$  : Total vertikal kraft fra konstruksjon som virker ned på grunn.

$Q_{h,x}$  : Total horisontal kraft i x-retning.

## Bæreevne



## Sammendrag

Id	Navn	$U_{tn,GEO}$	$\gamma_M$	$\sigma'_v$ [kN/m²]	r	$U_{tn,GEO,h}$	$H_{max}$ [kN/m]
1	Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10a)	0,73	1,72	111	0,65	0,74	177
2	Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10b)	0,73	1,72	111	0,65	0,74	177

Id : Nummer til lastkombinasjon.

Navn : Navn på lastkombinasjon.

$U_{tn,GEO}$  : Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd).

$\gamma_M$  : Materialfaktor for bæreevneberegningen.

$\sigma'_v$  : Grunnens effektive bæreevne.

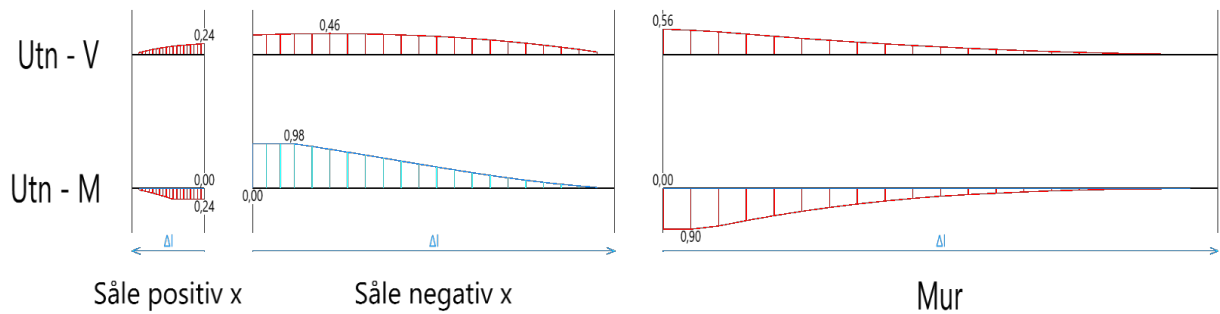
r : Beregnet ruhet.

$U_{tn,GEO,h}$  : Utnyttelse for glidning i henhold til EC7-1: 6.5.3.

$H_{max}$  : Største tillatte horisontalkraft.

## Betongdimensjonering





## Sammendrag

Stav	Maks moment		Min moment		Skjærkapasitet		
	$U_{tn,M,max}$	$M_{\text{kapasitet}}$ [kNm/m]	$U_{tn,M,min}$	$M_{\text{kapasitet}}$ [kNm/m]	Skjærutn	$V_{Rd,trykk}$ [kN/m]	$V_{Rd,strekk}$ [kN/m]
Mur	0,90	200	-	-	0,56	1 703	181
Såle positiv x	0,24	106	-	-	0,24	1 587	161
Såle negativ x	-	-	0,98	-179	0,46	1 700	173

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

$U_{tn,M,max}$  : Største momentutnyttelse for positivt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

$M_{\text{kapasitet}}$  : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.

$U_{tn,M,min}$  : Største momentutnyttelse for negativt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

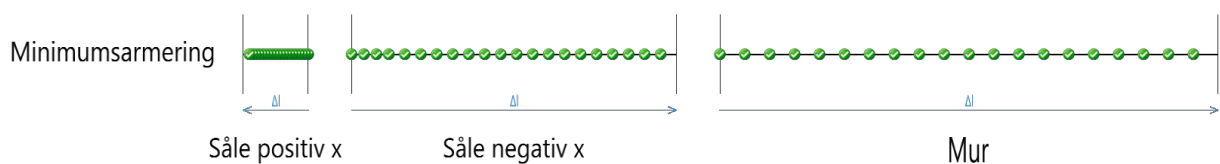
$M_{\text{kapasitet}}$  : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for negative moment.

Skjærutn : Maks skjærutnyttelse for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.

$V_{Rd,trykk}$  : Skjærtrykkkapasitet.

$V_{Rd,strekk}$  : Skjærstrekkkapasitet.

## Minimumsarmering



## Såle

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,min,topp}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,bunn}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ms,p}$ [mm]	$S_{ms,p,avtrappet}$ [mm]	$\Phi_{min}$ [mm]	Fri avstand
Såle positiv x		-	546	16 000	250	400	8	Godkjent
Såle negativ x		593	-	16 000	250	400	8	Godkjent

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

$\Delta l$  : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

$A_{s,min,topp}$  : Minste tillatte strekkarmeringsareal i overkant. Kun relevant ved strekk i overkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,min,topp}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,bunn}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ms,p}$ [mm]	$S_{ms,p,avtrappet}$ [mm]	$\Phi_{min}$ [mm]	Fri avstand
$A_{s,min,bunn}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i underkant. Kun relevant ved strekk i underkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).						
$A_{s,max}$	:	Største tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(1).						
$S_{ms,p}$	:	Største senteravstand for strekkarmering. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3): Største tillatte senteravstand mellom hovedarmeringen under maksimal last.						
$S_{ms,p,avtrappet}$	:	Største senteravstand for trykkarmering i underkant. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3): Største tillatte senteravstand mellom avtrappet hovedarmering.						
$\Phi_{min}$	:	Minste tillatte diameter for lengdearmering. Se EN 1992-1-1: 9.5.2(1).						
Fri avstand	:	Fri avstand mellom lengdearmeringsjern. Se EN 1992-1-1: 8.2 (slakkarmering).						

## Såle ekstra

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{sw,min}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$A_{sw,bøy,min}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$A_{s,tmin}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ms,s}$ [mm]	$S_{ms,s,avtrappet}$ [mm]
Såle positiv x		1 183	1 183	412	400	450
Såle negativ x		1 183	1 183	412	400	450

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.				
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.				
$A_{sw,min}$	:	Minste tillatte skjærarmeringsareal. Se EN 1992-1-1: 9.2.2(5).				
$A_{sw,bøy,min}$	:	Minste tillatte bøyleareal. Se EN 1992-1-1: 9.2.2(5).				
$A_{s,tmin}$	:	Minste tillatte fordelingsarmeringsareal. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(2)				
$S_{ms,s}$	:	Største tillatte senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3).				
$S_{ms,s,avtrappet}$	:	Største tillatte senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering. Se EN 1992-1-1: 9.3.1.1(3).				

## Mur

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{c,max}$ [mm]	Fri avstand
Mur		800	-	593	16 000	250	Godkjent

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.					
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.					
$A_{s,min}$	:	Minste tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,min,foran}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i forkant. Kun relevant når lasten har stor eksentrisitet, og det er strekk i forkant Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,min,bak}$	:	Minste tillatte strekkarmeringsareal i bakkant. Kun relevant når lasten har stor eksentrisitet, og det er strekk i bakkant Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$A_{s,max}$	:	Største tillatte armeringsareal i lengderetning. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(1).					
$S_{c,max}$	:	Største tillatte senteravstand i vertikalarmeringen. Se EN 1992-1-1: 9.6.2(3).					
Fri avstand	:	Fri avstand mellom lengdearmeringsjern. Se EN 1992-1-1: 8.2 (slakkarmering).					

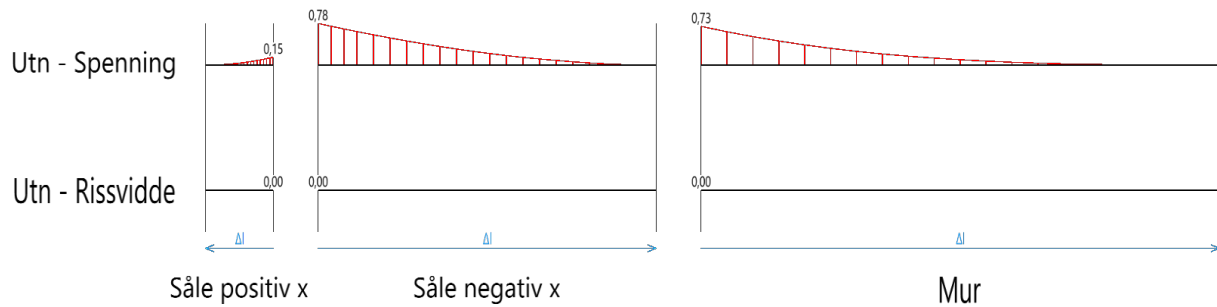
## Mur ekstra

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,hmin,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,hmin,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ch,max}$ [mm]	Behov?	$\Phi_{l,min}$ [mm]	$S_{cl,t,max}$ [mm]
Mur		770	770	400	Nei	-	-

Stav	:	Beregningsmessig konstruksjonsdel.					
$\Delta l$	:	Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.					
$A_{s,hmin,foran}$	:	Minste tillatte horisontalarmeringsareal i forkant. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(1).					

Stav	$\Delta l$ [mm]	$A_{s,hmin,foran}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,hmin,bak}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$S_{ch,max}$ [mm]	Behov?	$\Phi_{l,min}$ [mm]	$S_{cl,t,max}$ [mm]
$A_{s,hmin,bak}$	: Minste tillatte horisontalarmeringsareal i bakkant. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(1).						
$S_{ch,max}$	: Største tillatte senteravstand i horisontalarmeringen. Se EN 1992-1-1: 9.6.3(2).						
Behov?	: Behov for tverrarmring i henhold til EN 1992-1-1, 9.6.4 (1).						
$\Phi_{l,min}$	: Minste tillatte diameter for tverrarmring. Se EN 1992-1-1: 9.5.3(1).						
$S_{cl,t,max}$	: Største tillatte senteravstand for tverrarmring. Se EN 1992-1-1: 9.5.3(3).						

## Bruksgrense



## Sammendrag

Stav	Rissvidde			Spenning		
	$\Delta l$ [mm]	Rissutn	$W_k$ [mm]	$\Delta l$ [mm]	Spenningsutn	
Mur		0	0,00	0,38	0	0,73
Såle positiv x		0	0,00	0,09	0	0,15
Såle negativ x		0	0,00	0,35	0	0,78

Stav : Beregningsmessig konstruksjonsdel.

$\Delta l$  : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

Rissutn : Maks rissutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.

$W_k$  : Rissvidde ved maks rissutnyttelse.

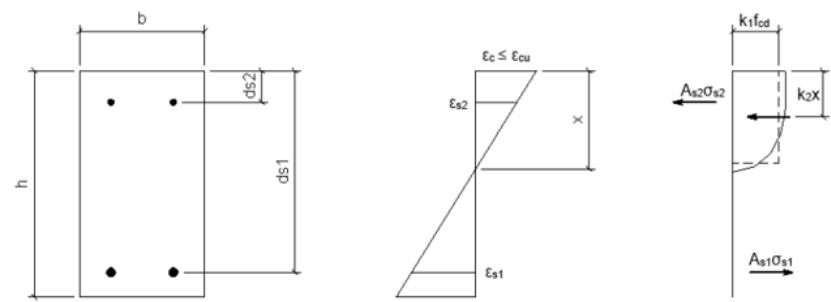
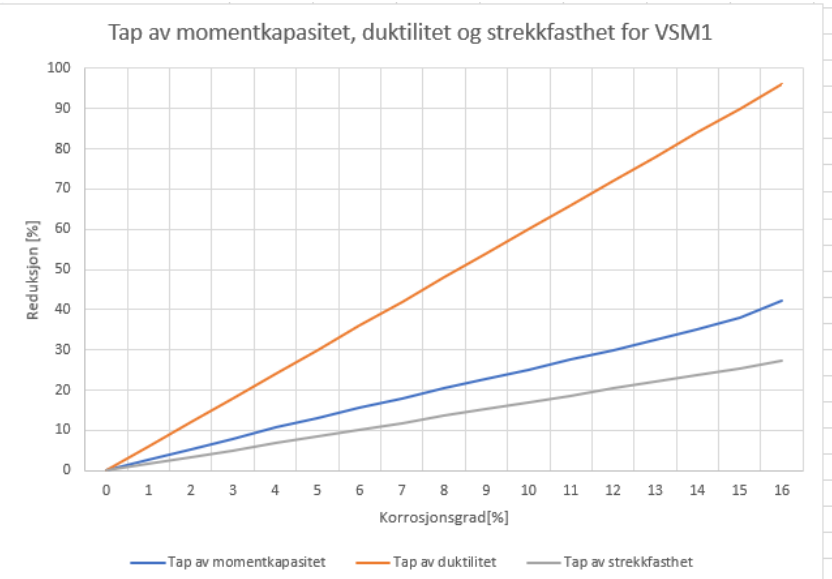
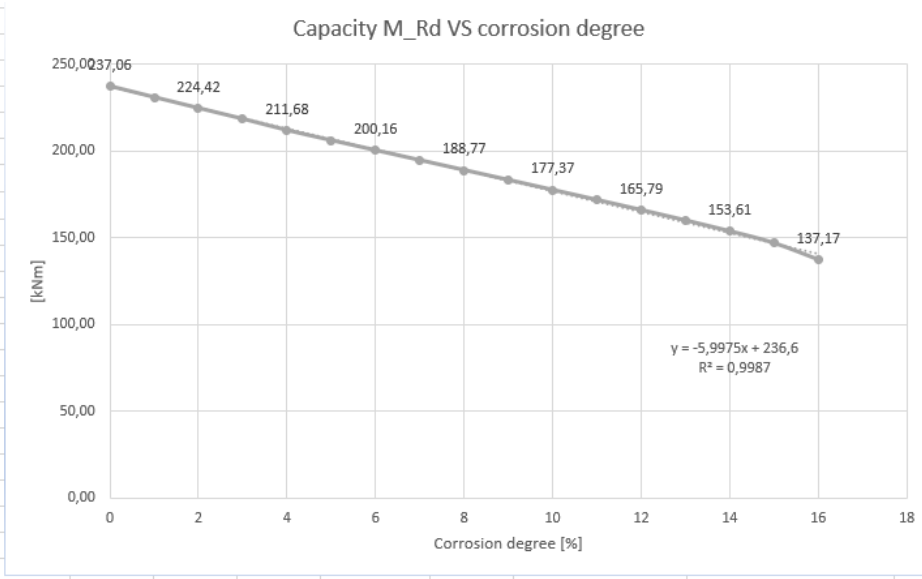
$\Delta l$  : Avstand fra innspenningspunktet (overgang såle og vegg/mur/søyle) til noden.

Spenningsutn : Maks spenningsutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.

# Vedlegg 4.1 – VSM1 case 1 UR-0.77

<b>Tverrsnit [mm]</b>	
b	1000
h	400
d <sub>s1</sub>	330
d <sub>s2</sub>	0
<b>M_Ed [kNm]</b>	
M_Ed	180
<b>Armering Input</b>	
A <sub>s1</sub>	1745
A <sub>s2</sub>	0
f <sub>yd</sub>	434
E <sub>s</sub>	200000
ε <sub>su,1</sub>	0,03
ε <sub>su,2</sub>	
α <sub>γ</sub>	0,017
α <sub>1</sub>	0,06
Q <sub>corr,1</sub>	0-16%

<b>Betong Parametere</b>	
f <sub>ck</sub>	35
f <sub>cd</sub>	19,83
ε <sub>cu,2</sub>	0,0035
c	0,17



Plot Area

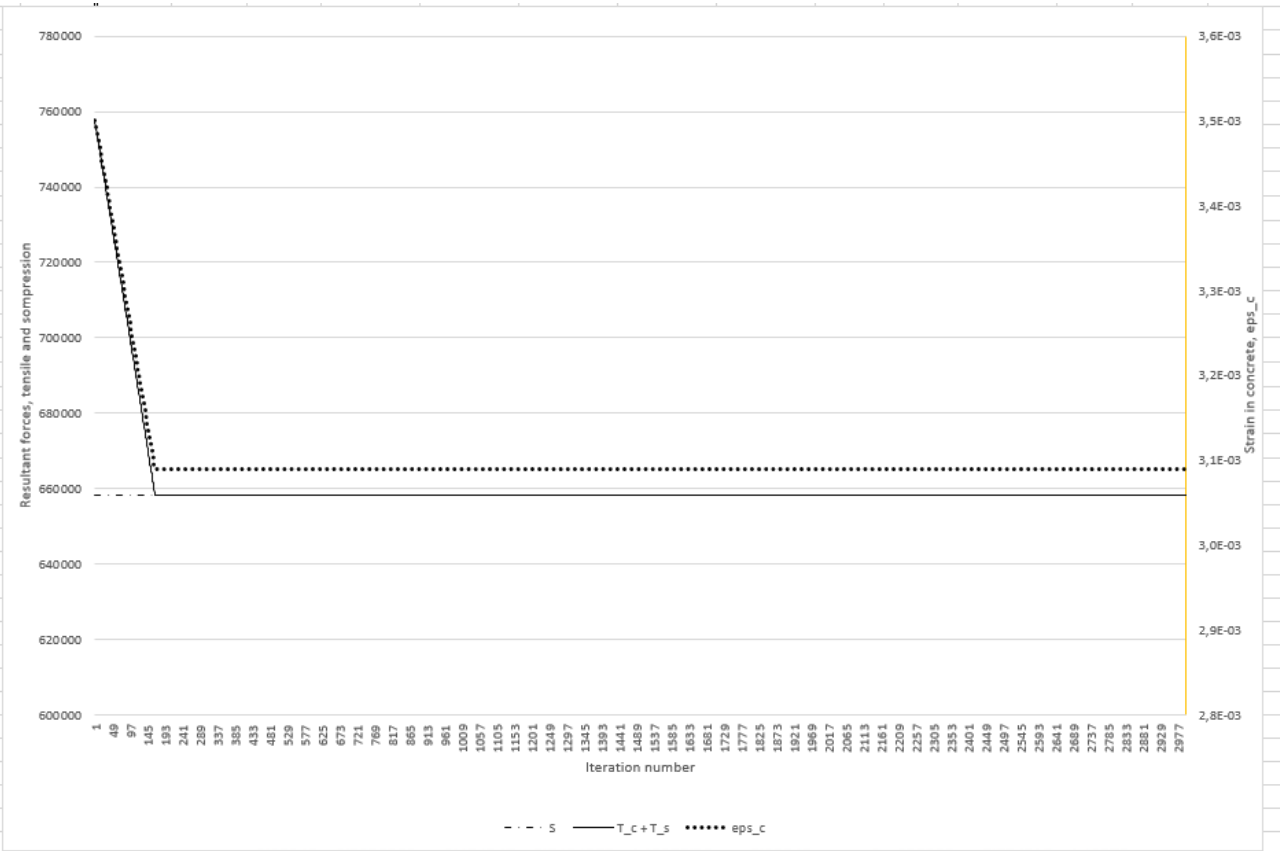
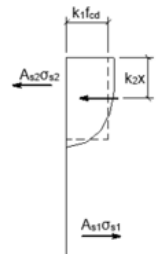
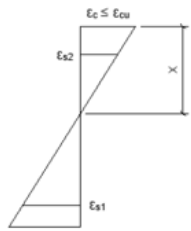
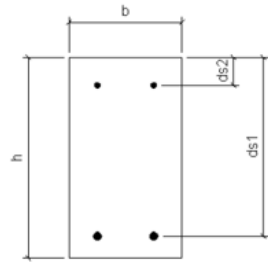
Tverrsnitt mål [mm]	
b	1000,00
h	400,00
d <sub>s1</sub>	330,00
d <sub>s2</sub>	0,00
z	313,02

M <sub>Ed</sub> [kNm]	180
-----------------------	-----

Armering	Input	Korrodert	Output
A <sub>s1</sub>	1745	A' <sub>s1</sub>	1657,75
A <sub>s2</sub>	0	A' <sub>s2</sub>	0
f <sub>yd</sub>	434	f' <sub>yd</sub>	397,11
E <sub>s</sub>	200000		
ε <sub>su,1</sub>	0,03	ε' <sub>su1</sub>	0,021
ε <sub>su,2</sub>			0,00309 OK
α <sub>γ</sub>	0,017		-
α <sub>1</sub>	0,06		-
Q <sub>corr,1</sub>	0,05		-
Q <sub>corr,2</sub>	0		

Betong	Parameter
f <sub>ek</sub>	35
f <sub>cd</sub>	19,83
ε <sub>cu2</sub>	0,0035
c	0,17

ε <sub>c</sub>	0,00309
α	0,128269
k <sub>1</sub>	0,7842503
k <sub>2</sub>	0,4069635
T' <sub>c</sub>	658394,22
T' <sub>s</sub>	0
S	658309,1
Ratio	1,0001293 OK
M <sub>Rd</sub>	205901798 Nmm
M <sub>Rd,s</sub>	205,90 kNm
M <sub>Rd,c</sub>	210,26195
M <sub>Rd,c,ai</sub>	594,56765
α <sub>1</sub>	0,412



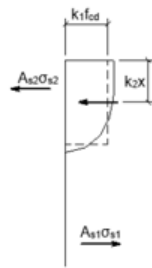
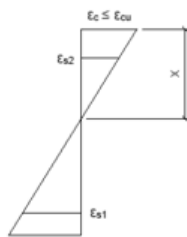
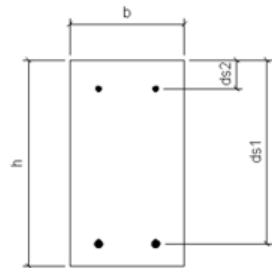
0,00343	0,8054948	0,4144893	0,1403132	739725,89	0,0034275	0	658309	1,1236756	739726
0,00343	0,8053528	0,4144376	0,1402252	739131,7	0,003425	0	658309	1,122773	739132
0,00342	0,8052106	0,4143857	0,1401372	738537,38	0,0034225	0	658309	1,1218702	738537
0,00342	0,8050682	0,4143339	0,1400491	737942,94	0,00342	0	658309	1,1209672	737943
0,00342	0,8049256	0,4142819	0,1399611	737348,38	0,0034175	0	658309	1,1200641	737348
0,00342	0,8047828	0,4142299	0,139873	736753,7	0,003415	0	658309	1,1191607	736754
0,00341	0,8046398	0,4141779	0,1397849	736158,9	0,0034125	0	658309	1,1182572	736159
0,00341	0,8044966	0,4141258	0,1396968	735563,98	0,00341	0	658309	1,1173535	735564

Tverrsnitt må $\downarrow$ [mm]	
b	1000,00
h	400,00
$d_{s1}$	330,00
$d_{s2}$	0,00
z	313,02

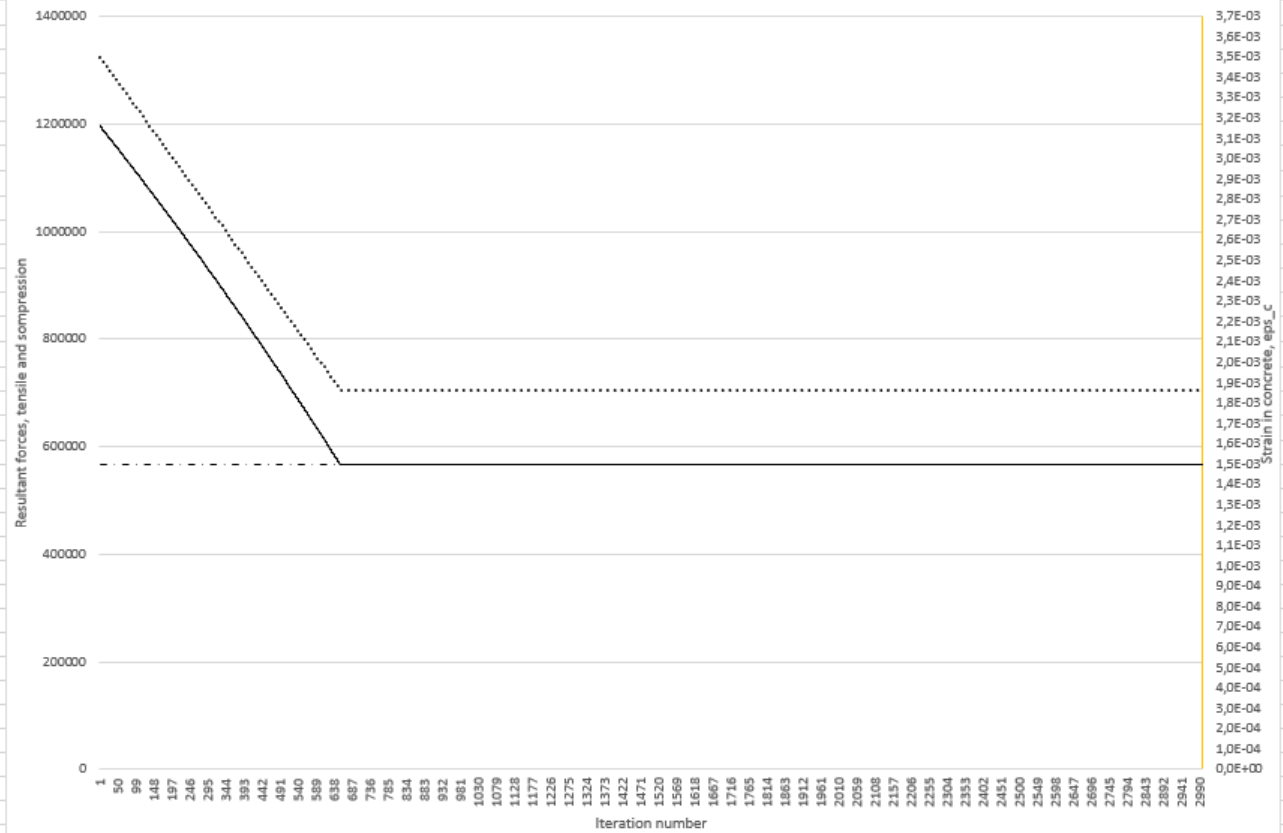
$M_{Ed}$ [kNm]	180
----------------	-----

Armering	Input	Korrodert	Output
$A_{s1}$	1745	$A'_{s1}$	1570,5
$A_{s2}$	0	$A'_{s2}$	0
$f_{yd}$	434	$f'_{yd}$	360,22
$E_s$	200000		
$\epsilon_{su,1}$	0,03	$\epsilon'_{su,1}$	0,012
$\epsilon_{su,2}$			0,001865 OK
$\alpha_y$	0,017		
$\alpha_1$	0,06		
$Q_{corr,1}$	0,1		
$Q_{corr,2}$	0		

Betong	Parameter
$f_{ck}$	35
$f_{cd}$	19,83
$\epsilon_{cu2}$	0,0035
c	0,17



$\epsilon_c$	0,001865
$\alpha$	0,13451136
$k_1$	0,64264792
$k_2$	0,37091898
$T_c$	565772,347
$T_s$	0
S	565725,51
Ratio	1,00008279 OK
$M_{Rd}$	177374957 Nmm
$M_{Rd,s}$	177,37 kNm
$M_{Rd,c}$	219,914263
$M_{Rd,c,\alpha_1}$	594,567655
$\alpha_1$	0,412



	0,00342	0,80506823	0,41433386	0,22178988	1168648,94	0,00342	0	565726	2,0657526	1168649
	0,00342	0,80492563	0,41428192	0,22166369	1167777,15	0,0034175	0	565726	2,06421158	1167777
	0,00342	0,80478282	0,41422993	0,22153746	1166905,07	0,003415	0	565726	2,06267006	1166905
	0,00341	0,8046398	0,41417788	0,22141119	1166032,71	0,0034125	0	565726	2,06112804	1166033
	0,00341	0,80449658	0,41412578	0,22128488	1165160,07	0,00341	0	565726	2,05958552	1165160
	0,00341	0,80435314	0,41407361	0,22115853	1164287,14	0,0034075	0	565726	2,0580425	1164287
	0,00341	0,8042095	0,41402139	0,22103213	1163413,93	0,003405	0	565726	2,05649898	1163414
	0,0034	0,80406564	0,41386912	0,2209057	1162540,44	0,0034025	0	565726	2,05495496	1162540

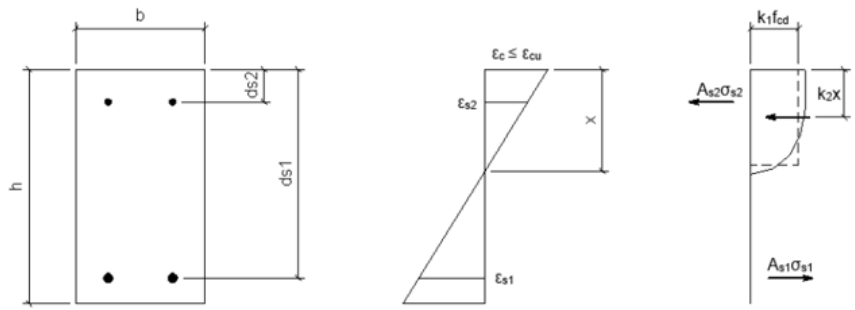
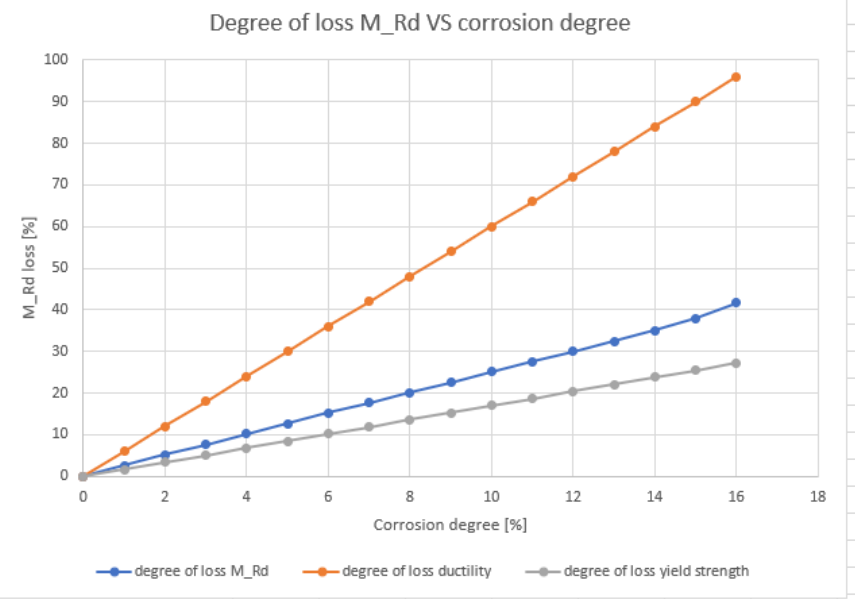
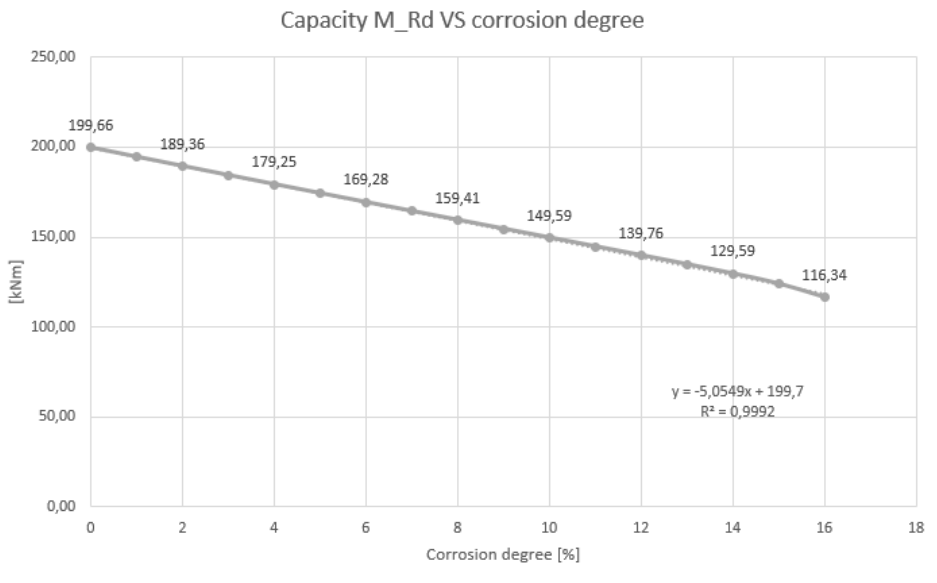
# Vedlegg 4.2 – VSM1 case 2 UR-0.90

Tverrsnit [mm]	
b	1000
h	400
$d_{s1}$	355
$d_{s2}$	0

M_Ed [kNm]	180
------------	-----

Armering Input	
$A_{s1}$	1354
$A_{s2}$	0
$f_{yd}$	434
$E_s$	200000
$\epsilon_{su,1}$	0,03
$\epsilon_{su,2}$	
$\alpha_y$	0,017
$\alpha_1$	0,06
$Q_{corr,1}$	0-16%

Betong Parametere	
$f_{ck}$	35
$f_{cd}$	19,83
$\epsilon_{cu2}$	0,0035
c	0,17



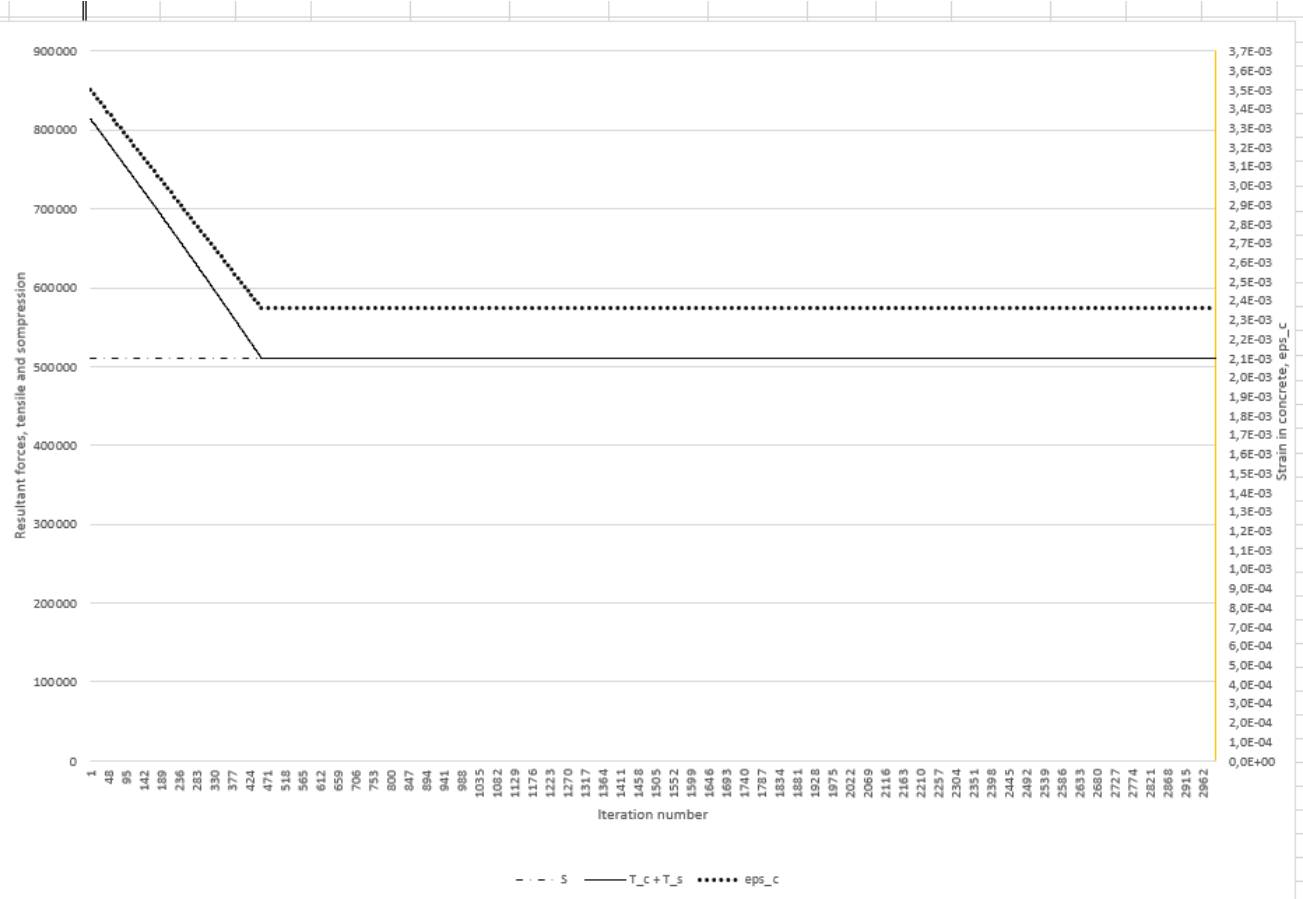
Tverrsnitt mål	[mm]
b	1000,00
h	400,00
$d_{s1}$	355,00
$d_{s2}$	0,00
z	339,21

M_Ed [kNm]	180
------------	-----

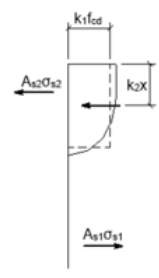
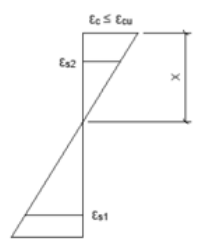
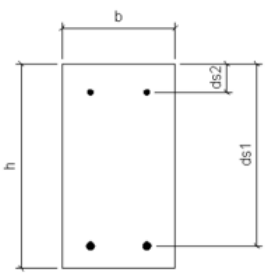
Armering	Input	Korrodert	Output
$A_{s1}$	1354	$A'_{s1}$	1286,3
$A_{s2}$	0	$A'_{s2}$	0
$f_{yd}$	434	$f'_{yd}$	397,11
$E_s$	200000		
$\epsilon_{su,1}$	0,03	$\epsilon'_{su,1}$	0,021
$\epsilon_{su,2}$			0,0023625 OK
$\alpha_y$	0,017		
$\alpha_1$	0,06		
$Q_{corr,1}$	0,05		
$Q_{corr,2}$	0		

Betong	Parametere
$f_{ck}$	35
$f_{cd}$	19,83
$\epsilon_{cu2}$	0,0035
c	0,17

$\epsilon_c$	0,0023625
$\alpha$	0,101123596
$k_1$	0,717813051
$k_2$	0,386639887
$T_c$	511078,8598
$T_s$	0
S	510802,593
Ratio	1,000540848 OK
$M_{Rd}$	174245012,4 Nmm
$M_{Rd,s}$	174,25 kNm
$M_{Rd,c}$	194,027269
$M_{Rd,c,a_t}$	688,066012
$\alpha_1$	0,412



	0,003423	0,805210616	0,414385736	0,140137169	794487,1817	0,0034225	0	510802,6	1,555370299	794487,2
	0,00342	0,805068226	0,414333857	0,14004914	793847,7113	0,00342	0	510802,6	1,554118405	793847,7
	0,003418	0,804925628	0,414281922	0,139961093	793208,1101	0,0034175	0	510802,6	1,552866256	793208,1
	0,003415	0,804782821	0,414229929	0,139873029	792568,3778	0,003415	0	510802,6	1,55161385	792568,4
	0,003413	0,804639805	0,414177881	0,139784946	791928,5145	0,0034125	0	510802,6	1,550361187	791928,5
	0,00341	0,804496579	0,414125775	0,139696846	791288,5202	0,00341	0	510802,6	1,549108268	791288,5





Tverrsnitt mål [mm]	
b	1000,00
h	400,00
d <sub>s1</sub>	355,00
d <sub>s2</sub>	0,00
z	339,21
M <sub>Ed</sub> [kNm]	180

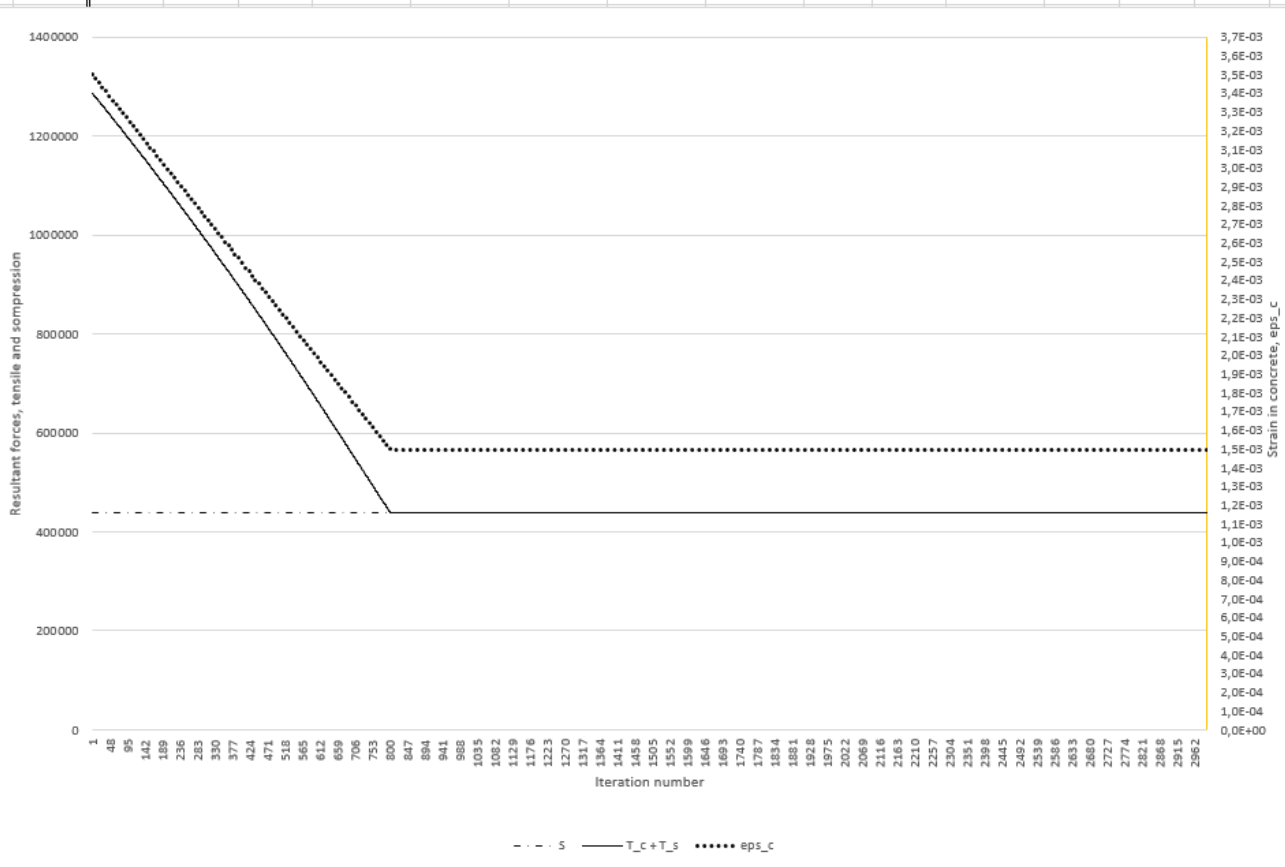
Armering	Input	Korrodert	Output
A <sub>s1</sub>	1354	A' <sub>s1</sub>	1218,6
A <sub>s2</sub>	0	A' <sub>s2</sub>	0
f <sub>yd</sub>	434	f' <sub>yd</sub>	360,22
E <sub>s</sub>	200000		
ε <sub>su,1</sub>	0,03	ε' <sub>su,1</sub>	0,012
ε <sub>su,2</sub>			0,0014975 OK
α <sub>y</sub>	0,017		-
α <sub>1</sub>	0,06		-
Q <sub>corr,1</sub>	0,1		-
Q <sub>corr,2</sub>	0		-

Betong	Parameter
f <sub>ck</sub>	35
f <sub>cd</sub>	19,83
ε <sub>cu,2</sub>	0,0035
c	0,17

ε <sub>c</sub>	0,0014975
α	0,1109465
k <sub>1</sub>	0,5618745
k <sub>2</sub>	0,3610494

T' <sub>c</sub>	438911,4
T <sub>s</sub>	0
S	438964,09
Ratio	0,99988 OK
M <sub>Rd</sub>	149590055 Nmm
M <sub>Rd,s</sub>	149,59 kNm

M <sub>Rd,c</sub>	212,00288
M <sub>Rd,c,αi</sub>	688,06601
α <sub>1</sub>	0,412



0,00342	0,8052106	0,4143857	0,221916	1258120,5	0,0034225	0	438964	2,8661125	1258120
0,00342	0,8050682	0,4143339	0,2217899	1257183	0,00342	0	438964	2,8639767	1257183
0,00342	0,8049256	0,4142819	0,2216637	1256245,1	0,0034175	0	438964	2,8618403	1256245
0,00342	0,8047828	0,4142299	0,2215375	1255307	0,003415	0	438964	2,8597031	1255307
0,00341	0,8046398	0,4141779	0,2214112	1254368,5	0,0034125	0	438964	2,8575652	1254369
0,00341	0,8044966	0,4141258	0,2212849	1253429,8	0,00341	0	438964	2,8554267	1253430

