

Adam Rønning Johansen

Beregningsregler i Eurokode 2

Sammenlikning av gjeldende og revidert utgave

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Jan Arve Øverli

Desember 2020

Adam Rønning Johansen

Beregningsregler i Eurokode 2

Sammenlikning av gjeldende og revidert utgave



Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Jan Arve Øverli
Desember 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Sammendrag

Det pågår for tiden et revisjonsarbeid av Eurokode 2 og det endelige utkastet skal være klart i 2023. I denne oppgaven er tema som omhandler detaljering studert, da henholdsvis forankring og gjennomlokking. Siden reglene knyttet til gjennomlokking baserer seg mye på teorien bak uarmert bøyeskjærkapasitet er også dette temaet belyst.

Oppgaven tar for seg det nødvendige teoretiske grunnlaget knyttet til disse temaene for deretter å gjøre detaljerte beregninger etter gjeldende, og revidert eurokode. Disse danner drøftingsgrunnlaget for problemstillingen belyst i introduksjonen. Både forankring og skjær har blitt systematisk gjennomgått, og beregningsmodellene har enten fått en analytisk modell eller en semi-empirisk en. Beregningene omfatter forankring av lengdearmering over en innersøyle i et flatdekke, samt dimensjonering av gjennomlokkingsarmeringen.

En av grunnene til revisjonen av gjennomlokkingskapittelet i Eurokode 2 er at kapasitetsuttrykket er empirisk kalibrert. Måten gjennomlokkingsforsøk gjennomføres på betyr i praksis at likningene har et begrenset bruksområde. Revisjonen hadde som hensikt å lage en fysisk modell som omfatter alle tilfeller. Siden beregningene er gjort på en kvadratisk innersøyle, som er en av de vanligste konstruksjonsløsningene, gav naturligvis beregningene tilsvarende like resultater for begge utgaver av Eurokode 2. Det er derimot større sprik i forankringsberegningene. En av bekymringene rundt det reviderte regelverket er at det vil stilles strengere krav til forankringslengder og dermed påvirke det økonomiske aspektet rundt forankring. Beregningene antyder at dette kun er delvis sant. I motsetning til gjeldende regelverk har den reviderte utgaven to muligheter for å dimensjonere forankringslengder; bruk av en effektiv og forenklet tabell eller ved bruk av et mer detaljert uttrykk. Sammenliknet med gjeldende standard gir bruk av den forenklete tabellen lengre forankringer i alle tilfeller, mens bruk av det relativt enkle, dog detaljerte uttrykket kun gir lengre forankringer ved større stangdiametre. Den teoretiske bakgrunnen for dette er foreløpig ikke fullstendig kjent, men det spekuleres i at det er to effekter som bidrar til dette; ringstrekkspenningene er en ikke-lineær funksjon av armeringsdiameteren, og større ringstrekkspenninger øker betongens tendenser til intern rissdannelse. Faktoren relatert til denne effekten er også fullstendig empirisk kalibrert i det detaljerte uttrykket, jf. [1]. Det kan derfor være et poeng å studere denne effekten videre før regelverket ferdigstilles.

Et annet tema rundt revisjonen er å øke brukervennligheten til regelverket. Mange av kapasitetsreglene har nå fått færre uttrykk å forholde seg til, og samtlige koeffisienter er tabellerte fremfor å måtte beregnes. I tillegg har eurokoden fått en generell omstrukturering og opprydding, så dette anses som tilstrekkelig oppnådd. En kan dog ikke konkludere med dette fullstendig før de nasjonale vedleggene er ferdigstilte. Det siste problemet som er belyst er hvorvidt regelverket lar seg programmere. Det gjeldende regelverket har fått kritikk for å være vanskelig å implementere i programvare. Revisjonen opprettholder den samme formuleringsstilen som tidligere, og mange av de samme problemene relatert til programmerbarhet vil derfor overføres til den kommende utgaven også. Siden bruk av dataverktøy bare vil øke med tiden burde formuleringen av regelverket, hvis mulig, tenkes nøyere igjennom.

Abstract

Eurocode 2 is currently being reviewed and the final draft is set to be ready by 2023. This thesis focuses on themes related to reinforcement detailing, namely anchorage and punching. The rules related to punching are heavily based around the theory behind unreinforced bending shear, and thus the theoretical aspects of bending shear have been covered as well.

The main theoretical aspects and detailed calculation related to these topics according to both the current, and reviewed edition of the eurocode are the main focus of this thesis. These calculations form the basis of comparison for the topics described in the introduction. Both anchorage and shear have been systematically reviewed in the next generation of Eurocode 2, and the calculative models have been given either fully analytical expressions or semi-empirical ones. The presented calculations consist of anchorage of the flexural reinforcement over a square inner column in a flat slab system and design of the attached punching shear reinforcement.

The main reason for reviewing punching is that the section is wholeheartedly empirical in nature. The way in which punching tests are conducted means that the resulting expressions have limitations to their validity. The point of reviewing the punching section is to provide a model that covers all possible punching cases. Since the presented calculations are conducted over a square inner column it shouldn't come as a surprise that the results were quite similar with respect to both the current and coming version of Eurocode 2, seeing as this is one of the most commonly used *and* tested structural solutions in a flat slab system. There is however, a larger gap in the calculated anchorages. One concern regarding the reviewed anchorages is that the requirements would become stricter and thus affecting the economical aspects of anchorage. The presented calculations do however paint a slightly different picture. As opposed to the current eurocode, the reviewed one provides two different methods of anchoring straight bars, namely by use of a simplified and efficient table, or by using a more detailed expression. Compared to the current eurocode the simplified table provides longer anchorage lengths for all calculated cases, whilst the rather simple, yet detailed expression only yields longer anchorages for larger bar diameters. The theoretical extent as to why this is isn't fully known, but it's theorized that the hoop stresses is a non-linear function of the bar diameter and thus increasing the propensity of internal crack formation in the concrete. The factor accounting for this effect in the detailed expression is also, according to [1], fully empirically calibrated. Therefore it's suggested that this effect is studied more closely before the final draft is published.

Another reoccurring theme in the review is to enhance the ease of use of the eurocode. Many of the rules regarding capacity have a reduced number of expressions to be used during design, and a number of coefficients have been tabulated as opposed to needing separate calculations. In addition, the eurocode have been restructured and several sections have been reduced down or clarified, so this goal is said to be achieved. However, the final conclusion has to be drawn when the national annexes have been finalized. The final issue which is discussed is whether the eurocode is easily programmable or not. The current set of rules have been heavily critiqued for being tough, if not impossible, to implement in relevant computational software. The current phrasing of the eurocode has more or less been kept during the review, and thus the problems related to programming are transferred over to the coming eurocode as well. Seeing as use of computer software is set to increase with time, thought should generally, if possible, be given to how the eurocode is phrased.

Forord

Masteroppgaven er skrevet over en periode på 16 uker fra august til desember 2020. Oppgaven er skrevet som en avslutning på en femårig masterutdannelse i Bygg- og Miljøteknikk, hovedprofil konstruksjon og prosjektering av betongkonstruksjoner som fordypningsområde. Arbeidet er utført for konstruksjonsteknisk institutt ved NTNU i Trondheim.

Motivasjonen for oppgaven har vært todelt; det å få et unikt innblikk i den kommende dimensjoneringsstandard for Norge og Europa som helhet, anses som en stor fordel i et fagfelt i stadig forandring. Det å ha tilgang på toppmoderne kunnskap før den offisielt sett er tilgjengelig vil gjøre at undertegnede stiller sterkt både faglig og yrkesmessig. På den annen side har forfatter alltid hatt en forkjærlighet for analytiske utledninger fremfor det å akseptere rent empiriske uttrykk. Det å fordype seg i slike har motivert til å en dag være i stand til å produsere egne dimensjoneringskrav der standarder enda kommer til kort.

Det har vært svært motiverende å jobbe med oppgaven, selv om det tidvis har vært mye jobb for liten "tekstmessig" produksjonsverdi. Det å fordype seg i bakgrunns litteratur har ikke bare ført til at en lærer mye nytt, men også gjort at en får en helt ny respekt for hvor mye arbeid som legges ned i produksjonen av vitenskapelig arbeid. Det å gjennomføre et litteraturstudie er ingen spøk, og enda vanskeligere kan det være å få fatt i de detaljene som er viktig for ens eget arbeid og referere dette korrekt. Denne oppgaven er i tillegg skrevet på norsk, og der norske uttrykk enda ikke eksisterte måtte det til tider graves dypt i norsk hjertet for å lage kvalitative oversettelser og norske faguttrykk.

Motivasjonen for å velge detaljering som hovedtema i oppgaven har bunnet mye ut i at disse temaene stort sett har vært empiriske, og denne empirien har mer eller mindre kun vært nevnt i forbifarten i forelesninger og læreverk. Det er begrenset hvor interessant det å utføre et dypdykk i empiri faktisk er, så det å få se mer elegante modeller rundt disse temaene har mildt sagt vært interessant. I tillegg har det å se hvordan laster overføres både på konstruksjonsnivå og komponentnivå vært lærerikt, og den faglige bakgrunnen har til tider både blitt satt på prøve og satt i et større perspektiv. Det å oppdage sammenhenger på tvers av tema er alltid moro og det å jobbe iherdig med oppgaven har derfor vært en god motivasjonskilde til å alltid etterstrebe bredere kunnskap.

Avslutningsvis rettes det en stor takk Jan Arve Øverli for god veiledning og faglig diskusjon, samt min kjæreste, og mor for rigorøs korrekturlesning.



Adam R. Johansen

Innhold

Figurer

Tabeller

Introduksjon
--------------	-------

1 Teori	2
1.1 Forankring	2
1.1.1 Forankringsforsøk	2
1.1.1.1 RILEM-CEB RC5	2
1.1.1.2 RILEM-CEB RC6	3
1.1.1.3 Er resultatene fra forankringsforsøk gyldige?	4
1.1.2 Nødvendig forankringslengde	8
1.1.2.1 Heftfasthet	12
1.1.2.1.1 Heftforhold	13
1.1.2.2 Omslutningsarmeringens bidrag til heft	13
1.1.3 Rette omfarings skjøter	13
1.1.4 Økning av armeringsspenning grunnet skrårissdannelse	15
1.1.5 Omfarings skjøter ved bruk av sløyfer	17
1.1.5.1 Analytisk modell for kapasitet	17
1.1.5.2 Forenkling av modellen for dimensjonering	20
1.1.5.3 Minste tverrarmring	21
1.1.6 Forankring av armering med endeplater	22
1.2 Skjær	26
1.2.1 Skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten behov for skjærarmring	26
1.2.1.1 Skjærforsøk	27
1.2.2 Mekanisk beskrivelse av modell	27
1.2.3 Kontrollsnitt	29
1.3 Gjennomlokking	32
1.3.1 β -faktoren	33
1.3.1.1 Sideveis stabilitet av konstruksjonen er uavhengig av rammevirkning mellom dekke og søyler	33
1.3.1.2 Lengdeforskjellen mellom de tilstøtende spennene er mindre enn 25%	34
1.3.1.3 Dekket er kun belastet med jevnt fordelte laster	34
1.3.1.4 Maksimal momentoverføring til rand- og hjørnesøyler er $\leq M_{td,max} = \gamma b_e d^2 f_{cd}$	35
1.3.2 Mekanisk beskrivelse av modell for gjennomlokkingskapasiteten uten skjærarmring	35
1.3.3 Kontrollsnitt	37
1.3.4 Gjennomlokkingskapasitet for komponenter med skjærarmring	39

2	Beregninger	43
2.1	Dimensjoneringsparametere	43
2.1.1	Fastheter etter gjeldende regelverk	44
2.1.2	Fastheter etter revidert regelverk	44
2.1.2.1	Armeringsspenning	45
2.2	Forankring	47
2.2.1	Forankring av rette stenger etter gjeldende regelverk	47
2.2.1.1	Dimensjonerende forankringslengde	47
2.2.1.1.1	α_3 :	47
2.2.1.1.2	α_5 :	49
2.2.1.2	Endelig resultater	51
2.2.1.3	Heftfasthet etter teoretisk uttrykk	51
2.2.2	Forankring av rette stenger etter revidert regelverk	53
2.2.2.1	Forankringslengde etter revidert regelverk ved bruk av tabell	53
2.2.2.2	Forankringslengde etter revidert regelverk ved bruk av optimalisert uttrykk	53
2.2.2.2.1	Forankringslengde uten hensyn til omslutning	54
2.2.2.2.2	Forankringslengde med hensyn til omslutning	54
2.2.3	Forankring ved bruk av endeplater	57
2.3	Skjær	59
2.3.1	Skjærkapasitet i dekket etter gjeldende regelverk	59
2.3.1.1	Langs x-akse	59
2.3.1.2	Langs y-akse	60
2.3.2	Skjærkapasitet i dekket etter revidert regelverk	62
2.4	Gjennomlokking	64
2.4.1	Gjennomlokkingskapasitet i dekket etter gjeldende regelverk	64
2.4.1.1	Kapasitet ved kritisk kontrollsnitt	64
2.4.1.2	Kapasitet ved søylekant	65
2.4.1.3	Snitt der det ikke lenger er behov for skjærarmering	66
2.4.1.4	Dimensjonering av skjærarmering	66
2.4.2	Gjennomlokkingskapasitet i dekket etter revidert regelverk	69
2.4.2.1	Snitt der det ikke lenger er behov for skjærarmering	71
2.4.2.2	Dimensjonering av skjærarmering	71
2.4.2.3	Maksimal gjennomlokkingskapasitet	72
3	Diskusjon, konklusjon og videre arbeid	73
3.1	Diskusjon	73
3.2	Konklusjon	77
3.3	Videre arbeid	77
4	Bibliografi	78

Figurer

1.1	Illustrasjon av oppsettet til en RC5 beam test beskrevet av RILEM [2].	3
1.2	Illustrasjon av oppsettet til en RC6 pull-out test beskrevet av RILEM [2].	4
1.3	Spenningsutvikling og påfølgende riss ved forankring.	5
1.4	Testoppsett og omslutning for en DTP test.	7
1.5	Illustrasjon av et stangelement og opptredende spenninger, der σ_{sd} = stålspenning, f_{bd} = gjennomsnittlig heftfasthet mellom armering og betong.	8
1.6	Bruddformer som kan forekomme i forbindelse med heft.	9
1.7	Fysisk modell for en likevektsbetraktning ved heft før et splittbrudd oppstår.	10
1.8	Definisjon av parameteren c_d	11
1.9	Heftfastheter etter likning (1.11) og (1.12).	12
1.10	De opptredende kreftene i en fagverksmodell for beregning av tilleggskraften som må forankres i lengdearmingen.	15
1.11	Bruddmekanismen i fugeforbindelsen, der (a) er flytelinjemønsteret og (b) er bevegelse som stivt legeme. Hentet fra [3].	18
1.12	Relative forskyvninger i (a) bruddlinje og (b) betongtverrsnitt. Hentet fra [3].	19
1.13	Overføring av kanttrykk fra endeplate til betong. Hentet fra [4].	22
1.14	Krefter som opptrer i en fagverksmodell i et betongelement der armeringen er forankret med endeplate. Figur hentet fra [4].	23
1.15	Typisk forsøksoppsett for skjær i bjelke uten skjærarmering.	27
1.16	Dannelse av en ny trykkstav med vinkel. Hentet fra [5].	28
1.17	Illustrasjon av kontrollsnitt for komponenter utsatt for fordelte laster og punktlaster. Hentet fra [6].	29
1.18	Momentdiagrammer til illustrativt bruk ved ubalanserte skjærspenninger.	34
1.19	Illustrasjon av rissmønster ved gjennomlokking. Hentet fra [7].	36
1.20	Definisjon av avstanden a_p	37
1.21	Gjennomlokkingsbrudd utenom skjærarmert område. Hentet fra [6].	37
1.22	De tre mulige bruddformene for gjennomlokkingsbrudd i komponenter med skjærarmering. Hentet fra [6, 8].	40
2.1	Pythonkode for resultater presentert i tabell 2.3 og 2.4.	46
2.2	Visualisering av armeringsløsning til bruk i detaljeringen.	48
2.3	Armering tegnet i plan med <i>tenkte</i> forankringslengder til bruk i beregningen av α_3 . Disse er kun illustrative.	49
2.4	Visualisering av armeringsløsning til bruk i detaljeringen.	50
2.5	Betongspenning regnet etter likning (2.8). Dimensjonerende lastvirkninger og armeringsmengder er vist i figur 2.1a.	50
2.6	Mulig oppsett av skjærarmeringen over innersøylen. Figur hentet fra [9].	68

Tabeller

2.1	Dimensjonerende momenter og valgt armering langs x-aksen. Støtte- og feltmomentene er tydelig adskilt. Hentet fra [10].	43
2.2	Dimensjonerende momenter og valgt armering langs y-aksen. Støtte- og feltmomentene er tydelig adskilt. Hentet fra [10].	43
2.3	Dimensjonerende støttemomenter, valgt armering og forankringslengder langs x-aksen.	51
2.4	Dimensjonerende støttemomenter, valgt armering og forankringslengder langs y-aksen.	51
2.5	Justert dimensjonerende forankringslengde etter uttrykk (1.12) langs x-aksen.	51
2.6	Justert dimensjonerende forankringslengde etter uttrykk (1.12) langs y-aksen.	51
2.7	Forankringslengde etter tabell 11.1 i revidert EK2 langs x-aksen.	53
2.8	Forankringslengde etter tabell 11.1 i revidert EK2 langs y-aksen.	53
2.9	Forankringslengde etter likning (2.9) langs x-aksen.	54
2.10	Forankringslengde etter likning (2.9) langs y-aksen.	54
2.11	Forankringslengde etter likning (2.9) langs x-aksen med hensyn til omslutning.	56
2.12	Forankringslengde etter likning (2.9) langs y-aksen med hensyn til omslutning.	56
2.13	Dimensjonerende laster som skal brukes videre i sammenlikningen, hentet fra [10].	59

Introduksjon

Per dags dato foregår det et revisjonsarbeid av Eurokode 2 som er gjeldende europeisk, og dermed norsk standard for prosjektering av betongkonstruksjoner. Den endelige utgaven skal være klar i 2023, og i den forbindelse er det et ønske fra den internasjonale komiteen at det gjøres en sammenlikning av gjeldende og revidert utgave. Oppgaven omfatter derfor et dypdykk i teorien bak de nye reglene, og deretter beregning av utvalgte konstruksjonsdeler etter både gjeldende og revidert regelverk.

Oppgavens hovedtema er reglene knyttet til detaljering tilhørende dimensjoneringsprosesser. Belyste tema er derfor forankring av slakkarmering og dimensjonering av gjennomløkkingsarmering, da beregning og dimensjonering knyttet til disse fenomenene kan løses med et mangfold av armeringsalternativer. Disse temaene er valgt på bakgrunn av at fremtidige krav til blant annet miljø trolig vil stille større krav til armeringsdetaljering fra ingeniørens side. I tillegg er dagens bruk av dataverktøy stadig økende, så hvorvidt regelverket lar seg programmere vil også drøftes avslutningsvis. Mange av reglene i gjeldende regelverk er i hovedsak empiriske, og med alle svakheter som følger med dette, er de i revidert utgave ofte forankret i en analytisk modell. Oppgaven forutsetter at leseren har grunnleggende kunnskaper innen prosjektering og dimensjonering av betongkonstruksjoner etter gjeldende utgave av Eurokode 2, i tillegg til enkle kunnskaper innen statikk. All ny kunnskap utover dette er presentert og regnet på i nødvendig detalj slik at leseren enkelt skal kunne følge tankegangen og logikken bak det presenterte stoffet. Oppgaven er derfor tredelt; med to store hovedkapitler, og et mindre avsluttende kapittel. Alle kapitlene følger samme struktur; første tema er forankring, andre tema er skjær og siste tema er eventuelle generelle trender i eurokoden som faller inn under hovedtemaet.

Første kapittel omhandler teorien bak de nye reglene i Eurokode 2. Her vil all nødvendig teori og matematiske utledninger presenteres i nødvendig detalj. Dersom de matematiske utledningene faller langt utenfor de nødvendige kunnskapene nevnt over, vil heller deres teoretiske bakgrunn og forutsetninger presenteres, mens relevante matematiske uttrykk hentes ut direkte fra relevant litteratur. Siden mange av de gjeldende empiriske uttrykkene har mangler og begrensninger på deres respektive bruksområder, er det naturlig å presentere de vanligste forsøksoppsettene, hva som testes/måles og hvordan resultatene er rapportert. Vidløftig drøfting av forsøksresultatene er ansett som unødvendig, men en kort presentasjon gjøres dersom det er relevant for oppgaven.

Andre kapittel gjelder beregningsbiten av oppgaven. Kapittelet følger samme oppsett som nevnt over, men er i tillegg delt inn etter gjeldende og revidert utgave, slik at en får et beregningsgrunnlag å sammenlikne med. Alle nødvendige likningsreferanser og beregningsforutsetninger er beskrevet i nødvendig detalj. En del effekter, spesielt ved forankring av rette stenger, er kronglete å etablere nøyaktig, spesielt med en del tvetydige definisjoner i gjeldende Eurokode 2. Noen av disse er derfor tolket svært liberalt for å illustrere ikke bare hvorfor regelverket trenger noen matematiske oppdateringer, men også klarere beregningsforutsetninger, gjerne ved gode illustrasjoner. Små, drøftende kommentarer som i seg selv ikke passer inn i et større drøftingskapittel er også bakt inn i beregninger og tekst der det passer.

Siste kapittel er det avsluttende og oppsummerende. Her vil blant annet lengre drøfting av teori- og beregningsresultater som ikke lot seg flette inn i de to andre kapitlene gjøres. Her er det også mer naturlig at punkter rundt generelle trender i eurokoden drøftes, heller enn i de to andre kapitlene. Påstandene om krav til mer detaljering og programmerbarhet drøftes også her, selv om de er noe kortfattet. Oppgaven avsluttes med en kort konklusjon rundt hovedtema, samt noen forslag til tema som burde belyses videre under revideringen.

Kapittel 1

Teori

CEN-landene driver per dags dato med en revisjon av Eurokode 2 (heretter benevnt ved EK2). Mange av egenskapene til betong er studert og kalibrert via empiriske studier [9], noe som kan være uheldig ettersom betong som materiale er i stadig utvikling etter krav til bl.a. miljø, bestandighet og redusert materialbruk [1, 6]. Derfor er mye av hensikten bak revisjonen å skape analytiske modeller, der de nødvendige fysiske egenskapene er tilstrekkelig gjort rede for. Dette vil gjøre at EK2 også vil kunne anvendes for alternative betongsammensetninger.

1.1 Forankring

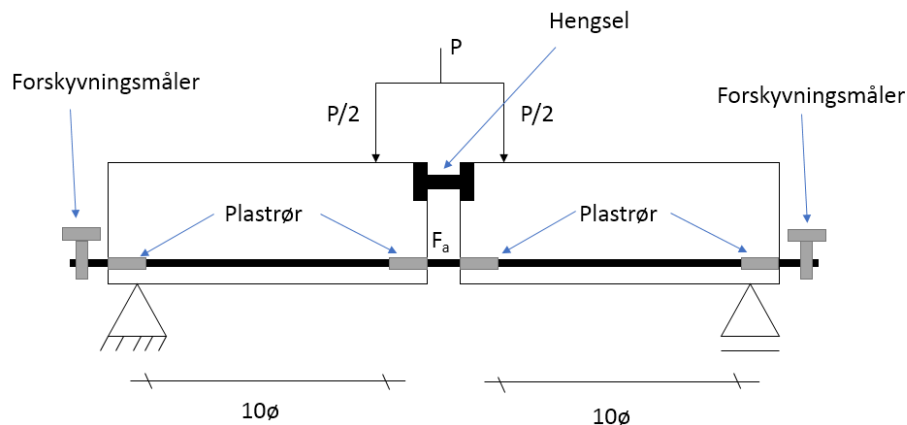
Uttrykkene som tas i bruk i utledningene av dimensjonerende forankringslengder og omfarings skjøter er semi-empiriske av natur [1, 6]. Dette betyr at det er en fysisk modell som ligger til grunn, der de fysiske kreftene som opptrer fastsettes analytisk, mens disse igjen må utledes og kalibreres via numeriske parametre.

1.1.1 Forankringsforsøk

Forankringsproblemet har alltid vært et vanskelig problem å beskrive nøyaktig, siden parametrene som beskriver heftegenskapene ofte kan påvirkes av forsøksoppsettet [11]. I tillegg er ikke heft en egenskap som enkelt lar seg fastsette. Derfor er det i all hovedsak to standardiserte testmetoder for forankringsforsøk; RILEM-CEB RC6 pull-out test og RILEM-CEB RC5 beam test [12]. Begge testmetodene beskrives detaljert av RILEMs egne publikasjoner [2]. I dette avsnittet vil disse metodene presenteres og drøftes, i tillegg til et alternativt forsøksoppsett.

1.1.1.1 RILEM-CEB RC5

RC5 er en typisk 4 punkts bøyningstest der formålet er å estimere heftfastheten til kamjern i betongdragere og plater utsatt for bøyning [2, 12]. Testeksemplaret består av to separate betongklosser som er forbundet med en armeringsstang som går gjennom begge klossene, og en stålhengsel på toppen. På hver utstikkende stangende er det festet en forskyvningsmåler. Det er i tillegg støpt inn fire plastrør, to i hver kloss, slik at en forankringslengde på nøyaktig 10 \emptyset oppnås, se figur 1.1. Jf. figur 1.9a vil en kunne få kunstig høye heftfastheter ved for korte kraftinnføringslengder, og denne grensen er foreløpig satt til $L_b \leq 5\emptyset$ [6]. For å få et mer representativt bilde av virkeligheten er grensen 10 \emptyset antatt å være tilstrekkelig. Det påføres deretter to størrelsesmessig like krefter symmetrisk på hver kloss, som økes gradvis til forankringsbrudd oppstår i begge klossene. Den relative forskyvningen måles som en funksjon av påført kraft på hver kloss, og en får dermed to resultatkurver per forsøksoppsett. Hensikten med testen er å måle motstanden mot splittbrudd, gjerne ved å justere parametre som påvirker splittmotstanden, som f.eks. omslutning og overdekning.



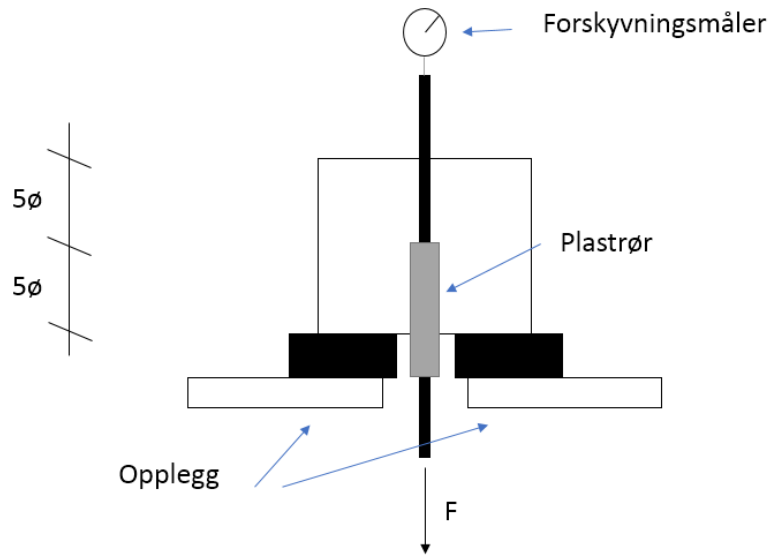
Figur 1.1: Illustrasjon av oppsettet til en RC5 beam test beskrevet av RILEM [2].

Den gjennomsnittlige heftspenningen oppnås via en enkel kraftlikevekt, lik den for forankringslengde i likning (1.2):

$$f_b = \frac{F_a}{\pi \cdot \phi \cdot L_b} \text{ og } F_a = \frac{5}{4}P \quad (1.1)$$

1.1.1.2 RILEM-CEB RC6

RC6 er en ren sentrisk strekktest der en ønsker å estimere heftfastheten til kamjern forankret i betong [2, 12]. Oppsettet består av en kvadratisk betongkloss med et gjennomgående sentrisk støpt kamjern. Dimensjonene på klossen er $10\phi \times 10\phi \times 10\phi$. Det påføres en sentrisk strekkraft i den ene enden av armeringsjernet, mens forskyvningsmåleren i den andre enden måler den relative forskyvningen av armeringen. Betongklossen er lagt opp på to stålplater med en lærbit imellom for å unngå glidning. Dimensjonene på klossen er satt til å være små for en enkel og billig gjennomføring av testen. Det er derfor vanlig praksis å studere korte forankringslengder, typisk $\sim 5\phi$, se figur 1.2. Halve armeringsjernet er derfor isolert med et plastrør, slik at det kun er 5ϕ som blir kraftinnføringslengden. Hensikten med forsøket er som i RC5; å finne motstanden mot splitting, men nå i rent strekk. Dette oppsettet har dog mindre frihet til å justere de påvirkende parametrene grunnet bl.a. geometri- og oppsettsbetingelser.

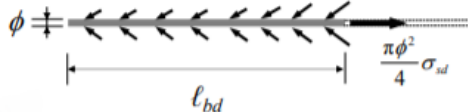


Figur 1.2: Illustrasjon av oppsettet til en RC6 pull-out test beskrevet av RILEM [2].

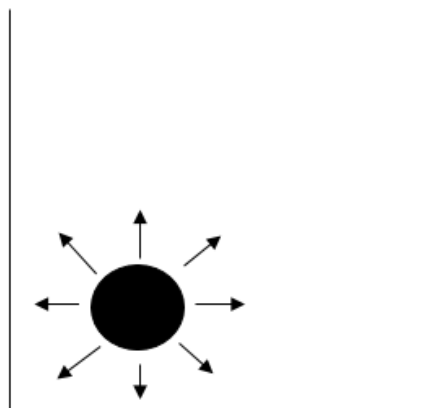
Den gjennomsnittlige heftspenningen oppnås på samme måte som for RC5 gitt i likning (1.1), men nå er $F_a = F$.

1.1.1.3 Er resultatene fra forankringsforsøk gyldige?

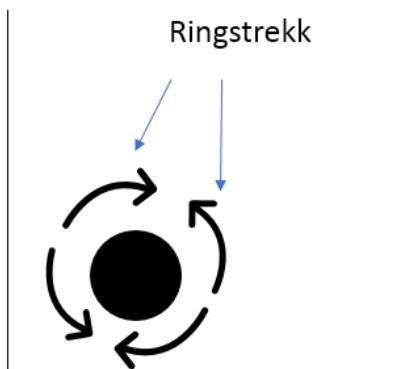
Som nevnt over er forankringsparametrene vanskelig å beskrive nøyaktig. Forankringsforsøk, og forankringsproblemet generelt, handler ofte om å karakterisere splittbrudd, siden forankringsbrudd ofte skjer ved splitting rundt strekkarmeringen [11].



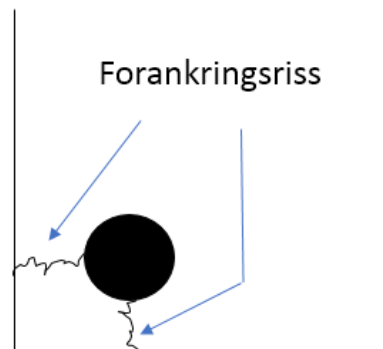
(a) Ikke-uniform utvikling av heftspenning over L_b sett fra siden. Hentet fra figur 11.3 i revidert EK2.



(b) Utvikling av utstrålende heftspenning over L_b sett forfra.



(c) Ringstrekkspenninger i betongen pga. at kammene ikke er ortogonale, samt ikke-linearitet i heftspenningen over L_b .



(d) Forankringsriss grunnet ringstrekk og radielle spenninger i betongen.

Figur 1.3: Spenningsutvikling og påfølgende riss ved forankring.

Forankringsproblemet kan sies å være et av de mer omdiskuterte temaene innen betongteknologi. Vitenskapelige studier på heftparameteren har vært gjort siden 1940-tallet [12], men disse har stort sett basert seg på at heftfastheten er konstant over hele forankringslengden. Forankringslengden tar utgangspunkt i en basis kraftinnføringslengde beskrevet i likning (1.2), som er nødvendig armeringslengde for å oppnå full flytekraft i armeringen. Store deler av forankringsproblemet er i forbindelse med lengdearmering i strekk, og store deler av disse er igjen relatert til bøyning av bjelker og plater. I de standardiserte dimensjoneringsmodellene neglisjeres betongens strekkfasthet [9] og alle strekkspenninger må derfor tas av armeringen. I praksis betyr dette at det forventes en rissdannelse i de mest strekkutsatte områdene av betongen. Det er vanlig praksis å dimensjonere bjelker og plater slik at en heller får flere små riss enn få store riss [9]. Akkurat i disse rissene vil armeringen ta alle strekkspenningene og disse overføres igjen til betongen via heft. Dimensjoneringsmodellene tar også utgangspunkt i at lengdearmeringen flyter. Når armeringen flyter vil det, som nevnt under, bare være kantrykket fra kammene som overfører spenningene mellom armering og betong [1]. Dette kantrykket vil

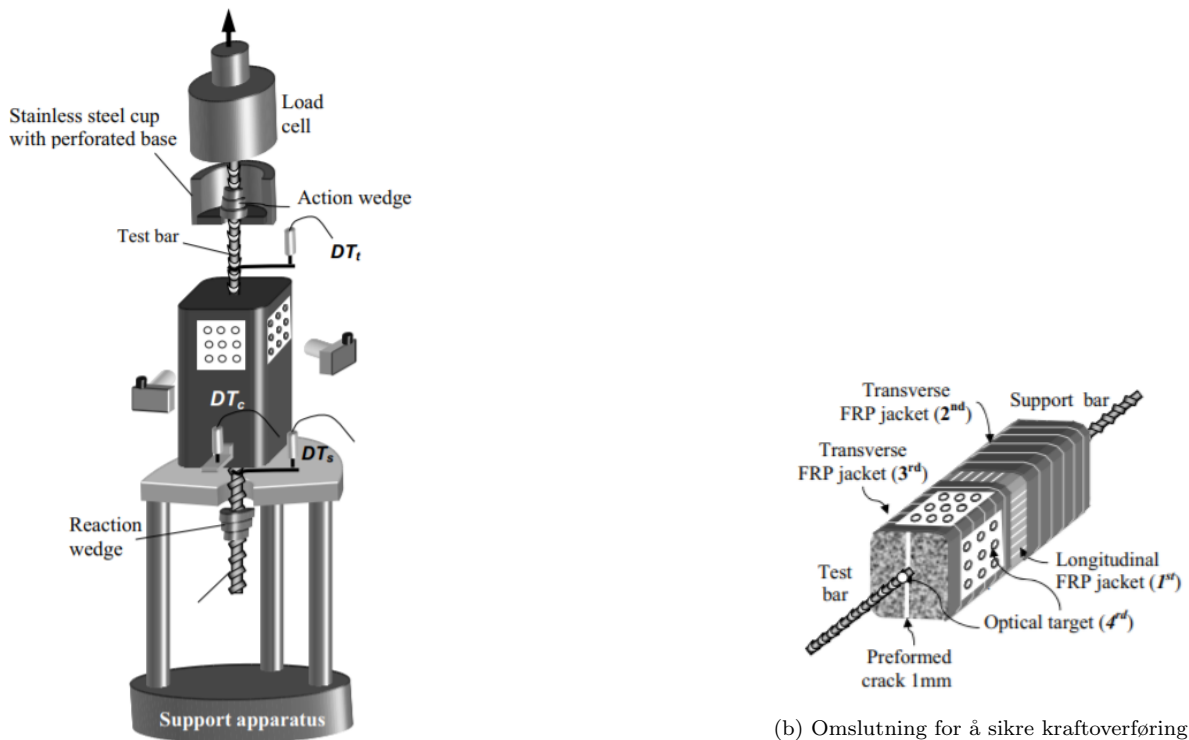
derfor være på sitt maksimale ved rissflaten, som vist i figur 1.3a. Grunnet valsingen er fasongen på kammene utformet slik at for å bevare likevekt i betongen fås en kombinasjon av radielt trykk og ringstrekk, som vist i figur 1.3b og 1.3c. Det er dette ringstrekket som gir opphav til splitting, vist i figur 1.3d. Grunnet den ikke-uniforme utviklingen av armeringsspenningen, er derfor heftfasthet en vanskelig parameter å fastsette nøyaktig.

Dette introduserer noen problemer med de overnevnte standardiserte testoppsettene. RC6 er det vanligste oppsettet, da det er både enkelt og billig å gjennomføre. Standardisert, små testeksemplarer, enkelt å støpe med tilstrekkelig nøyaktighet og enkelt å gjennomføre gjør RC6 meget attraktivt til labforsøk. Det er dog to problemer med representativiteten til slike forsøk. For det første tas det utgangspunkt i en konstant utvikling av heftfastheten over forankringslengden. Som nevnt over er ikke dette reelt når en går nærmere inn på hvordan kreftene overføres mellom armering og betong. Om en likevel skal anta at heftfastheten utvikles konstant over forankringslengden må en se på tilstrekkelig lange forankringer, slik at full flytekraft i armeringen oppnås. De standardiserte dimensjonene beskrevet i RC6 er korte forankringslengder, som gir opphav til store sprik i beregnede og målte verdier for reelle forankringssituasjoner, slik som i [12]. Som beskrevet i avsnitt 1.1.2.1, kan en oppnå meget store heftfastheter for korte forankringslengder, som hverken er reelt eller representativt for virkeligheten. For det andre er selve forsøksoppsettet idealisert og virkelighetsfjernt i forhold til reelle dimensjonerings situasjoner. RC6 studerer et kubisk element med kun en sentrert armeringsstang utsatt for rent strekk. Forankring av lengdearmering er ofte et bøyingsproblem med flere armeringsstenger og derfor vil ikke rene strekkforsøk gi et representativt bilde av oppførselen til betongen. I tillegg er omslutningen mye større enn i et bøyingsproblem. En vil også få trykkspenninger i betongen parallelt med armeringen, i tillegg til ringstrekket. I et bøyningstilfelle vil det være strekkspenninger som virker parallelt med armeringen, jf. normale bjelkemodeller. RILEMs beskrivelse av oppsettet gir i tillegg liten frihet til å justere omslutningsparametrene, være seg det er overdekning, senteravstand eller mulighet til å inkludere omslutningsarmering. Heft og forankring er et sammensatt problem og RC6 har i beste fall begrensede bruksområder når heftegenskapene skal fastsettes.

For å få en mer reell tilnærming til forankringsproblemet er RC5 et bedre alternativ. Testen er igjen standardisert og enkel å gjennomføre, men krever vesentlig mer arbeid. Ikke bare er eksemplarene større, de krever også mer detaljering, jf. figur 1.1. En stor fordel er at en ser på bøyning, og ikke rent strekk. Betongens materialeegenskaper gjør at dimensjonering for rent aksielt strekk er svært uheldig og bør unngås så fremt det er mulig. Bøyingsstrekk derimot er vanligere og er derfor bedre for å få virkelighetsnære resultater. En ulempe med oppsettet derimot, er måten bøyningsspenningene overføres. Det er to separate betongklosser som kun er forbundet med armering i strekksonen og en hengsel i trykksonen. Dette vil i praksis bety at en vil få spenningskonsentrasjoner rundt både armeringen og hengselen, jf. elementteori [13], i stedet for en jevnere spenning over tverrsnittet. Dette er tilsynelatende håndtert rundt armeringen ved innstøping av plastrør som tillater fri bevegelse av armeringen ved enden av betongklossen. Skal en da oppnå nøyaktige resultater må en studere resultatene med en elementmodell. Fordelen med et slikt oppsett er at en i praksis får to eksemplarer å studere på en test, og dermed en større testdatabase. En annen fordel er at oppsettet gir mer rom for å variere parametrene relatert til omslutning, slik som overdekning og omslutningsarmering. På denne måten er det mulig å finne grenseverdier som vil endre bruddform, som vist i figur 1.6. En siste fordel er at L_b er større. På denne måten kan en, i alle fall delvis, eliminere de kunstig store fasthetene som oppnås ved lave forankringslengder. En ulempe er dog at også bøyningstester antar konstant heftfasthet over hele forankringslengden. RC5 operer med dobbel lengde sammenliknet med RC6, men 10 \emptyset er fortsatt relativt kort sammenliknet med vanlig dimensjonerings praksis. Resultatene er likefullt mer reelle og fanger et større mangfold av de mange effektene som har innvirkning på heftegenskapene i en forankringssituasjon, men hvor gyldige de er kan fortsatt diskuteres.

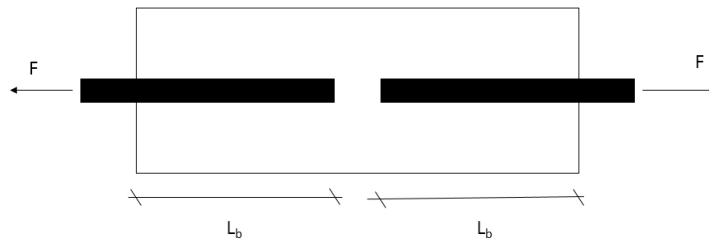
Selv om RC5 og RC6 til dels gir tvilsomme resultater er de fortsatt de mest brukte testmetodene i litteraturen, nettopp fordi de er standardiserte, billige, relativt enkle å gjennomføre og velkjente. Det er likevel utviklet testmetoder som skal ivareta den billige og enkle gjennomføringen samtidig som resultatene er forbedret.

Tastani & Pantazopoulou utviklet en forbedret versjon av RC6 kalt Direct Tension Pull-Out test (DTP) [11]. Prinsippet for testen er vist i figur 1.4.



(a) Prinsipielt oppsett for en DTP test. Hentet fra [11].

(b) Omslutning for å sikre kraftoverføring i strekkutsatt betong mellom armeringsstengene. Hentet fra [11].



(c) Prinsipiell skisse av innstøpning av armering og påføring av last.

Figur 1.4: Testoppsett og omslutning for en DTP test.

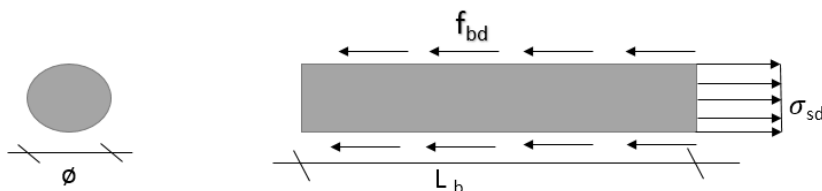
Ideen bak en DTP test er å utelukke falske effekter (ENG: spurious effects) på heften, simulere spenningssituasjonen i bøyning, samtidig som at forsøket ivaretar den enkle og billige gjennomføringen. I en DTP test settes eksemplaret vertikalt og holdes fast i den nederste stangen (support bar), slik som i figur 1.4a. Den øverste stangen (test bar) påføres så en strekkraft. Som vist i figur 1.4c er det støpt inn to armeringsstenger med et mellomrom innad i testeksemplaret. Det vil sørge for at en får strekkspenninger i betongen parallelt med armeringen [11] slik som i en bøyningssituasjon, i motsetning til en vanlig RC6 test. For å sikre tilstrekkelig kraftoverføring i den uarmerte delen av betongen heftes det på to lag karbonfiberarmert plast (CFRP) parallelt med armeringsaksen over hele elementet, se 1st figur 1.4b. I tillegg limes det på et lag CFRP på tvers av armeringsaksen over den nederste stangen (support bar) (2nd figur 1.4b) over

forankringslengden L_b , se figur 1.4c. Dette gjøres for å sikre brudd i den øverste stangen (test bar) ved å innføre ekstra omslutning til den nederste stangen (support bar). Forankringslengdene testet av Tastani & Pantazopoulou var $L_b \in [5\phi, 12\phi]$ [11], dvs. kort til middels lange forankringslengder. Deres mål var å relatere den gjennomsnittlige heftfastheten \bar{f}_b til den maksimale verdien $f_{b,max}$ [11], som gjerne oppnås ved korte forankringslengder ved pull-out og DTP testing. Dette er for å få tak i den ikke-uniforme utviklingen av heftspenninger over forankringslengden. Dette gjøres ved en nøyaktig løsning av differensiallikningen for heft over forankringslengden til et lineært elastisk perfekt plastisk armeringsjern [11]. Løsningen, samt diskusjon av disse, er dog utenfor omfanget av denne oppgaven og det refereres derfor til [11] for flere detaljer.

Tastani & Pantazopoulous alternativ til RC6 later til å være en bedre testmetode enn både RC5 og RC6. Ikke bare bevarer den det relativt enkle oppsettet til RC6, det forbedrer også de fleste svakhetene til RC6, og til en viss grad RC5. Både RC5 og RC6 måler og beregner den gjennomsnittlige heftfastheten over forankringslengden gitt av likning (1.2), noe som gjør f_b tvilsom å bruke i utgangspunktet. Dette er også et poeng i den reviderte utgaven av EK2, som vist i avsnitt 1.1.2.1. Det å uttrykke \bar{f}_b som en funksjon av $f_{b,max}$ vil bedre resultatene, og på sikt bedre databasen(e) som brukes til å kalibrere heftfasthet som parameter. En annen svakhet ved RC6 er at den kun simulerer spenningstilstanden i betongen ved rent aksielt strekk. Hovedtanken med DTP er simulere spenningstilstanden i betongen ved bøyning selv om det kun påføres et rent aksielt strekk. Dette vil antakeligvis gi mer virkelighetsnære resultater. Testoppsettet virker heller ikke å være like rigid som et typisk RC6 oppsett, og legger tilrette for en variabel geometri, ulike kraftinnføringslengder og inkludering av omslutningsarmering [11].

1.1.2 Nødvendig forankringslengde

Heft kan sies å være samvirke mellom ulike materialer slik at de i praksis virker som et sammenhengende element. I armert betong betyr dette å overføre spenninger i betongen til armeringen. Dette gjøres via heft. For å oppnå en spenning σ_{sd} i en armeringsstang som er forankret i betongen via heft trengs det en *basis kraftinnføringslengde* $L_{b,rqd}$ fra stangenden til snittet der spenningen opptrer.



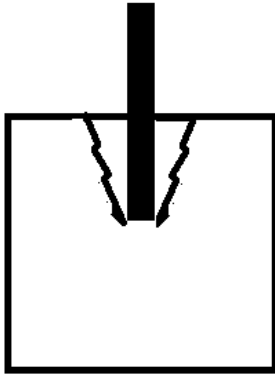
Figur 1.5: Illustrasjon av et stangelement og opptredende spenninger, der σ_{sd} = stålspenning, f_{bd} = gjennomsnittlig heftfasthet mellom armering og betong.

En enkel likevekt av elementet i figur 1.5 gir følgende uttrykk for kraftinnføringslengden:

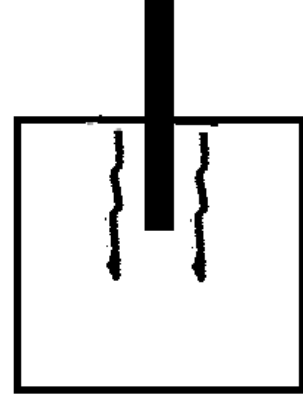
$$\begin{aligned} \pi \cdot \phi \cdot L_b \cdot f_{bd} &= \frac{\pi \phi^2}{4} \sigma_{sd} \\ \Rightarrow L_b &= \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \end{aligned} \quad (1.2)$$

der f_{bd} er den gjennomsnittlige heftfastheten over kraftinnføringslengden L_b . Dette er derimot en forenkling av virkeligheten. De fleste armeringsjern som er brukt i dag er kamjern, der kammene er valset på armeringstengene hos produsent [1,9]. Selv om heft betegnes som en samling av friksjon, adhesjon og kantrykk på kammene [9], vil det hovedsaklig være kantrykket på kammene mot betongen som bestemmer heftegenskapene i konstruksjonen når en nærmer seg makskapasitet i bruddgrensetilstand (ULS) [1]. Dette betyr at heften i armeringen ikke

er uniform over hele forankringslengden. Likning (1.2) er forøvrig både beleilig og enkel i bruk når en skal studere heftfasthet i detalj, og vil derfor bli brukt i videre.



(a) Utrivningsbrudd av armeringsstang i betong.



(b) Splittbrudd av betong rundt armeringsstang.

Figur 1.6: Bruddformer som kan forekomme i forbindelse med heft.

Bruddformene for heftbrudd er presentert i figur 1.6. Splittbruddet er generelt den svakeste bruddformen [1], og det vil derfor være hensiktsmessig å basere dimensjonering på denne. Kraftene som opptrer i en splittbruddmodell er presentert i figur 1.7. Likevekt av elementet gir:

$$F_b \tan(\theta) \leq F_{sp,c} + F_{sp,tr} + F_{sp,p} \quad (1.3)$$

der:

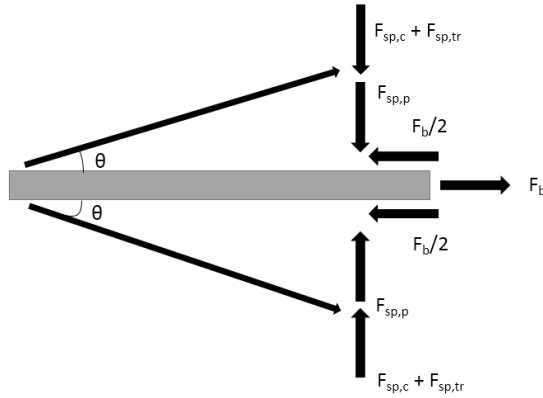
F_b er kraften forankret av heft, gitt av likning (1.2).

$F_{sp,c}$ er splittmotstanden til betongen gitt av overdekning.

$F_{sp,tr}$ er splittmotstanden til betongen gitt av tverrarmring som krysser splittplanet.

$F_{sp,p}$ er splittmotstanden gitt av tverrtrykket i betongen. Dette er positivt i trykk.

θ representerer den radielle utstrålingsvinkelen til likevektskraftene i en trykkdiagonal i betongen.



Figur 1.7: Fysisk modell for en likevektsbetraktning ved heft før et splittbrudd oppstår.

Mye av teorien bak uttrykkene i EK2 er hentet fra *fib Model Code 2010* (heretter benevnt som *fib*) [1], som er den internasjonale foreningen for konstruksjonsbetong. Bakgrunnen for dette er at utvikling av standarder og eurokoder er en tidkrevende og langtekkelig prosess, som betyr at regler og uttrykk i en revidert standard kan være gammelt nytt når den publiseres. Derimot er metodene og teorien beskrevet i *fib* ansett som toppmoderne, og det vil derfor være fornuftig å basere videre studier på denne, samt litteraturen denne referer til. $F_{sp,i}$ er beregnet og kalibrert på bakgrunn av resultatene funnet av bl.a. Canbay & Frosch, som gjorde bruk av testdatabaser og statistiske analyser [14]. Dette gjør dimensjoneringsuttrykkene i EK2 semi-empiriske av natur. Da testdatabasen(e) brukt av Canbay & Frosch var betydelig større enn de som ble brukt til utledning av de opprinnelige dimensjoneringsuttrykkene i EK2, anses derfor resultatene som mer nøyaktig. Nærmere undersøkelser av disse er dog ikke interessant for omfanget av denne oppgaven, så de endelige resultatene i *fib* vil derfor kun gjengis her.

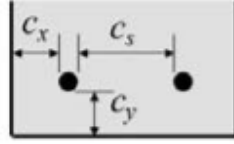
$$F_{sp,c} = 2f_{ct}L_b^*c^* \quad (1.4)$$

der:

$$L_b^* = L_b \left(\frac{20}{\frac{L_b}{\phi}} \right)^{\frac{9}{20}} \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{21}{50}} \leq L_b$$

$$c^* = \frac{7}{10}c_d \left(\frac{c_d}{\phi} \right)^{-\frac{3}{4}} \left(\frac{c_{max}}{c_d} \right)^{\frac{1}{10}}$$

c_d definert slik som vist i figur 1.8. L_b^* er den effektive forankringslengden som tar hensyn til at heft ikke er konstant over hele forankringslengden L_b . Denne effekten er tydeligere ved høyere betongfastheter, da sprøheten i materialet gjerne øker med fastheten [1]. Parameteren c^* tar hensyn til at ringspenningene i betongen rundt armeringen ikke er uniform i hele overdekningen. Slike spenninger endrer seg også under intern rissdannelse [1]. Canbay & Frosch bruker imperialistiske enheter, men logikken deres i modellutviklingen kan likefult følges, noe *fib* gjør [1, 14]. Canbay & Frosch fant også ut at $\theta = 20^\circ$ gir optimale resultater [14].



$$c_d = \min\{c_s/2; c_x; c_y\}$$

Figur 1.8: Definisjon av parameteren c_d .

$F_{sp,tr}$ er omslutningsbidraget og er en funksjon av overdekningen c og den tverrarmeringen som bidrar til omslutning ved splitting [1], dvs. tverrarmering som krysser splittplanet.

$$F_{sp,tr} = [\alpha_2 + \alpha_3] \quad (1.5)$$

$$\alpha_2 \approx \left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{\frac{3}{20}}$$

$$\alpha_3 = \sigma_{tr} \sum A_{tr}^*$$

$$(1.6)$$

der σ_{tr} er den gjennomsnittlige spenningen i tverrarmeringen og $\sum A_{tr}^*$ er det effektive tverrarmeringsarealet som tar hensyn til ulik tverrarmeringsspenning i de ulike tverrarmeringene. $\sum A_{tr}^*$ benevnes heretter bare ved K_{tr} .

$F_{sp,p}$ er en kraftfaktor som justerer for armeringsdiameteren. Denne er funnet ved empirisk kalibrering opp mot testresultater og resulterte i:

$$F_{sp,p} = \left(\frac{25}{\phi}\right)^{\frac{1}{5}} \geq 2^{\frac{1}{5}} \quad (1.7)$$

Substituerer uttrykkene for L_b^* , og c^* inn i likning (1.4), og deretter (1.4),(1.5) og (1.7) inn (1.3) og ender opp med et uttrykk for σ_{sd} :

$$\sigma_{sd} = 54 \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{L_b}{\phi}\right)^{\frac{11}{20}} \left(\frac{25}{\phi}\right)^{\frac{1}{5}} \left[\left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{\frac{1}{10}} + k_m K_{tr} \right] \quad (1.8)$$

der $k_m \geq 12$ er en effektivitetskoeffisient som tar hensyn til bidraget av omslutningsbidraget til splittmotstanden [1]. Videre setter *fib* noen praktiske begrensninger:

1. $15 \text{ MPa} < f_{ck} < 110 \text{ MPa}$.
2. $K_{tr} \leq 0,05$ da eksperimentell data indikerer at dette er tverrarmeringens øvre bidrag til heft.
3. $\left(\frac{c_{max}}{c_d}\right) \leq 5$ grunnet mangel på eksperimentell data utover denne verdien.

På bakgrunn av 1. og 2. argumenterer derfor bakgrunnsdokumentene til EK2 for at bidragene til $F_{sp,tr}$ og $\left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{\frac{1}{10}}$ er såpass lave at de kan neglisjeres i utledningen av et foreløpig dimensjoneringsuttrykk [6]. $F_{sp,tr}$ bidrag vil derimot tas hensyn til via en effektiv omslutningsoverdekning $c_{d,conf}$, som vil studeres nærmere under. Det opereres derfor med følgende uttrykk:

$$\sigma_{sd} = 54 \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{L_b}{\varnothing} \right)^{\frac{11}{20}} \left(\frac{25}{\varnothing} \right)^{\frac{1}{5}} \left(\frac{c_d}{\varnothing} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.9)$$

Jf. bakgrunnsdokumentet kan eksponentene i likning (1.9) rundes av til enklere brøker, da uttrykket er semi-empirisk av natur [6]. Bakgrunnsdokumentet definerer videre noen referanseverdier for vanlige tilfeller, følgelig $\varnothing \leq 20$ mm, $f_{yd} = 435$ MPa og $c_d \geq \frac{3}{2}\varnothing$ [6]. Likning (1.9) kan skrives om slik at en får forankringslengden L_b som en funksjon av armeringspenning, overdekning og armeringsdiameter:

$$L_{b,req} = k_{anch} \cdot \varnothing \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\varnothing}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{3\varnothing}{2c_d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.10)$$

der k_{anch} er en foreløpig kalibreringsparameter som ikke er ferdig kalibrert [6]. Det er verdt å merke seg at når det dimensjoneres i ULS antas det at armeringen når flytning [6, 9]. Ofte er det SLS som er den dimensjonerende grensetilstanden [9], og det er derfor rimelig at likning (1.10) kan reduseres med faktoren $\left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{\frac{3}{2}}$ dersom $A_{s,SLS} > A_{s,ULS}$. Denne reduksjonen er dog ikke lineær, som vist i figur 1.9b og en betydelig reduksjon kan oppnås ved lave spenninger.

1.1.2.1 Heftfasthet

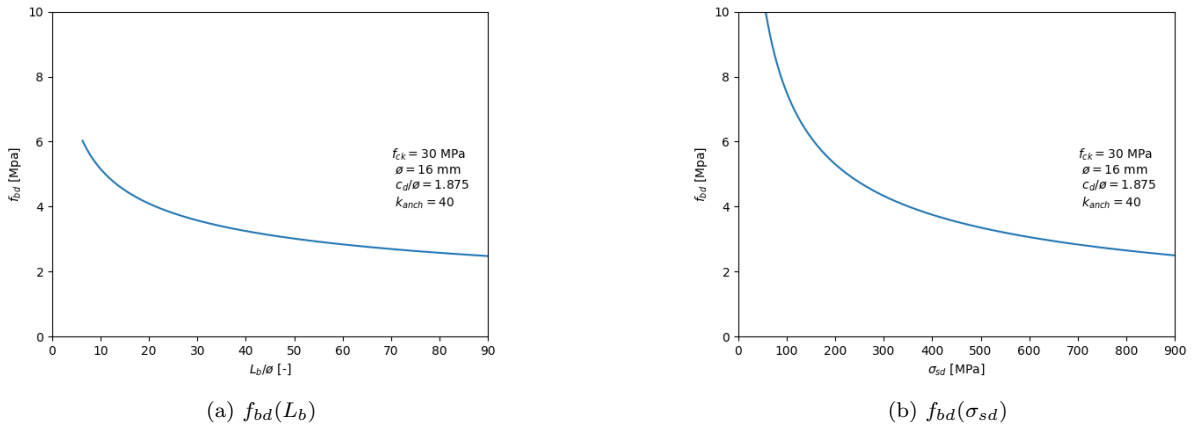
Likning (1.10) kan omformuleres til en kapasitetslikning, der den tillatte stålspenningen kan uttrykkes som en funksjon av de geometriske og mekaniske parameterene. Kombinerer en dette med likning (1.2) får en heftfastheten som en funksjon av enten:

1. L_b :

$$f_{bd} = 2,7 \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{20}{\varnothing} \right)^{\frac{2}{9}} \left(\frac{L_b}{k_{anch} \cdot \varnothing} \right)^{-\frac{1}{3}} \left(\frac{2c_d}{3\varnothing} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.11)$$

2. σ_{sd} :

$$f_{bd} = \frac{109}{k_{anch}} \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{-\frac{1}{2}} \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{20}{\varnothing} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{2c_d}{3\varnothing} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.12)$$



Figur 1.9: Heftfastheter etter likning (1.11) og (1.12).

Som en ser av figur 1.9 er f_{bd} meget sensitiv til både korte forankringslengder og lave armeringspenninger.

1.1.2.1.1 Heftforhold

Rett etter betongen er støpt konsolideres den [14] og en får blødning. Når blødningsvannet når betongoverflaten vil en få setning i betongen, noe som *kan* føre til luftspalter under armeringsjernene og gi en porøs og sprø betong rundt deler av denne armeringen [6, 14, 15]. Dette er det EK2 betegner som “dårlige heftforhold” og disse forholdene opptrer typisk i den øvre delen av betongen [6].

1.1.2.2 Omslutningsarmeringens bidrag til heft

Som nevnt tidligere er det splittbrudd som er den dominerende bruddformen ved forankringsbrudd. Omslutningsarmeringens bidrag til forankring vil være den delen av omslutningsarmeringen som krysser rissflaten ved et splittbrudd [6]. For en mer presis og intuitiv definisjon refereres det til figur 11.5 i revidert EK2. Ved skråriss/riss indusert av skjærkrefter vil tverrarmeringen/skjærarmeringen “løfte” skjærkraften over risset [16]. Da skjærbrudd er en sprø bruddform [9] dimensjoneres skjærarmering gjerne i ULS og det antas full flyte kraft i skjærarmeringen [16]. Det er derfor rimelig å anta at omslutningsarmeringen vil ha en liknende virkemåte ved splitting, dvs. løfte noe av kraften som skal forankres over risset i tillegg til fastholdingen av betongen på tvers av risset. Likning (1.10) åpner, som tidligere nevnt, for en reduksjon av $L_{b,req}$ der det er mer armering enn beregningsmessig nødvendig og det kan derfor ikke regnes med at full flyte kraft utnyttes i løftingen av denne kraften. Jf. *fib* tas omslutningsbidraget hensyn til ved at en øker den effektive heftfastheten [1, 6]. Basert på resultatene vist i figur 1.9 er dette en dårlig parameter å bruke til dimensjonering. Derfor har bakgrunnsdokumentet heller valgt å innføre variabelen $c_{d,conf}$ som justerer parameteren c_d i likning (1.10) slik at omslutningsbidraget tas med. Siden det er uvisst om full flyte kraft utnyttes må uttrykket fortsatt kalibreres og finjusteres:

$$c_{d,conf} = c_d + \left(30k_{conf} \cdot \rho_{conf} + 8 \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \emptyset \leq \frac{15}{4} \emptyset \quad (1.13)$$

der:

ρ_{conf} er armeringsforholdet mellom armeringsom bidrar til omslutning og armeringen som forankres.

σ_{ctd} er gjennomsnittlig betongtrykk på flaten vinkelrett på den potensielle splittflaten.

k_{conf} er en effektivitetsfaktor avhengig av detaljeringen av omslutningsarmeringen.

30 & 8 er kalibrert slik at en får liknende resultater som *fib* [6], siden det ikke nødvendigvis antas full flyte kraft.

1.1.3 Rette omfaringskjøter

Den nåværende og nye versjonen av EK2 legger opp til at omfaringskjøter *helst* skal legges utenom områder der:

1. Maksimale lastvirkninger forventes å opptre.
2. En forventer at inelastisk deformasjon, som f.eks. flyteledd, forekommer.

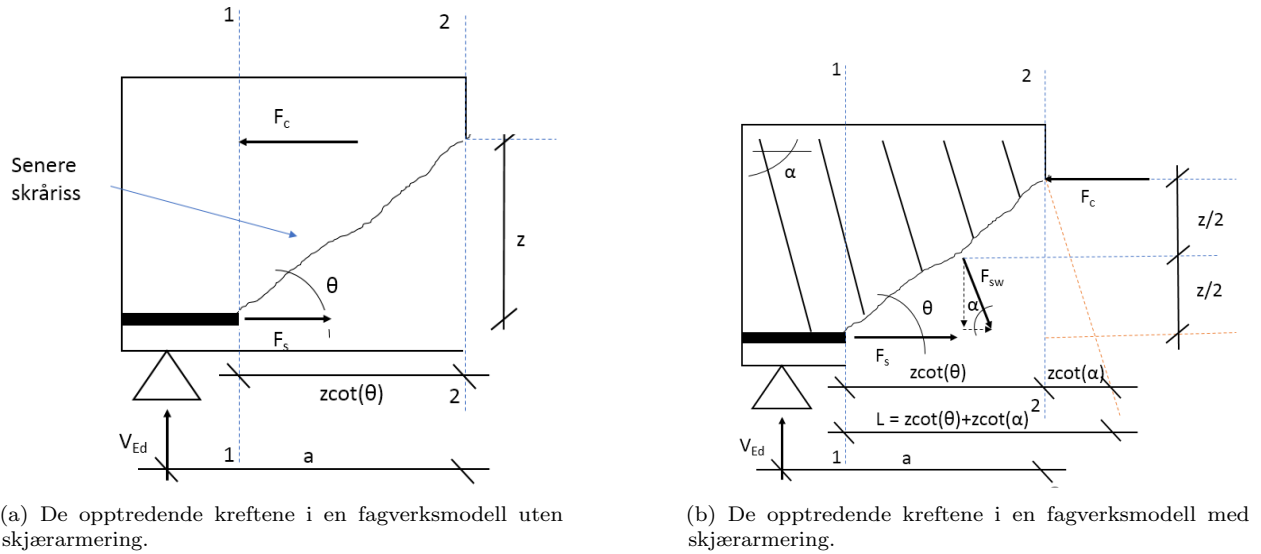
Disse to henger ofte sammen. Dette er dog vanskelig å unngå i mange dimensjoneringsammenhenger [6]. Derfor legger den nye versjonen av EK2 opp til at dette kan gjøres dersom:

1. Omslutningsarmeringen er utført i samsvar med omslutningskravene i nye EK2.
2. Omfaringene er forskjøvet.
3. Omfaringskjøtene er dimensjonert for $1, 2\sigma_{sd}$.

Både pkt. 1 og 2 er basert på at deformasjonskapasiteten økes ved brudd [6]. Pkt. 3 derimot, er en foreløpig verdi som må undersøkes videre, men er satt for å ta hensyn til at plastisk deformasjon ikke redusere styrken, men deformasjonskapasiteten på skjøten [6]. Gjeldende versjon av EK2 tillater en reduksjon av omfaringslengden dersom omfaringene er forskjøvet. Forskjøvet armering betyr her at $< 100\%$ av armering som må skjøtes faktisk er skjøtt i snittet det er snakk om. Resten går kontinuerlig gjennom omfaringssonen. Nyere fullskala testing av armerte bjelker gir derimot antydninger til at styrken på *skjøten*, dvs. ikke tverrsnittskapasiteten, reduseres dersom bare deler av armeringen i skjøtesonen er skjøtt [17]. Sagt på en annen måte; forskyvning av skjøten kan gi lavere skjøtestyrke og redusert rotasjonskapasitet, noe som *kan* gi opphav til en mindre duktil konstruksjonsoppførsel. Derfor bør den reviderte versjonen av EK2 vurdere om det skal tillates en reduksjon av omfaringslengden eller ikke, dersom omfaringen er forskjøvet. I tillegg er mye av teorien bak skjær og gjennomlokking basert på bjelke/platerotasjon, noe som ytterligere understreker behovet for klare retningslinjer rundt omfaringer.

1.1.4 Økning av armeringsspenning grunnet skrårissdannelse

Forankring av armering kan være et problem selv om det tilsynelatende ikke er noen netto strekkraft i snittet som undersøkes. Dette er et større problem i bjelker enn i plater, da “skjærbredden” b_w er mindre og følgelig er den netto skjærkraften som må tas større. Dette er gjerne tilfellet ved frie opplegg. I bjelker og plater opptrer gjerne en kombinasjon av normalspenninger og skjærspenninger, noe som vil gi en kombinasjon av bøyningssriss og skråriss. Under skrårissdannelse antas det at skjærarmeringen vil ta all skjærkraft og det antas gjerne full flyt i skjærarmeringen. Dimensjoneringsmodellen for skjærkraft er basert på en fagverksmodell bestående av trykk- og strekkgurter samt trykk- og strekkdiagonaler. I en slik modell vil trykkgurten være en tenkt trykkstav bestående av betong, strekkgurten vil være strekkarmeringen, de indre trykkdiagonalene vil være tenkte trykkstaver bestående av betong, og strekkdiagonalene vil være skjærarmeringen eller tenkte komponenter av denne.



Figur 1.10: De opptredende kreftene i en fagverksmodell for beregning av tilleggskraften som må forankres i lengdearmeringen.

Legg merke til at skjærarmeringen som krysser skrårisset virker over lengden $L = z \cot(\theta) + z \cot(\alpha)$, dersom skråstilt armering antas. Figur 1.10 viser en enkel fagverksmodell der F_c er kraften i trykkgurten (trykkraft i betongen), F_s er kraften i strekkgurten (strekkraft i armeringen), F_{sw} er skjærstrekkraftene i skjærarmeringen som danner vinkelen α med selve lengdeaksen til bjelken, og en trykkdiagonal som danner vinkelen θ langs skrårisset. De ortogonale kreftene i skjærarmeringen vil være hhv. $F_{sw,x} = F_{sw} \cos(\alpha)$ og $F_{sw,z} = F_{sw} \sin(\alpha)$. En ser først på tilleggskraften induisert skjærkraften V_{Ed} i et urisnet tverrsnitt. Dette gjøres ved å se på et snitt (snitt 1) like utenfor det teoretiske opplegget i figur 1.10a. Her vil et lite moment gi opphav til kraftparet F_c og F'_s . Likevekt om trykkraften F_c gir den totale kraften F'_s i strekkarmeringen:

$$\begin{aligned} F'_s \cdot z &= V_{Ed}(a - z \cot(\theta)) \\ &= V_{Ed} \left(\frac{a}{z} - \cot(\theta) \right) \end{aligned} \quad (1.14)$$

For å bestemme tilleggskraften som opptrer i armeringen grunnet skrårissdannelse studeres momentlikevekt om angrepspunktet til F_c i snitt 2, vist i figur 1.10b. Det antas at angrepslinjen til den samlede skjærstrekkraften fra skjærarmeringen over skrårisset virker i tyngdepunktet til armeringen over skrårisset. Det er videre antatt at skjærarmeringen har en konstant senteravstand og følgelig vil angrepslinjen til vertikalkomponenten av F_{sw} være $\frac{z \cot(\theta)}{2}$, vist i figur 1.10b. Momentlikevekten blir da:

$$\begin{aligned}
F_s \cdot z &= V_{Ed} \cdot a - F_{sw,x} \cdot \frac{z}{2} - F_{sw,z} \cdot \frac{z \cot(\theta)}{2} \\
F_s &= V_{Ed} \cdot \frac{a}{z} - F_{sw} \cdot \frac{\cos(\alpha)}{2} - F_{sw} \sin(\alpha) \cdot \frac{\cot(\theta)}{2} \\
&= V_{Ed} \cdot \frac{a}{z} - \frac{F_{sw}}{2} (\cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cot(\theta)) \\
&\text{Bruker identiteten } \tan(\alpha) = \frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)} : \\
&\Rightarrow \cos(\alpha) = \sin(\alpha) \cot(\alpha) \\
\Rightarrow F_s &= V_{Ed} \cdot \frac{a}{z} - \frac{F_{sw}}{2} \sin(\alpha) (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \tag{1.15}
\end{aligned}$$

Merk F_{sw} over risset frem til snitt 2 ikke virker over L , men $z \cot(\theta)$ i likning (1.15). Som tidligere nevnt antas det at all skjærkraft tas av armeringen, dvs. $F_{sw} = V_{Rd,s}$. Videre antas det at denne armeringen er dimensjonert i ULS, dvs. $V_{Rd,s} = V_{Ed}$. Merk at F_s har sin maksimale verdi når $\sin(\alpha) = 1$ dvs. $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cot(\alpha) = 0$. Dette skal nevnes senere, men for nå antas det kun at sinusleddet er satt lik 1. Økningen av strekkraften i armeringen vil da bli:

$$\begin{aligned}
\Delta F_t &= F_s - F'_s \\
&= \left(V_{Ed} \cdot \frac{a}{z} - \frac{V_{Ed}}{2} (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \right) - V_{Ed} \left(\frac{a}{z} - \cot(\theta) \right) \\
&= \frac{V_{Ed}}{2} (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) \tag{1.16}
\end{aligned}$$

Likning (1.16) gjelder for komponenter med behov for skjærarmering. Dersom en konstruksjonsdel ikke har et beregningsmessig behov for skjærarmering og ingen minstekrav til skjærarmering vil $F_{sw} = 0$ i likning (1.15). Følgelig forenkles likning (1.16) til:

$$\Delta F_t = \frac{V_{Ed}}{2} \cot(\theta) \tag{1.17}$$

I nåværende versjon av EK2 håndteres denne tilleggskraften etter EK2, 6.2.3(7) som tilsvarer uttrykket funnet i likning (1.16). Dette punktet gir dog begrensningen $\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_t \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$, der $M_{Ed,max}$ er største opptredende moment i komponenten, ikke nødvendigvis i snittet som studeres. Dette kommer trolig av at lengdearmeringen også er dimensjonert i ULS etter $M_{Ed,max} \Rightarrow \sigma_{sd} \sim f_{yd}$. Mange dimensjoneringsmodeller er basert elastisk konstruksjonsoppførsel, så $\sigma_{sd} \not\sim f_{yd}$. Det opereres derfor kun med spenninger $\leq f_{yd}$.

Revisjonen av EK2 åpner for at tilleggskraften kan håndteres på to måter. Den første er temmelig lik den nåværende, med noen omformuleringer og symbolendringer. Revidert EK2, 8.2.3(8) er skrevet om til å inkludere aksielle strekkrefter. I tillegg antas det at all skjærarmering er utført med optimal vinkel α på bjelkeaksen, dvs. $\alpha = 90^\circ$. Følgelig blir $\cot(\alpha) = 0$ i likning (1.16). Med nye symboler introduseres også begrensningen $\frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Ed} + N_{vd}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2}$ der N_{Ed} er dimensjonerende aksiell strekkraft og $M_{Ed,max}$ som over. Den andre metoden er å *forskyve momentkurven* en avstand a_l over opplegget etter EK2, 12.3.2(2). Av figur 1.10b ser en at F_{sw} virker over lengden $L = z \cot(\theta) + z \cot(\alpha)$. Under EK2, 12.3.2(2) antas det at momentkurven forskyves like mye hver vei over opplegget, og følgelig vil $a_l = \frac{L}{2}$. Dette er illustrert i EK2 figur 12.1. Det er verdt å nevne her at siden det antas optimal, dvs. vertikal skjærarmering, under EK2, 8.2.3(8) vil $\cot(\alpha) = 0$. Det kan derfor diskuteres om $\cot(\alpha)$ kanskje burde sløyfes i uttrykket for a_l .

1.1.5 Omfarings skjøter ved bruk av sløyfer

Sløyfeforbindelser har typisk vært brukt til å skape kontinuitet i forhåndsstøpte brudekker i samvirkekonstruksjoner [3]. Løsningen har vanligvis vært en omfarings skjøt, der sløyfene har virket som omslutningsarmering i en fugeforbindelse. Dekkene forhåndsstøpes og legges oppå bærekonstruksjonen med sløyfeomfaringer, der omfaringsforbindelsen fuges ut med betongmørtel, og sløyfene omslutter tverrarmingen lagt i fugen [6]. Den fysiske/analytiske modellen som er grunnlaget for det nye regelverket ble først beskrevet av Jørgensen & Hoang i *Engineering Structures* [3] i 2013, som var en del av doktorgradsarbeidet til Jørgensen publisert i 2014. Mye av det teoretiske grunnlaget vil derfor henvise til deres arbeid, samt bakgrunnsdokumentet til EK2. Ideen er å utvikle en kapasitetslikning per sløyfe.

Den fysiske modellen baserer seg på plastisitetsteoriens øvre grenseteorem, der en flytelinjeanalyse gjennomføres for å finne bruddmekanismen som fører til brudd [3, 6]. Slike sløyfeforbindelser er ofte strekkutsatt og har derfor to bruddformer:

1. Flyt i sløyfene.
2. Strekkbrudd i betongmørtelen.

Siden slike fugeforbindelser ofte er utsatt for strekk, har vanlig dimensjoneringspraksiss vært å dimensjonere for flytning i sløyfene. På denne måten får en utnyttet full flytekraft i dekkeelementene og en vil få en duktil oppførsel i brua [3, 6]. Dette kan dog være vanskelig i praksis, da flensbredden på tverrbjelkene av stål ofte vil være bestemmende på fugebredden, samt ønsket om å begrense støping på byggeplass [3].

1.1.5.1 Analytisk modell for kapasitet

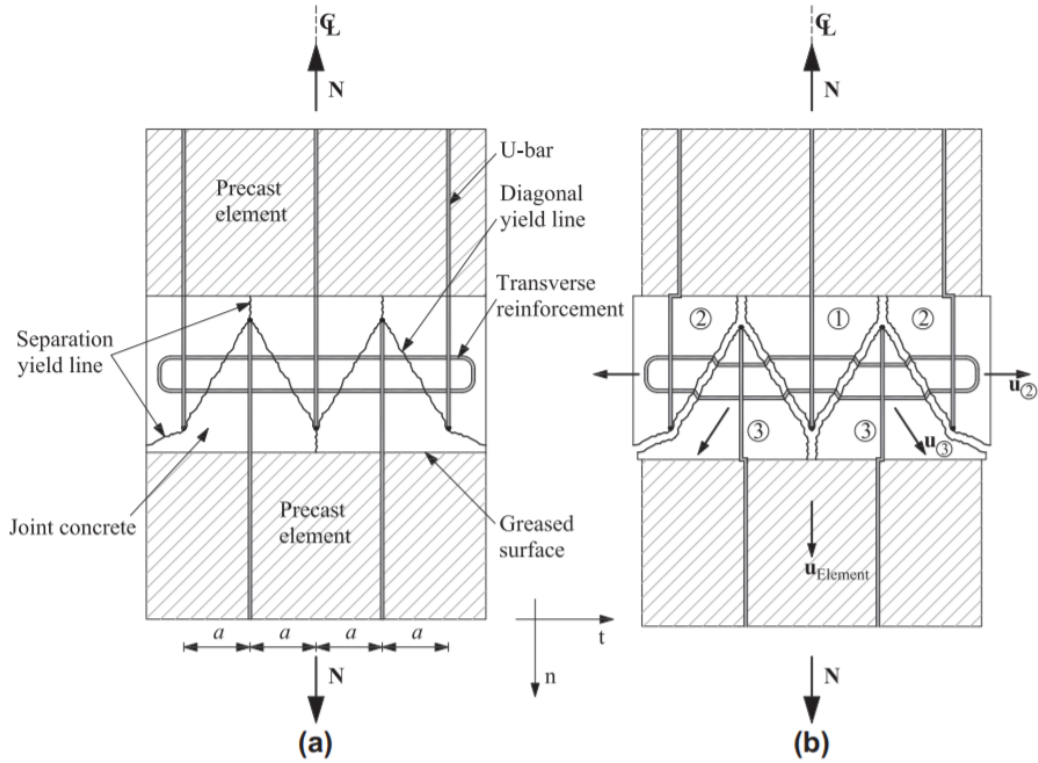
Basert på begrensingene over, utviklet Jørgensen & Hoang modellen i to steg:

1. Utvikle en dimensjoneringsmetode der flyt i sløyfene vil være den dominerende bruddformen.
2. Dersom strekkbrudd i betongfugen allikevel skulle oppstå, er ikke kapasiteten utelukkende avhengig av betongens strekkfasthet.

Dette betyr i praksis at modellen er utviklet for å beregne strekkbrudd i betongen. Noen antakelser for modellen:

- Betongen anses som et perfekt plastisk materiale.
- Betongens strekkfasthet neglisjeres, og armeringen anses som et perfekt plastisk materiale som kan ta aksielt strekk.

Betong er ikke et perfekt plastisk materiale, og derfor introduserer modellen en effektivitetsfaktor ν [3]. Denne skal utdypes senere.



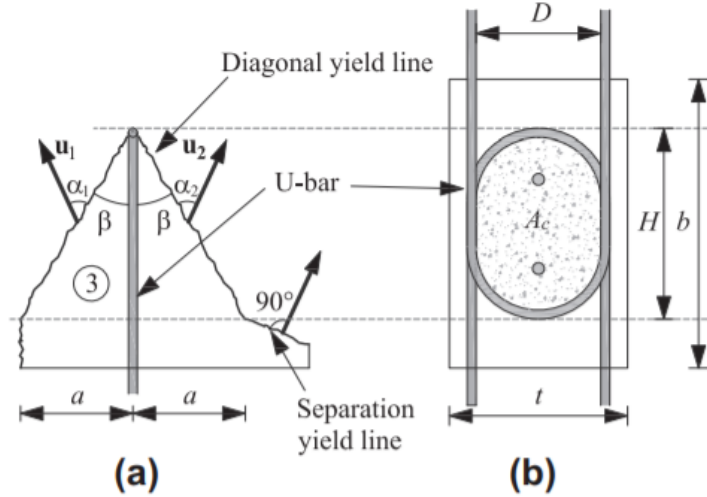
Figur 1.11: Bruddmekanismen i fugeforbindelsen, der (a) er flytelinjemønsteret og (b) er bevegelse som stivt legeme. Hentet fra [3].

I virkeligheten er bruddflatene tredimensjonale og krever ikke-lineære elementanalyser [3]. Bruddmekanismen er derfor forenklet til en plan todimensjonal analyse. Se figur 1.11 for bruddmønster og parametre. Jf. figur 1.11 kan forskyvningsvektorene beskrives som følger:

$$\mathbf{u}_{element} = \begin{bmatrix} u_n \\ 0 \end{bmatrix}, \mathbf{u}_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 2u_t \end{bmatrix}, \mathbf{u}_3 = \begin{bmatrix} u_n \\ u_t \end{bmatrix} \quad (1.18)$$

Der u_n og u_t er forskyvningene i hhv. retning n og t , og element 1 antas å være i ro [3, 6]. Utregningen av indre og ytre arbeid er utenfor omfanget til oppgaven og det henvises derfor til [3] for en detaljert beskrivelse av arbeidene. Alle mål, parametre og vinkler er vist i figur 1.11 og 1.12. Arbeidet i de to flytelinje som bidrar til separering (de to som går parallelt med de to nederste sløyfene) er neglisjert her. Den øvre grensen optimaliseres når den relative forskyvningen i hver skrå bruddlinje danner vinkelen α med bruddlinjen:

$$\begin{aligned} \beta &= \tan^{-1} \left(\frac{a}{H} \right) \\ \Phi_T &= \left(\frac{A_{sT} \cdot f_{yT}}{A_c \cdot f_{ck}} \right) \\ \alpha &= \beta + \sin^{-1} \left(\frac{1 - \frac{2\Phi_T}{\nu}}{\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1}} \right) \end{aligned} \quad (1.19)$$



Figur 1.12: Relative forskyvninger i (a) bruddlinje og (b) betongtverrsnitt. Hentet fra [3].

Med α fra likning (1.19) vil den optimale øvre grensen være gitt ved:

$$\frac{N_c}{\nu f_{ck} A_c} = n_L \cdot \begin{cases} \left(\sqrt{\frac{4\Phi_T}{\nu} \left(1 - \frac{\Phi_T}{\nu}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2} - \frac{a}{H} \right) & \text{dersom } \alpha \geq \varphi \text{ og } \alpha \geq \beta \\ \frac{2\left(\frac{\Phi_T}{\nu} \left(3 - 4\frac{a}{H}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1\right)}{4 + 3\frac{a}{H}} & \text{dersom } \alpha < \varphi \text{ og } \frac{a}{H} < \frac{3}{4} \\ \left(\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \frac{a}{H} \right) & \text{dersom } \alpha < \beta \text{ og } \frac{a}{H} \geq \frac{3}{4} \end{cases} \quad (1.20)$$

der n_L er antallet sløyfer som overfører strekk og φ er den indre friksjonsvinkelen i betongen, $\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{3}{4}\right)$ [3,6]. ν kan kalibreres på to måter [3]:

1. Kalibrering av det teoretiske uttrykket sammen med en relativt stor testdatabase.
2. Justere et eksisterende uttrykk for ν fra et tilsvarende problem og bekrefte det med de tilgjengelige testdataene.

Da tilstrekkelige mengder data på strekkbelastede sløyfeforbindelser ikke var tilgjengelig da Jørgensen & Hoang kalibrerte sin verdi for ν , valgte de å gå for alternativ 2. Dette medførte følgende uttrykk for justeringsfaktoren:

$$\nu = \frac{0,88}{\sqrt{f_{ck}}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{H}}\right) \quad (1.21)$$

Merk at H er gitt i meter [3]. Jf. steg to i Jørgensen & Hoangs modell er tanken å ha en duktil bruddform dersom strekkbrudd i fugen skulle oppstå. Dersom kun betongens strekkfasthet er avgjørende for strekkkapasiteten vil bruddet være sprøtt. Dette vil i praksis bety at det må stilles krav til tverrarmring sløyfene skal omslutte slik at duktilitetskravet er tilfredsstillt. Minstekravet til tverrarmring kan derfor finnes ved å kreve at strekkkapasiteten uten tverrarmring ikke overskrider løsningene gitt i likning (1.20) [6]. Dette gjøres ved å ta med arbeidsbidraget neglisjert tidligere og finne en løsning for kapasiteten uten tverrarmring. En følger samme logikk som før og får den optimale løsningen:

$$\begin{aligned}
A_c &= \frac{\pi}{4}(D + 2\phi_L)^2 + (H - D - 2\phi_L)(D + 2\phi_L), \quad H \geq D + 2\phi_L \\
A_c^* &= \frac{1}{2}(b - H)(D + 2\phi_L) \\
\nu_t &= 0,6 \\
f_{ct} &= 0,26f_{ck}^{\frac{2}{3}} \\
l &= 1 - 2\frac{\nu_t f_{ct}}{\nu f_{ck}} \frac{\sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \\
m &= 1 - 2\frac{\nu_t f_{ct}}{\nu f_{ck}} \frac{1}{1 - \sin(\varphi)} \\
\alpha &= \beta + \sin^{-1} \left(\left(\frac{2n_L - 1}{n_L} \frac{A_c^*}{A_c} \left(\frac{m}{l} - 1 \right) + \frac{m}{l} \right) \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1}} \right)
\end{aligned} \tag{1.22}$$

der:

- A_c^* = flatearealet til en separeringslinje.
- A_c = flatearealet til en skrå flytelinje.
- f_{ct} = betongens enaksielle strekkfasthet.
- ν_t = justeringsfaktoren for betong i strekk.

Samme løsningsmetode brukt for likning (1.20) brukes her og en får:

$$\frac{N_{c,t}}{\nu f_{ck} A_c} = l \cdot n_L \cdot \begin{cases} \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \left(\frac{3}{2} \frac{A_c^*}{A_c} \left(\frac{m}{l} - 1\right)\right)^2 - \frac{a}{H} \frac{m}{l} & \text{dersom } \alpha \geq \varphi \text{ og } \alpha \geq \beta \\ \frac{\frac{3}{2}(3 - 4\frac{a}{H})(1 - \frac{m}{l}) \frac{A_c^*}{A_c} + \left(\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1\right)(5 - 3\frac{m}{l})}{4 + 3\frac{a}{H}} & \text{dersom } \alpha < \varphi \text{ og } \frac{a}{H} < \frac{3}{4} \\ \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \frac{m}{l} \frac{a}{H} & \text{dersom } \alpha < \beta \text{ og } \frac{a}{H} \geq \frac{3}{4} \end{cases} \tag{1.23}$$

1.1.5.2 Forenkling av modellen for dimensjonering

Som nevnt over må $\alpha > \varphi$. Denne betingelsen er sjelden dimensjonerende og kan derfor forgåes fullstendig, da dette vil transformere problemet til et plant spenningsproblem [6]. Derfor vil det kun være $\alpha \geq \beta$ som vil begrense løsningen og likning (1.20) kan forenkles til:

$$N_c = n_L \nu f_{ck} A_c \left(\sqrt{\frac{4\Phi_T}{\nu} \left(1 - \frac{\Phi_T}{\nu}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2} - \frac{a}{H} \right) \tag{1.24}$$

Jf. likning (1.24) er strekkkapasiteten svært sensitiv til forholdet $\left(\frac{a}{H}\right)$. Det største testede forholdet i litteraturen er $\frac{a}{H} \sim 0,6$ og det settes derfor en praktisk begrensning ved $\frac{a}{H} \leq 0,6$ [6]. Videre kan en se at $r = \frac{4\Phi_T}{\nu} \left(1 - \frac{\Phi_T}{\nu}\right)$ setter enda en praktisk begrensning:

$$r = \begin{cases} \frac{4\Phi_T}{\nu} \left(1 - \frac{\Phi_T}{\nu}\right) & \text{dersom } \frac{\Phi_T}{\nu} < \frac{1}{2} \\ 1 & \text{dersom } \frac{\Phi_T}{\nu} \geq \frac{1}{2} \end{cases} \tag{1.25}$$

Før kapasitetslikningen er ferdigstilt må også flyt i sløyfene vurderes. Dette gjøres enkelt via:

$$N_y = n_L A_{sL} f_{yL} \quad (1.26)$$

der A_{sL} tverrsnittsarealet til en sløyfe, som vil ha to bøylebein. Følgelig kan likning (1.26) og (1.24) kombineres til et kapasitetskrav:

$$N_u = \min \begin{cases} N_c \\ N_y \end{cases} \quad (1.27)$$

1.1.5.3 Minste tverrarming

Som nevnt over, vil N_c likning (1.27) gi sprø brudd dersom det ikke er tilstrekkelig tverrarming tilstede. Denne armeringsmengden er derimot tidkrevende å bestemme, da den krever at likning (1.20) og (1.23) må gi samme resultat, noe som krever en iterativ prosess for å løse [6]. Litteraturen beskriver derimot et tilnærmet uttrykk funnet ved en parameterstudie [6]. Ser en samtidig på den øvre praktiske dimensjoneringsgrensen for $\frac{a}{H}$ som typisk vil være $\frac{a}{H} \sim \frac{1}{2}$ vil minste tverrarming være gitt i likning (1.28):

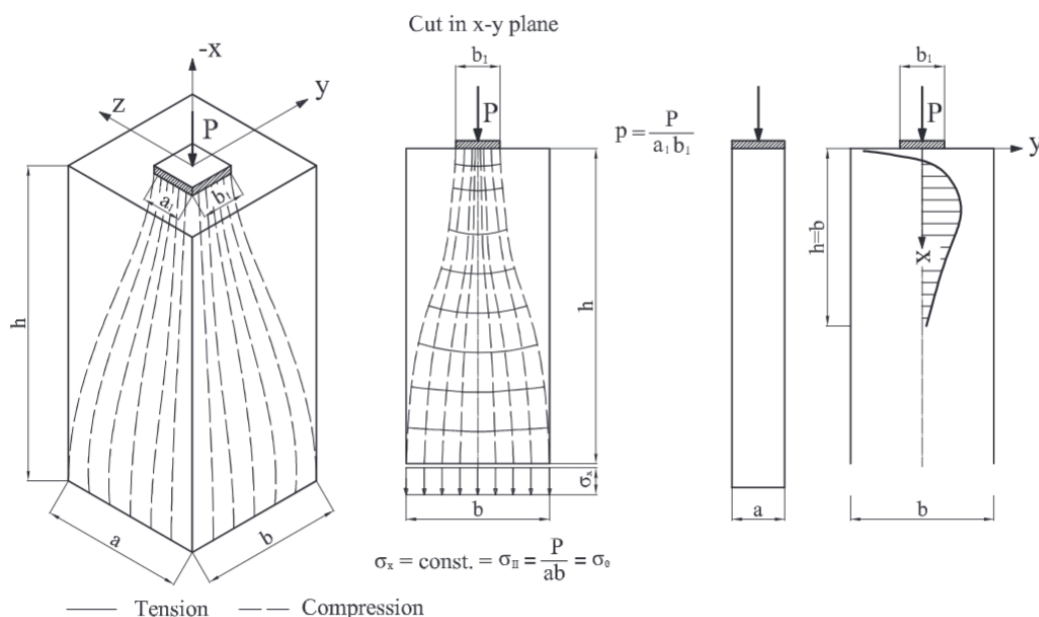
$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{A_{sT,min}}{A_c} \\ &= \frac{f_{t,ef}}{f_{yT}} \left(\left(\frac{a}{H} \right)^2 + 1 \right)^2 \\ &= \frac{\nu_t f_{ct}}{f_{yT}} \left(\left(\frac{a}{H} \right)^2 + 1 \right)^2 \\ &= \frac{0,6 \cdot 0,26 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yT}} \left(\left(\frac{1}{2} \right)^2 + 1 \right)^2 \\ &\Rightarrow \frac{A_{sT,min}}{A_c} f_{yT} \approx 0,24 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \\ A_{sT,min} &\approx \frac{\sqrt{f_{ck}}}{2} \frac{A_c}{f_{yT}} \end{aligned} \quad (1.28)$$

1.1.6 Forankring av armering med endeplater

Denne seksjonen er helt ny i den reviderte versjonen av EK2, siden forankring via endeplater blir mer og mer brukt i dagens nye konstruksjoner [6]. Både amerikanske standarder og *fib*, i likhet med produsentkataloger setter grenser til spesifikke geometri- og materialbetingelser grunnet de tidligere likningenes empiriske natur. Da disse ikke alltid kan oppfylles finnes det ikke et generelt regelverk eller retningslinjer å følge [6]. Derfor er målet med den nye seksjonen i EK2 å gi klare retningslinjer å følge når nye løsninger dukker opp. Grunnlaget for en fysisk/analytisk modell ble først presentert i *Engineering Structures* [4] i 2013 og videre testet og empirisk “verifisert” av flere [6]. En del av figurene og formlene vil derfor være reproduisert fra denne.

I tungt armerte områder i en konstruksjon kan behovet for tilstrekkelig forankring være vrient å få til mtp. krav til forankringslengde, dordiameter og andre detaljeringskrav [4]. Spesielt i off-shore konstruksjoner har dette vært tilfellet. Derfor er det utviklet forankringsmetoder som baserer seg på en kombinasjon av mekanisk forankring via en endeplate og normal forankring via heft [4]. Det er i all hovedsak tre bruddformer ved forankring med endeplater:

1. Sideveis utblåsning, dvs. sidene vinkelrett til endeplaten går til brudd grunnet tverrstrekk. Tverrstrekket oppstår når kanttrykket fra platen skal fordeles til en uniform trykkspenning over hele betongtverrsnittet, se figur 1.13.
2. Enaksielt trykkbrudd ved relativt store platedimensjoner, dvs. platedimensjoner \sim betongdimensjoner.
3. Treaksielt trykkbrudd ved relativt små platedimensjoner, dvs. platedimensjoner \ll betongdimensjoner.



Figur 1.13: Overføring av kanttrykk fra endeplate til betong. Hentet fra [4].

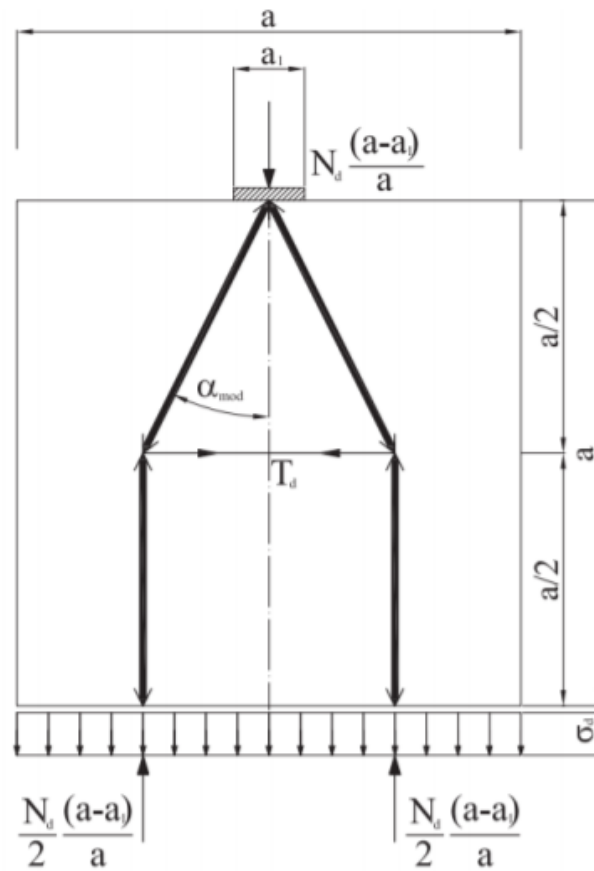
Den typiske løsningsmetoden for å finne tverrstrekkkreftene ved forankring med endeplater er bruk av en fagverksmodell [4, 6]. Se også figur 1.13 og 1.14 for definisjoner av parametere. Jf. figur 1.13 vil kanttrykket fordele seg i tverrsnittet over en dybde slik at en til slutt får en uniform trykkspenning i hele betongtverrsnittet. Dette skjer ved en dybde tilnærmet lik bredden på betongtverrsnittet [4]. Videre kan en se at trykkspenningen over en bredde tilsvarende bredden på endeplaten a_1 “fordeler” seg rett ned, dvs. denne spenningen bidrar

ikke til å skape tverrstrekk i betongen! Legg også merke til at det antas uniform fordeling av kanttrykket \Rightarrow platen antas å være uforskyvelig og udeformerbar [6]. Følgelig vil fordelingskreftene være:

$$\begin{aligned} N_d &= \sigma_d a \\ N_d^* &= \sigma_d^* a_1 \\ N_d - N_d^* &= N_d \left(1 - \frac{a_1}{a}\right) \end{aligned} \quad (1.29)$$

Ser en på likevekt i figur 1.14 ser en at tverrstrekkraften T_d er gitt ved:

$$T_d = \frac{N_d}{2} \left(1 - \frac{a_1}{a}\right) \tan(\alpha_{mod}) \quad (1.30)$$



Figur 1.14: Krefter som opptrer i en en fagverksmodell i et betongelement der armeringen er forankret med endeplate. Figur hentet fra [4].

Ved bruk av endeplater som forankringsmetode brukes det ikke tverrarmering, og derfor må alle strekkrefter tas opp i betongens strekkfasthet [4]. Dette gjøres over en dybde a og en effektiv bredde b_{ef} . Likning (1.30) kan generaliseres til en tredimensjonal spenningstilstand ved å innføre denne parameteren b_{ef} , der b_{ef} er en funksjon av bredden b_1 på endeplaten og dybden a tverstrykket skal fordeles over:

$$b_{ef} = b_1 + \beta a \leq b \quad (1.31)$$

Engineering Structures generaliserer likning (1.30) til en tredimensjonal spenningstilstand ved å se på betongkloss med dimensjonene $a \times b_{ef}$ der det geometriske gjennomsnittet mellom plate- og betongdimensjoner brukes [4]:

$$T_d = \frac{N_d}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right) \tan(\alpha_{mod}) \quad (1.32)$$

Videre kan en se av figur 1.13 at strekkspenningene ikke er uniforme over hele dybden, og den øvre tillatte strekkspenningen i betongen vil da være gitt ved κf_{ctd} , der κ er en omfordelingsfaktor. $\kappa = \frac{2}{3}$ da det antas en parabolisk fordeling av strekkspenningen [4, 6]. Følgelig kan en bruke likning (1.32) til å finne et uttrykk for kapasitet ved sideveis utblåsning:

$$\begin{aligned} T_d &\leq T_{Rd} \\ \frac{N_d}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right) \tan(\alpha_{mod}) &\leq \kappa f_{ctd} \cdot ab_{ef} \\ \Rightarrow N_{Rd,2} &= 2\kappa \frac{f_{ctd} \cdot ab_{ef}}{\tan(\alpha_{mod}) \left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right)} \end{aligned} \quad (1.33)$$

Videre antas $\alpha_{mod} = \frac{1}{2}$, da dette er det som normalt gjøres i standarder [4, 6]. Setter en inn verdier for α_{mod} og κ i likning (1.33) ender en opp med et forenklet uttrykk:

$$\begin{aligned} N_{Rd,2} &= \frac{8}{3} \frac{f_{ctd} \cdot ab_{ef}}{\left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right)} \\ \sigma'_{sd} &\leq \frac{8}{3} \frac{f_{ctd}}{A_s} \frac{ab_{ef}}{\left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right)} \end{aligned} \quad (1.34)$$

Begge trykkspenningstilstandene må også kontrolleres. Kapasiteten for disse bruddformene er gitt i [4, 6] og gjengis her:

$$\begin{aligned} N_{Rd,1} &= (a_1 b_1 - A_s) f_{cd} \cdot \min \left\{ \frac{\sqrt{\frac{ab_{ef}}{a_1 b_1 - A_s}}}{7} \right. \\ \sigma'_{sd} &\leq \left(\frac{a_1 b_1}{A_s} - 1 \right) f_{cd} \cdot \min \left\{ \frac{\sqrt{\frac{ab_{ef}}{a_1 b_1 - A_s}}}{7} \right. \end{aligned} \quad (1.35)$$

Den nedre grensen er økt fra $3f_{cd}$ til $7f_{cd}$. Jf. bakgrunnsdokumentets litteraturgjennomgang viser det seg at grensen på $3f_{cd}$ er ekstremt konservativ sammenliknet med nyere eksperimentell data [4, 6]. Grensen $3f_{cd}$ var tidligere satt for å ta hensyn til tillatte treaksielle trykkspenningstilstander, men faktoren har aldri blitt gjort rede for [4, 6]. Dersom stålspenningen som skal forankres i endeplaten er lavere enn f_{yd} kan det etter revidert EK2 dimensjoneres for den opptredende spenningen σ'_{sd} som vist i likning (1.35) og (1.34). For å slippe å regne ut betongens strekkfasthet og innføre et mer generelt og forenklet uttrykk gjør revidert EK2 følgende forenkling:

$$\begin{aligned}
k_{tt} &= 0,8 && \text{EK2, 5.1.6(2)} \\
f_{ctd} &= k_{tt} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} && \text{EK2, 5.1.6(2)} \\
f_{ctk,0,05} &= 0,7 f_{ctm} && \text{EK2, tabell 5.1} \\
f_{ctm} &= 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \\
\Rightarrow f_{ctd} &= \frac{8}{3} \cdot 0,8 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \\
&\approx \frac{56}{125} \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}
\end{aligned}$$

Dersom en følger samme logikk som seksjon 1.1.5.3 kan dette forenkles til $\sim \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$. Videre ferdigstiller revidert EK2 likningen ved å ta hensyn til overdekning og senteravstander via:

$$a_{eff} = \min \begin{cases} s_a \\ 2c_a \end{cases}, \quad b_{eff} = \min \begin{cases} s_b \\ 2c_b \\ b_h + a_{eff} \end{cases} \quad (1.36)$$

med s_i, c_i vist i EK2 figur 11.8. Innfører $a_1 b_1 = A_h$, kombinerer likning (1.35) og (1.34) og ender opp med det uttrykket som tar hensyn til alle bruddformene i EK2:

$$\sigma'_{sd} = \min \begin{cases} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c A_s} \frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{\left(1 - \sqrt{\frac{A_h}{a_{eff} \cdot b_{eff}}}\right)} \\ \left(\frac{A_h}{A_s} - 1\right) f_{cd} \cdot \min \begin{cases} \sqrt{\frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{A_h - A_s}} \\ 7 \end{cases} \end{cases} \quad (1.37)$$

Vær obs det er en trykkfeil i foreløpig utgave av EK2, der $\left(\frac{A_h}{A_s} - 1\right)$ er gitt som $\left(1 - \frac{A_h}{A_s}\right)$.

1.2 Skjær

Skjær er et av temaene som systematisk har blitt gjennomgått, da spesielt skjærkapasiteten av konstruksjonsdeler uten skjærarmering og gjennomlokking [6]. Skjærkapasiteten for konstruksjonsdeler med behov for skjærarmering har fått noen omformuleringer og oppklaringer, men følger i all hovedsak fagverksmodellen den nåværende EK2 følger [9]. Siden hovedtema i oppgaven er beregningsregler som omfatter detaljering, vil gjennomlokking være hovedtema. Beregningsgangen for gjennomlokking slik den er beskrevet i revidert EK2 baserer seg likevel på en del av teorien fra bøyeskjær. Derfor er det teoretiske grunnlaget for skjærkapasitet uten skjærarmering og gjennomlokking presentert.

1.2.1 Skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten behov for skjærarmering

Et gjennomgående tema i revidert EK2 er å fange effekten av størrelsen på tilslaget d_g på de forskjellige dimensjoneringsreglene. I gjeldende utgave er denne effekten fullstendig neglisjert. I tillegg er både størrelseeffekten og effekten av skjærslankhet enten undervurdert eller fullstendig neglisjert. Videre er nåværende EK2 for konservativ når effekten av aksielle strekkspenninger i betong vurderes. Dette kan ende i negative kapasiteter og det bør derfor settes noen praktiske begrensninger på denne. Det siste problemet baseres på at uttrykket for skjærkapasiteten uten skjærarmering er utviklet empirisk på bakgrunn av testdatabaser. Dette er ofte gjort på individuell landsbasis og noen av disse er kalibrert for tiår siden [18]. I tillegg er disse testene ofte basert på fritt opplagte bjelker belastet med punktlaster. Når disse kapasitetslikningene brukes utenfor gyldighetsområdet deres kan de potensielt overestimere kapasiteten.

Den reviderte utgaven av EK2 har en trestegs kontrollprosedyre som går som følger:

1. Detaljert kontroll av tverrsnittets skjærkapasitet kan utelates dersom:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

etter 8.2.1(4).

2. Det er ikke behov for beregningsmessig skjærarmering dersom:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$$

etter 8.2.2 og 8.4.3.

3. Dersom 1 & 2 ikke er oppfylt skal skjærarmeringen dimensjoneres etter 8.2.3 og 8.4.4 slik at:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}$$

Jf. Sørensen [9] er største dimensjonerende skjærspenning i en geometrisk kontinuerlig komponent gitt ved:

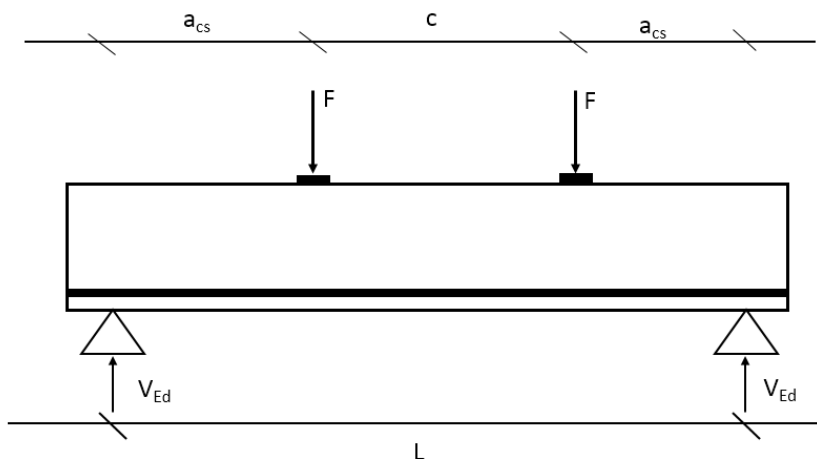
$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (1.38)$$

der:

- V_{Ed} er den dimensjonerende skjærkraften.
- b_w er den minste tverrsnittsbredden i en geometrisk kontinuerlig komponent. Ellers er b_w definert i EK2, 8.2.3(9).
- z er den indre momentarmen i en fagverksmodell, antatt $z = 0,9d$.

1.2.1.1 Skjærforsøk

Typiske skjærforsøk utføres gjerne som bøyningstester med punktlaster på en fritt opplagt bjelke [6, 18]. Det mest vanlige oppsettet er en 4 punkts bøyningstest som vist i figur 1.15.



Figur 1.15: Typisk forsøksoppsett for skjær i bjelke uten skjærarmoring.

Her introduseres parameteren *skjærspennvidde*, a_{cs} . For komponenter med punktlaster er denne definert som avstand mellom opptredende skjærkraft V_{Ed} og ytre belastning F , se figur 1.15. For bjelker med jevnt fordelt last er $a_{cs} = \frac{M_{max}}{V_{max}} = \frac{2qL^2}{8qL} = \frac{L}{4}$ [18]. Som nevnt over, har disse testene blitt utført over flere år, gjerne på et individuelt nasjonalt nivå. Kapasitetslikninger har derfor blitt utviklet og/eller kalibrert empirisk på bakgrunn av disse, noe som fortsatt blir gjort i dag [6, 18]. Det er derfor viktig at all nødvendig data fra disse forsøkene rapporteres og/eller verifiseres, slik at deres respektive kalibrerte likninger kan brukes utenom de spesifikke geometri- og lastbetingelsene de er testet for. Som nevnt er ikke dette tilfellet, og i 2003 gikk derfor Reineck et.al. inn for å lage en omfattende testdatabase, som i senere år har blitt betydelig utvidet [18]. Over 70% av forsøkene i denne databasen er gjort på komponenter som er *skjærslanke* (skjærslankhet er her definert som $\frac{a_{cs}}{d} < 2, 4$). De senere utvidelsene har bl.a. kommet som en respons på manglende kunnskap om størrelseeffekten og lett armerte tverrsnitt, dvs. små armeringsintensiteter i komponenter der tverrsnittene er relativt store. I tillegg har også bjelker testet med fordelt last blitt implementert i denne databasen [18]. Hensikten med denne testdatabasen er å introdusere empirisk data som oppfyller objektive krav, slik at denne dataen kan brukes til senere verifikasjon [6, 18]. Da forsøkseksemplarene ofte ikke er like store som virkelig konstruksjonskomponenter er ikke alltid last fra egenvekt tatt med i vurderingene. Dette er sjeldent et problem, men det har vært vanlig å utelate denne, og for relativt store testeksemplarer kan denne ha en innvirkning på hele 14% av dimensjonerende skjærkraft [18], noe som kan gi uheldige resultater. Videre er det mange forsøk der rissmønsteret ikke er rapportert. Spesielt for jevnt fordelte laster er det viktig å vite hvor rissene oppstår, da skjæroverføringsmekanismene for fordelte laster er avhengige av plasseringen av det kritiske skrårisset [18]. For fordelte laster på overkant av bjelken er det kun lasten mellom skrårisset og midten av bjelken som bidrar til skjærbrudd. Det refereres til figur 3 & 4 i Reineck et.al. for en detaljert beskrivelse av dette fenomenet [18]. I tillegg stilles det også krav til øvre og nedre grenser av bl.a. f_{ck} , geometri, skjærslankhet og bruk av kamstål.

1.2.2 Mekanisk beskrivelse av modell

Den teoretiske modellen for skjær i komponenter uten skjærarmoring er basert på teorien om kritiske skråriss (ENG: Critical Shear Crack Theory, CSCT) [6]. Bakgrunnen for dimensjonering mot skjær er basert på en fagverksmodell, lik den beskrevet under avsnitt 1.1.4. Skjærspenningene overføres via et trykkstag i denne

modellen. Problemet oppstår når komponenten får vertikale riss pga. bøyning [5]. Etterhvert som risset beveger seg opp over nøytralaksen vil dette risset nå trykkstaget og deretter høvelig følge vinkelen θ dette staget danner [5,19]. Følgelig vil trykkstaget fortsette å risse opp, og andre, gjerne svakere skjæroverføringsmekanismer må slå inn [5,6]. Hvor mye av dette staget som risser opp er sterkt avhengig av skjærslankhetsforholdet $\frac{a_{cs}}{d}$ [5]. Det er i all hovedsak fire alternative skjæroverføringsmekanismer [5,6,19] som kan forekomme:

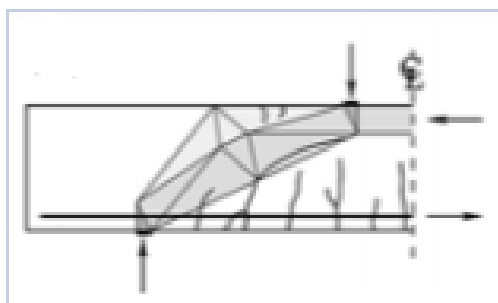
1. Utkragervirkning (ENG: Cantilever action): Et fenomen der skjærspenninger overføres av betongen mellom to bøyingsriss. Denne betongen virker som en utkrager som forbinder strekk- og trykkgurtene i fagverksmodellen [19].
2. Tilslagslåsing (ENG: Aggregate interlock): Etter det kritiske skrårisset har oppstått vil to ting skje:
 - (a) Rissvidden w vil fortsette å utvide seg (som er vanlig ved strekkgivende bøyings- og aksiallaster).
 - (b) Relativ glidning δ av betongflatene på hver side av risset (glidning grunnet skjærspenninger i betongen).

Avhengig av rissvidden w og den relative glidningen δ vil tilslaget “låses” sammen og skjærspenninger overføres. Dette fenomenet avhenger også av fasongen og vinkelen til risset, i tillegg til w og δ [19].

3. Dybelvirkning (ENG: Dowel action): Lengdearmeringen virker som en dybel i risset og overfører skjær mellom de to rissflatene. Denne effekten er spesielt effektiv dersom det ikke er problemer med avskalling der risset oppstår [19]. En stor fordel med dette er at samme effekt virker i trykkarmeringen i selve trykkstaget skrårisset oppstår i. Dersom bjelken er slank, får en ofte problemer med avskalling. Da forsvinner deler av eller hele heften i området og denne effekten blir kraftig redusert eller fullstendig neglisjerbar [19].
4. Buevirkning (ENG: Arching action): Denne består av to effekter som omhandler dannelsen av et alternativt trykkstag som overfører skjærspenningene:
 - (a) Trykkstag med vinkel. Dette fenomenet beskrives ved at det dannes en trykkstav som er en kombinasjon av trykkgurten og en ny trykkdiagonal med større helning enn det opprinnelige staget, dvs. $\theta_{arc} > \theta$ [5], se figur 1.16. Denne trykkstaven har potensialet til å virke helt eller delvis utenom skrårisset, avhengig av plasseringen og fasongen på dette skrårisset [5].
 - (b) Rett trykkstag over risset pga. tilslagslåsing.

Disse to kombinert vil gi en buevirkning som overfører skjærspenninger i alternative trykkstag. Denne effekten er ofte sterkere enn de andre tre [6], og er den dominante skjæroverføringseffekten i komponenter der det er:

- (a) Relativt liten skjærslankhet, typisk $\frac{a_{cs}}{d} < 2,5$ [6].
- (b) Lengdearmering med liten eller ingen heft [6]. Dette vil blant annet redusere eller fjerne dybelvirkningen.
- (c) Høye aksielle trykkrefter [6]. Dette vil i større grad tillate dannelsen av den vinklede trykkstaven, samt forsterke effekten av tilslagslåsing.



Figur 1.16: Dannelse av en ny trykkstav med vinkel. Hentet fra [5].

Basert på beskrivelsene over er kapasiteten avhengig av:

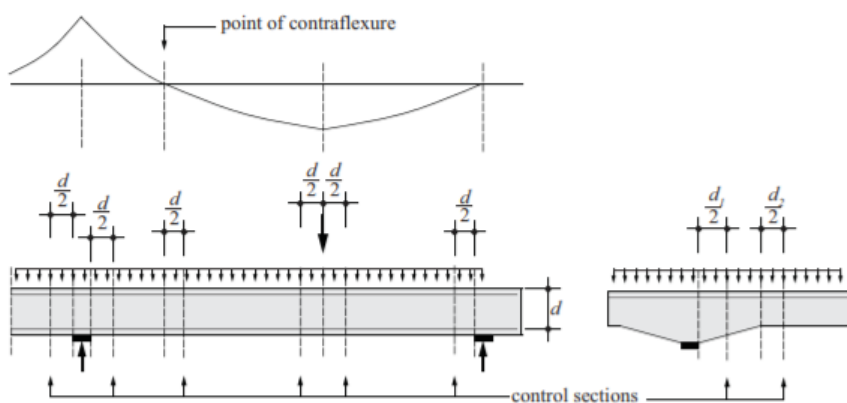
- Rissmønsteret, da spesielt plasseringen av det kritiske risset i forhold til den teoretiske trykkdiagonalen. Dette understreker også viktigheten av kravet om rapportering av rissplasseringen stilt i [18].
- Rissvidden w .
- Ruheten til risset, som avhenger av tilslagsstørrelsen d_g .

1.2.3 Kontrollsnitt

Som nevnt i avsnitt 1.2.1.1 og 1.2.2 er skjærkapasiteten avhengig av hvor det kritiske skrårisset opptrer. For komponenter utsatt for punktlaster er plasseringen av kontrollsnittet relativt enkel å bestemme. Punktlaster gir skjærkraftdiagrammer som er konstante over deler eller hele komponenten. I og med at risset har opprinnelse fra bøyninglaster velges det å plassere kontrollsnittet $\frac{d}{2}$ fra lastinnføringspunktet, dvs. $a_{cs} - \frac{d}{2}$ [5]. Dette gjøres fordi at $M_{Ed,max}$ forventes å opptre nær lastinnføringspunktet/midten av bjelken \Rightarrow større rissvidder $w \Rightarrow$ lavere skjærfasthet her. Plasseringen er dog ikke like enkel å avgjøre i komponenter med fordelte belastninger. Risset vil opptre der skjærfastheten er lik opptredende skjærlast [5,6]. Denne plasseringen er igjen avhengig av graden av omfaringer i området, endring (diskontinuitet) i armeringsmengden og endring av den effektive dybden d [5]. Jf. Muttoni & Ruiz sine forsøk på fritt opplagte bjelker er resultatkurvene relativt flate fra avstanden $\frac{d}{2}$ og utover, noe som indikerer at å variere plasseringen av kontrollsnittet vil gi relativt liten variasjon i bruddlasten [5]. For å fange diskontinuitetene nevnt over velges derfor følgende kontrollsnitt:

- $\frac{d}{2}$ fra *statiske diskontinuiteter*, dvs. endeopplegg og støtter under kontinuerlige bjelker, eller opptredende punktlaster [5,6].
- $\frac{d}{2}$ fra *matematiske diskontinuiteter*, dvs. laster og opplagerbetingelser som skaper matematiske diskontinuiteter i lastvirkningsdiagrammene. Disse vil være som over, i tillegg til vendepunkt i momentdiagrammet. [5,6]
- $\frac{d}{2}$ fra *geometriske diskontinuiteter*, dvs. endring i tverrsnitts- og armeringsgeometri [5,6].

Alle disse er illustrert i figur 1.17.



Figur 1.17: Illustrasjon av kontrollsnitt for komponenter utsatt for fordelte laster og punktlaster. Hentet fra [6].

Da den teoretisk utledningen for hvert bidrag til skjæroverføringene i CSCT nevnt over er utenfor både omfanget og interesseområde for denne oppgaven refereres det heller til [5] og [19] for detaljer. Foreløpig minstekapasitet uten sikkerhetsfaktorer er satt til:

$$\tau_{Rc,min} = \frac{0,3}{1 + \varepsilon_s \cdot d \cdot \frac{48}{d_{dg}}} \sqrt{f_{ck}} \quad (1.39)$$

der:

- ε_s er armeringstøyningen.
- d er den effektive tverrsnittsdybden.
- d_{dg} beskriver ruheten i det kritiske risset, og avhenger av sementtype og tilslagsstørrelse. $d_{dg} = 16 \text{ mm} + D_{lower}$.
- D_{lower} er den minste verdien av D for den groveste fraksjonen av tilslag som er tillatt i betongen i samsvar med NS EN 206.

For å bedre brukervennligheten gjøres følgende:

1. Det antas at armeringen oppfører seg lineært elastisk og Hookes lov dermed er gyldig, siden likning (1.39) er tøyningssavhengig. Dette gjøres på bakgrunn av valg av kontrollsnitt. Dersom armeringen, og komponenten som helhet, befinner seg i det plastiske området vil en få plastiske omfordelinger av lastvirkningene [6, 9] og valgene av kontrollsnittene over vil være ugyldige.
2. Omformulering etter en statistisk potenslov. Dette gjøres for å få en enklere generell likning der nødvendige koeffisienter kan hentes ut direkte fra tabeller og liknende [6].
3. Det antas at lengdearmeringen er dimensjonert i ULS, dvs. fullt utnyttet armering.

Likning (1.39) kan på bakgrunn av dette omformuleres til:

$$\begin{aligned} \tau_{Rdc,min} &= 0,021 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{\varepsilon_s \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \\ &= 0,021 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{\frac{f_y}{E_s} \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

Innfører sikkerhetsfaktorer for å få en dimensjoneringslikning, samt $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Omskriving til det generelle formatet brukt i EK2:

$$= C_{Rd,c1} \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.40)$$

Merk at dersom det er mer armering enn beregningsmessig nødvendig kan f_{yd} i likning (1.40) erstattes med σ_{sd} . Tanken med likning (1.40) er et konservativt estimat så bruken av σ_{sd} neglisjeres. Faktoren $C_{Rd,c1}$ er foreløpig gitt i EK2, tabell 8.1. Merk at den er justert opp med faktoren $\frac{10}{9}$ grunnet antakelsen om $z = 0,9d$ [6].

Den mer detaljerte kontrollen av skjærkapasiteten kan gjøres ved å følge den samme logikken som beskrevet over, men nå ved å se på den faktiske tøyningen som virker i lengdearmeringen. Revisjonen skal erstatte et regelverk som har vært tatt i bruk i over 15 år, så det er også et poeng å ha kapasitetslikningen på et format som likner formatet i det gjeldende regelverket. Samme antakelser gjelder, dvs. armeringen oppfører

seg lineært elastisk og omformulering etter en potenslov. Armeringstøyningen etter Hookes lov i det aktuelle kontrollsnittet er gitt ved:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_s &= \frac{\sigma_s}{E_s} & \rho_L &= \frac{A_s}{b_w \cdot d} & M_{Ed,snitt} &= V_{Ed} \cdot a_{cs} \\
&= \frac{\frac{M_{Ed,snitt}}{z \cdot A_s}}{E_s} & \Rightarrow A_s &= \rho_L \cdot b_w d \\
&= \frac{V_{Ed} \cdot a_{cs}}{z \cdot \rho_L \cdot b_w \cdot d \cdot E_s}
\end{aligned} \tag{1.41}$$

der ρ_L er armeringsintensiteten og a_{cs} er som definert i avsnitt 1.2.1.1. Setter inn likning (1.41) i uttrykket for $\tau_{Rc,min}$ i likning (1.39) med antakelsen om at $V_{Ed} \approx V_{R,c}$:

$$\begin{aligned}
V_{R,c} &= 0,021 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{\frac{V_{R,c} \cdot a_{cs}}{z \cdot \rho_L \cdot b_w \cdot d \cdot E_s} \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d \leq V_{R,c0} \\
&= 0,021 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{V_{R,c} \cdot a_{cs}} \cdot z \cdot \rho_L \cdot b_w \cdot E_s \right)^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d \leq V_{R,c0}
\end{aligned}$$

Bruker potenslov for omskrivning og “eliminering” av z , b_w [6]:

$$V_{R,c} = 0,021^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\rho_L \cdot E_s \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \leq V_{R,c0}$$

Innfører $E_s = 200\,000$ MPa for å få likningen på et kjent format:

$$\begin{aligned}
V_{R,c} &= 0,021^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{200\,000}{100} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(100 \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \leq V_{R,c0} \\
&\approx \left(100 \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \leq V_{R,c0}
\end{aligned}$$

$V_{R,c0}$ kan introduseres som en øvre slankhetsgrense [6]: $a_v = \min \left\{ \begin{array}{l} a_{cs} \\ \frac{5}{2}d \end{array} \right.$

Omskriving til dimensjoneringsformatet med sikkerhetsfaktorer:

$$\begin{aligned}
\tau_{Rd,c} &= \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left(100 \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{\frac{1}{3}} \\
&= C_{Rd,c2} \cdot \left(100 \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min}
\end{aligned} \tag{1.42}$$

der faktoren $C_{Rd,c2}$ er foreløpig gitt i EK2, tabell 8.2. Merk at den er justert opp med faktoren $\frac{10}{9}$ grunnet antakelsen om $z = 0,9d$ [6], i likhet med faktoren $C_{Rd,c1}$.

1.3 Gjennomlokking

Som beskrevet i avsnitt 1.2.1 er tilslagsstørrelsens effekt på kapasitet et gjennomgående tema i revisjonen av EK2. Dette er også tilfellet for gjennomlokking, der tema som tilslagslåsing i riss og tilslagsstørrelsens effekt på betongens sprøhet er vurdert [6]. Videre lider gjennomlokkingsseksjonen i nåværende EK2 av samme symptomer som seksjonen om skjærkapasitet uten skjærarmering, deriblant:

- Størrelseseffekten (dvs. tykkelsen av flatdekket eller fundamentsålen) er ikke tilstrekkelig beskrevet, og kan i mange tilfeller overestimere kapasiteten av tykke komponenter [6].
- Slankhet av platene er fullstendig neglisjert. Nyere empirisk data antyder at plateslankheten har en stor påvirkning på gjennomlokkingskapasiteten og bør derfor vurderes i kommende utgave av EK2 [6].
- Ny empirisk data gir antydninger til at gjennomlokkingskapasiteten for komponenter med skjærarmering overestimeres i nåværende utgave. Blant annet er den effektive skjærarmeringsspenningen og knusing av trykkstagene i fagverksmodellen enten overestimert, eller har begrensede gyldighetsområder [6].
- Ulik definisjon av kritisk kontrollsnitt for flatdekker og fundamenter. Dette er tilsynelatende ikke tilfellet i den norske utgaven av EK2, men gjelder for andre versjoner av EK2. Nyere eksperimentell data viser at det ikke er samsvar mellom antatt modell og bruddforsøk, noe som gir stor variasjon i sikkerhetsnivået i hhv. flatdekker og fundamentplater [6].

Den reviderte utgaven av EK2 har en femstegs kontroll- og dimensjoneringsprosedyre som går som følger:

1. Detaljert kontroll av tverrsnittets gjennomlokkingskapasitet kan utelates dersom:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

utenfor kontrollsnittet etter 8.2.1(4).

2. Det er ikke behov for beregningsmessig gjennomlokkingsarmering dersom:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$$

etter 8.4.3.

3. Dersom 1 & 2 ikke er oppfylt skal gjennomlokkingsarmeringen dimensjoneres etter 8.4.4 slik at:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}$$

4. Dersom det er beregningsmessig behov for gjennomlokkingsarmering settes den øvre gjennomlokkingskapasiteten i det kritiske kontrollsnittet til:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

etter 8.4.4(3) for å unngå knusing av betongen.

5. Dersom det er beregningsmessig behov for gjennomlokkingsarmering bestemmes et nytt kontrollsnitt der det ikke lenger er behov for gjennomlokkingsarmering etter 8.4.4(4).

For å bestemme skjærspenningene i gjennomlokkingssituasjon følges samme logikk som beskrevet i Sørensen [9] vist i likning (1.38). Noen av symbolene endres for å passe dimensjoneringspraksisen til flate plater, dvs. ortogonal armering, innføring av kritisk kontrollsnitt b_0 framfor skjærbredden b_w og introduksjonen av momentfaktoren β_e . β_e er en faktor som tar hensyn til ubalanserte momenter, og det er kun deler av momentene som tas som skjærspenninger i dekket. Det kan ofte antas at $\tau_{Ed} = \tau_{Ed,V} + \tau_{Ed,M_x} + \tau_{Ed,M_y}$ [9], og

derfor er β_e definert etter likning (1.44). Følgelig er den dimensjonerende skjærspenningen ved gjennomlokking gitt ved:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} \quad (1.43)$$

der:

- V_{Ed} er den dimensjonerende skjærkraften i/ved det relevante kontrollsnittet, inklusive alle fordelaktige effekter.
- b_0 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet.
- d_v er den effektive dybden i ortogonalt armerte platetverrsnitt, lik $d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2}$

Foruten symbolendring er uttrykket for τ_{Ed} uendret. Unntaket er definisjonen av β_e . Siden en av tankene bak revisjonen er å samkjøre beregningsgangen for både flatdekker og fundamenter er β_e nå definert utifra eksentrisiteter som tillater å kun bruke V_{Ed} som dimensjonerende last. Disse har en liknende definisjon som a_{cs} i seksjon 1.2.1. For detaljer henvises det til Sørensen del 3 kapittel 4 [9]. Momentfaktoren defineres derfor som følger:

$$\begin{aligned} e_{b,x} &= \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} & e_{b,y} &= \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \\ \Rightarrow \beta_e &= 1 + \frac{e_b}{b_b} \end{aligned} \quad (1.44)$$

der e_b er definert i EK2, tabell 8.3 avhengig av om det er kantsøyle, innersøyle osv, og b_b er den ekvivalente kontroll*diameteren* som tilsvarer diameteren til en sirkel med samme areal som arealet innenfor det kritiske kontrollsnittet b_0 . Foruten samkjøringen av fundament- og dekkedimensjonering er det verdt å merke seg i definisjonen(e) av e_b at innføringen av to ortogonale eksentrisiteter $e_{b,x}$ og $e_{b,y}$ som deretter regnes om til en radiell eksentrisitet e_b ikke er tilfeldig. Dette kommer av at den mekaniske modellen for gjennomlokking, beskrevet i avsnitt 1.3.2, er avhengig vendepunktet til det *radielle* momentet i en avstand a_p ($= r_s$ i [7, 20]) fra senter av søylen, og ikke de ortogonale momentene M_x og M_y som brukes ved dimensjonering av lengdearmingen i dekket. Dette følger samme konservative antakelse som flatdekkedimensjonering, dvs. at vridningsmomentene M_{xy} neglisjeres og det antas at alle laster bæres ved ren bøyning [9]. M_{xy} er gjerne ikke et resultat som raskt kan etableres ved enkle beregningsmetoder og er derfor hensiktsmessig å unngå ved overslagsdimensjonering.

1.3.1 β -faktoren

Siden den rene teorien bak de forenklete β -verdiene foreløpig ikke er helt kjent er det heller hensiktsmessig å drøfte kravene for bruk av disse her. Ubalanserte skjærspenninger grunnet bøyemoment tas hensyn til via β -faktoren og i en del tilfeller kan tilnærmede verdier brukes. Det stilles visse krav til konstruksjonsoppførselen og lastvirkningene for hver søyle-dekkedimensjonering i både gjeldende og revidert eurokode. Den reviderte utgaven har fått to nye punkter i tillegg til de fra gjeldende regelverk, og under skal disse drøftes; hvorfor kravene er satt og om de er hensiktsmessige. Det gjennomgående temaet i alle punktene er basert på å begrense momentene som overføres fra søylene til dekket, trolig for å unngå store armeringstøyninger og inelastisk materialoppførsel i dekket. Punktene begrunnelse går gjerne over i hverandre siden de omhandler mange av de samme temaene, og det er derfor fornuftig at de må gjelde samtidig.

1.3.1.1 Sideveis stabilitet av konstruksjonen er uavhengig av rammevirkning mellom dekke og søyler

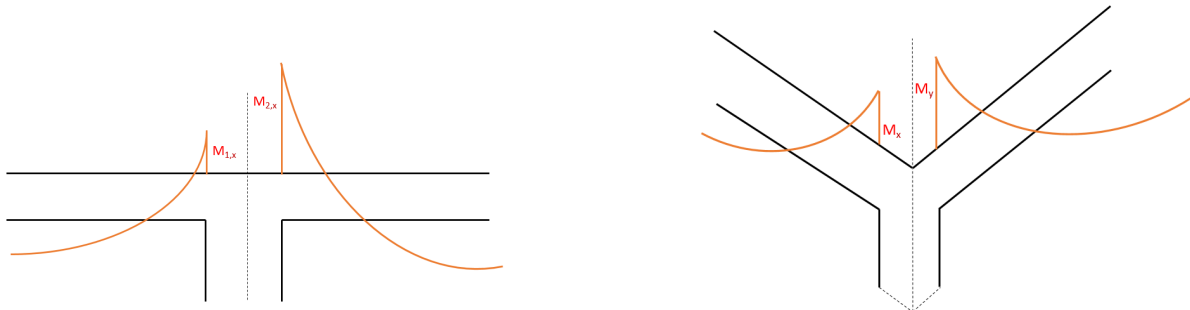
Rammevirkning alene er generelt en dårlig løsning for stabilitet av bygninger. Betongsøyler er sjelden dimensjonert så slanke at knekking vil være utslagsgivende. Dersom stabiliteten kun er styrt av rammevirkningen

er søylene sideveis forskyvelige og en vil få store knekk lengder. Dersom knekking skulle bli den dominerende bruddformen må søylen regnes som slank og en må derfor regne på 2. ordens effekter, deriblant økte søylemomenter i knutepunktene, som må tas som “tilleggsskjær” i dekket utover skjærspenningene fra en 1. ordens beregning. Krav om 2. ordens beregning stiller også strengere krav til nøyaktighet. De tabellerte verdiene tar utgangspunkt i en del konstruksjons- og tøyningssantakelser, deriblant begrensning av armeringstøyningen, som fort blir ugyldige ved en ustabil konstruksjon.

1.3.1.2 Lengdeforskjellen mellom de tilstøtende spennene er mindre enn 25%

Før dette punktet drøftes innføres følgende notasjon; L_x og L_y brukes om ortogonalt tilstøtende spenn, $L_{1,x}$ og $L_{2,x}$ brukes om parallelt tilstøtende spenn. Jf. kravet fås følgende matematiske sammenheng:

$$\begin{cases} \frac{L_y}{L_x} \leq \frac{5}{4} \\ \frac{L_x}{L_y} \leq \frac{5}{4} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y \leq \frac{5}{4} L_x \\ L_y \geq \frac{4}{5} L_x \end{cases} \quad (1.45)$$



(a) Momentdiagram over en innersøyle med to parallelt tilstøtende felt med ulike spennvidde.

(b) Momentdiagram over en hjørnesøyle med to ortogonalt tilstøtende felt med ulike spennvidde.

Figur 1.18: Momentdiagrammer til illustrativt bruk ved ubalanserte skjærspenninger.

Det antas videre at punktet om jevnt fordelte laster og regulær geometri er gjeldende. Da er det kun spennviddene og opplagerbetingelsene som avgjør størrelsen på momentet, og jf. figur 1.18a blir netto moment som må overføres til søylen $M_{net,x} = M_{2,x} - M_{1,x}$. Videre kan en jf. [9] anta at $\tau_{Ed} = \tau_{Ed,V} + \tau_{Ed,M_x} + \tau_{Ed,M_y}$ og dermed blir $M_{Ed} = M_y + M_x$ ved biaksial bøyning, se figur 1.18b. Dersom ulikeheten på spennene er for stor blir $M_{net,x}$ og M_{Ed} fort større enn den plastiske tøyningsskapasiteten til armeringen i dekket. Dette er spesielt viktig for rand- og hjørnesøyler, der dekkemomentene om en eller begge aksene ikke “balanseres” ut av momentet fra et parallelt eller ortogonalt tilstøtende felt.

1.3.1.3 Dekket er kun belastet med jevnt fordelte laster

Av samme grunn som de andre antakelsene, må også antakelsen om jevnt fordelte laster være oppfylt. Dette kommer av at de tilnærmede verdiene gjelder under ideelle forutsetninger. Som over, vil det kun være spennviddene og opplagerbetingelsene som avgjør størrelsen på momentet. Så fremt det kun regnes på egenlast er ikke dette et problem, men nyttelaster er verre. For å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen må disse ofte plasseres feltvis. Slik som kravet er ordlagt nå kan det enten bety at dekket ikke er påkjent av noen punktlaster og nyttelasten kan virke feltvis, eller at nyttelasten også må virke i alle felt ved beregningen av søylemomentene. Dersom kravet åpner for at nyttelasten plasseres feltvis blir momentene i søylen fort store, jf. tabell 2.13 og flytning i dekkets lengdearmering kan oppstå, være seg om en eller to akser. Et alternativ er å regne både dimensjonerende skjærkraft og ubalanserte momenter med samme lastkombinasjon. For fleretasjes bygninger kan dette gjøres etter EK1-1, 6.3.1.2(11), som åpner for at nyttelasten kan antas å virke

i alle felter, men reduseres av en etasjereduksjonsfaktor α_N . Dette gjøres av praktiske dimensjoneringshensyn, siden større statiske system vil kreve mange lastkombinasjoner for å finne dimensjonerende aksialkraft i en spesifikk søyle, som vil tilsvare dimensjonerende skjærkraft på dekket. Ofte har mange tilstøtende spenn lik lengde, noe som vil gi null netto moment i søylen med denne metoden, dersom hensyn til eksentrisiteter neglisjeres. Dette er derfor ikke en konservativ tilnærming. Dimensjonering via fri plassering av nyttelasten vil derimot ikke gi null netto moment, men kan lide av samme symptom som punktet over. Kravet er formulert noe uklart og kan derfor trenge en oppklaring.

1.3.1.4 Maksimal momentoverføring til rand- og hjørnesøyler er $\leq M_{td,max} = \gamma b_e d^2 f_{cd}$

Her er γ gitt som $\gamma = 0,275$ i gjeldende utgave og $\gamma = 0,25$ i revidert utgave. Merk at γ -verdien i revidert utgave fortsatt må kalibreres. Legg også merke til at det er en trykkfeil i den norske oversettelsen av det gjeldende regelverket, der $\gamma = 0,17$. Videre er b_e gitt i gjeldende EK2, 9.4.2. Her er det tre ting som er interessant å merke seg:

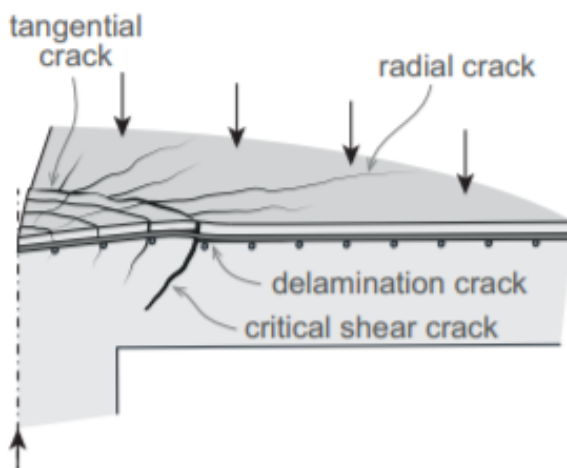
1. Dekke-søyleforbindelser er mer fleksible enn bjelke-søyleforbindelser [9]. Derfor kan det ofte antas at rand- og/eller hjørnesøyler statisk virker som ledd eller frie opplegg i konstruksjonsanalysen. Dersom noe annet antas bør/må rotasjonsstivheten k_ϕ regnes ut og denne er såpass vrien å fastsette med tilstrekkelig nøyaktighet at det da heller burde antas fast innspenning. Videre utføres flatdekkedimensjonering gjerne ved en ekvivalent rammeanalyse, der det antas at alle momentlaster bæres i ren bøyning [9], dvs. torsjonslaster er neglisjert. Med antakelsen om brede bjelker og neglisjerte torsjonsvirkninger blir da beregningen av en eventuell k_ϕ i beste fall tvilsom. En øvre grense på momentoverføringen er derfor begrunnet utifra valg av statisk system.
2. Verdien for $M_{td,max}$ tilsvarer verdien for et normalarmert rektangulært dekke med bredde b_e , dvs. et dekkessnitt med fullt utnyttet trykksone. Jf. mye av teorien presentert over og vanlig dimensjoneringspraksis skal konstruksjonsoppførselen være duktil. Dette betyr at dimensjoneringen gjøres under antakelsene om elastisk materialoppførsel. Skulle den effektive momentoverføringen mellom dekke og søyle overskride grensen tilsvarende et normalarmert tverrsnitt vil konstruksjonen hverken være duktil eller materialet oppføre seg elastisk. Mange av antakelsene i tidligere dimensjonering vil dermed bli ugyldige.
3. Per dags dato foregår mye av beregningene i FEM-programvare. Jf. generell matrisestatikk- og elementteori er stivhetsmatrisene på system- og komponentnivå avhengig av de individuelle komponentenes stivheter EI og EA . Dersom rand- og hjørnesøylene har massive tverrsnitt sammenliknet med innersøylene vil de "tiltrekke" seg en større andel av den totale belastningen og følgelig vil momentene som virker langs rendene av dekket bli større, dersom det antas at dekket er uniformt. Skulle de virkende randmomentene overskride $M_{td,max}$ vil en igjen få en sprø konstruksjonsoppførsel og samtlige andre antakelser ellers i dimensjoneringen blir ugyldige. Dette avhenger igjen av hvordan en bygger opp elementmodellen, blant annet valg av statisk system, randbetingelser, lastinnføring og frihetsgrader.

1.3.2 Mekanisk beskrivelse av modell for gjennomlokkingskapasiteten uten skjærarmering

Den analytiske modellen for gjennomlokkning er, i likhet med modellen for bøyeskjær, basert på CSCT [6, 7, 20]. Når det kritiske skrårisset risser opp trykkstaget i fagverksmodellen, vil ikke skjærspenningene lenger bæres av denne og alternative skjæroverføringsmekanismer vil slå inn. Disse vil i stor grad være de samme mekanismene beskrevet i avsnitt 1.2.1. For å kunne beskrive fenomenet korrekt for gjennomlokkning må en først klare å beskrive fagverksmodellen på en fornuftig måte, dvs. fasongen på trykkdiagonalen(e). Bruddmønsteret vist i figur 1.16 gjelder for enveiskomponenter [5]. Grunnet typiske begrensninger i betongens bæreevne over spenn $> 7,2$ m [9], samt bruksområdene til flatdekker, er en flatdekkeløsning ofte utført slik at det virker som en toveisplate [9]. Dette gir opphav til to rissmønstre:

1. Radielle riss w_r som brer seg radielt utover fra sentrum av søylen.

2. Tangentielle riss $w_t \sim \perp w_r$. w_t vil gjerne forme seg i en sirkulær fasong rundt søylen, se figur 1.19.



Figur 1.19: Illustrasjon av rissmønster ved gjennomlokking. Hentet fra [7].

De tangentielle rissene vil etterhvert skrå nedover mot søylekanten og det er disse som er de kritiske skrårissene. Dette gir opphav til det kjegleformede trykkstaget som, når gjennomlokkingsbrudd oppstår, går til brudd og gir den kjente kjeglefasongen ved gjennomlokkingsbrudd [9]. Da dette kjegleformede trykkstaget går over hele dybden til platen, vil skjæroverføringskapasiteten være proporsjonal til rissvidden w av det kritiske skrårisset [7, 20]. Jf. [7, 20] kan den kritiske rissvidden for slanke plater settes proporsjonal til produktet av platerotasjonen ψ og den effektive platedybden d_v , dvs. $w \propto \psi d_v$. Produktet ψd_v kalles *last-deformasjonsforholdet*. Dette forholdet er høyst ikke-lineært og blir påvirket av bl.a. opprissing og flyt i lengdearmeringen [7]. Dette, kombinert med bruddkriteriet beskrevet av CSCT, gjør at gjennomlokkingskapasiteten er avhengig av armeringsintensiteten og tre bruddsituasjoner kan oppstå [7, 20]:

1. Gjennomlokkingsbrudd ved lineær elastisk oppførsel i armeringen, dvs. $\sigma_s < f_{yd}$.
2. Gjennomlokkingsbrudd ved delvis plastisk oppførsel i armeringen, dvs. noe av lengdearmeringen i snittet flyter.
3. Gjennomlokkingsbrudd ved full flyt i armeringen, dvs. ved maks momentkapasitet $\Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$.

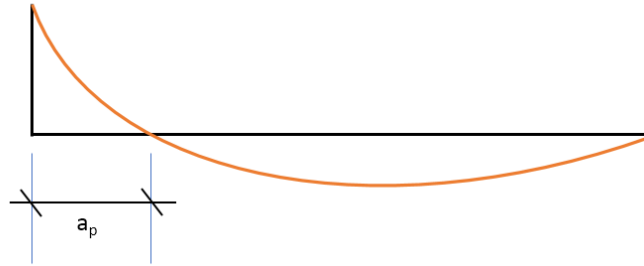
Det er mulig å gjennomføre detaljerte beregninger på ψ for å ta høyde for de ikke-lineære effektene [7, 20]. I likhet med andre deler av oppgaven er ikke detaljene rundt utledningen av disse interessante og det henvises til [20] for detaljer. Resultatet gjengis her:

$$\psi = k_m \frac{a_p}{d_v} \frac{f_{yk}}{E_s} \left(\frac{m_s}{m_r} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (1.46)$$

der:

- m_s er det gjennomsnittlige dimensjonerende momentet over den aktuelle støttestripen.
- m_r er den gjennomsnittlige momentkapasiteten i samme stripe.
- a_p ($= r_s$ i [7, 20]) er avstanden fra sentrum av støtten til det punktet i platen der radielle momenter $= 0$, se figur 1.20. $a_p = \sqrt{a_{p,x} \cdot a_{p,y}}$

- k_m er en faktor som avhenger av hvor nøyaktig m_s er estimert. $k_m = 1,2$ for nøyaktige estimater, 1,5 ellers [7].



Figur 1.20: Definisjon av avstanden a_p .

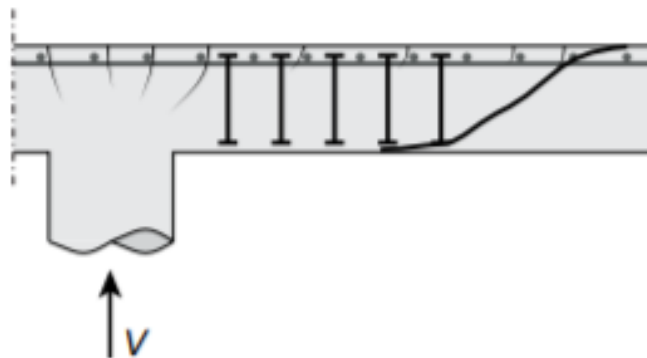
Som beskrevet i avsnitt 1.2.1 er ofte buevirkningen den dominerende overføringsmekanismen når skråriss oppstår. Denne vil forsterke effekten av tilslagslåsing, og derfor er graden av skjæroverføring i risset i stor grad en funksjon av ruheten d_{dg} [20]. Etter bruddkriteriene beskrevet av CSCT og de overnevnte spenningssituasjonene i lengdearmingen ble følgende bruddkriterie foreslått av Muttoni & Ruiz [20]:

$$\frac{V_{Rc}}{b_0 \cdot d_v \sqrt{f_{ck}}} = \frac{\frac{3}{4}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d_v}{d_{dg}}} \quad (1.47)$$

1.3.3 Kontrollsnitt

Som nevnt over, er det nåværende kritiske kontrollsnittet, u_1 lagt $2d_{eff}$ utenfor søylekant, ikke samsvarende med nyere empiri [6]. Selvom dette ikke er tilfellet for den norske utgaven, har flere versjoner av EK2 ulike kontrollsnitt for hhv. flatdekker og fundamentplater [6], og tanken er derfor å lage en samsvarende modell for dimensjonering av disse. Den analytiske tilnærmingen etter CSCT er i tillegg basert på et kritisk kontrollsnitt b_0 lagt $\frac{d_v}{2}$ utenfor søylekant [6, 7, 20].

Gjennomlokkingsbrudd kan også oppstå utenfor kontrollsnittet dersom kontrollsnittet er skjærarmert, se figur 1.21.



Figur 1.21: Gjennomlokkingsbrudd utenom skjærarmert område. Hentet fra [6].

Bruddkriteriet for dette tilfellet vil følge samme fremgangsmetode som for CSCT for uarmerte seksjoner, og følgende er:

$$\frac{V_{R,out}}{b_{0,out} \cdot d_{v,out} \sqrt{f_{ck}}} = \frac{\frac{3}{4}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d_v}{d_{dg}}} \quad (1.48)$$

der:

- $b_{0,out}$ er kontrollsnittet definert $\frac{d_{v,out}}{2}$ utenfor siste kant/rad med skjærarmring.
- $d_{v,out}$ er den ytre effektive tverrsnittsdybden som tar hensyn til riss parallelt med tverrsnittets trykkarmring, se EK2, figur 8.24 for detaljer.

Muttoni et. al. [7] viste at likning (1.47) kan omformuleres til følgende uttrykk etter en statistisk potenslov med tilnærmet likt resultat:

$$V_{Rc} = 0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{25} \cdot \frac{d_{dg}}{\psi d_v} \right)^{\frac{2}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \quad [7]$$

Setter inn for ψ med antakelsen om at m_s er nøyaktig estimert $\Rightarrow \frac{m_s}{m_r}$ kan erstattes med $\frac{V_{Ed}}{V_{flex}}$,

der V_{flex} er bøyeskjærkraftkapasiteten (se lenger ned), og $V_{Ed} = V_{Rc}$:

$$= 0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{25} \cdot \frac{d_{dg}}{1,2 \cdot \frac{a_p}{d_v} \frac{f_{yk}}{E_s} \left(\frac{V_{Rc}}{V_{flex}} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot d_v} \right)^{\frac{2}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$= 0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{30} \frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{V_{flex}}{V_{Rc}} \right) \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$\Rightarrow V_{Rc}^2 = 0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{30} \frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot V_{flex} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{Rc} = \sqrt{0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{30} \frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot V_{flex}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$= \sqrt{0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \cdot V_{flex}} \left(\frac{1}{30} \frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

a_p kan defineres til $a_p = \frac{V_{flex}}{m_r}$. Videre kan momentkapasiteten tilnærmes ved [7]:

$$m_r \approx 0,75 \cdot d_v^2 \cdot (\rho_L \cdot f_{yk})^{0,9} \cdot f_{ck}^{0,1}$$

$$\Rightarrow V_{Rc} = \sqrt{0,55 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}} \cdot a_p \cdot 0,75 \cdot d_v^2 \cdot (\rho_L \cdot f_{yk})^{0,9} \cdot f_{ck}^{0,1}} \left(\frac{1}{30} \frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$= \underbrace{(0,55 \cdot 0,75)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{30} \right)^{\frac{1}{3}}}_{\approx 0,207} \cdot d_v^{\frac{3}{2}} \cdot (b_0 \cdot a_p)^{\frac{1}{2}} \cdot (\rho_L \cdot f_{yk})^{\frac{9}{20}} \cdot f_{ck}^{\frac{3}{10}} \left(\frac{d_{dg}}{a_p} \frac{E_s}{f_{yk}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$\approx 0,207 \cdot d_v^{\frac{3}{2}} \cdot b_0^{\frac{1}{2}} \cdot \rho_L^{\frac{9}{20}} \cdot f_{ck}^{\frac{3}{10}} \cdot a_p^{\frac{1}{2}} \cdot f_{yk}^{\frac{7}{60}} \left(\frac{d_{dg}}{a_p} \cdot E_s \right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot b_0 d_v \sqrt{f_{ck}}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{V_{Rc}}{b_0 d_v} &\approx 0,207 \cdot \left(\frac{d_v}{b_0} a_p\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \overbrace{\rho_L^{\frac{1}{3}} + \frac{7}{60}}^{\frac{9}{20}} \cdot \overbrace{f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \frac{1}{30}}^{\frac{3}{10}} \cdot f_{yk}^{\frac{7}{60}} \left(\frac{d_{dg}}{a_p} \cdot E_s\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \\ &\approx \underbrace{0,207 \cdot (\rho_L \cdot f_{yk})^{\frac{7}{60}} \cdot f_{ck}^{-\frac{1}{30}}}_{=C_1 \approx 0,225 [6]} \cdot \left(\frac{d_v}{b_0} a_p\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{d_{dg}}{a_p} \cdot E_s \cdot \rho_L \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \end{aligned}$$

Gjør som i likning (1.42) og innfører $E_s = 200\,000$ MPa for å få likningen på et kjent format:

$$\begin{aligned} &\approx \underbrace{0,225 \cdot \left(\frac{200\,000}{100}\right)^{\frac{1}{3}}}_{\approx 2,83 \approx \sqrt{8}} \sqrt{\frac{d_v}{b_0} a_p} \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_p}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \\ &= \sqrt{8 a_p \frac{d_v}{b_0}} \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_p}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \end{aligned}$$

Innfører sikkerhetsfaktorer, samt faktoren β_e for å få en dimensjoneringslikning:

$$\begin{aligned} \mu_p = \beta_e \cdot a_p, \quad 1 \leq \left(k_{pb} = \sqrt{8 \mu_p \frac{d_v}{b_0}}\right) \leq 3 \\ \tau_{Rd,c} = C_{Rd,c3} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_p}\right)^{\frac{1}{3}} \leq C_{Rd,c3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \end{aligned} \quad (1.49)$$

der:

- μ_p er koeffisienten som tar hensyn til ubalanserte momenter som gir opphav til skjærspenninger i dekket, samt skjærkraftgradienten.
- a_p er slankheten av dekket, definert ved:

$$a_p = \sqrt{a_{p,x} \cdot a_{p,y}} \geq d_v$$

- ρ_L er den ortogonale armeringsintensiteten innenfor det kritiske kontrollsnittet, definert ved:

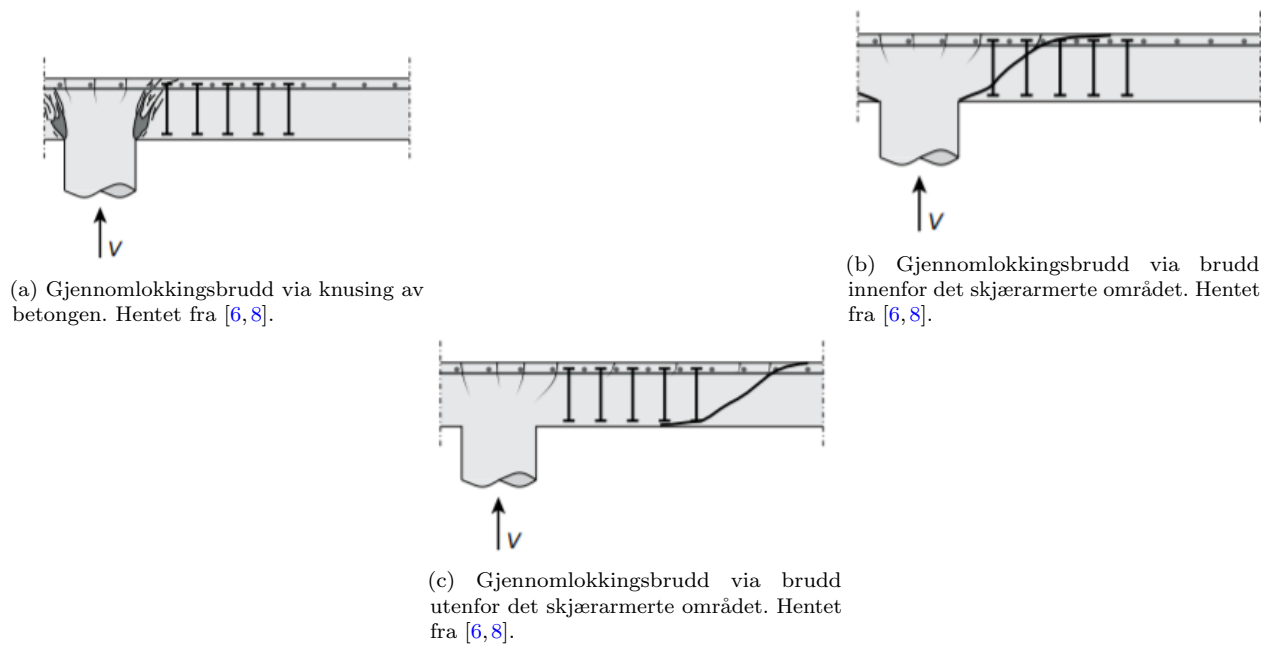
$$\rho_L = \sqrt{\rho_{L,x} \cdot \rho_{L,y}}$$

- k_{pb} er den forbedrede størrelsesfaktoren, som tar hensyn til det justerte kontrollsnittet b_0 , den effektive tverrsnittsdybden d_v , plateslankheten a_p og ubalanserte momenter via μ_p .

1.3.4 Gjennomlokkingskapasitet for komponenter med skjærarmering

Gjennomlokkingskapasiteten til komponenter med skjærarmering er avhengig av den dominerende bruddformen [6, 8]. De tre bruddformene er presentert i figur 1.22:

1. Knusing av betongen, dvs. makskapasiteten til tverrsnittet.
2. Brudd innenfor det skjærarmerte området.
3. Brudd utenfor det skjærarmerte området, som diskutert i avsnitt 1.3.3.



Figur 1.22: De tre mulige bruddformene for gjennomlokkingsbrudd i komponenter med skjærarmering. Hentet fra [6, 8].

Vanlig prosedyre for å dimensjonere skjærarmeringen ved gjennomlokking er å summere bidraget fra betong uten skjærarmering og bidraget fra skjærarmeringen [6, 8]. Dette gjøres gjerne på følgende måte:

$$V_{Rc,cs} = \eta_c \cdot V_{Rc} + \eta_s \cdot V_{Rs} \quad (1.50)$$

der $\eta_c, \eta_s \leq 1$ er reduksjonsfaktorer som tar hensyn til bl.a. spenningsbegrensninger og rissvidder [8]. Slike reduksjoner har en fysisk betydning. Som diskutert i skjæravsnittene over er skjæroverføringsmekanismene i uarmert betong avhengig av rissvidden w , som her tas hensyn til via η_c . I mange standarder er denne gitt som en konstant verdi. Da samtlige uarmerte gjennomlokkingsuttrykk i gjeldende standarder er empirisk kalibrert, følger de empiriske begrensningene med i verdien av η_c . Da vil også uttrykk som tar hensyn til skjærarmering ha samme begrensninger [8]. Derfor er det hensiktsmessig at η_c får et analytisk uttrykk. η_s er en faktor som tar hensyn til at skjærarmeringen ikke når flyt ved brudd i noen spesielle tilfeller, bl.a. ved små søyledimensjoner og plater som ikke er slanke [6, 8].

Bruddformen presentert i figur 1.22b vurderes først. Likning (1.50) kan skrives om som en funksjon av den opptredende (dimensjonerende) platerotasjonen ψ_{Ed} . En kan da se på betongens bidrag til kapasiteten via følgende:

$$\tau_{Rc}(\psi_{Ed}) = 0,55 \cdot \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1}{25} \cdot \frac{d_{dg}}{\psi_{Ed} d_v} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Skriver om som en funksjon av det maksimale kapasitetsbidraget ved platerotasjonen ψ_{Rc} :

$$\begin{aligned} &= 0,55 \cdot \sqrt{f_{ck}} \underbrace{\left(\frac{1}{25} \cdot \frac{d_{dg}}{\psi_{Rc} d_v} \right)^{\frac{2}{3}}}_{=\tau_{Rc}} \left(\frac{\psi_{Rc}}{\psi_{Ed}} \right)^{\frac{2}{3}} \\ &= \tau_{Rc} \cdot \frac{\tau_{Rc}}{\tau_{Ed}} \\ &= \eta_c \cdot \tau_{Rc} \end{aligned} \tag{1.51}$$

Følgelig har η_c et analytisk uttrykk, da τ_{Rc} og τ_{Ed} er analytiske parametre. Foreløpig er ikke det analytiske uttrykket for η_s ferdigstilt og det vil derfor ikke være hensiktsmessig å gå detaljert inn på utledningen av dette, men heller presentere noe av teorien bak. Da V_{Rs} i likning (1.50) kan kreve spenningsbegrensninger grunnet konstruksjonens geometri trengs det et analytisk estimat for den gjennomsnittlige skjærarmeringsspenningen i bruddsonen. Jf. Muttoni & Ruiz kan denne estimeres ved å følge teorien bak CSCT, dvs. at den er en funksjon av platerotasjonen [8], og er gitt ved:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_s}{6} \psi + f_b \cdot \frac{d_v}{\phi_w} \tag{1.52}$$

der ψ er gitt av likning (1.46) og f_b er den gjennomsnittlige heftfastheten. Første ledd i likning (1.52) gjelder for glatte stenger og andre ledd tar i tillegg hensyn til heft ved bruk av kamstål [6, 8]. Jf. kontrollstegene beskrevet i starten av gjennomlokkingsavsnittet og utledningen av η_c i likning (1.51), må en alltid regne ut gjennomlokkingskapasiteten uten skjærarmering før en eventuelt kan dimensjonere nødvendig skjærarmering. Som tidligere nevnt er en av tankene bak revisjonen å gjøre regelverket enklere og mer brukervennlig. Da beregningen av $\tau_{Rd,c}$ er en mer kompleks prosess som uansett må gjøres, er det derfor hensiktsmessig å bruke så mange parametre fra denne som mulig. Dette gjøres blant annet ved bruk av likning (1.46) med omskrivingene presentert i utledningen av likning (1.49). Dette inkluderer blant annet introduksjonen av $\frac{V_{Ed}}{V_{flex}}$, der V_{flex} er uttrykt ved $a_p \cdot m_r$. V_{Ed} kan skrives om etter likning (1.38) som $V_{Ed} = \frac{b_0 d_v}{\beta_e} \cdot \tau_{Ed}$. Etter en del algebraisk manipulasjon slik som det er gjort i likning (1.49) ender en opp med et analytisk uttrykk for η_s , og til slutt et for dimensjonering av skjærarmering. Som nevnt er foreløpig uttrykk for η_s justert i revidert EK2 og det henvises derfor til bakgrunnsdokumentet [6] for detaljer:

Bakgrunnsdokument:	Foreløpig versjon av EK2:
$\eta_s = \left(\frac{a_p}{d_v} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{0,8}{\eta_c k_{pb}} \right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,8$	$\eta_s = \frac{d_v}{150 \phi_w} + \left(15 \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,8$

Følgelig kan likning (1.50) skrives om til et dimensjoneringsformat:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \tag{1.54}$$

Knusing av betongen skjer når den dimensjonerende skjærspenningen er større enn knusingkapasiteten $\tau_{Rd,max}$. Jf. Muttoni & Ruiz [8] kan makskapasiteten formuleres som en økning av $\tau_{Rd,c}$ gitt ved:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \tag{1.55}$$

der η_{sys} er en skaleringsfaktor avhengig av valg av skjærarmeringsløsning [6]. Knusing er her definert som trykkbrudd av de antatte trykkstavene i fagverksmodellen. Betongens trykkfasthet er svært avhengig av tverrtøyningene i betongen som igjen er en funksjon av platerotasjonen [8]. Dette kommer av at rissvidden w

er proporsjonal med platerotasjonen ψ . Som tidligere finnes grenseverdiene til η_{sys} i skjæringspunktet mellom bruddkriteriet og last-deformasjonsforholdet [8]. $\eta_{sys} = 1,5$ for standard armeringsløsninger, dvs. bøyer og kroker, og 1,8 for løsninger som har påvist svært gode heftegenskaper ved gjennomlorkking, f.eks. spikerplater og andre radielle skjærarmeringsløsninger [6,8].

Kapittel 2

Beregninger

2.1 Dimensjoneringsparametere

For å kunne diskutere de nye reglene i revisjonen av EK2 er det hensiktsmessig å presentere noen beregningsresultater. Oppgaven omfatter ikke en fullstendig dimensjonering, men detaljering, da spesielt detaljering av forankring og omfaringer. Samtlige dimensjoneringsresultater og geometri presentert i kapittelet under er derfor hentet fra en prosjektoppgave [10] og er enten gjengitt, eller reproduisert og utvidet. Prosjektoppgaven omhandlet dimensjonering av en forenklet versjon av bæresystemet til KLP Teknobyen for opptredende natur- og nyttelaster i henhold til gjeldende versjoner av EK0, EK1 og EK2. Store deler av oppgaven er håndregnet. Unntaket er bruk FEM-vare for etablering av lastvirkninger, samt enkel programmering av gjentakende regneprosesser. Siden det er behov for både armeringsmengder og lastvirkninger videre i kapittelet er det hensiktsmessig å gjenspeile noen resultater her eller gi nødvendige henvisninger. For beregningene relatert til både forankring og skjær er det behov for armeringstabellene gitt i prosjektoppgaven [10].

Tabell 2.1: Dimensjonerende momenter og valgt armering langs x-aksen. Støtte- og feltmomentene er tydelig adskilt. Hentet fra [10].

$m_{Ed,x}$	$z \leq z_{max}$	$A_{s,min} \leq A_s$	ϕ & A_ϕ	s	$\phi_i s_i = A_s$	$n \cdot L_y$
29,75	233	408	$\phi 10 = 78,5$	192	$\phi 10 s 190 = 413$	0,98
71,39	233	707	$\phi 12 = 113$	160	$\phi 12 s 155 = 729$	0,49
107,08	231	1066	$\phi 16 = 201$	189	$\phi 16 s 180 = 1086$	0,98
28,41	233	408	$\phi 10 = 78,5$	192	$\phi 10 s 190 = 413$	0,98
42,61	233	422	$\phi 10 = 78,5$	186	$\phi 10 s 180 = 436$	1,96

Tabell 2.2: Dimensjonerende momenter og valgt armering langs y-aksen. Støtte- og feltmomentene er tydelig adskilt. Hentet fra [10].

$m_{Ed,y}$	$z \leq z_{max}$	$A_{s,min} \leq A_s$	ϕ & A_ϕ	s	$\phi_i s_i = A_s$	$n \cdot L_x$
23,63	233	408	$\phi 10 = 78,5$	192	$\phi 10 s 190 = 413$	1,80
56,71	233	561	$\phi 12 = 113$	201	$\phi 12 s 195 = 579$	0,90
85,07	233	842	$\phi 12 = 113$	134	$\phi 12 s 130 = 869$	1,80
29,95	233	408	$\phi 10 = 78,5$	192	$\phi 10 s 190 = 413$	1,80
44,93	233	445	$\phi 10 = 78,5$	176	$\phi 10 s 170 = 462$	3,60

2.1.1 Fastheter etter gjeldende regelverk

Det er antatt at det er en B35 betong og B500NC stål bygget er utført med [10]. EK2, tabell 3.2 gir følgende materialparametre:

- $E_{cm} = 34\ 000$ MPa.
- $f_{ctm} = 3,2$ MPa.
- $f_{ctk,0,05} = 2,2$ MPa.

Dimensjonerende parametre for styrke i stål og betong:

- EK2, N.A.2.4.2.4 gir $\gamma_s = 1,15$.
- EK2, N.A.2.4.2.4 gir $\gamma_c = 1,5$.
- EK2, 3.1.6 gir $\alpha_{cc} = 0,85$.

Fastheter:

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} f_{ck} & f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & f_{ctd} &= \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} f_{ctk,0,05} \\ &= \frac{0,85}{1,5} \cdot 35 & &= \frac{500}{1,15} & &= \frac{0,85}{1,5} \cdot 2,2 \\ &\approx 19,8 \text{ MPa} & &\approx 435 \text{ MPa} & &\approx 1,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Den dimensjonerende heftfastheten er gitt i EK2, 8.4.2(2):

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (2.1)$$

der:

- η_1 er knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og stangens plassering under støping. I Norge antas det vanligvis gode heftforhold [9] $\Rightarrow \eta_1 = 1$.
- η_2 har sammenheng med stangdiameteren. $\eta_2 = 1$ for $\phi \leq 32$ mm.

Satt inn i likning (2.1):

$$\begin{aligned} f_{bd} &= 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \\ &\approx 2,81 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2.1.2 Fastheter etter revidert regelverk

Det antas samme materialkvaliteter som over. EK2, tabell 5.1 gir følgende materialparametre:

- $f_{cm} = 43$ MPa.
- $E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{\frac{1}{3}}$, der k_E kan ha en verdi $\in [5000, 13\ 000]$ avhengig av hvilke materialer som er brukt som tilslag. Da dette foreløpig er ukjent antas $E_{cm} = 34\ 000$ MPa.

Dimensjonerende parametre for styrke i stål og betong:

- EK2, tabell 4.3 gir $\gamma_s = 1,15$.

- EK2, tabell 4.3 gir $\gamma_c = 1,5$.

Fastheter:

Uttrykket for den dimensjonerende fastheten til betong, f_{cd} er endret i den reviderte utgaven av EK2. Bakgrunnen for dette er utenfor oppgavens interesseområde, men det koker ned til:

- Opprissing grunnet tverrtøyning i betongen [6].
- Sprøhetseffekter, spesielt fremtredende ved høyere fasthetsklasser. Spesielt gjelder dette spenningsoppbygning rundt ikke-lineære deler av betongen, dvs. rundt armeringen [6]. Dette stemmer også generelt sett med elementteori [13].
- Ikke-uniform fordeling av spenninger i trykksonen [6].

Den dimensjonerende fastheten er derfor gitt ved følgende:

$$f_{cd} = k_{tc} \cdot \eta_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad \eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \qquad (2.2)$$

der:

- η_{cc} er faktoren som tar hensyn til sprøhetseffektene nevnt over.
- k_{tc} er faktoren som tar hensyn til store langvarige laster på komponenten(e) og sementklasse.

k_{tc} er avhengig av når virkende laster er satt til å virke på selve konstruksjonen. I prosjektet er det antatt at egenvekten virker etter 3 døgn og nyttelasten virker etter 28 døgn [10] $\Rightarrow k_{tc} = 1$. Følgelig blir den dimensjonerende fastheten:

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 1 \cdot \eta_{cc} \frac{35}{1,5} & \eta_{cc} &= \left(\frac{40}{35} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \\ &= 1^2 \cdot \frac{35}{1,5} & &\approx 1,05 > 1 \quad \text{✗} \\ \Rightarrow f_{cd} &\approx 23,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f_{yd} er som gitt over.

2.1.2.1 Armeringsspenning

I beregningen av armeringsspenningen neglisjeres foreløpig bidrag fra skjærkraften ettersom det er et dekke det regnes på. Siden dekket er dimensjonert i ULS under antakelsen om lineært elastisk oppførsel vil $\sigma_{sd} \sim f_{yd}$ i de innerste dekketripene, så dette anses som konservativt. I de ytre støttestripene er spenningene vesentlig lavere, men dette tas ikke hensyn til videre i beregningene. Armeringsspenningen regnes derfor ut fra momentlikevekt over de aktuelle støttestripene via:

$$\sigma_{sd,i} = \frac{m_{ed,i}}{z_i A_{s,i}} \qquad (2.3)$$

```

mxf = 35.51
mxs = 59.49
myf = 37.44
mys = 47.26

m_Edx = [0.5*mxs, 1.2*mxs, 1.8*mxs, 0.8*mxf, 1.2*mxf]
m_Edy = [0.5*mys, 1.2*mys, 1.8*mys, 0.8*myf, 1.2*myf]
ø_x = [10, 12, 16, 10, 10]
ø_y = [10, 12, 12, 10, 10]
sigma_x = [309.2, 420.3, 426.8, 295.2, 419.4]
sigma_y = [245.6, 420.4, 420.1, 311.2, 417.4]
As_x = [413, 729, 1086, 413, 436]
As_y = [413, 579, 869, 413, 462]

```

(a) Dimensjoneringsparametre som brukes i pythonkode.

```

def forankringslengde(ø, sigma):
    f_bd = 2.25*(0.85/1.5)*2.2
    L_brqclist = []
    L_brqclminlist = []
    for i in range(len(ø)):
        L_brqd = (ø[i]/4)*(sigma[i]/f_bd)
        L_bmin = max(0.3*L_brqd, 10*ø[i], 100)
        L_brqclist.append(round(L_brqd))
        L_brqclminlist.append(round(L_bmin))
    print(L_brqclist, "\n", L_brqclminlist)

```

(b) Enkel pythonkode for $L_{b,rqd}$ og $L_{b,min}$.

Figur 2.1: Pythonkode for resultater presentert i tabell 2.3 og 2.4.

2.2 Forankring

2.2.1 Forankring av rette stenger etter gjeldende regelverk

I Norge er det vanlig dimensjoneringspraksis at flatdekker forenklet kan vurderes etter Norsk Betongforenings publikasjon nr. 33 [9, 10]. Der jobbes det med momentintensiteter, dvs. dimensjonerende momenter per meter. Det opereres også med en øvre momentarm, $z_{max} = 0,95d$ for å sikre en en minimumsverdi av trykksehøyden [9]. For beregning av basis kraftinnføringslengde $L_{b,rqd}$ brukes likning (1.2), som tilsvarer likning 8.3 i nåværende EK2.

2.2.1.1 Dimensjonerende forankringslengde

Jf. EK2, 8.4.4(1) er den dimensjonerende forankringslengden L_{bd} gitt ved:

$$L_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 L_{b,rqd} \geq L_{b,min} \quad (2.4)$$

der koeffisientene α_i er reduksjonsfaktorer som tar hensyn til:

- α_1 tar hensyn til stengenes form, dvs. rett eller bøyd stang.
- α_2 tar hensyn til betongoverdekningen. $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1$
- α_3 tar hensyn til tverrarmering. $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1$
- α_4 tar hensyn til om tverrarmeringen er sveist langs L_{bd} .
- α_5 tar hensyn til tverrtrykk langs spalteplanet over L_{bd} . $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1$

Armeringen som skal forankres er strekkarmering i overkant av en innersøyle. Armeringen antas å være rett. Siden dette er strekkarmering er $L_{b,min}$ gitt ved:

$$L_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3L_{b,rqd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.5)$$

Verdiene for α_i er gitt i EK2, tabell 8.2. Videre gjøres følgende bemerkninger:

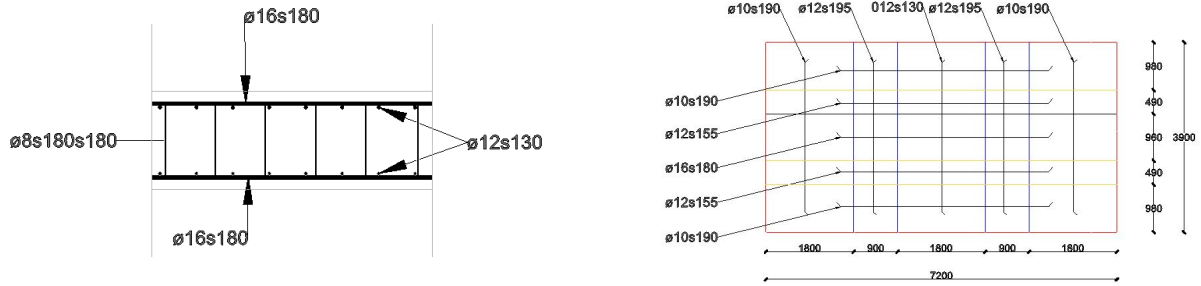
- Det antas at individuelle armeringsstenger legges og bindes opp i forskallingen. Dvs. ingen jern er sveist og α_4 blir derfor irrelevant.
- Rette stenger $\Rightarrow \alpha_1 = 1$.
- $\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{c_d - \emptyset}{\emptyset}$, der c_d er definert på samme måte i revidert utgave av EK2 gitt i figur 1.8. Senteravstanden mellom stengene er såpass stor at den ikke vil slå inn her. I tillegg er sideveis overdekning irrelevant da det er snakk om armering midt i dekket. Følgelig vil $c_d = c_{nom} = 35 \text{ mm}$ i alle tilfeller.

2.2.1.1.1 α_3 :

Jf. EK2, tabell 8.2 er α_3 gitt ved:

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda$$
$$\lambda = \frac{\sum A_{sT} - \overbrace{\sum A_{sT,min}}{=0 \text{ for plater}}}{A_s} \quad (2.6)$$

der K er gitt i EK2, figur 8.4.



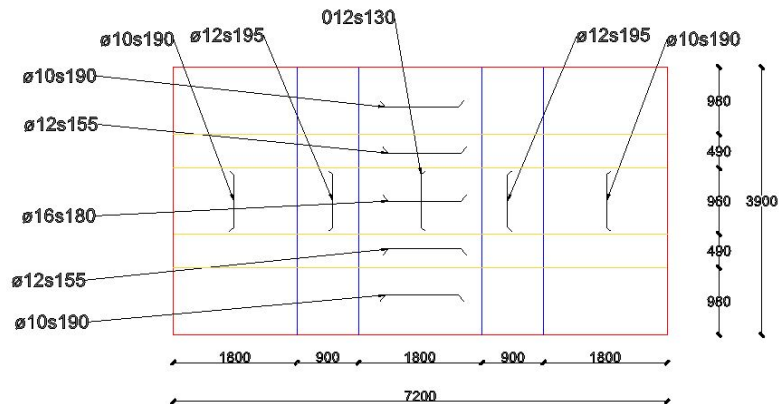
(a) Snittegning av valgt armering direkte over søylen for bestemmelse av K_i .

(b) Plantegning av valgt armering for visualisering av verdiene gitt i tabell 2.1 og 2.2.

Figur 2.2: Visualisering av armeringsløsning til bruk i detaljeringen.

Videre, av EK2, figur 8.4 og valgt armering presentert i figur 2.2a ser en at $K_y = 0$ og $K_x = 0,05$. Alle foreløpige og endelige resultater er presentert i tabell 2.3 og 2.4. L_{bd} i y-retning er i midlertid antatt såpass kort at $A_{s,y}$ ikke vil forankres i søylestripene i x-retning der ø10 og ø12 ligger, se figur 2.3. Merk at figuren kun er illustrativ og viser derfor ikke nødvendigvis en reell detaljeringsløsning. Følgelig vil $\lambda_x(\text{ø10}) = \lambda_x(\text{ø12}) = 0 \Rightarrow \alpha_{3x}(\text{ø10}), \alpha_{3x}(\text{ø12}) = 1$. λ avhenger av mengden tverrarmring som virker over forankringslengden $L_{b,rqd}$ og $\lambda_x(\text{ø16})$ vil derfor være gitt ved:

$$\begin{aligned} \lambda_x(\text{ø16}) &= \frac{L_{b,rqd,\text{ø16}}}{s_{\text{ø12}}} \cdot A_{s,\text{ø12}} - 0 \\ &= \frac{609}{130} \cdot 113 \\ &\approx 2,634 \\ \Rightarrow \alpha_{3x}(\text{ø16}) &\approx 1 - 0,05 \cdot 2,634 \\ &\approx 0,87 \end{aligned}$$



Figur 2.3: Armering tegnet i plan med *tenkte* forankringslengder til bruk i beregningen av α_3 . Disse er kun illustrative.

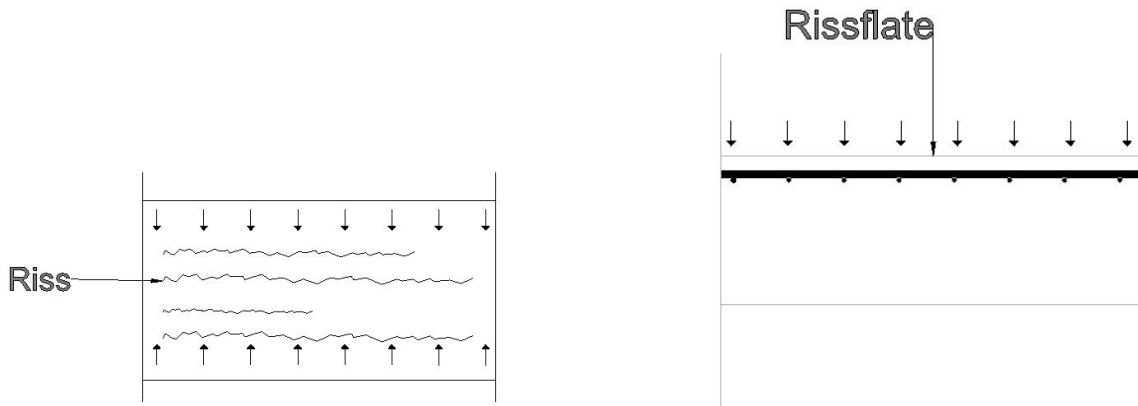
2.2.1.1.2 α_5 :

Som nevnt over, tar α_5 hensyn til trykk på tvers av lengden til armeringen som skal forankres. Dette punktet er ikke entydig for ortogonalt armerte komponenter, slik som plater. *Tverrtrykket* kan tolkes til å bety trykket vinkelrett på armeringen som skal forankres i plan eller i snitt, se figur 2.4. Her er det antatt at det betyr trykket vinkelrett på armeringen som skal forankres i plan. Dette er dog ikke riktig da lastvirkningene gir strekk, og dermed strekkarmering i overkant, og trykk i underkant. Tverrtrykket antas likevel å ha en positiv effekt for å illustrere beregningsgangen i EK2. Jf. EK2, tabell 8.2 er α_5 gitt ved:

$$\alpha_5 = 1 - 0,04p \quad (2.7)$$

der p = tverrtrykkspenning i betongen. Begrensningen $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1$ gir noen praktiske grenser:

$$\begin{aligned} 0,7 &\leq 1 - 0,04p \leq 1 \\ \Rightarrow 0 &\leq p \leq 7,5 \\ \Rightarrow \begin{cases} p \geq 7,5 & \Rightarrow \alpha_5 = 0,7 \\ p \leq 0 & \Rightarrow \alpha_5 = 1 \end{cases} \end{aligned}$$



(a) Tvertrykk vinkelrett på armeringen som skal forankres i plan.

(b) Tvertrykk vinkelrett på armeringen som skal forankres i snitt.

Figur 2.4: Visualisering av armeringsløsning til bruk i detaljeringen.

Følgelig trengs tvertrykkspenningene. Dersom det antas at konstruksjonen risser opp under ULS laster vil følgende uttrykk for betongspenningen gjelde:

$$\sigma_c = E_c \frac{M_i \alpha d}{E_c I_c}$$

$$\sigma_c = \frac{M_i \alpha d}{I_c} \quad (2.8)$$

Dette er en gyldig antakelse mtp. at denne formelen er gjeldende for opprisset tverrsnitt under SLS-forhold. Om betongen risser opp under SLS-laster vil den også risse opp under ULS-laster. Under disse forholdene gjelder følgende uttrykk:

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho$$

$$I_c = \frac{1}{2}\alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) bd^3$$

Siden det er snakk om ULS dimensjonering er langtidsvirkninger neglisjert, dvs. $E = E_{cm} = 34\,000$ MPa.

```
def betongspenning(m_ed, As, d):
    eta = round(200000/34000, 2)
    sigma_clist = []
    for i in range(len(As)):
        rho = round(As[i]/(d*10**3), 5)
        alpha = round(np.sqrt((eta*rho)**2 + 2*eta*rho) - eta*rho, 3)
        Ic = (0.5*alpha**2)*(1 - alpha/3)*1000*d**3
        sigma_c = round(m_ed[i]*10**6*((alpha*d)/Ic), 2)
        sigma_clist.append(sigma_c)
    print(sigma_clist)
```

Figur 2.5: Betongspenning regnet etter likning (2.8). Dimensjonerende lastvirkninger og armeringsmengder er vist i figur 2.1a.

Koden presentert i figur 2.5 gir $\sigma_c > 7,5$ MPa for fem av de seks forankringstilfellene som studeres. Det eneste unntaket er $\sigma_{cy}(\phi 10) = 6,87$ MPa. Følgelig vil $\alpha_{5y} = 0,7$ og $\alpha_{5x}(\phi 10) = \alpha_{5x}(\phi 12) = 0,7$.

$$\alpha_{5x}(\phi 16) = 1 - 0,04 \cdot 6,87 \\ \approx 0,73$$

2.2.1.2 Endelig resultater

Til slutt setter EK2, 8.4.4(1) begrensningen $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7$, noe som gjør at en fort kan se om det er nødvendig å regne på alle α -verdiene. Dette er likevel gjort illustrativt.

Tabell 2.3: Dimensjonerende støttemomenter, valgt armering og forankringslengder langs x-aksen.

$m_{Ed,x}$	$z \leq z_{max}$	$\phi_i s_i = A_s$	σ_{sd}	$L_{b,rqd}$	α_1	α_2	α_3	α_5	$(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7?$	$L_{b,min}$	L_{bd}
29,75	233	$\phi 10s190 = 413$	309,2	276	1	0,70	1	0,73	Nei	100	193
71,39	233	$\phi 12s155 = 729$	420,3	450	1	0,71	1	0,70	Nei	135	315
107,08	231	$\phi 16s180 = 1086$	426,8	609	1	0,82	0,87	0,70	Nei	183	426

Tabell 2.4: Dimensjonerende støttemomenter, valgt armering og forankringslengder langs y-aksen.

$m_{Ed,y}$	$z \leq z_{max}$	$\phi_i s_i = A_s$	σ_{sd}	$L_{b,rqd}$	α_1	α_2	α_3	α_5	$(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7?$	$L_{b,min}$	L_{bd}
23,63	233	$\phi 10s190 = 413$	245,6	219	1	0,70	1	0,70	Nei	100	153
56,71	233	$\phi 12s195 = 579$	420,4	450	1	0,71	1	0,70	Nei	135	315
85,07	233	$\phi 12s130 = 869$	420,1	449	1	0,71	1	0,70	Nei	135	314

2.2.1.3 Heftfasthet etter teoretisk uttrykk

Bare for å illustrere poenget nevnt i seksjon 1.1.2.1 regnes også heftfastheten etter uttrykk (1.12) ut. L_{bd} reduseres derfor med en faktor $\eta_3 = \frac{2,81}{f_{bd,new}} \Rightarrow L_{bd,new} = \eta_3 L_{bd}$. I likhet med bakgrunnsdokumentet og figur 1.9b er k_{anch} foreløpig satt lik 40 [6]. Siden beregningen fortsatt gjøres den gjeldende eurokoden brukes L_{bd} fra tabell 2.3 og 2.4.

Tabell 2.5: Justert dimensjonerende forankringslengde etter uttrykk (1.12) langs x-aksen.

ϕ	σ_{sd}	$L_{bd,old}$	α_1	α_2	α_3	α_5	η_3	$L_{bd,new}$	$L_{b,min}$	L_{bd}
10	309,2	193	1	0,70	1	0,73	0,382	74	100	100
12	420,3	315	1	0,71	1	0,70	0,518	163	135	163
16	426,8	426	1	0,82	0,87	0,70	0,664	283	183	283

Tabell 2.6: Justert dimensjonerende forankringslengde etter uttrykk (1.12) langs y-aksen.

ϕ	σ_{sd}	$L_{bd,old}$	α_1	α_2	α_3	α_5	η_3	$L_{bd,new}$	$L_{b,min}$	L_{bd}
10	245,6	153	1	0,70	1	0,70	0,340	52	100	100
12	420,4	315	1	0,71	1	0,70	0,518	163	135	163
12	420,1	314	1	0,71	1	0,70	0,518	163	135	163

Som en kan se av tabell 2.5 og 2.6 er heftfastheten og påfølgende reduksjonsfaktor η_3 svært sensitiv til armeringsdiameteren \emptyset . I og med at armeringen er dimensjonert i ULS vil det være naturlig at stålspenningen $\sigma_{sd} \rightarrow f_{yd}$ der M_{Ed} er størst. Det er dog armeringsdiameteren som gir størst utslag, noe som viser at den gjennomsnittlige heftfastheten er en dårlig dimensjoneringsparameter.

2.2.2 Forankring av rette stenger etter revidert regelverk

2.2.2.1 Forankringslengde etter revidert regelverk ved bruk av tabell

En av tankene bak revisjonen av eurokoden er å gjøre den enklere og mer brukervennlig. Derfor introduserer revidert EK2 en enkel tabell for forankring av rette stenger, som er gjeldende under *normale forhold*. Tabellen gir $\frac{L_{bd}}{\phi}$ som en funksjon av f_{ck} og ϕ . Normale forhold er definert som:

- Kamjern med $\phi \leq 32$ mm. ✓
- $c_d \geq \frac{3}{2}\phi$. ✓
- Fullt utnyttet armering, dvs. $\sigma_{sd} = 435$ MPa. Dersom $\sigma_{sd} \leq 435$ MPa kan lengden reduseres med faktoren $\frac{\sigma_{sd}}{435}$, men $\left(\frac{L_{bd}}{\phi}\right)_{min} \geq 10$.
- Gode heftforhold etter EK2 figur 11.4. ✓ Dersom det er/antas dårlige heftforhold ganges den tabellerte verdien med 1,2.

Som nevnt under seksjon 2.2.1 oppfyller armeringen som studeres alle kravene over. Med $f_{ck} = 35$ MPa fås følgende verdier:

Tabell 2.7: Forankringslengde etter tabell 11.1 i revidert EK2 langs x-aksen.

ϕ	$\frac{\sigma_{sd}}{435}$	$\frac{L_{bd}}{\phi} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{435} \geq 10$	L_{bd}
10	0,71	25,6	256
12	0,97	34,9	419
16	0,98	38,2	611

Tabell 2.8: Forankringslengde etter tabell 11.1 i revidert EK2 langs y-aksen.

ϕ	$\frac{\sigma_{sd}}{435}$	$\frac{L_{bd}}{\phi} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{435} \geq 10$	L_{bd}
10	0,57	20,5	205
12	0,97	34,9	419
12	0,97	34,9	419

2.2.2.2 Forankringslengde etter revidert regelverk ved bruk av optimalisert uttrykk

Likning (1.10) tilsvarener en smått justert dimensjoneringslikning i revidert EK2. Kalibreringsfaktoren k_{anch} er erstattet med produktet $k_{lb} \cdot k_{cp}$. I tillegg er eksponenten $\frac{3}{2}$ i faktoren for stålspenning erstattet med koeffisienten n_σ . Disse er definert som følger:

- 1. $n_\sigma = 1$ for $\sigma_{sd} \leq 435$ MPa.
- 2. $n_\sigma = \frac{3}{2}$ for $\sigma > 435$ MPa.
Dette er trolig et konservativt tiltak som er satt inn for å unngå for høye reduksjoner ved lave stålspenninger og sørge for en tilstrekkelig økning ved høye stålspenninger.
- k_{cp} er en faktor som tar hensyn til støpeeffekter på heftforholdene:
 1. $k_{cp} = 1$ for gode heftforhold, som definert i EK2 figur 11.4.
 2. $k_{cp} = 1,2$ for dårlige heftforhold og/eller betong støpt ved bruk av glideforskaling, foruten tilfeller der det kan påvises at armeringen ikke flytter seg under støping.

3. $k_{cp} = 1, 4$ for all armering utført med bentonittilslag eller liknende tilslag, foruten tilfellene der det kan påvises at disse ikke vil separeres.
- 1. $k_{lb} = 50$ for normale dimensjonerings situasjoner.
 - 2. $k_{lb} = 36$ for ulykkessituasjoner.

I alle tilfellene som skal regnes på er $\sigma_{sd} \leq 435 \Rightarrow n_\sigma = 1$. Som tidligere nevnt så antas det gode heftforhold i Norge $\Rightarrow k_{cp} = 1$. Til slutt dimensjoneres det for normale dimensjonerings situasjoner $\Rightarrow k_{lb} = 50$. Følgelig vil likning (1.10) forenkles til:

$$L_{bd} = 50\phi \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right) \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\phi}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{3\phi}{2c_d} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \quad (2.9)$$

2.2.2.2.1 Forankringslengde uten hensyn til omslutning

Tabell 2.9: Forankringslengde etter likning (2.9) langs x-aksen.

ϕ	σ_{sd}	L_{bd}
10	309,2	156
12	420,3	297
16	426,8	510

Tabell 2.10: Forankringslengde etter likning (2.9) langs y-aksen.

ϕ	σ_{sd}	L_{bd}
10	245,6	124
12	420,4	297
12	420,1	297

2.2.2.2.2 Forankringslengde med hensyn til omslutning

Omslutningens positive virkning på forankringslengden tas hensyn til via likning (1.13) som tilsvarende likning 11.3 i revidert EK2. I nåværende EK2 tas omslutning hensyn til ved overdekning via α_2 , betongtrykk i tverretning av armering som skal forankres via α_5 , og armering i tverretning av den som skal forankres via α_3 . Vertikal armeringens bidrag til omslutning er ikke tatt med. Likning (1.13) tar derimot hensyn til disse effektene, i tillegg til at EK2 figur 11.5 gir en mye klarere illustrasjon av hvordan disse effektene burde regnes på. Av EK2 figur 11.5 ser en at trykk vinkelrett på splittflaten ikke kan antas å ha en positiv virkning når det virker i plan, slik som antatt over. Virkningen i snitt er også vanskelig å avgjøre da denne avhenger av beregningsmodell, lastplassering, skjær fra eventuelle søyler/vegger på dekket m.m. En beregning av denne spenningen vil antakeligvis være et av resultatene fra en FEM-beregning, men dette er utenfor omfanget av oppgaven og vil for alle videre formål neglisjeres. Likning (1.13) forenkles derfor til:

$$c_{d,conf} = c_d + 30k_{conf} \cdot \rho_{conf} \cdot \phi \leq \frac{15}{4}\phi \quad (2.10)$$

der ρ_{conf} er gitt av likning 11.4 i EK2:

$$\rho_{conf} = \frac{n_t \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \phi \cdot s} \quad (2.11)$$

der:

- n_i = antallet armeringsstenger for hhv. omslutning- og forankringsarmering.
- ϕ_i = armeringsdiameteren til hhv. omslutning- og forankringsarmering.
- s = senteravstand mellom omslutningsarmering.

Jf. figur 2.2 er det kun armeringen i y-retning som har bidrag til omslutning fra både tverrarmering og skjærarmering. $k_{conf} \cdot \rho_{conf}$ må derfor deles opp i to bidrag, da k_{conf} har ulike verdi for disse to. Armeringen i x-retning har kun bidrag fra bøylearmeringen i og med at den ligger “utenpå” A_{sy} . k_{conf} er satt til 1 for omslutning med lengdearmering og $\frac{1}{4}$ for omslutning med bøylearmering. Regner på $c_{d,conf}$ i x-retning først, da denne er enklest. Det antas at bøylerne er detaljert slik at de kun bidrar til omslutning for ϕ_{12} og ϕ_{16} armeringen i x-retning, grunnet valg av kontrollsnitt, se seksjon 2.4.1. Videre antas det at flaten for splittbrudd kun vil være snittet direkte over søylen, dvs. kun langs ϕ_{16} -armeringen i x-retning og langs den innerste ϕ_{12} -armeringen i y-retning. Dette gjøres siden det antas at forankringslengdene i sonene utenfor akkurat disse to er så korte at de ikke vil omslutte de respektive lengdearmeringene. Totalt antall stenger som da skal forankres innad i disse sonene hentes ut fra tabell 2.1 og 2.2.

$$\rho_{conf,x,\phi_{12}} = \frac{\overbrace{\frac{297}{180}}^{\frac{L_{bd}}{s\phi_8}=n_t} \cdot \overbrace{2}^{2 \text{ bøylerbein}} \cdot \pi \cdot 8^2}{4 \cdot \underbrace{\frac{490}{155}}_{\text{se figur 2.3}} \cdot 12 \cdot 180} \approx 0,025$$

$$\rho_{conf,x,\phi_{16}} = \frac{\overbrace{\frac{510}{180}}^{\frac{L_{bd}}{s\phi_8}=n_t} \cdot \overbrace{2}^{2 \text{ bøylerbein}} \cdot \pi \cdot 8^2}{4 \cdot \underbrace{\frac{980}{180}}_{\text{se figur 2.3}} \cdot 16 \cdot 180} \approx 0,018$$

$$c_{d,conf,x,\phi_{12}} = c_d + 30 \cdot k_{conf} \cdot \rho_{conf,x,\phi_{12}} \cdot \phi_{12} \leq \frac{15}{4}(\phi_{12}) = 35 + 30 \cdot 0,25 \cdot 0,025 \cdot 12 \leq \frac{15}{4} \cdot 12 = 37,3 < 45 \checkmark$$

$$c_{d,conf,x,\phi_{16}} = c_d + 30 \cdot k_{conf} \cdot \rho_{conf,x,\phi_{16}} \cdot \phi_{16} \leq \frac{15}{4}(\phi_{16}) = 35 + 30 \cdot 0,25 \cdot 0,018 \cdot 16 \leq \frac{15}{4} \cdot 16 = 37,2 < 60 \checkmark$$

Det antas lik detaljering av bøylerne og lengdearmeringen i y-retning som i x-retning. Armeringen rett over søylen:

$$k_{conf} \cdot \rho_{conf,y,\phi_{12}} = 0,25 \cdot \frac{\overbrace{\frac{297}{180}}^{\frac{L_{bd}}{s\phi_8}=n_t} \cdot \overbrace{2}^{2 \text{ bøylerbein}} \cdot \pi \cdot 8^2}{4 \cdot \frac{1800}{130} \cdot 12 \cdot 180} + 1 \cdot \frac{\overbrace{\frac{980}{180}}^{n_t} \cdot \pi \cdot 16^2}{4 \cdot \frac{1800}{130} \cdot 12 \cdot 180}$$

$$\approx 0,0014 + 0,037$$

$$\approx 0,038$$

$$c_{d,conf,y,\phi_{12}} = 35 + 30 \cdot 0,038 \cdot 12 \leq \frac{15}{4} \cdot 12$$

$$\approx 48,7 > 45 \boxtimes$$

$$\Rightarrow c_{d,conf,y,\phi_{12}} = 45$$

For ϕ_{12} -armeringen i andre feltstripe i y-retning er det igjen kun bøylerne som vil bidra til ekstra omslutning. Armeringsmengden hentes fra tabell 2.2:

$$\begin{aligned}
k_{conf} \cdot \rho_{conf,y,\emptyset 12} &= 0,25 \cdot \frac{\overbrace{\frac{297}{180}}^{\frac{L_{bd}=n_t}{s\emptyset 8}} \cdot \overbrace{2}^{2 \text{ bøylebein}} \cdot \pi \cdot 8^2}{4 \cdot \frac{900}{195} \cdot 12 \cdot 180} \\
&\approx 0,0041 \\
c_{d,conf,y,\emptyset 12} &= 35 + 30 \cdot 0,0041 \cdot 12 \leq \frac{15}{4} \cdot 12 \\
&\approx 36,5 < 45 \quad \checkmark
\end{aligned}$$

Tabell 2.11: Forankringslengde etter likning (2.9) langs x-aksen med hensyn til omslutning.

\emptyset	σ_{sd}	$c_{d,conf}$	L_{bd}
10	309,2	35	156
12	420,3	37,3	287
16	426,8	37,2	495

Tabell 2.12: Forankringslengde etter likning (2.9) langs y-aksen med hensyn til omslutning.

\emptyset	σ_{sd}	$c_{d,conf}$	L_{bd}
10	245,6	35	124
12	420,4	36,5	291
12	420,1	45	261

Som en kan se er det få millimeter å spare på å regne ut $c_{d,conf}$ detaljert. Det er kun forankring omsluttet av både vertikal og horisontal armering som gir utslag av betydning. Merk at dette gjelder uten bidrag fra tverrtrykk. I tillegg setter $c_{d,conf} \leq \frac{15}{4}\emptyset$ en begrensning på hvor nyttig det er å finregne $c_{d,conf}$ opp mot tidsbruk, i likhet med begrensningen $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7$.

2.2.3 Forankring ved bruk av endeplater

Denne seksjonen er helt ny i den reviderte versjonen av EK2, siden forankring via endeplater har blitt mer og mer kommersielt tilgjengelig for dagens nye konstruksjoner. Ideen bak seksjonen er å verifisere om endeplaten er stor nok til å ta σ_{sd} i armeringen alene ved opptredende laster. Hvis ikke, åpner EK2 for at den resterende armeringsspenningen $\Delta\sigma_{sd}$ kan forankres via vanlig heft. Eksisterende produkter finnes foreløpig kun for stenger med $\phi \geq 16$ [21], så dette avsnittet vil kun illustrere hvordan kravene i EK2 brukes for $\phi 16$ -armeringen i [10] regnet på over. EK2, 11.4.6(1) sier at ingen detaljert beregning er nødvendig dersom:

1. $c_a, c_b \geq 3\phi + \frac{\phi_n}{2}$
2. $s_a \geq 2c_a$
3. $s_b \geq 2c_b$
4. $\phi_n \geq 3\phi$
5. $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$

med ϕ_n definert som den nominelle platediameteren eller diameteren på en sirkulær plate med samme areal som endeplaten som regnes på. Nødvendige dimensjoner er vist i EK2, figur 11.8. Med A_h = platearealet blir da ϕ_n :

$$\phi_n = 2\sqrt{\frac{A_h}{\pi}} \quad (2.12)$$

Tilgjengelige produkter kan blant annet fås av [21], der en kan velge mellom rektangulære, kvadratiske eller sirkulære endeplater. Et kjapt overslag av tilgjengelige produkter gir at armering med kvadratisk endeplate vil gi størst plateareal og dermed antas det at denne har størst sjans for å ha tilstrekkelig kapasitet av platen. Med $A_h = 50 \cdot 50 = 2500 \text{ mm}^2$ vil $\phi_n = 2\sqrt{\frac{2500}{\pi}} = 56,4 \text{ mm}$. Sideveis overdekning og oppadrettet senteravstand er ikke relevant da det er snakk om armering midt i dekket. Følgelig vil $c_a = c_{nom} = 35 \text{ mm}$ og $s_b = 180 \text{ mm}$ for armeringen som skal studeres. Med såpass lav overdekning er ikke pkt. 1 i listen over tilfredsstilt og likning (1.37) må brukes. Jf. likning (1.36) vil $a_{eff} = 2c_a = 70 \text{ mm}$ og $b_{eff} = b_h + a_{eff} = 120 \text{ mm}$. Kapasiteten av platen er da:

$$\sigma'_{sd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{35}}{1,5 \cdot 201} \frac{70 \cdot 120}{\left(1 - \sqrt{\frac{2500}{70 \cdot 120}}\right)} = 362,7 \text{ MPa} \\ \left(\frac{2500}{201} - 1\right) \cdot 23,3 \cdot \min \left\{ \underbrace{\sqrt{\frac{70 \cdot 120}{2500 - 201}}}_{=1,91} \right. \\ \left. 7 \right\} = 509,0 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$= 362,7 \text{ MPa}$$

Følgelig er kapasiteten av platen alene ikke stor nok til å overføre spenningen i $\phi 16$ -stangen. Fordelen med forankring ved bruk av endeplater er at dersom platen alene ikke har tilstrekkelig kapasitet kan den resterende spenningen i stålet overføres via vanlig forankring, grunnet kammene på armeringen. Denne lengden regnes enkelt ut etter likning (2.9). Positivt bidrag fra omslutning neglisjeres og verdiene i tabell 2.9 brukes. EK2, 11.4.6(3) tillater å regne ut nødvendig forankringslengde for resterende stålspenning $\Delta\sigma_{sd} = \sigma_{sd} - \sigma'_{sd}$. Setter inn i likning (2.9) og får:

$$\begin{array}{ll}
\sigma_{sd} = 426,8 \text{ MPa} & L_{bd}(\sigma_{sd}) = 510 \text{ mm} \\
\sigma'_{sd} = 362,7 \text{ MPa} & L_{bd}(\sigma'_{sd}) = 433 \text{ mm} \\
\Delta\sigma_{sd} = 64,1 \text{ MPa} & L_{bd}(\Delta\sigma_{sd}) = 77 \text{ mm} \\
L_{bd}(\sigma_{sd}) - L_{bd}(\sigma'_{sd}) = L_{bd}(\Delta\sigma_{sd}) \quad \checkmark
\end{array}$$

EK2, 11.4.6(4) spesifiserer dog at dersom armeringen brukes som skjær- eller omslutningsarmering bør forankring kun avhenge av kapasiteten til platen. Under avsnitt 2.2.1 er det antatt at $\phi 16$ -armeringen virker som omslutningsarmering for $\phi 12$ -armeringen i y-retning. Forankring med endeplater er derfor ikke et gyldig alternativ i dette tilfellet, med mindre andre plategeometrier gir en større platekapasitet. Kravene beskrevet i EK2, 11.4.6(1) er dog satt med tanke på bl.a. tilstrekkelig overdekning for å unngå utblåsningsbrudd. Utblåsningsbruddets natur gjør at forankring ved bruk av endeplater i praksis burde gjennomføres slik at platen ligger parallelt med den fri overflaten. I beregningen over er det antatt at endeplaten står vinkelrett på den frie overflaten og derfor har relativt liten sideveis overdekning, derav en lavere platekapasitet enn armeringen den skal forankre.

2.3 Skjær

I denne seksjonen skal skjærkapasiteten av dekket dimensjonert i [10] vurderes etter ny og revidert EK2. Geometri og lastvirkninger hentes ut direkte fra oppgaven og det refereres derfor til denne for detaljer rundt lastetablering og geometri. For dekker er b_w ofte stor, og det er derfor vanlig at $V_{Rd,c} > V_{Ed}$. Det regnes derfor ikke med en redusert skjærkraft. Merk at kapasiteten og dimensjonerende skjærkraft er regnet i hver retning via en bjelkemodell der breddene på disse bjelkene tilsvarer spennviddene i dekket. Den egentlige skjærkraften det burde dimensjoneres for vil være tilnærmet summen $V_{Ed,x} + V_{Ed,y} \cdot V_{Rd,c}$ bestemmer i midlertid "bjelkekapasiteten" langs en hel feltstripe, mens summen $V_{Ed,x} + V_{Ed,y}$ bestemmer gjennomløkkingskapasiteten, som er håndtert under avsnitt 2.4.2. Følgende dimensjonerende laster for skjær og gjennomløkking er gjeldende:

$$\begin{aligned} V_{Ed,punch} &= (1,15 \cdot 7 + 1,5 \cdot 3) \cdot 7,2 \cdot 5,55 \\ &= 501,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

Legg merke til at alle opptredende laster og geometri finnes i [10].

Tabell 2.13: Dimensjonerende laster som skal brukes videre i sammenlikningen, hentet fra [10].

Lastvirkning	Verdi [kN, kN/m]
$V_{Ed,x}$	184,84
$V_{Ed,y}$	329,77
$V_{Ed,punch}$	501,50
$M_{Ed,x,søyle}$	137,13
$M_{Ed,y,søyle}$	37,53
$M_{Ed,x,dekke}$	138,50
$M_{Ed,y,dekke}$	340,24

2.3.1 Skjærkapasitet i dekket etter gjeldende regelverk

2.3.1.1 Langs x-akse

$V_{Ed,x}$ antas å virke over en bredde $L_y = 3,9$ m og følgelig må mengden lengdearmering over denne bredden beregnes for kontroll. Armeringsmengden hentes ut fra tabell 2.1 og beregnes til følgende:

$$\begin{aligned} A_s &= 0,98 \cdot 413 \cdot 2 + 0,49 \cdot 729 \cdot 2 + 0,98 \cdot 1086 \\ &= 2588 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

EK2, 6.2.2(1) gir skjærstrekkkapasitet *uten* skjærarmering:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} & k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 & \rho_L &= \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \\ &= \frac{0,18}{1,5} & &= 1 + \sqrt{\frac{200}{245}} & &= \frac{2588}{3900 \cdot 245} \\ &= 0,12 & &= 1,904 < 2 \checkmark & &= 2,709 \cdot 10^{-3} < 0,02 \checkmark \end{aligned}$$

Innsatt i likning (2.13):

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0,12 \cdot 1,904 \cdot (100 \cdot 2,709 \cdot 10^{-3} \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot 3900 \cdot 245 \cdot 10^{-3} \\ &\approx 462,07 \text{ kN} > V_{Ed} = 184,84 \text{ kN} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Skjærtrykkapasiteten er gitt i EK2, 6.2.2(5):

$$\begin{aligned} V_{Ed} &\leq \frac{1}{2} b_w d \cdot 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \\ &\leq 0,3 \cdot b_w d \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \end{aligned} \quad (2.14)$$

Innsatt i likning (2.14):

$$\begin{aligned} 184,84 &\leq 0,3 \cdot 3900 \cdot 245 \cdot \left(1 - \frac{35}{250} \right) \cdot 19,8 \cdot 10^{-3} \\ &= 4881,08 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 184,84 \text{ kN} \quad \checkmark \end{aligned}$$

2.3.1.2 Langs y-akse

$V_{Ed,y}$ antas å virke over en bredde $L_x = 7,2$ m og følgelig må mengden lengdearmring over denne bredden beregnes for kontroll. Den effektive tverrsnittshøyden for dekker armert i to retninger er gitt ved $d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2}$. Det er tidligere antatt at armering i både x- og y- retning har samme d , men det stemmer ikke helt. A_{sx} er mer kritisk enn A_{sy} og det antas at det er denne som ligger nærmest overkanten. Følgelig blir:

$$\begin{aligned} d_y &= 245 - \frac{\phi 16}{2} - \frac{\phi 12}{2} \\ &= 231 \text{ mm} \end{aligned}$$

Armeringsmengden hentes ut fra tabell 2.2 og beregnes til:

$$\begin{aligned} A_s &= 1,80 \cdot 413 \cdot 2 + 0,90 \cdot 579 \cdot 2 + 1,8 \cdot 869 \\ &= 4093 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

der:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} & k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 & \rho_L &= \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \\ &= \frac{0,18}{1,5} & &= 1 + \sqrt{\frac{200}{231}} & &= \frac{4093}{7200 \cdot 231} \\ &= 0,12 & &= 1,931 < 2 \quad \checkmark & &= 2,46 \cdot 10^{-3} < 0,02 \quad \checkmark \end{aligned}$$

Innsatt i likning (2.13):

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= 0,12 \cdot 1,931 \cdot (100 \cdot 2,46 \cdot 10^{-3} \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot 7200 \cdot 231 \cdot 10^{-3} \\
 &\approx 789,91 \text{ kN} > V_{Ed} = 329,77 \text{ kN} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

Innsatt i likning (2.14):

$$\begin{aligned}
 329,77 &\leq 0,3 \cdot 7200 \cdot 231 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19,8 \cdot 10^{-3} \\
 &= 8496,29 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 329,77 \text{ kN} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

Siden det ikke er behov for skjærarmering etter gjeldende regelverk er det heller ikke nødvendig å vurdere $V_{Rd,max}$ etter EK2, 6.2.3 \checkmark .

2.3.2 Skjærkapasitet i dekket etter revidert regelverk

Som over antas det forenklet at skjærkreftene $V_{Ed,i}$ virker over hele bredden L_j , der $i \neq j$. Dette gjøres for å kunne bruke verdien av $\rho_{L,i}$ om igjen. I [10] er både momentene og skjærkreftene i dekket regnet etter NB Publikasjon 33, dvs. regnet som en konstant lastvirkning over en bredde tilsvarende lengden på et felt. Dimensjonerende skjærspenninger, med $z_i = 0,9d_i$ og $b_{w,i} = L_j$, etter likning (1.38):

$$\begin{aligned}\tau_{Ed,x} &= \frac{10}{9} \cdot \frac{V_{Ed,x}}{L_y d_x} & \tau_{Ed,y} &= \frac{10}{9} \cdot \frac{V_{Ed,y}}{L_x d_y} \\ &= \frac{10}{9} \cdot \frac{184,84}{3,9 \cdot 245} & &= \frac{10}{9} \cdot \frac{329,77}{7,2 \cdot 231} \\ &\approx 0,215 \text{ MPa} & &\approx 0,220 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Legg merke til at $\tau_{Ed,i}$ er sensitiv til valg av beregningsmodell. Valg av modell er viktig når en ser at $\tau_{Rdc,min}$ gitt av likning (1.40) er uavhengig av tverrsnittsbredden. Det regnes videre på $\tau_{Rd,c}$ uavhengig av om $\tau_{Ed,i} > \tau_{Rdc,min,i}$ eller ikke. Koeffisienten $C_{Rd,c1}$ i likning (1.40) er avhengig av om τ_{Ed} er beregnet etter d_{nom} eller d_d . d_{nom} vil i dette tilfellet være d_i , mens d_d er den effektive tverrsnittsdybden der det tas hensyn til et standardisert avvik etter EK2, tillegg A(7). Her er bare d_i brukt, og følgelig hentes verdien for $C_{Rd,c1}$ ut av EK2, tabell 8.1. $C_{Rd,c1}$ er også avhengig av om det kontrolleres for normale dimensjonerings situasjoner eller ved ulykkes situasjoner. Gjennom beregningene i [10] og i oppgaven er det antatt normale dimensjonerings situasjoner og følgelig er $C_{Rd,c1} = 7,7$. Siden det ikke er spesifisert noen andre betongforhold enn B35 er heller ikke tilslagsbestemmelsene nevnt. Derfor antas det øvre grense av d_{dg} , dvs. $d_{dg} = 40$ mm. $\tau_{Rdc,min}$ etter likning (1.40):

$$\begin{aligned}\tau_{Rdc,min,x} &= C_{Rd,c1} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \frac{d_{dg}}{d_x}} & \tau_{Rdc,min,y} &= C_{Rd,c1} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \frac{d_{dg}}{d_y}} \\ &= 7,7 \cdot \sqrt{\frac{35}{435} \cdot \frac{40}{245}} & &= 7,7 \cdot \sqrt{\frac{35}{435} \cdot \frac{40}{231}} \\ &\approx 0,883 \text{ MPa} & &\approx 0,909 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Her kan en se at $\tau_{Rdc,min,i} > \tau_{Ed,i}$. $\tau_{Rd,c}$ regnes likevel ut illustrativt i begge retninger. Valg av $C_{Rd,c2}$ følger nøyaktig samme prosedyre som over og hentes ut av EK2, tabell 8.2 til $C_{Rd,c2} = 0,46$. Den detaljerte kapasitetslikningen i EK2 som samsvarer med likning (1.42) har erstattet a_v med d_i . Grunnen til dette er at dersom komponenten er slank, vil $\tau_{Rd,c}(a_v) \rightarrow \tau_{Rd,c}(d)$. Dersom komponenten ikke er slank tillates det å regne kapasiteten med den effektive skjærspennvidden etter EK2, 8.2.2(3). Dette punktet sier at dersom $a_{cs} < 4d$ kan d i EK2, 8.2.2(2) erstattes med a_v , der a_v er definert som:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4}} \cdot d \quad a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \quad (2.15)$$

Skjærspennvidder etter likning (2.15):

$$\begin{aligned}
a_{cs,x} &= \left| \frac{M_{Ed,x,dekke}}{V_{Ed,x}} \right| \\
&= \frac{138,50}{184,84} \cdot 10^3 \\
&\approx 749 \text{ mm} < 4d_x \quad \checkmark \\
a_{v,x} &= \sqrt{\frac{749}{4} \cdot 245} \\
&\approx 214 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a_{cs,y} &= \left| \frac{M_{Ed,y,dekke}}{V_{Ed,y}} \right| \\
&= \frac{340,24}{329,77} \cdot 10^3 \\
&\approx 1032 \text{ mm} > 4d_y \quad \times \\
&\Rightarrow \text{må bruke } d_y
\end{aligned}$$

$\tau_{Rd,c}$ etter likning (1.42):

$$\begin{aligned}
\tau_{Rd,c,x} &= C_{Rd,c2} \cdot \left(100\rho_{L,x} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_{v,x}} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min,x} & \tau_{Rd,c,y} &= C_{Rd,c2} \cdot \left(100\rho_{L,y} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_y} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min,y} \\
&= 0,46 \cdot \left(100 \cdot 2,71 \cdot 10^{-3} \cdot 35 \cdot \frac{40}{214} \right)^{\frac{1}{3}} & &= 0,46 \cdot \left(100 \cdot 2,46 \cdot 10^{-3} \cdot 35 \cdot \frac{40}{231} \right)^{\frac{1}{3}} \\
&\approx 0,557 \text{ MPa} < \underbrace{0,883 \text{ MPa}}_{\tau_{Rdc,min,x}} \quad \times & &\approx 0,526 \text{ MPa} < \underbrace{0,909 \text{ MPa}}_{\tau_{Rdc,min,y}} \quad \times
\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c,x} = \tau_{Rdc,min,x} > \tau_{Ed,x} \quad \checkmark$$

$$\tau_{Rd,c,y} = \tau_{Rdc,min,y} > \tau_{Ed,y} \quad \checkmark$$

2.4 Gjennomlokking

2.4.1 Gjennomlokkingskapasitet i dekket etter gjeldende regelverk

Kontroll av gjennomlokking gjøres over samme innersøyle som i [10]. Dette gjøres da søylemomentene allerede er beregnet, og momentfaktoren β kan dermed enkelt regnes ut. Fra figur 2.2 kan d_{eff} regnes ut:

$$\begin{aligned}d_{eff} &= \frac{245 + 231}{2} \\ &= 238 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jf. EK2, 6.4.3(2) må følgende kontroller utføres:

1. Ved søylens kant begrenses den største dimensjonerende skjærspenningen til:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

2. Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

3. Dersom $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ i det aktuelle kontrollsnittet legges skjærarmering i hht. EK2, 6.4.5.

4. Dersom det er behov for skjærarmering må det påvises et kontrollsnitt med omkrets $u_{out,ef}$ der skjærarmering ikke lenger er nødvendig.

Søylen har dimensjonene $b \times h = 350 \times 350$ mm. Kontrollsnitt langs søylekant:

$$\begin{aligned}u_0 &= 2c_1 + 2c_2 \\ &= 4 \cdot 350 \\ &= 1400 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kritisk kontrollsnitt legges $2d_{eff}$ utenfor søylekantene:

$$\begin{aligned}u_1 &= 2(c_1 + c_2) + 4\pi d_{eff} \\ &= 2 \cdot 2 \cdot 350 + 4\pi \cdot 238 \\ &\approx 4391 \text{ mm}\end{aligned}$$

2.4.1.1 Kapasitet ved kritisk kontrollsnitt

EK2, 6.4.3(3) gir følgende uttrykk for dimensjonerende skjærspenning og momentfaktor:

$$v_{Ed}(u_1) = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d_{eff}} \qquad \beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1} \qquad (2.16)$$

der $k = 0,6$ er gitt i EK2, tabell 6.1, M_{Ed} er søylemomentene og W_1 er gitt under samme punkt:

$$\begin{aligned}W_1 &= \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d_{eff} + 16d_{eff}^2 + 2\pi d_{eff} c_1 \\ &= \frac{350^2}{2} + 350^2 + 4 \cdot 350 \cdot 238 + 16 \cdot 238^2 + 2\pi \cdot 238 \cdot 350 \\ &\approx 1,947 \cdot 10^6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

β er en faktor som tar hensyn til ubalanserte momenter. Det er kun deler av momentene som tas som skjærspenninger i dekket, og ofte kan en anta at $v_{Ed} = v_{Ed,V} + v_{Ed,M_x} + v_{Ed,M_y}$ [9]. Derfor er det rimelig å anta at $M_{Ed} = M_{Ed,x} + M_{Ed,y}$. Med verdier hentet fra tabell 2.13 blir $M_{Ed} = 137,13 + 37,53 = 174,66$ kNm. Satt inn i likning (2.16):

$$\begin{aligned}\beta &= 1 + 0,6 \cdot \frac{174,66 \cdot 10^6}{501,5 \cdot 10^3} \frac{4391}{1,947 \cdot 10^6} \\ &\approx 1,471 \\ \Rightarrow v_{Ed}(u_1) &= 1,471 \cdot \frac{501,5 \cdot 10^3}{4391 \cdot 238} \\ &\approx 0,706 \text{ MPa}\end{aligned}$$

EK2, 6.4.4(1) gir gjennomlokkingskapasitet *uten* skjærarmering:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (2.17)$$

Her er ρ_L definert som $\rho_L = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$. Antar videre at det er den maksimale armeringen per meter det er snakk om, iom. at beregningen gjøres for et dekkessnitt rett over søylen. Dette gjøres også for å unngå å ta hensyn til eventuelle diskontinuiteter i lengdearmeringen innenfor kontrollsnittet:

$$\begin{aligned}k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{238}} \leq 2 & \rho_x &= \frac{1086}{10^3 \cdot 245} & \rho_y &= \frac{869}{10^3 \cdot 231} \\ &= 1,917 & &= 4,43 \cdot 10^{-3} & &= 3,65 \cdot 10^{-3} \\ & & \Rightarrow \rho_L &\approx 4,02 \cdot 10^{-3} & &\end{aligned}$$

Innsatt i likning (2.17):

$$\begin{aligned}v_{Rd,c} &= 0,12 \cdot 1,917 \cdot (100 \cdot 4,02 \cdot 10^{-3} \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \\ &\approx 0,555 \text{ MPa} < 0,706 \text{ MPa} \quad \times \\ &\Rightarrow \text{Behov for skjærarmering}\end{aligned}$$

2.4.1.2 Kapasitet ved søylekant

EK2, 6.4.5(3) gir kontrollen ved søylekant:

$$v_{Ed}(u_0) = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d_{eff}} \leq v_{Rd,max} \quad (2.18)$$

der $v_{Rd,max}$ er gitt av EK2, N.A.6.4.5:

$$\begin{aligned}v_{Rd,max} &= 0,4 \underbrace{\nu}_{\text{EK2, 6.2.2(6)}} \cdot f_{cd} \leq 1,6 v_{Rd,c}(u_1) \frac{u_1}{\beta u_0} \\ &= \frac{6}{25} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \leq 1,6 v_{Rd,c}(u_1) \frac{u_1}{\beta u_0}\end{aligned} \quad (2.19)$$

EK2, N.A.6.4.5 sier videre at dersom betongbidraget $v_{Rd,c}$ etter EK2, 6.4.5(1) neglisjeres ved dimensjonering av skjærarmeringen innenfor det kritiske kontrollsnittet kan $v_{Rd,max}$ settes lik $0,4\nu f_{cd}$ uten noen ytterlige begrensninger. Setter inn verdier i likning (2.18) og (2.19):

$$\begin{aligned}
v_{Ed}(u_0) &= 1,471 \cdot \frac{501,5 \cdot 10^3}{1400 \cdot 238} \leq \left(\left(\frac{6}{25} \cdot \left(1 - \frac{35}{250} \right) \cdot 19,8 \right) \leq 1,6 \cdot 0,555 \cdot \frac{4391}{1,471 \cdot 1400} \right) \\
&\approx 2,214 \text{ MPa} > \underbrace{(4,087 \text{ MPa} > 1,893 \text{ MPa})}_{=1,893 \text{ MPa}} \quad \text{✗} \\
&\Rightarrow v_{Ed}(u_0) > v_{Rd,max} \quad \text{✗}
\end{aligned}$$

Følgelig “må” betongbidraget neglisjeres ved dimensjonering av skjærarmingen slik at betongen ikke knuses direkte over søylen. Da blir $v_{Ed}(u_0) < v_{Rd,max}$ ✓.

2.4.1.3 Snitt der det ikke lenger er behov for skjærarmoring

EK2, 6.4.5(4) gir $u_{out,ef}$:

$$\begin{aligned}
u_{out,ef} &= \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d_{eff}} \\
&= 1,471 \cdot \frac{501,5 \cdot 10^3}{0,555 \cdot 238} \\
&\approx 5585 \text{ mm} \\
u_{out,ef} &= 2c_1 + 2c_2 + 4 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 2\pi r \right) \\
\Rightarrow r &= \frac{\frac{u_{out,ef}}{2} - (c_1 + c_2)}{\pi} \\
&= \frac{\frac{5585}{2} - 2 \cdot 350}{\pi} \\
&\approx 666 \text{ mm} \approx 2,8 d_{eff}
\end{aligned}$$

2.4.1.4 Dimensjonering av skjærarmoring

EK2, 6.4.5(1) gir den skjærarmerte gjennomlokkingskapasiteten ved:

$$\begin{aligned}
v_{Rd,cs} &= \underbrace{\frac{3}{4} v_{Rd,c}}_{=0} + \frac{3}{2} \frac{d_{eff}}{s_r} A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \frac{1}{u_1 d_{eff}} \\
&= \frac{3}{2} \frac{A_{sw}}{s_r} \cdot \frac{f_{ywd,eff}}{u_1} & f_{ywd,eff} = 250 + \frac{d_{eff}}{4} \leq f_{ywd} \quad (2.20)
\end{aligned}$$

For å bestemme A_{sw} og $A_{sw,min}$ trengs de øvre grensene av både den tangentielle og radielle senteravstanden. Disse er gitt under EK2, 9.4.3(1):

$$\begin{aligned}
s_{r,max} &= \frac{3}{4}d_{eff} & s_{t,max} &= \begin{cases} \frac{3}{2}d_{eff} & \text{innenfor } u_1 \\ 2d_{eff} & \text{utenfor } u_1 \end{cases} \\
&= \frac{3}{4} \cdot 238 & &= \begin{cases} \frac{3}{2} \cdot 238 & \text{innenfor } u_1 \\ 2 \cdot 238 & \text{utenfor } u_1 \end{cases} \\
&= 180 \text{ mm} & &= \begin{cases} 357 \text{ mm} & \text{innenfor } u_1 \\ 476 \text{ mm} & \text{utenfor } u_1 \end{cases} \\
\Rightarrow \text{Velger } s_{r,max} &= 180 \text{ mm} & s_{t,max} &= \begin{cases} 355 \text{ mm} & \text{innenfor } u_1 \\ 475 \text{ mm} & \text{utenfor } u_1 \end{cases}
\end{aligned}$$

Neglisjerer betongbidraget $v_{Rd,c}$ og setter inn $s_{r,max}$ i likning (2.20):

$$\begin{aligned}
A_{sw} &= \frac{2}{3} \cdot \frac{u_1}{f_{ywd,eff}} \cdot v_{Ed}(u_1) \cdot s_{r,max} & f_{ywd,eff} &= 250 + \frac{238}{4} \\
&= \frac{2}{3} \cdot \frac{4391}{310} \cdot 0,706 \cdot 180 & &\approx 310 \text{ MPa} \\
&= 1200 \text{ mm}^2/\text{kontrollsnett}
\end{aligned}$$

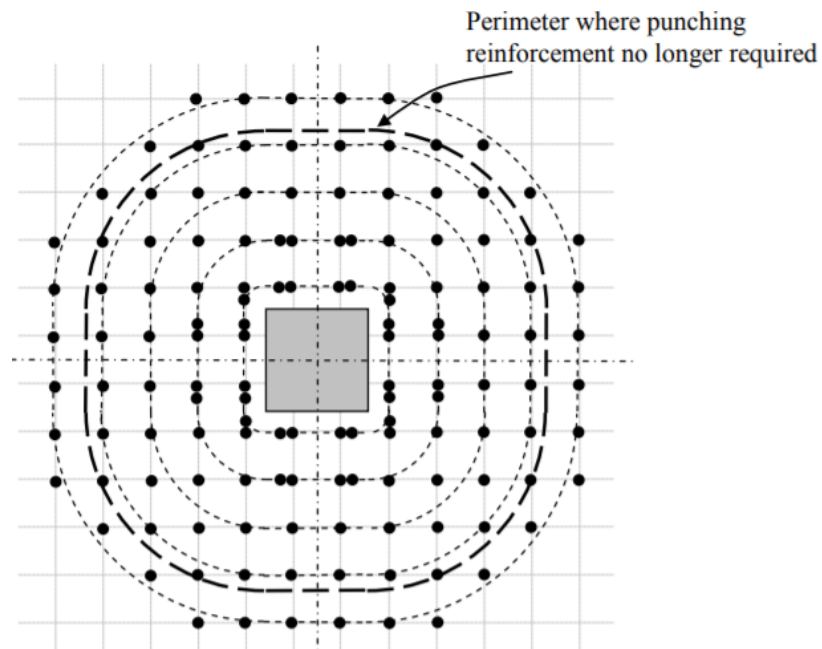
Minimum vertikal skjærarmering og armeringsdiameter kontrolleres etter EK2, 9.4.3(2):

$$\begin{aligned}
A_{sw,min} \cdot \frac{1,5 \overbrace{\sin(\alpha)}^{=1} + \overbrace{\cos(\alpha)}^{=0}}{s_r s_t} &\geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \\
\Rightarrow A_{sw,min} &\geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot (s_r s_t) \cdot \frac{2}{3} \\
&\geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} \cdot (180 \cdot 355) \cdot \frac{2}{3} \\
&\geq 40,3 \text{ mm}^2/\text{bøylebein}
\end{aligned}$$

$\phi 8 = 50 \text{ mm}^2/\text{bøylebein}$. Den nødvendige tangentielle senteravstanden langs u_1 :

$$\begin{aligned}
s_t &= A_{\phi 8} \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} \\
&= 50 \cdot \frac{4391}{1200} \\
&\approx 183 \text{ mm} \leq s_{t,max} \quad \checkmark
\end{aligned}$$

Dersom det velges et kvadratisk skjærarmeringsnett er det hensiktsmessig å velge $\phi 8s180s180$. Siden dette kun gjelder langs kontrollsnittet er det ikke hensiktsmessig å detaljvurdere armeringsplasseringen i alle nødvendige snitt videre. Figur 2.6 viser en mulig detaljløsning, hentet fra [9].



Figur 2.6: Mulig oppsett av skjærarmeringen over innersøylen. Figur hentet fra [9].

2.4.2 Gjennomlokkingskapasitet i dekket etter revidert regelverk

Den effektive tverrsnittsdybden vil her ha samme verdi som for den nåværende EK2, dvs. $d_v = 238$ mm. Det kritiske kontrollsnittet b_0 legges $\frac{d_v}{2}$ utenfor søylekantene:

$$\begin{aligned} b_0 &= 2c_1 + 2c_2 + 4 \cdot 2\pi \cdot \frac{d_v}{2} \cdot \frac{1}{4} & A_{b0} &= c_1c_2 + 2c_1 \frac{d_v}{2} + 2c_2 \frac{d_v}{2} + 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2 \\ &= 2(c_1 + c_2) + \pi d_v & &= c_1c_2 + d_v(c_1 + c_2) + \frac{\pi}{4} \cdot d_v^2 \\ &= 4 \cdot 350 + \pi \cdot 238 & &= 350^2 + 2 \cdot 238 \cdot 350 + \frac{\pi}{4} \cdot 238^2 \\ &\approx 2148 \text{ mm} & &\approx 333\,588 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

En forenklet tabellert verdi av koeffisienten β_e kan brukes dersom:

- Stabiliteten av konstruksjonen er uavhengig av rammevirkningen mellom dekke og søyler. I prosjektet er det antatt et avstivningssystem bestående av trappesjakter og skjærvegger [10] ✓.
- Det er ikke mer enn 25% lengdeforskjell mellom de tilstøtende spennene ✗.
- Dekket er kun påkjent av jevnt fordelte laster ✓.
- Momentoverføringen mellom rand- og hjørnesøyler er ikke større enn $M_{td,max} = 0,25b_e d^2 f_{cd}$ (ikke kontrollert).

Følgelig må β_e regnes ut etter formlene gitt i EK2, tabell 8.3:

$$\begin{aligned} e_{b,x} &= \frac{M_{Ed,x,søyle}}{V_{Ed,punch}} & e_{b,y} &= \frac{M_{Ed,y,søyle}}{V_{Ed,punch}} \\ &= \frac{137,13 \cdot 10^6}{501,5 \cdot 10^3} & &= \frac{37,53 \cdot 10^6}{501,5 \cdot 10^3} \\ &\approx 273 \text{ mm} & &\approx 75 \text{ mm} \\ e_b &= \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2} & \frac{\pi}{4} b_b^2 &= A_{b0} \\ &= \sqrt{273^2 + 75^2} & b_b &= \sqrt{\frac{4}{\pi} A_{b0}} \\ &\approx 283 \text{ mm} & &= \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 333\,588} \\ & & &\approx 652 \text{ mm} \\ \Rightarrow \beta_e &= 1 + \frac{5 e_b}{4 b_b} \\ &= 1 + \frac{5 \cdot 283}{4 \cdot 652} \\ &\approx 1,543 \end{aligned}$$

Dimensjonerende skjærspenning regnes ut etter likning (1.43):

$$\begin{aligned}
\tau_{Ed} &= \beta_e \frac{V_{Ed,punch}}{b_0 d_v} \\
&= 1,543 \cdot \frac{501,5 \cdot 10^3}{2148 \cdot 238} \\
&\approx 1,514 \text{ MPa} > \tau_{Rdc,min} \quad \text{✗} \\
&\Rightarrow \text{Må kontrollere etter likning (1.49)}
\end{aligned}$$

Noen endringer er gjort i likning (1.49) i EK2:

- a_p er erstattet med d_v . Grunnen til dette er, i likhet med avsnittet om bøyeskjær, at dersom komponenten er slank vil $\tau_{Rd,c}(a_p) \rightarrow \tau_{Rd,c}(d_v)$. EK2, 8.4.3(2) & (3) åpner derimot opp for bruk av a_p for tjuke plater.
- $k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5$. Dette er små modifikasjoner som er gjort etter noen videre utviklinger av skrårissmodellen.

Videre følger valg av $C_{Rd,c3}$ samme forutsetninger gjort for $C_{Rd,c1}$ og $C_{Rd,c2}$, og $C_{Rd,c3} = 0,41$. EK2, 8.4.3(2) åpner for bruk av a_{pd} dersom $a_p < 8d_v$. EK2, 8.4.3(3) tillater en tilnærming til verdien a_p via $a_p = 0,22\sqrt{L_x \cdot L_y}$ dersom stabiliteten av konstruksjonen ikke avhenger av rammeverkningen mellom dekke og søyler, og $0,5 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 2$. Begge disse er oppfylt og a_{pd} kan regnes ut etter forenklet uttrykk:

$$\begin{aligned}
a_p &= 0,22\sqrt{L_x \cdot L_y} & a_{pd} &= \sqrt{\frac{a_p}{8} d_v} \\
&= 0,22 \cdot \sqrt{7200 \cdot 3900} & & \\
&\approx 1166 \text{ mm} < 8d_v \quad \checkmark & \Rightarrow a_{pd} &= \sqrt{\frac{1166}{8} \cdot 238} \\
& & & \approx 186 \text{ mm}
\end{aligned}$$

μ_p er gitt under EK, 8.4.3(1) som $\mu_p = 8$ for innersøyler. ρ_L er som tidligere og $\tau_{Rd,c}$ etter likning (1.49):

$$\begin{aligned}
k_{pb} &= \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5 \\
&= \sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{238}{2148}} \leq 2,5 \\
&\approx 2,105 < 2,5 \quad \checkmark \\
\tau_{Rd,c} &= C_{Rd,c3} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_p} \right)^{\frac{1}{3}} \leq C_{Rd,c3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \\
&= 0,41 \cdot 2,105 \cdot \left(100 \cdot 4,02 \cdot 10^{-3} \cdot 35 \cdot \frac{40}{186} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,41 \cdot \sqrt{35} \\
&\approx 1,248 \text{ MPa} < \tau_{Ed} \quad \text{✗}, \quad \underbrace{2,426 \text{ MPa}}_{C_{Rd,c3} \cdot \sqrt{f_{ck}}} \quad \checkmark \\
&\Rightarrow \text{Behov for skjærarmering}
\end{aligned}$$

2.4.2.1 Snitt der det ikke lenger er behov for skjærarmering

I likhet med nåværende EK2, er det nødvendig å bestemme et ytre kontrollsnitt der det ikke lenger er behov for skjærarmering. Jf. EK2, 8.4.4(4) gjøres dette ved:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \frac{1}{\eta_c} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.21)$$

der $d_{v,out}$ er som definert i avsnitt 1.3.3. $d_{v,out}$ har ulike definisjoner i EK2 avhengig av valgt armeringsløsning, men de har alle til felles at det tas hensyn til riss parallelt med eventuell trykkarmering. Dersom det antas at et slikt riss opptrer i trykkarmeringens angrepspunkt vil $d_{v,out}$ tilsvare h' . Følgelig blir $d_{v,out} = 238 - (280 - 238) = 196$ mm. Satt inn i likning (2.21):

$$b_{0,out} = 2148 \cdot \left(\frac{238}{196} \cdot \frac{1}{\underbrace{0,824}_{\text{se nedenfor}}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$\approx 3843 \text{ mm}$$

Samme beregningsgang for å bestemme r jf. beregningen av $u_{out,ef}$:

$$r = \frac{\frac{3843}{2} - 2 \cdot 350}{\pi}$$

$$\approx 389 \text{ mm} \approx 1,63d_v$$

2.4.2.2 Dimensjonering av skjærarmering

For dimensjonering av skjærarmeringen vil det foreløpige uttrykket for η_s gitt i likning (1.53) brukes da denne anses for å være topp moderne. Videre antas det, som tidligere, at det brukes et kvadratisk skjærarmeringsnett med $\emptyset 8$ bøylor:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \quad \eta_s = \frac{d_v}{150\phi_w} + \left(15 \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,8$$

$$= \frac{1,248}{1,514} \quad = \frac{238}{150 \cdot 8} + \left(15 \cdot \frac{40}{238} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{0,824 \cdot 2,105} \right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,8$$

$$\approx 0,824 \quad \approx \underbrace{0,893}_{=0,8} > 0,8 \quad \blacksquare$$

Satt inn i likning (1.54):

$$\tau_{Ed} \leq \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w f_{ywd}$$

$$\Rightarrow \rho_w \geq \frac{\tau_{Ed} - \eta_c \cdot \tau_{Rd,c}}{\eta_s \cdot f_{ywd}}$$

$$\geq \frac{1,514 - 0,824 \cdot 1,248}{0,8 \cdot 435}$$

$$\geq 1,396 \cdot 10^{-3}$$

EK2, 12.2(4) gir også krav til minste skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,min}$:

$$\begin{aligned}
\rho_{w,min} &= 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \\
&= 0,08 \frac{\sqrt{35}}{500} \\
&\approx 9,47 \cdot 10^{-4} < \rho_w \quad \checkmark
\end{aligned}$$

I EK2, 8.4.4(1) er ρ_w definert som $\frac{A_{sw}}{s_r s_t}$, der A_{sw} er arealet av et bøylebain, dvs. $A_{sw} = 50 \text{ mm}^2$. Antakelsen om kvadratisk nett gir følgende:

$$\begin{aligned}
\frac{\pi \phi_w^2}{s^2} &\geq \rho_w \\
\Rightarrow s &\leq \sqrt{\frac{\pi \phi_w^2}{4 \rho_w}} \\
&\leq \sqrt{\frac{\pi \cdot 8^2}{4 \cdot 1,396 \cdot 10^{-3}}} \\
&\leq 190 \text{ mm}
\end{aligned}$$

EK2, figur 12.8 gir krav til senteravstandene. Disse er foreløpig uendret fra den nåværende EK2. Følgelig blir $s_{r,max} = 180 \text{ mm}$ og $s_{t,max} = \begin{cases} 355 \text{ mm} & \text{innenfor } b_0 \\ 475 \text{ mm} & \text{utenfor } b_0 \end{cases}$. Velger derfor et $\phi 8s180s180$ skjærarmeringsnett, slik som for den nåværende EK2.

2.4.2.3 Maksimal gjennomlokkingskapasitet

Siden det er valgt et skjærarmeringsnett med bøyler blir $\eta_{sys} = 1,5$. Satt inn i likning (1.55):

$$\begin{aligned}
\tau_{Ed} &\leq \eta_{sys} \tau_{Rd,c} \\
1,514 &\leq 1,5 \cdot 1,248 \\
&\leq 1,872 \text{ MPa} \quad \checkmark
\end{aligned}$$

Som en kan se er dimensjoneringen og påfølgende kontroll av $\tau_{Rd,c,max}$ noe enklere å forholde seg til enn i det gjeldende regelverket. Forskjellen er at en her må gjøre noen kvalitative antakelser om skjærarmeringsløsningen før den dimensjoneres.

Kapittel 3

Diskusjon, konklusjon og videre arbeid

3.1 Diskusjon

Det er verdt å legge spesielt merke til at resultatene i tabell 2.7 og 2.8 likner verdiene til $L_{b,rqd}$ i tabellene for gjeldende regelverk. Disse verdiene er hentet rett fra den forenklete tabellen i revidert EK2 som skal gjelde for $\sim 80\%$ av reelle forankringssituasjoner. En kommentar i marginen til det foreløpige dokumentet påstår at disse er regnet ut etter likning (1.10), men jf. beregningene i kapittel 2 ser ikke dette ut til å stemme, enn om det tas hensyn til omslutning eller ikke. Det ser heller ut til at de er satt etter likning (1.2) med en justert heftfasthet etter likning (2.1) i gjeldende regelverk. Siden heftfasthet som parameter er vanskelig å fastsette nøyaktig er det i utgangspunktet en tvilsom parameter å bruke i dimensjoneringen. Dette er et av temaene innen forankring så det å tilsynelatende utvikle en forenklet dimensjoneringstabell på bakgrunn av denne kan virke tvilsomt. Kraftinnføringslengden er dog utledet på bakgrunn av spenningslikevekt, dvs. alle fordelaktige virkninger er neglisjert og likningen vil være konservativ av natur. Selvom fastsettelsen av heftfastheten er tvilsom er det likevel tiår med empiri som ligger til grunn. Det kan dermed antas at den er nøyaktig nok, eller i alle fall konservativ nok. Beregningene av de dimensjonerende forankringslengdene etter likning (1.10), som kan antas å være vesentlig mer “virkelighetsnære”, er også betydelig lavere enn de tabellerte så de vil likefullt være mer enn konservative nok.

Neste punkt blir det detaljerte uttrykket for L_{bd} . En ting som er verdt å merke seg er at nesten alle reduksjonene som kan gjøres ved fordelaktig effekter er direkte bakt inn i dimensjoneringsuttrykket. Dette gjelder blant annet lavere stålspenninger, armeringsdiameter og $L_{b,min}$. Unntaket her er omslutningsparameteren, som justeres via likning (1.13). En annen ting som er verdt å merke seg er at samtlige av disse effektene ikke er lineære. Dette kommer av de semi-empiriske kalibreringene og påfølgende forenklingene av de ulike fordelaktige effektene på forankringslengden. Siden beregningene tyder på at det er en del forankringslengde å spare på å bruke likning (1.10) framfor tabellen i EK2, er det en stor fordel at uttrykket tar for seg de fleste gunstige effektene via en enkel beregning. I gjeldende EK2 er dette gjort via α -faktorene, som er tidkrevende å regne på nøyaktig. Beregningene tyder videre på at det å finregne på omslutningsbidraget i beste fall gir marginale fordeler. Det må likevel sies at en slik observasjon baserer seg på at tverrtrykkets fordelaktige virkning er neglisjert, siden den mer oppklarende beskrivelsen i revidert EK2 tyder på at tverrtrykket ikke kan regnes som en positiv effekt, slik som beregningen etter gjeldende EK2 gjør. En bekymring angående revisjonen av EK2 har vært at forankring vil komme dårligere ut økonomisk sett, dvs. krav til lengre forankringer. Det kan i utgangspunktet se slik ut dersom detaljerte beregninger av α -faktorene etter gjeldende regelverk gjøres. Begrensningen $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7$ vil allikevel sette en øvre grense for de samlede fordelaktige virkningene. En ny effekt som er tatt med i revisjonen er virkningen av armeringsdiameteren opp mot en referanseverdi,

dvs. gjennom kraftfaktoren etter likning (1.7). Dersom en sammenlikner verdiene i tabell 2.3 og 2.4 opp mot tabell 2.7 og 2.8 ser en at forankringslengdene er kortere for stenger med $\phi < 16$ mm. Tilsynelatende kan dette komme av at utstrålingen av kanttrykket og at utvikling av ringstrekk rundt armeringen er en ikke-lineær funksjon av armeringsdiameteren. Dette burde gi mening siden ringstrekket naturligvis går rundt armeringsstangen og kan derfor øke som en funksjon av diameteren ϕ . Jf. [1] øker dette betongens tendenser til intern rissdannelse, som vil svekke betongens heftegenskaper. Med dette tatt i betraktning er det naturlig at kravet til forankring økes i takt med økende stangdiameter. Beregningene tyder derfor på at bekymringene rundt det økonomiske aspektet kan settes til siden når det er snakk om relativt små armeringsdiameterer, i alle fall inntil denne effekten er studert videre. Effekten er også, jf. [1], fullstendig empirisk kalibrert.

Det er verdt å merke seg at β -faktoren i gjennomlokkingsberegningene er vesentlig høyere enn de tabellerte verdiene og er dermed tilsynelatende ikke reelle. Både gjeldende og revidert EK2 setter begrensninger på momentoverføringen i en “stiv” dekke-søyleforbindelse, men disse gjelder kun rand- og hjørnesøyler. Disse begrensningene er trolig satt for å unngå å måtte ta hensyn til store tøyninger i lengdearmeringen innenfor kontrollsnittet. Søylene som er regnet på i denne oppgaven er en innersøyle og har derfor ingen øvre grense på momentoverføringen. Dette kan være uproblematisk dersom beregningsmodellen for dekke-søyleforbindelsen har en tilstrekkelig grad av nøyaktighet. Dette er tilsynelatende ikke tilfellet for prosjektoppgaven lastvirkningene er hentet fra. Problemet er mest fremtredende for søyledimensjoneringen. Vanlig praksis for toveis platedimensjonering i Norge er bruk av en ekvivalent rammeanalyse for lastvirkninger og NB33 for dimensjonering av armering. Disse metodene er antatt konservative siden det antas at alle momentlaster tas som ren bøyning, dvs. lastvirkningen fra torsjon er neglisjert [9]. Dette betyr at de rene bøyemomentene gjerne er overestimert. Med visse gitte betingelser for platen som dimensjoneres er dette sjeldent et problem. Problemet kan oppstå når samme antakelser gjøres for lastoverføringen til søylen. Dersom et overestimert bøyemoment må overføres fra dekket til søylen vil naturligvis de ubalanserte skjærspenningene grunnet overføring av søylemomenter tilbake til dekket igjen bli kunstig store. Videre er søylemomentene beregnet via en relativt enkel rammemodell, der bjelkene i denne rammen følger samme breddeantakelser som den ekvivalente rammeanalysen, dvs. en bjelkebredde tilsvarende lengden på et felt. Ved plateberegninger opereres det ofte med flatelaster. I en rammemodell må flatelastene transformeres om til en linjelast, dvs. ganges med “bjelkebredden”. Når denne bjelkebredden er stor, typ $\sim [3\text{m}, 7\text{m}]$, som er vanlig i bygg utført med flatdekkeløsninger, blir de tilhørende linjelastene høye og de påfølgende søylemomentene tilsvarende store. I tillegg er også randbetingelsene for søyle- og bjelkemodellen for dekket ulike. De tilstøtende bjelkene til søylen har frie opplegg i endene, men siden det er en innersøyle vil disse oppleggene egentlig virke som faste innspenninger og følgelig er momentene som overføres til søylen overestimert. Det er dog bredden av den tenkte bjelken som er hovedproblemet når det jobbes med en forenklet rammemodell. Et bedre alternativ kan f.eks. være å bruke bredden av kontrollsnittet som bjelkebredde. Ulempen her vil være at en må begynne på gjennomlokkingsberegningene før en ferdig med etableringen av lastvirkningene, som betyr mye fram og tilbake i dimensjoneringsprosessen. I tillegg kan denne spesifikke bredden kun være relevant for søylemomentene i en gjennomlokkingssituasjon og ikke nødvendigvis for dimensjonering av søylen ellers. En ender da opp med enda et lasttilfelle som må vurderes før en kan begynne på dimensjoneringen. En annen løsning, som også er mer relevant i dag, kan være bruken av en mer kompleks FEM-modell i 3D. Mange av disse inkluderer ofte torsjonsmomentene og en får en mer nøyaktig tilnærming til de rene bøyemomentene. Ulempen er at en slik 3D-modell er vesentlig mer tidkrevende å lage enn en forenklet 2D rammemodell.

Dette bringer oss over til neste punkt. I utledningen av likning (1.49) er det antatt $k_m = 1, 2$, dvs. nøyaktig estimert moment. Dette estimatet gjelder riktignok for dekkmomentet, men en “stiv” dekke-søyleforbindelse vil bety at et tilsvarende moment overføres til søylen. Når dette momentet skal overføres tilbake til dekket vil de ubalanserte skjærspenningene være antatt tilsvarende nøyaktige. Problemet her vil være det samme som for β -faktoren, dvs. valg av beregningsmodell for søylen. Dersom det velges en litt for liberal modell for estimering av søylemomentene vil ikke nødvendigvis antakelsen om at $k_m = 1, 2$ være like gyldig i den spesifikke

dimensjonerings situasjonen. Dette er dog en feil hos ingeniøren heller enn antakelsene i skrårisssmodellen, men det er verdt å ha i bakhodet.

Et siste punkt vil være at $\tau_{Rdc,min}$ i likning (1.40) gjelder for både gjennomlokking og skjær. Det er verdt å legge merke til at denne er uavhengig av bredden b_w av komponenten, og lengden/ekvivalente diameteren b_0/b_b på kontrollsnittet. I likhet med at momentene kan være overestimerte, kan de også være underestimerte på bakgrunn av valg av beregningsmodell. Dette er igjen en feil hos ingeniøren, men siden bredden ikke er tatt med i kapasitetslikningen kan feilen være vanskeligere å oppdage *dersom* $\tau_{Ed} < \tau_{Rdc,min}$. Dette er dog sjeldent et problem for plater, da slike konstruksjoner ofte er dimensjonert slik at opptredende skjærkrefter ikke er veldig store.

En generell trend i revidert eurokode er at samtlige koeffisienter i dimensjoneringsreglene for slakkarmering er basert på enten en flytespenning $f_{yk}/f_{yd} = 500/435$ MPa og/eller Youngs modul $E_s = 200\,000$ MPa. Dette betyr i praksis at reglene, eller deler av dem, ikke er anvendbare for andre stål kvaliteter enn B500NC. Dette er dog nevnt i revidert EK2, 5.2.4(3). Dette punktet sier imidlertid at Youngs modul skal antas $E_s = 200\,000$ MPa for sveisbart armeringsstål og $E_s = 150\,000$ MPa for “rustfritt” (dvs. korrosjonsbeskyttet) armeringsstål. Siden mange av reglene i EK2 kun er utledet for $E_s = 200\,000$ MPa kan dette by på problemer dersom en ikke er påpasselig. En stor fordel den nye eurokoden har er bakgrunnsdokumentet med presentasjonene av de analytiske modellene og tilhørende konstanter. Dersom andre armeringsprodukter enn B500NC skal brukes kan en gå inn i bakgrunnsdokumentet og følge utledningene der for etablering av nye koeffisienter. Det er likevel ikke spesifikt nevnt at det *kun* er $E_s = 200\,000$ MPa og $f_{yk}/f_{yd} = 500/435$ MPa dimensjoneringsreglene er gyldige for, så dette burde fremheves tydeligere. Dette er dog en minimal bekymring og vil enten fikses ved at det fremheves tydeligere, eller ved at konstruktørene etter hvert blir såpass kjent med regelverket at det sitter i fingrene.

En stor kritikk rettet mot det gjeldende regelverket har vært programmerbarheten. Mye av beregningsgangen i dagens prosjektering går via dataverktøy, da spesielt kombinerte FEM- og dimensjoneringsverktøy, slik som FEM Design og programvare fra Autodesk. Et av de generelle temaene i revisjonen av EK2 har vært å forenkle dimensjoneringsreglene til et mer anvendbart nivå, f.eks. slik som maksimal gjennomlokkingskapasitet. Dette handler blant annet om å eliminere tvetydigheter og en del “hvis om, dersom” punkter. Disse punktene er gjerne formulert slik at konstruktøren selv er nødt til å velge armeringsløsning på forhånd og hente ut en del koeffisienter fra tabeller gitt visse kriterier. Et eksempel på dette er valget av $C_{Rd,ci}$ i beregningene for gjennomlokking og skjær, der valget avhenger av hvordan den effektive dybden er etablert. Mange av disse kriteriene er derfor vanskelige å automatisere eller programmere, noe som gjør at eurokoden henger litt etter den teknologiske utvikling mtp. på implementering og bruk. Det kan dog sies at slike kvalitative avgjørelser hviler på konstruktørens skuldre og skal derfor ikke være mulig å helautomatisere. Motargumentet vil da være at det gjennomgående ingeniørmessige skjønnet heller ligger i oppbygningen av beregningsmodellen, gjennom valg av statisk system, lastinnføring, randbetingelser og frihetsgrader, heller enn å slavisk følge et gitt formelverk. Dette er likevel et mer filosofisk punkt enn et faglig et, og er derfor uinteressant i dette tilfellet. Det kan allikevel sies at selv om regelverket er betydelig mer forenklet og brukervennlig, lider det likevel av mange av de samme symptomene som det gjeldende regelverket når en vurderer det opp mot programmerbarhet og formulering.

Det gjennomgående temaet i oppgaven har vært endringer av dimensjoneringsreglene som vil påvirke detaljeringsløsninger. Gjennomlokkingskapittelet har blant annet fått en klar, fysisk modell å forholde seg til. Mye av endringene til gjennomlokkingen har kommet etter det ble rapportert flere gjennomlokkingsbrudd rundt om i Europa [6]. Grunnene til dette er at gjennomlokkingsmodellen er kalibrert empirisk med gitte

betingelser, og disse betingelsene har ikke alltid vært oppfylt for alle gjeldende gjennomlokkings situasjoner. Derfor har det vært behov for å etablere en fysisk modell der andre betingelser tas hensyn til. Resultatene i kapittel 2 er derimot gjort for et helt standard gjennomlokkings tilfelle, så at resultatene ble høvelig like var å forvente, enn om momentfaktoren er uforholdsmessig høy. Det er dog en forskjell i dimensjoneringsgangen ved gjennomlokkning som også ser ut til å være tilfellet ved forankring, og det er at det “stilles krav til” valg av armeringsløsning *før* dimensjonering, heller enn etter de nødvendige beregningene er gjort. Dette kan blant annet være valg av kroker, bøylor eller spikerplater ved gjennomlokkning, og forankring ved rette stenger, bøyd stenger, endekroker eller endeplater. Dette kan kun gjelde detaljeringen og trenger ikke å være et gjennomgående tema som helhet. Det kan dog stille noe høyere krav til konstruktørens erfaring, men sammenliknet med den overordnede brukervennligheten er disse så marginale at det ikke burde være et problem.

Videre viser beregningene og den påfølgende dimensjoneringen at kapittelet rundt forankring har fått gjennomgå. Foruten å endre dimensjoneringsgangen har også flere alternative forankringsløsninger fått relativt enkle og entydige regler å forholde seg til. Detaljeringsseksjonen i den gjeldende eurokoden er vanskelig å navigere og generelt rotete å forholde seg til, og dette er tilsynelatende tilfellet for den reviderte utgaven også. Dette er likevel en selvfølge når en ser på hvilke krav som må stilles mtp. tilstrekkelig omfangslengder, armeringsplassering, senteravstand og liknende. Dette kan også peke på problemet nevnt tidligere angående programmerbarheten av eurokoden. Detaljering er uansett en prosess som tilsynelatende er umulig å automatisere i praksis, så det burde ikke komme som en overraskelse. Spørsmålet er da kan stille seg selv er hvorvidt dette er fornuftig. Det største problemet verden i dag står overfor er trolig knyttet til miljø, og sement- og betongproduksjon står for $\sim 9\%$ av klimagassutslippene [22]. Derfor stilles det allerede en del krav til bruk av alternative materialer i produksjonen av sement og betong og disse vil antakeligvis bare bli strengere i framtiden. Det er derfor naturlig å tro at det vil stilles tilsvarende strenge krav til utførelsen av nybygg, da spesielt mtp. materialbesparing. Ønsket om, og trolig kommende krav til, materialgjerrighet vil naturligvis stille høyere krav til finregning og detaljering på alle kommende nybygg fra ingeniørens side. Tverrsnittsreduksjon eller alternative betongblandinger kan bety mindre betongkapasitet og dermed større krav til armering og trolig mer detaljerte armeringsløsninger. Dette er det mest naturlige da det er stor besparelse som kan gjøres ved god planlegging og prosjektering av et bygg. Dette kan likefullt føre med seg noen uforutsette ulemper både mtp. økonomi og utførelse. Rent økonomisk er ikke prosjekteringen den største kostnaden, men materialer og utførelse. Betong er gjerne det billigste materialet, så høyere krav til detaljeringen og armering kan føre med seg en del ekstra kostnader. Et annet problem kan fort bli utførsel. Under prosjektering må en alltid veie opp detaljer mot enkel utførsel på byggeplass. I vestlige land, og spesielt i Norge, er kostnadene knyttet til arbeidskraft ofte høyere enn kostnadene knyttet til materiale og mer komplekse detaljeringsløsninger vil naturligvis gi mer jobb for entreprenøren. I tillegg åpner det også for flere utføringsfeil. Dette skal strengt talt antas å gå smertefritt fra konstruktørens side, men all erfaring tilsier at feil på byggeplass kan og vil skje, og at det å veie enklere utførsel opp mot “elegante” løsninger alltid burde gjøres. Dette er også et problem som kan, og trolig vil løses i fremtiden ved fornuftig bruk tredimensjonale BIM-verktøy hos både planleggende og utførende part. Dette gjelder spesielt detaljsskisser o.l. Uansett er det trolig at det i framtiden er miljøkravene som vil trumfe, og at det vil stilles større krav til både planleggende og utførende part i byggeprosessen.

3.2 Konklusjon

Som en konklusjon kan det sies at det reviderte regelverket har nådd målet om å løse mange av problemene det gjeldende regelverket har. En stor fordel er at mye av regelverket nå er tuftet på analytiske modeller fremfor empiriske. I tillegg til å rydde opp i samtlige tvetydigheter er de generelle prosessene i eurokoden enten forenklet og/eller forkortet for å bedre brukervennligheten. Hensikten med et internasjonalt regelverk er blant annet å samkjøre dimensjoneringspraksisen på tvers av landegrensene og med det i bakhodet bør ikke regelverket være unødvendig kronglete å forholde seg til. Dette er også delvis sant når det kommer til forankring og detaljering. Forankringskapittelet har riktignok blitt fylt ut, mye grunnet tilgangen på alternative løsninger, men dimensjoneringsprosessene er enkle å gjennomføre eller eksisterende metoder har blitt forenklet. Flere parametere som påvirker splittmotstanden har blitt utbedret og recalibrert, og en effekt som nå er tatt med er armeringsdiameterens virkning på nødvendig forankringslengde. Denne har tilsynelatende en positiv effekt ved mindre diametre, men ingen konklusjoner kan trekkes enda. Detaljeringsreglene opprettholder likevel den intrikate naturen, noe som bringer oss over til en av de større kritikkene som ikke har blitt særlig utbedret, nemlig programmerbarhet. Formuleringene i gjeldende eurokode har vært preget av mange “hvis om, dersom” punkter og er naturligvis vanskelig å implementere i programvare. Selv om den reviderte utgaven av eurokoden har fått mange oppklaringer og bedre figurer lider den fortsatt av den samme måten å formulere seg på og programmerbarheten er derfor tilsvarende problematisk. Om det er en ting revisjonen bør ta for seg før endelig avstemning så er det å formulere regelverket på en mer programmeringsvennlig måte. Når det gjelder skjær, følger samme konklusjon som for forankring; reglene har en analytisk, og dermed tryggere bakgrunn i tillegg til at de er enklere å bruke. Dette gjelder spesielt den øvre skjærtrykkkapasiteten, som nå er formulert som et enkelt produkt av den uarmerte kapasiteten og en skaleringsfaktor avhengig av armeringsløsning. I tillegg er avsnittene om bøyeskjær og gjennomlokking mer samkjørte, der minstekapasiteten $\tau_{Rdc,min}$ er med i begge kontrollene. Foruten overgangen til spenning fremfor skjærkraft som dimensjoneringsparameter er prosessene relativt uendret. Til slutt må det nevnes at uklarheten rundt hvilke stålkaliteter reglene er gyldige for må oppklares eller tydeliggjøres mer. På bakgrunn av dette er det også et poeng i å gjøre bakgrunnsdokumentet kommersielt tilgjengelig sammen med det ferdigstilte regelverket, da dette åpner for at regelverket kan brukes med andre materialer.

3.3 Videre arbeid

De åpenbare tingene som må utbedres er seksjonene som enda ikke er ferdigstilte og faktorene som fortsatt trenger å finjusteres. Foruten dette er det tilsynelatende største problemet de ikke-programmerbare formuleringene som preger både det gjeldende regelverket og utkastet til det reviderte regelverket. Videre bør også armeringsdiameterens virkning på splittmotstanden ved forankring utbedres eller omkalibreres. Tilsynelatende er det en ikke-lineær økning av det radielle ringstrekket som en funksjon av armeringsdiameteren. Siden det later til å være en utstrålende effekt er det naturlig at den i en økende grad påvirkes av armeringsdiameteren. Det kan dog ikke konkluderes med dette foreløpig, så på oppfordring burde denne effekten studeres videre før det ferdigstilte regelverket publiseres. Effekten er likevel nevnt i [1], men her er den fullstendig empirisk kalibrert, så utviklingen av en analytisk modell burde være målet. Til slutt bør det også vurderes om flere illustrative figurer skal inkluderes fremfor beskrivende tekst. I tillegg til å være lite programmerbare lider også mange av formuleringene i eurokoden av at de kan være unødige lange og tungt formulert. I mange tilfeller kan slike problemer heller løses med gode illustrasjoner, som er forsøkt gjort i denne oppgaven.

Kapittel 4

Bibliografi

- [1] Balázs GL, Cairns J, Elighausen R, Lettow S, Metelli G, Pantazopoulou S, et al. Bond and anchorage of embedded reinforcement. International Federation for Structural Concrete; 2014.
- [2] TC R. RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. E & FN SPON; 1994.
- [3] Joergensen HB, Hoang LC. Tests and limit analysis of loop connections between precast concrete elements loaded in tension. Engineering structures. 2013;52:558–569.
- [4] Pérez Caldentey A, Marchetto F, Corres Peiretti H, Iglesias Villareal J. Plate-anchored reinforcement bars: A new simple and physical model for practical applications. Engineering Structures. 2013;52:168 – 178. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613000837>.
- [5] Muttoni A, Ruiz MF. Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI structural journal. 2008;105(2):163.
- [6] Muttoni A, Caldentey AP, Hegger J, Vill M, Shave JD, Menegotto M. Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10; 2017.
- [7] Muttoni A, Fernández Ruiz M, Simões JT. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions. Structural concrete : journal of the FIB. 2018;19(1):174–190.
- [8] Ruiz MF, Muttoni A. Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. ACI structural journal. 2009;106(4):485.
- [9] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner. Vigmostad & Bjørke AS; 2013.
- [10] Johansen AR. Beregning av bæresystem i kontorbygg. Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU; 2020. Fordypningprosjekt 10. semester. Available from: <https://ntnu.inspera.no/player/?assessmentRunId=55018696&context=viewOwnDelivery&selectedLanguageId=1#/section/5856832292926/question/21517563>.
- [11] Tastani SP, Pantazopoulou SJ. Direct Tension Pullout Bond Test: Experimental Results. Journal of Structural Engineering. 2010;136(6):731–743.
- [12] Carvalho EP, Ferreira EG, da Cunha JC, de Souza Rodrigues C, da Silva Maia N. Experimental Investigation of Steel-Concrete Bond for Thin Reinforcing Bars. Latin American Journal of Solids and Structures. 2017;14(11):1932 – 1951. Available from: https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1679-78252017001101932&lng=en&tlng=en.

- [13] Bell K. An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems. Vigmostad & Bjørke AS; 2014.
- [14] Canbay E, Frosch RJ. Bond Strength of Lap-Spliced Bars. ACI structural journal. 2005;102(4):605.
- [15] Clear CA, Bonner DG. Settlement of fresh concrete—an effective stress model. Magazine of Concrete Research. 1988;40(142):3–12. Available from: <https://doi.org/10.1680/macr.1988.40.142.3>.
- [16] Kanstad T. Existing concrete structures: Consequences of deterioration for the load carrying capacity; 2019. University Lecture.
- [17] Metelli G, Cairns J, Plizzari G. The influence of percentage of bars lapped on performance of splices. Materials and Structures. 2015;48(9):2983–2996.
- [18] Reineck KH, Bentz EC, Fitik B, Kuchma DA, Bayrak O. ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups. ACI structural journal. 2013;110(5):867.
- [19] Fernández Ruiz M, Muttoni A, Sagaseta J. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. Engineering structures. 2015;99:360–372.
- [20] Muttoni A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. ACI structural journal. 2008;105(4):440.
- [21] Types & Dimensions 100 series; 2020. Available from: <https://hrc-europe.com/products/hrc-100-and-200-series-overview/types-dimensions-hrc-100-and-200-series/#200series>.
- [22] Jacobsen S, Maage M, Smeplass S, Kjellsen KO, Sellevold EJ, Lindgård J, et al. Concrete Technology. NTNU; 2016.

