

Jonas Nygaard

Beregningsregler for betongkonstruksjoner

Revisjon av Eurokode 2

Juli 2020





Beregningsregler for betongkonstruksjoner

Revisjon av Eurokode 2

Jonas Nygaard

Ingeniørvitenskap og IKT

Innlevert: Juli 2020

Hovedveileder: Jan Arve Øverli

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Eurokoder er felles standarder for prosjektering av konstruksjoner for hele den europeiske byggebransjen. Nå arbeides det med en ny oppdatert utgave av Eurokode 2 for prosjektering av betongkonstruksjoner. Siden forrige utgave som ble utgitt i 2004 har det skjedd både teknologisk utvikling og utstrakt erfaringsutveksling mellom aktørene i bransjen.

Denne masteroppgaven er i praksis todelt:

Den første delen er en litteraturstudie, der utvalgte deler av de to standardutgavene blir sammenlignet med hverandre. Inkludert i dette er en rekke grafiske fremstillinger som skal representere hvilke endringer det nye rammeverket gir under visse gitte forutsetninger.

Den andre delen tar for seg et større konkret beregningseksempel og ser på hvilke forskjeller og likheter som fremkommer av resultatene. Det viser også hvordan det nye rammeverket/regelverket/den nye standarden skal brukes i dimensjoneringsarbeid. Dette eksempelet er en rekke beregninger av et fleretasjes kontorbygg i betong.

Innholdet i den nye Eurokoden er velorganisert, brukervennlig og framtidsrettet, og er i undertegnedes ydmyke mening en klar forbedring av den eksisterende standarden.

Abstract

Eurocodes are common standards for the design of structures for the entire European construction industry. Work is now underway on an updated version of Eurocode 2 for the design of concrete structures. Since the previous edition, which was published in 2004, there has been both technological developments and extensive exchange of experience between the actors in the industry.

This master's thesis is in practice twofold:

The first part is a literature study, where selected parts of the two standards are compared with each other. Included in this are several graphic representations that represents the changes that the new framework provides under certain given conditions.

The second part deals with a larger calculation example and looks at the differences and similarities that emerge from the results. It also shows how the new standard will be used in dimensioning work. This example is a series of calculations of a multi-storey concrete office building.

The content of the new Eurocode is well-organized, user-friendly and future-oriented, and is in the undersigned's humble opinion a clear improvement of the existing standard.

Forord

Denne oppgaven er skrevet i løpet av en periode på 20 uker, fra februar til juli, 2020. Oppgaven er en avsluttende masteroppgave ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), og er skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk.

Oppgaven inngår som en del av arbeidet med å sammenligne den eksisterende Eurokode 2 for prosjektering av betongkonstruksjoner med den nye versjonen som er under utvikling. Essensen i oppgaven er å avdekke forskjeller og likheter som oppstår ved bruk av de to dokumentene i ulikt dimensjoneringsarbeid.

Grunnene til at det arbeides med ny Eurokode 2 er flere. Den kanskje fremste grunnen, som er tydelig gjennom hele dokumentet, er at tekstforfatterne vil gjøre livet til konstruktøren lettere. I flere kommentarer henvises det til (eng.) *ease of use*, det vil si økt brukervennlighet. Dette kommer til syne både ved omformuleringer av formler, forenkling av verdier og den strukturelle organiseringen av dokumentet. Andre mål er å begrense bruken av nasjonale tillegg og å legge til rette for fremtidig innovasjon innen betongteknologi og beregningsmetoder.

Det er spøkefullt sagt at Eurokode 2 er standarden for bjelker, søyler og flatdekker. Den kommende standarden vil virkelig gjøre noe med dette ved å legge bedre til rette for bruk av elementmetoden i beregningsarbeid. En rekke nye temaer er også introdusert, uten at alle er ferdig utarbeidet enda. Nye tema som skal inkluderes er blant annet fiberarmert betong, kontroll av eksisterende konstruksjoner og rustfritt stål.

Arbeidet med masteroppgaven har vært svært lærerikt og interessant. Jeg har blitt godt kjent med den kommende Eurokode 2, og dette vil det være en stor fordel å kunne ta med meg inn i arbeidslivet. Jeg har også fått en bedre oversikt over og forståelse av dagens gjeldende Eurokode, som har gjort meg til en bedre og mer allsidig konstruksjonsingeniør. Nettopp dette var hovedårsaken til at jeg valgte denne oppgaven.

Jeg vil rette en stor takk til min veileder Jan Arve Øverli. Hans oppfølging og faglige veiledning var til stor hjelp gjennom hele semesterets arbeid.

Til slutt vil jeg takke min forlovede og min sønn for å være til stede i livet mitt og hverdagen min. Dere inspirerer meg til innsats og fyller livet med stor mening og glede.

Trondheim, juli 2020



Jonas Nygaard

Innhold

Figurer	xi
Tabeller	xiii
1 Innledning	1
2 Materialer	3
2.1 Fasthet	3
2.2 Elastisitetsmodul	4
2.3 Kryp og svinn	4
2.4 Dimensjonerende trykk- og strekkfasthet	5
2.5 Armeringsstål	7
2.6 Spennstål	8
3 Bestandighet og overdekning	9
4 Bruddgrensetilstander (ULS)	11
4.1 Bøyning med eller uten aksialkraft.....	11
4.1.1 Stressdistribusjon i trykksoner.....	11
4.1.2 Bøyning i plater	12
4.1.3 Betong med forhindret tverrutvidelse.....	12
4.2 Skjærkraft.....	14
4.2.1 Generell prosedyre for påvisning	14
4.2.2 Detaljert verifisering av konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering	15
4.2.3 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering	17
4.2.4 Skjærkraft og tverrgående bøyning	19
4.2.5 Skjærkrefter mellom steg og flenser	20
4.2.6 Skjærkrefter i grensesnitt	21
4.3 Torsjon	21
4.3.1 Interne krefter på grunn av torsjon i kompakte eller lukkede tverrsnitt	22
4.3.2 Interne krefter på grunn av torsjon i åpne tverrsnitt.....	22
4.3.3 Torsjonskapasitet for kompakte og lukkede tverrsnitt	22
4.3.4 Dimensjoneringsprosedyre for kombinasjon av påvirkninger & Interaksjonsformel	23
4.4 Detaljert verifikasjon av skjærkraft fra konsentrerte laster	24
4.4.1 Skjærresisterende effektiv dybde, kontrollsnitt og skjærspenning	24
4.4.2 Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmering ved konsentrerte laster.....	25
4.4.3 Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter med skjærarmering ved konsentrerte laster.....	27

4.5	Partielt belastede flater	29
5	Detaljering av armering og spennarmering	31
5.1	Avstand mellom armeringsstenger	31
5.2	Tillatt dordiameter ved bøyning av armering	31
5.3	Forankring av armeringsstenger i strekk og trykk.....	31
5.3.1	Forankring av rette armeringsstenger	32
5.3.2	Forankring av bøyer og kroker	35
5.3.3	Forankring av T-hode-stenger.....	35
5.3.4	Forankring av stenger med sveist tverrgående armering	36
5.4	Omfaringsskjøt og mekaniske skjøtestykker	36
5.4.1	Omfaringsskjøt	36
5.4.2	Omfaring med rette stenger, kroker og vinkelkroker	38
5.4.3	Omfaring med U-sløyfer.....	38
5.4.4	Avvikskrefter på grunn av bøyde/krumme strekk- og trykkgurter.....	39
6	Beregningseksempel	40
6.1	Innledning til beregningseksempel.....	40
6.2	Oppsummering av beregningseksempel	40
6.3	Beregninger.....	41
6.3.1	Armering i flatdekket	42
6.3.2	Skjærspenningskapasitet	45
6.3.3	Nedbøyning	46
6.3.4	Rissvidde	49
6.3.5	Gjennomlokking	51
6.3.6	Søylearmering	52
6.3.7	Biaksial bøyning	54
6.3.8	Avstivningssystem.....	55
7	Konklusjon og videre arbeid	59
7.1	Konklusjon	59
7.2	Videre arbeid	60
	Bibliografi	61
	Tillegg.....	63
	A $\epsilon_{c2,c}$ og $\epsilon_{cu,c}$ med lik skalering	63
	Vedlegg.....	67
	1 Beregningseksempel med EC2:2004.....	67

Figurer

Figur 1	Karakteristiske strekkfastheter f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$ og $f_{ctk,0,95}$	3
Figur 2	Elastisitetsmodul E_{cm} for betong med ulike tilslag	4
Figur 3	Kryptall med varierende betongklasse	5
Figur 4	Kryptall med varierende relativ fuktighet RH	5
Figur 5	Dimensjonerende trykkfasthet f_{cd}	6
Figur 6	Dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd}	7
Figur 7	Stressdistribusjon i trykksoner, [Figur 8.2]	11
Figur 8	Betong med forhindret tverruttvidelse, [Figur 8.3]	12
Figur 9	Tøyning $\varepsilon_{c2,c}$ ved ulike søyletverrsnitt	13
Figur 10	Tøyning $\varepsilon_{cu,c}$ ved ulike søyletverrsnitt	13
Figur 11	Tøyning $\varepsilon_{c2,c}$ ved ulike dimensjonerende flytespenninger f_{yd}	13
Figur 12	Tøyning $\varepsilon_{cu,c}$ ved ulike dimensjonerende flytespenninger f_{yd}	13
Figur 13	Områder for utelatelse av skjærkontroll, [Figur 8.6]	15
Figur 14	Skjærkapasitet for fritt opplagt bjelke med ulike betongtrykkfastheter f_{ck}	16
Figur 15	Skjærkapasitet for fritt opplagt bjelke med ulike verdier for D_{lower}	16
Figur 16	Fagverksmodell med kompresjonsfelt, [Figur 8.9]	17
Figur 17	Skjærkapasitet mot trykkbrudd	18
Figur 18	Skjærkraft og tverrgående bøyning, [Figur 8.12]	20
Figur 19	Torsjonskapasitet sammen med skjærkapasitet mot trykkbrudd	23
Figur 20	Kontrollsnitt ved konsentrerte laster, [Figur 8.18]	24
Figur 21	Gjennomlokking ved ulike søyletverrsnitt	26
Figur 22	Gjennomlokking ved ulike betongklasser	26
Figur 23	Gjennomlokking ved ulike stangdiametere ϕ	26
Figur 24	Kontrollsnitt uten behov for skjærarmoring med ulike søyledimensjoner	28
Figur 25	Kontrollsnitt uten behov for skjærarmoring med ulike betongklasser	28
Figur 26	Sammenligning av kontrollsnitt uten behov for skjærarmoring mellom versjon D4 og D3 av EC2:2019	29
Figur 27	Forankring av rette armeringsstenger, [Figur 11.3]	32
Figur 28	Forankring av rett stang i strekk med ulik stangdiameter ϕ (1)	33
Figur 29	Forankring av rett stang i strekk med ulik stangdiameter ϕ (2)	33
Figur 30	Forankring av rett stang i strekk med ulik spenning i stangen σ_{sd} (1)	33
Figur 31	Forankring av rett stang i strekk med ulik spenning i stangen σ_{sd} (2)	33
Figur 32	Forankring av rett stang i strekk med ulik nominell overdekning cd (1)	34
Figur 33	Forankring av rett stang i strekk med ulik nominell overdekning cd (2)	34
Figur 34	Forankring av rett stang i trykk med ulik stangdiameter ϕ	34
Figur 35	Forankring av rett stang i trykk med ulik spenning i armeringsstangen σ_{sd}	34
Figur 36	Forankring av rett stang i trykk med ulik nominell overdekning cd (1)	35
Figur 37	Forankring av rett stang i trykk med ulik nominell overdekning cd (2)	35
Figur 38	Forankring av T-hode-stang, [Figur 11.8]	36
Figur 39	Omfaringslengde for en rett stang i strekk med ulik betongtrykkfasthet f_{ck}	37
Figur 40	Omfaringslengde for en rett stang i strekk med ulik spenning i armeringsstangen σ_{sd}	37
Figur 41	Omfaringslengde for en rett stang med ulik prosentandel som omfares, ρ_1	37
Figur 42	Omfaringslengde for en rett stang i trykk med ulik betongtrykkfasthet f_{ck}	38
Figur 43	Omfaringslengde for en rett stang i trykk med ulik spenning i armeringsstangen σ_{sd}	38
Figur 44	Omfaring med U-sløyfe, utsnitt fra [Figur 11.12]	39

Tabeller

Tabell 1 Krav til c_{min}, b for førøppspente kabler	9
Tabell 2 Krav til c_{min}, b for etterøppspente kabler	9
Tabell 3 Krav til minste dordiameter $\phi_{mand, min}$	31

1 Innledning

Formålet med oppgaven

Formålet med oppgaven er å sammenligne litteraturen i versjon D4 av den nye Eurokoden [1] med litteraturen i gjeldende standard [2], og identifisere forskjeller og likheter mellom disse. Det skal også avdekkes endringer av metoder og modeller, både ved bruk av grafiske framstillinger av ligninger og fra beregningseksempler. Overraskende resultater og store avvik er av stor interesse.

Hvorfor det arbeides med ny Eurokode 2

Grunnene til at det arbeides med å lage en ny Eurokode 2 for prosjektering av betongkonstruksjoner er flere. Den kanskje fremste grunnen, som er tydelig gjennom hele dokumentet, er å øke brukervennligheten – det som omtales som (eng.) *ease of use* i kommentarene til dokumentet. Dagens standard kan for mange oppleves noe uoversiktlig og "rotete". Litteratur som gjelder samme tema er plassert i ulike kapitler, og dette fører til mye leting fram og tilbake.

En annen grunn til å oppdatere Eurokoden kommer av at det forskes på stadig nye og bedre beregningsmetoder og materialer. Den nye standarden skal legge til rette for framtidig innovasjon innen disse områdene. Dette er synlig blant annet for kravet til overdekning av hensyn til bestandighet, $c_{min,dur}$, se kapittel 3.

Det sies spøkefullt at gjeldende Eurokode 2 er "standarden for bjelker, søyler og flatdekker", noe den nye versjonen vil gjøre noe med ved å gi flere retningslinjer for databeregninger. Flere nye underkapitler virker å være direkte rettet mot bruk av elementmetoden i beregninger, for eksempel [8.1.3] Bøyning i plater og [Tillegg G].

Gjeldende standard har mange parametre og verdier som bestemmes av nasjonale tillegg, og varierer derav mellom ulike land. Ny Eurokode 2 søker å oppnå større konsensus om felles verdier og redusere bruken av nasjonale tillegg. En rekke nye tema skal også inkluderes, deriblant fiberarmering, fiberarmerte polymerer, eksisterende konstruksjoner og rustfritt stål.

Referanser i oppgaven

I denne masteroppgaven refereres det mange ganger til de to forskjellige Eurokodene. I tillegg refereres det til andre avsnitt innad i denne oppgaven. For å unngå forvirring og mye skriving av hvilken standard det refereres til, er det et lite system for å skille mellom dem.

Når det refereres til gjeldende Eurokode 2 [2] brukes enkle parenteser; (...). En mye brukt forkortelse for dette dokumentet er "EC2:2004". Den nye Eurokoden ved versjon D4 [1] får referanser i klammeparenteser og kursiv, [...]. Forkortelsen som brukes for dette dokumentet er "EC2:2019". For figurer inkluderes "Figur" i parentesene, eksempelvis (Figur 6.1), og for tabeller inkluderes "Tabell" i parentesene, eksempelvis [Tabell 8.1]. For å skille mellom ligninger og avsnitt inkluderes en enkelt "L" for ligninger for å unngå unødvendig mye tekst ettersom referanser til ligninger er flest i antall. Eksempler her er [8.1] og [L8.1], som henholdsvis er avsnitt 8.1 og ligning 8.1 i den nye standarden.

De steder der det står "den forrige versjonen av EC2:2019" menes versjon D3 av EC2:2019. Alle slike referanser er gjengivelse av henvisninger i kommentarene til D4. Versjon D3 utkom i april 2018, mens oppdatert versjon D4 utkom i oktober 2019.

I enkelte tilfeller refereres det til ligninger i EC2:2019 med endelsen ".XX", for eksempel [L8.XX]. Dette gjøres simpelthen fordi det er slik det står i dokumentet, og det kommer av at ligningen er ny eller flyttet siden forrige versjon av EC2:2019, uten at punktnummereringen er oppdatert. Det er allikevel klart hvor i teksten ligningen kommer fra.

I teksten refereres det også til underpunkter av avsnitt, for eksempel [5.1.5(3)]. Undertegnede bruker ofte bare kortformen "punkt (3)" eller "(3)", eksempelvis "Under avsnitt [5.1.6] finner man også punkt (3) og (4) (...)". Det skal som i eksemplet bestandig være klart fra hvilket avsnitt punktet tilhører.

Om innholdet i oppgaven

Oppgavens omfang er begrenset til et utvalg av de mange kapitlene som presenteres i EC2:2019. Dette utvalget består av kapitlene *Materialer, Bestandighet og overdekning for armering, Bruddgrensetilstander (ULS) og Armeringsregler for armering og spennarmering*. Enkelte underavsnitt til disse kapitlene er unnlatt i litteraturstudiet, uten at det oppgis spesielle grunner til dette.

Det legges til grunn at leseren av denne avhandlingen er godt kjent med beregningsgrunnlaget i Eurokode 2 fra før. Derfor forklares ikke bakgrunnsteori inngående. Dette er ikke en pedagogisk avhandling for å lære og forstå prosjektering av betongkonstruksjoner. Likevel håper undertegnede at oppgaven skal bidra til innsikt og klarhet i de endringer som er gjort i den nye standarden i de behandlede kapitlene.

Gjennom hele oppgaven, bortsett fra i beregningseksemplene for nedbøyning og rissvidde, er det antatt dimensjonering i bruddgrensetilstand, slik at materialfaktoren for betong er $\gamma_c = 1,5$ og materialfaktoren for armeringsstål er $\gamma_s = 1,15$. Dette inkluderer alle illustrasjoner. Faktorene som inngår i uttrykkene for dimensjonerende trykk- og strekkfasthet, α_{cc} og α_{ct} , tas fra det norske nasjonale tillegget og er $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0,85$.

I illustrasjonene gis linjene fra ligninger i EC2:2019 som hele linjer, mens linjene fra ligninger i EC2:2004 gis som stiplede linjer. Linjene med samme farge representerer samme verdi for den parameteren som varieres, for eksempel betongtrykkfasthet f_{ck} eller søyledimensjon $b \cdot x \cdot h$. Dette begrenser størrelsen på beskrivelsen ((eng.) *legend*) av grafen til det halve. Gjennomgående brukes betongtrykkfastheten $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ og karakteristisk flytespenning $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ i illustrasjonene. Fasthetsverdien er likevel inkludert i tabellene som introduserer grafene med forutsatte verdier.

2 Materialer

Avsnittet om materialer er betydelig endret. [Tabell 5.1] i EC2:2019 erstatter (Tabell 3.1) i EC2:2004. Her er det flere forskjeller, blant annet at fasthetsklasse B100 er lagt til, at uttrykket for elastisitetsmodulen E_{cm} er flyttet til eget avsnitt [5.1.4], og at tøyningsegenskapene ε_{c1-3} , ε_{cu1-3} og n er forenklet og flyttet til [8.1]. Videre er også avsnitt (3.1.7) om spennings-tøyningssammenheng og (3.1.9) om betong med forhindret tverrutvidelse flyttet til [8.1]. Avsnitt (3.1.8) om bøyestrekkefasthet er innarbeidet i nye [9.1(2)]. Alle disse endringene bidrar til at EC2:2019 blir ryddigere og enklere å navigere.

2.1 Fasthet

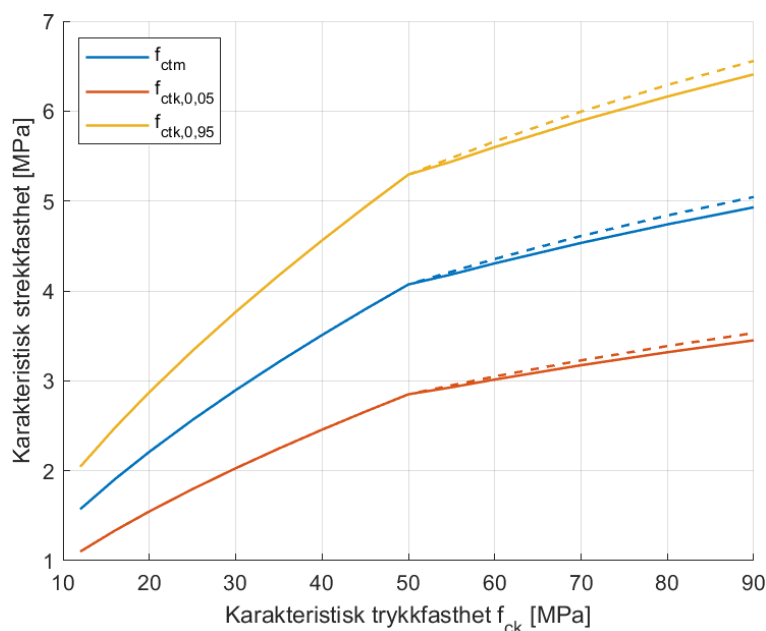
Uttrykket for midlere aksialstrekkefasthet f_{ctm} for karakteristiske trykkfastheter $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ er forenklet og omformulert til en funksjon av f_{ck} :

$$f_{ctm} = 1,1 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad [\text{Tabell 5.1}]$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (\text{Tabell 3.1})$$

Uttrykkene for de karakteristiske strekkefasthetene $f_{ctk,0,05}$ og $f_{ctk,0,95}$ er de samme, men siden begge er avhengig av den forandrede f_{ctm} illustreres også disse i følgende graf som viser verdiene for begge standarder:

ILLUSTRASJON Karakteristiske strekkefastheter f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$ og $f_{ctk,0,95}$



Figur 1 Karakteristiske strekkefastheter f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$ og $f_{ctk,0,95}$

Her ser man at de nye verdiene er marginalt redusert med det nye uttrykket for f_{ctm} for fasthetsklasser over B50. I praktiske beregninger vil dette ha en veldig liten betydning, både fordi endringen er så liten og at det bare påvirker betongklasser over B50.

2.2 Elastisitetsmodul

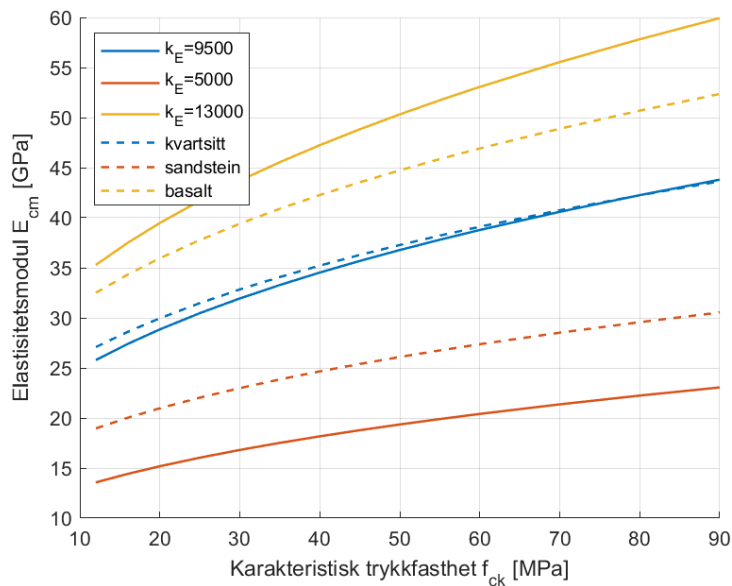
I avsnitt [5.1.4] finner man et nytt uttrykk for elastisitetsmodulen E_{cm} :

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3} \quad [L5.1]$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \quad (\text{Tabell 3.1})$$

Uttrykket introduserer faktoren k_E . Den settes til $k_E = 9500$ for betong med tilslag av kvartsitt, som (Tabell 3.1) er basert på. For andre typer tilslag (kalkstein, sandstein, basalt) kan k_E variere mellom $k_E = 5000$ og $k_E = 13000$ dersom nasjonalt tillegg ikke sier noe annet. I EC2:2004 opplyses det at for tilslag av kalkstein og sandstein bør verdien av E_{cm} reduseres med henholdsvis 10 % og 30 %. For tilslag av basalt bør verdien økes med 20 %. Under følger en grafisk fremstilling av disse verdiene:

ILLUSTRASJON Elastisitetsmodul E_{cm}



Figur 2 Elastisitetsmodul E_{cm} for betong med ulike tilslag

Her ser man at det nye uttrykket med $k_E = 9500$ gir nærmest eksakte verdier som for (Tabell 3.1). I tillegg ser man at det nye uttrykket gir en atskillig økning av elastisitetsmodulen for tilsetning av basalt og tilsvarende reduksjon for tilsetning av sandstein.

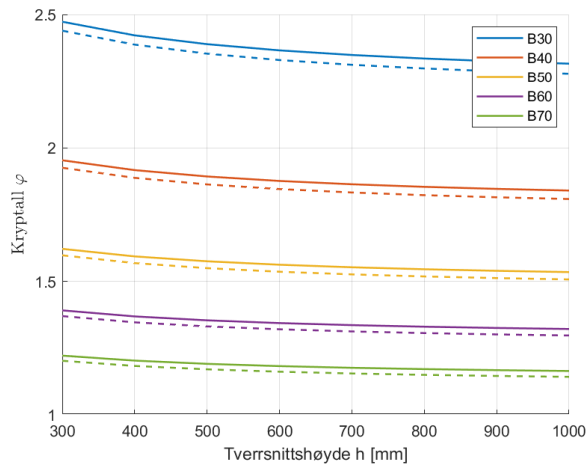
2.3 Kryp og svinn

Det nye avsnittet for kryp og svinn, [5.1.5], er svært forskjellig fra (3.1.4). Rekkefølgen på noen av punktene er forandret for å lette bruken av avsnittet, og (Figur 3.1) er erstattet med tabeller for å forenkle og få mer nøyaktige beregninger. [Tabell 5.2] gir krypkoeffisienten φ for vanlig betong etter 50 års belastning for karakteristisk trykkfasthet $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$. [Merknad 2] gir en korrigeringsformel for å finne kryptall for andre trykkfaster i hele området $f_{ck} \in [12 \text{ MPa}, 100 \text{ MPa}]$, med en korreksjonsfaktor A som gis i tabellen. Tabellen skiller som (Figur 3.1) mellom relative fuktigheter på 50 % (tørt/innendørs) og 80 % (fuktig/utendørs). I [Tillegg B] finner man uttrykkene som ligger til grunn for tabellene, og som enkelt kan brukes for andre forhold og geometrier.

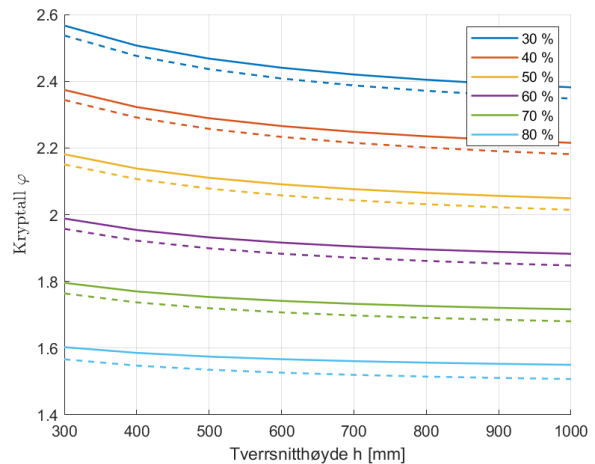
Nedenfor følger grafiske framvisninger som sammenligner kryptallberegninger fra EC2:2004 og EC2:2019:

ILLUSTRASJON Kryptall

Egenskap	f_{ck}	RH	b	Sementtype	T	t	t_0
Verdi	35 MPa	50 %	300 mm	N	20°C	10000 dager	28 dager



Figur 3 Kryptall med varierende betongklasse



Figur 4 Kryptall med varierende relativ fuktighet RH

Figurene viser at krypkoeffisientene øker noe med de nye uttrykkene både for varierende fuktighet og betongklasse, men størrelsesordenen og den praktiske betydningen er liten.

[Tabell 5.3] gir nominelle verdier for uhindret svinntøyning $\varepsilon_{cs,50y}$ ved 50 års uttørking. Denne tabellen tilsvare (Tabell 3.2), men er utvidet med sementklassene L og R i tillegg til å inkludere ulike tverrsnittshøyder h_n . For mer nøyaktige beregninger av svinntøyning er beregningsuttrykkene flyttet til [Tillegg B].

2.4 Dimensjonerende trykk- og strekkfasthet

Verdiene for dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} og dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd} er endret for å forenkle bruken av standarden sett under ett.

Avsnitt [5.1.6] introduserer nye faktorer η_{cc} , k_{tc} og k_{tt} . η_{cc} tar i betraktning den forskjellen man kan oppnå i uforstyrret trykkfasthet til en sylinder mot den effektive trykkfastheten som kan utvikles i en konstruksjonsdel. Faktoren erstatter α_{cc} og den trykkfasthetsavhengige delen av effektivitetsfaktoren ν i en rekke punkter knyttet til skjærkraft i EC2:2004. Denne reduksjonen gjelder nå også for tilfeller med trykk med forstyrrelseseffekten av armeringsstenger (i trykksoner, søyler, partielt belastede flater etc.). Uttrykket for faktoren η_{cc} er

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad [L5.4]$$

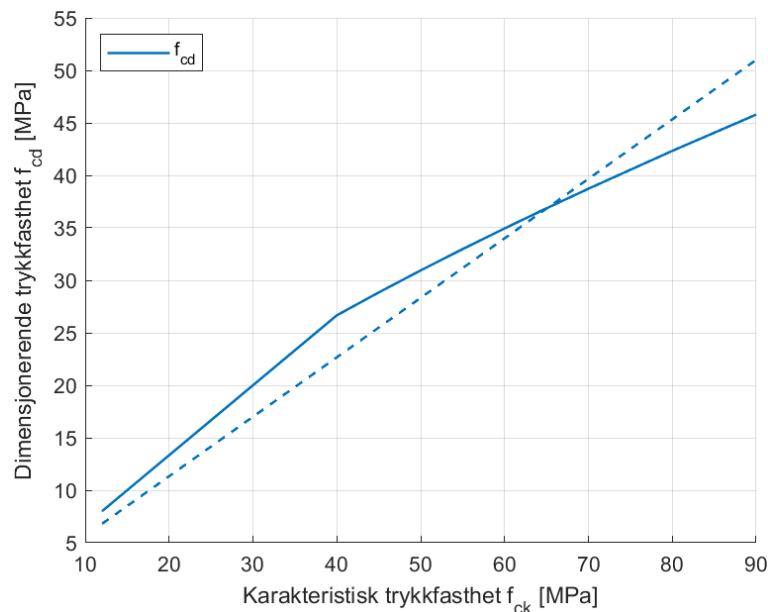
Denne nye faktoren vil dermed ha en effekt bare for betongklasser større enn B40, og vil gi en stadig større prosentvis reduksjon i dimensjonerende trykkfasthet jo større den karakteristiske verdien er.

Faktorene k_{tc} og k_{tt} tar hensyn til effekten av store vedvarende laster på henholdsvis betongens trykk- og strekkfasthet. Verdiene settes som $k_{tc} = 1,00$ og $k_{tt} = 0,70$ med mindre det nasjonale tillegget setter andre verdier. De nye uttrykkene for f_{cd} og f_{ctd} følger under, sammen med grafiske sammenligninger av disse med uttrykkene fra EC2:2004:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad [L5.3]$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (L3.15)$$

ILLUSTRASJON Dimensjonerende trykkfasthet f_{cd}



Figur 5 Dimensjonerende trykkfasthet f_{cd}

Her ser man at de nye verdiene for dimensjonerende trykkfasthet er høyere for betongklasser opp til og med B60, mens de er lavere for betongklasser høyere enn B60. For betongklasse B40 og oppover ser man effekten av faktoren η_{cc} ved at kurven knekker nedover.

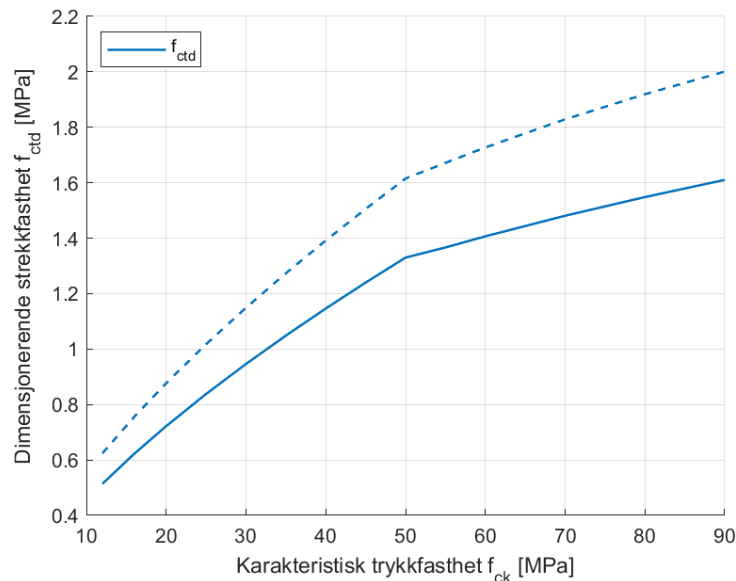
Her er forskjellene så store at endringen kan være av stor praktisk betydning. Dimensjonerende trykkfasthet brukes som kjent i en rekke beregninger, eksempelvis for trykksoner og trykkstaver i modeller for skjærkapasitet.

Det nye uttrykket for dimensjonerende strekkfasthet er gitt ved

$$f_{ctd} = k_{tt} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad [L5.5]$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad (L3.16)$$

ILLUSTRASJON Dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd}



Figur 6 Dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd}

Her ser man at de nye verdiene for dimensjonerende strekkfasthet er mindre enn de nåværende for alle fasthetsklasser, med opptil 20 % reduksjon for betongklasse B90. Den stadig økende avstanden mellom kurvene skyldes at $\alpha_{ct} = 0,85$ erstattes med $k_{tt} = 0,7$.

Under avsnitt [5.1.6] finner man også punkt (3) og (4) som er basert på nåværende (3.1.5) om spennings-tøyningsssammenheng for ikke-lineær konstruksjonsanalyse. Delene er i hovedsak like, uten at nærmere detaljer ses på her. Det må likevel nevnes at det foreligger et forslag om en ny formel for ε_{c1} . Den er vesentlig mer innfløkt, og står dermed i kontrast til målet om bedre brukervennlighet.

$$\varepsilon_{c1} = \left(1 + \frac{0,16 \cdot k_0}{f_{cm}^2 + 800}\right) \cdot \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0}, \quad \text{hvor } k_0 = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{f_{cm}^{1/3}}$$
$$\varepsilon_{c1}(\text{\textperthousand}) = 0,7 \cdot f_{cm}^{1/3} \leq 2,8 \text{ \textperthousand} \quad [5.1.6(3)]$$

2.5 Armeringsstål

På samme måte som man i EC2:2004 finner informasjon om armeringsstål i (3.2) og (Tillegg C), har også EC2:2019 et [Tillegg C] for materialeegenskaper for armeringsstål. Dette er en forandring fra den forrige versjonen av EC2:2019, der disse til sammen utgjorde [5.2]. Uten å gå inn på nærmere detaljer gis det mer inngående verdier for styrke og duktilitet i EC2:2019. En detalj som likevel kan nevnes er at største aktuelle flytegrense R_m gis som $R_m = R_e + 150 \text{ MPa}$, hvor R_e er karakteristisk flytespenning, i motsetning til $f_{y,max} = 1,3f_{yk}$ i EC2:2004. Dette gir en økning på 30 MPa for $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ og en reduksjon på 30 MPa for $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, men ingen endring for den vanligste verdien som er $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

2.6 Spennstål

Informasjonen om spennstål er utvidet og forbedret. I avsnitt [5.3] for spennstål gir [Tabell 5.6] en forenklet oversikt over dimensjoneringsforutsetninger for tråder, tau og stenger. Her listes ulike fasthetsklasser sammen med karakteristiske flytespenninger. [Figur 5.3] erstatter (Figur 3.9) og gir to forskjellige utviklinger av spennings-tøyningsforholdet man kan velge mellom. Elastisitetsmodulen E_p kan antas som $E_p = 200 \text{ GPa}$ for alle typer spennstål, som er forskjellig fra nåværende standard. En merknad sier likevel at de virkelige verdiene kan variere fra 170 – 205 GPa.

I [Tillegg C] finnes det utvidede tabeller som også gir informasjon om utmattelse, duktilitetsegenskaper og relaksasjonstap for de ulike fasthetsklassene. Relaksasjonstap er gitt for en middeltemperatur på 20°C, men siden relaksasjonstap er veldig sensitive til temperatur henvises det til [Tillegg B] for formler for å beregne tap for andre temperaturer.

3 Bestandighet og overdekning

Avsnitt [6] er i stor grad det samme som (4) i nåværende standard. [6.1]-[6.3] tilsvarer (4.1)-(4.3) nærmest eksakt. Unntakene, som er gjort for å bedre brukervennligheten, er at merknaden til (Tabell 4.1) har blitt et eget punkt [6.2(4)] og at (4.4.1.1(1)) er flyttet til kapittel 3. Uttrykket for nominell overdekning c_{nom} er det samme:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [L6.1] \text{ \& (L4.1)}$$

Definisjonen av minste overdekning c_{min} er imidlertid forenklet:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad [L6.2]$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (L4.2),$$

hvor $c_{min,b}$ er minste overdekning av hensyn til heft og $c_{min,dur}$ er minste overdekning av hensyn til bestandighet. De leddene som er utelatt i [L6.2] finner man igjen i punkt [6.4(6)]. Her står det at $c_{min,dur}$ kan økes eller reduseres for å ta hensyn til disse. Det sies imidlertid ingenting om størrelsesordenen, men EC2:2004 oppgir anbefalt verdi som 0 mm for alle tre.

Som i EC2:2004 skiller det for kravene til $c_{min,b}$ mellom enkeltstenger, bunter og før- og etteroppspente kabler. For enkeltstenger og bunter er kravene de samme. Kravene for før- og etteroppspente kabler er flyttet til andre avsnitt, og det oppgis hvor man kan finne dem.

For føroppspente kabler avhenger kravet av fri avstand mellom kablene s . EC2:2019 stiller strengere krav enn EC2:2004:

	EC2:2004 (Tabell NA4.2)	EC2:2019 [Tabell 13.1]	
Spenntau eller tråd	1,5 ϕ	$s = 2\phi_p$	3,0 ϕ_p
		$s \geq 2,5\phi_p$	2,5 ϕ_p
Preget tråd	2,5 ϕ	$s = 2\phi_p$	4,5 ϕ_p
		$s \geq 2,5\phi_p$	4,0 ϕ_p

Tabell 1 Krav til $c_{min,b}$ for føroppspente kabler

For etteroppspente kabler er det forskjellige krav for hvorvidt det finnes tverrgående armering (T.A.) i betongoverdekningen eller ikke. Her er de nye kravene mindre strikte enn de nåværende med tverrgående forsterkning til stede, og like hvis ikke.

Sidelengdene i rektangulære kabelkanaler merkes med a og b , hvor $a \leq b$.

	EC2:2004 (Tabell NA.4.2)	EC2:2019 [Tabell 11.3]	
		Med T.A.	Uten T.A.
Sirkulære kabelkanaler	$\min\{\phi; 80 \text{ mm}\}$	$0,5\phi_{duct} \leq 80 \text{ mm}$	$1,0\phi_{duct} \leq 80 \text{ mm}$
Rektangulære kabelkanaler	$\max\{a; b/2\} \leq 80 \text{ mm}$	$\max\{a; b/3\} \leq 80 \text{ mm}$	$\max\{a; b/2\} \leq 80 \text{ mm}$

Tabell 2 Krav til $c_{min,b}$ for etteroppspente kabler

Resten av teksten er for det aller meste lik EC2:2004. Tabellene med miljøkrav for $c_{min,dur}$ for armeringsstål og spennstål er de samme. En vurdering er å fjerne tabellen for

spennstål, og heller legge til en ekstra linje i tabellen for armeringsstål. Linjen skal oppgi økningen i $c_{min,dur}$ for spennstål, og vil være 0 mm for eksponeringsklasse X0, 5 mm for XC1 og 10 mm for de andre eksponeringsklassene. Verdien av Δc_{dev} beholdes som $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ og anbefalte verdier for betong støpt mot ujevne overflater beholdes som $k_1 = 40 \text{ mm}$ og $k_2 = 75 \text{ mm}$.

Et aspekt som er verdt å bemerke er at $c_{min,dur}$ er under evaluering. Denne er nå basert på (eng.) *Deemed to Satisfy*, som er absolutte krav med spesifikke verdier som må tilfredsstilles. Med spesifikke verdier vil ikke nye sementtyper og/eller tilsetninger klare å redusere disse, selv med bedre egenskaper enn eksisterende materialer. Derfor har den ansvarlige komiteen uttrykt et behov for å verifisere bestandighetskrav etter prestasjonstesting. Dette vil tillate at nye sementtyper vil bli gitt et passende bestandighetskrav, og målet er å utlede et uttrykk avhengig av eksponeringsklasse og dimensjonerende brukstid for å tillate fremtidig innovasjon. [4, side 17]

4 Bruddgrensetilstander (ULS)

Kapittel [8] om bruddgrensetilstander (ULS) har gjennomgått store endringer. Nye deler om bøyning i plater, [8.1.3], og skjærkraft og tverrgående bøyning, [8.2.4], er lagt til, og kapitlet er utbedret med mange nye og flere oppdaterte figurer.

4.1 Bøyning med eller uten aksialkraft

I avsnittet om bøyning og aksialkraft er det mye som er likt. I innledningen [8.1.1] er punkt (6.1(5)) imidlertid fjernet, hvor middeltrykkføyningen i deler av tverrsnitt med tilnærmet konsentrisk belastning begrenses til ε_{cu2} . Begrunnelsen for dette er at det kompliserer databeregninger og at den praktiske betydningen er liten.

[Figur 8.1] er endret ved at tøyingskomponentene ε_{c3} og ε_{cu3} er fjernet. Dette skyldes at den bilineære spennings- og tøyningssammenhengen i (3.1.7) er forenklet. Dermed kan man i alle tilfeller benytte $\varepsilon_{c2} = 0,002$ og $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, for samtlige betongklasser.

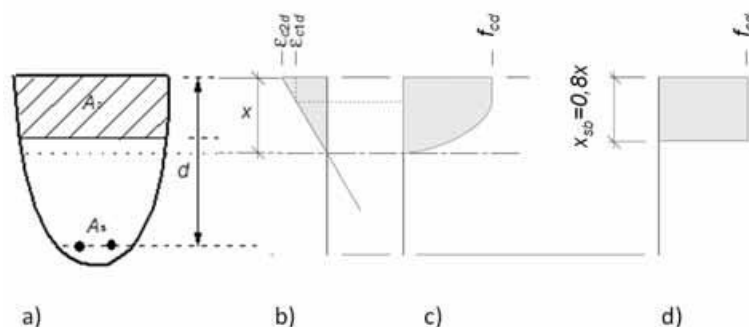
Punkt [7.8.4(5)] fra den forrige versjonen av EC2:2019 er nå flyttet til [8.1.1(8)] ettersom innholdet gjelder bruddgrensetilstand og ikke konstruksjonsanalyse. Punktet tar for seg biaksial bøyning, og gir ligning [L8.XX] som et forenklet kriterium.

$$\left(\frac{|M_{Edz}|}{M_{Rdz,N}}\right)^{\alpha_N} + \left(\frac{|M_{Edy}|}{M_{Rdy,N}}\right)^{\alpha_N} \leq 1,0 \quad [L8.XX]$$

Dette kriteriet er tilsvarende (L5.39) i EC2:2004. En liten presisering er gitt, i at "aksiell belastning" (eng. *axial load*) er endret til "aksiell trykkraft" (eng. *axial compression force*), ettersom teksten kun referer til aksielt trykk og ikke strekk.

4.1.1 Stressdistribusjon i trykksoner

Denne avsnittet erstatter avsnitt (3.1.7). Uttrykkene for stressdistribusjon [L8.1a] og [L8.1b] er de samme som (L3.17) og (L3.18) med forenklet $n = 2$ for alle betongklasser. Den trykkfasthetsavhengige faktoren η_{cc} muliggjør denne forenklingen.



Figur 7 Stressdistribusjon i trykksoner, [Figur 8.2]

En annen mulighet er å bruke en konstant redusert høyde med fullt utnyttet kapasitet i trykksonen. Dette er vist ved [Figur 8.2], som erstatter (Figur 3.3) og (Figur 3.5). Redusert trykksonehøyde x_{sb} settes da til $x_{sb} = 0,8x$ for alle betongklasser. Faktorene η og λ forsvinner fra figuren, også dette muliggjort ved faktoren η_{cc} .

4.1.2 Bøyning i plater

Dette avsnittet er en ny del som gir dimensjoneringsregler for plateelementer med ortogonal armering påvirket av bøye- og torsjonsmoment. Reglene [8.2a-d] gis under forutsetning av tilstrekkelig liten trykksehøyde $x \leq 0,25d$ og tilstrekkelig lite torsjonsmoment $T_{max} \leq 0,5M_{max}$. I andre tilfeller henvises det til [Tillegg G].

4.1.3 Betong med forhindret tverrutvidelse

Avsnitt [8.1.4] om betong med forhindret tverrutvidelse tilsvarer nåværende (3.1.9). EC2:2004 gir et generelt overblikk over kapasitetsøkning og spennings-tøyningssammenhengen. I EC2:2019 utvides temaet og avsnittet gir regler for søyler og trykksoner hvor økning i trykkfasthet, grunnet omsnørende armering eller treaksial trykkspenningstilstand, kan brukes.

Ligningene for økningen i trykkfasthet er endret. Fra å gi økt karakteristisk trykkfasthet, $f_{ck,c}$, gir de nå økning i dimensjonerende trykkfasthet, Δf_{cd} . (L3.24) er endret for å øke verdiområdet uttrykket kan benyttes i til mye høyere spenninger, opp fra nåværende $0,05f_{ck}$ til $0,6f_{cd}$. Formlene er gitt ved ligning (L3.24) og (L3.25) og [L8.3a] og [L8.3b] for betong med $d_{dg} \geq 32 \text{ mm}$:

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,000 + 5,0 \cdot \sigma_2/f_{ck}) \text{ for } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (\text{L3.24})$$

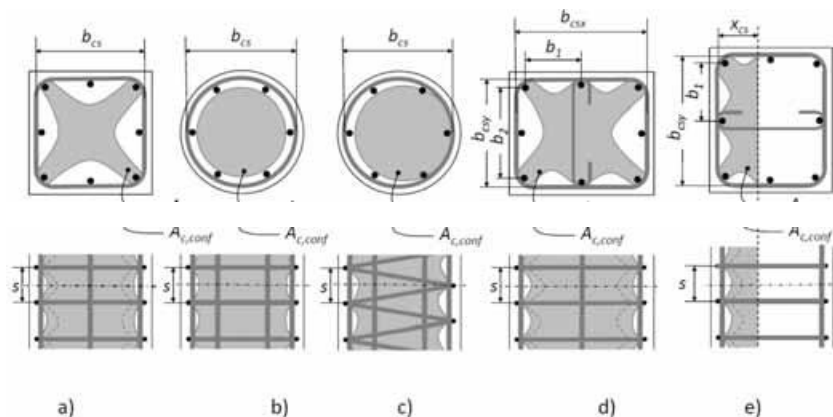
$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2/f_{ck}) \text{ for } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (\text{L3.25})$$

$$\Delta f_{cd} = 4 \cdot \sigma_{c2d} \text{ for } \sigma_{c2d} \leq 0,6f_{cd} \quad [\text{L8.3a}]$$

$$\Delta f_{cd} = 3,5 \cdot \sigma_{c2d}^{3/4} \cdot f_{cd}^{1/4} \text{ for } \sigma_{c2d} > 0,6f_{cd} \quad [\text{L8.3b}]$$

Faktoren d_{dg} defineres i [8.2.1(4)]. σ_{c2d} er absoluttverdien av minimum trykkspenning i tverretning på grunn av den omsnørende armeringen. For situasjoner med $d_{dg} < 32 \text{ mm}$ multipliseres [L8.3] med reduksjonsfaktoren $d_{dg}/32 \text{ mm}$.

Videre gir teksten ligningene [L8.4a-d] og [L8.5a-e] for å beregne henholdsvis σ_{c2d} og arealet av omsnøret betongsone som har økning i trykkfasthet, $A_{c,conf}$. [Figur 8.3] viser kvadratiske, rektangulære og sirkulære geometrier med typisk armering til hjelp for leseren. Dette nye beregningsrammeverket er svært brukervennlig, og det kan brukes direkte ved beregning av en rekke alminnelige søyler.



Figur 8 Betong med forhindret tverrutvidelse, [Figur 8.3]

Siste punkt inneholder uttrykk for tøyingsparameterne $\varepsilon_{c2,c}$ og $\varepsilon_{cu,c}$ som økes for betong med forhindret tverrutvidelse.

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(1 + 5 \cdot \frac{\Delta f_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad [L8.6a]$$

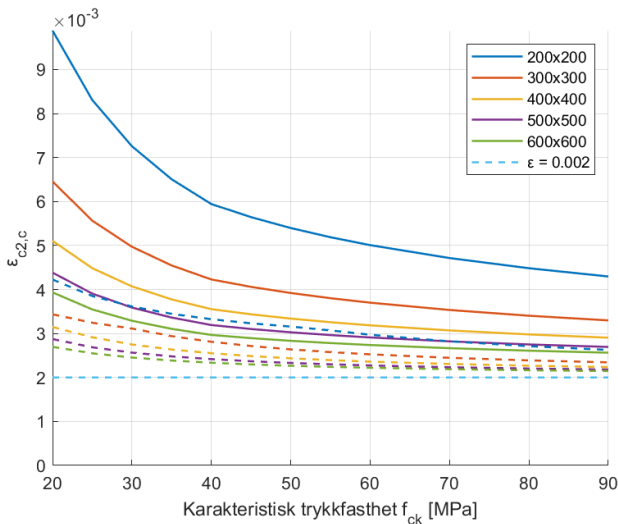
$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (L3.26)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_{c2d}}{f_{cd}} \quad [L8.6b]$$

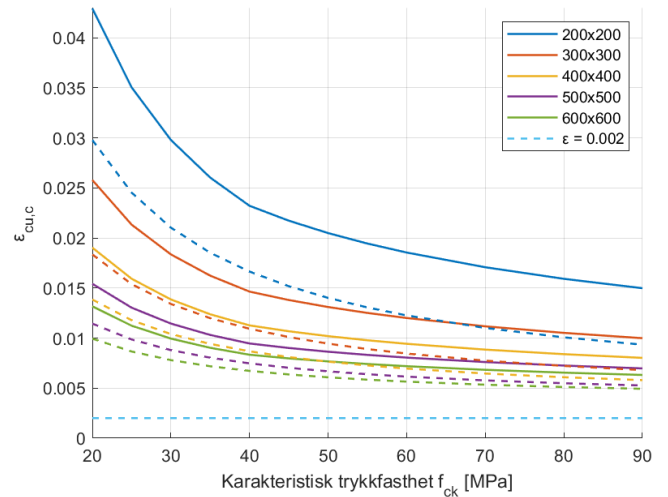
$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (L3.27)$$

ILLUSTRASJON Tøyingsparametre $\varepsilon_{c2,c}$ og $\varepsilon_{cu,c}$ for kvadratisk søyle med bøylearmering

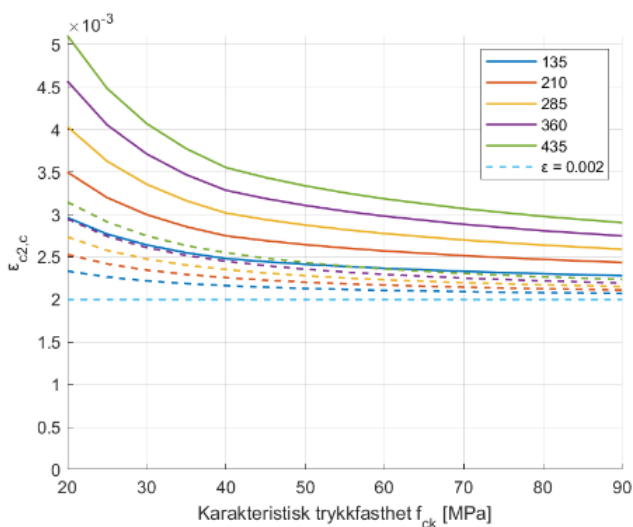
Egenskap	f_{cd}	$b \times h$	c	ϕ	s	f_{yd}
Verdi	35 MPa	400 mm x 400 mm	30 mm	10 mm	200 mm	435 MPa



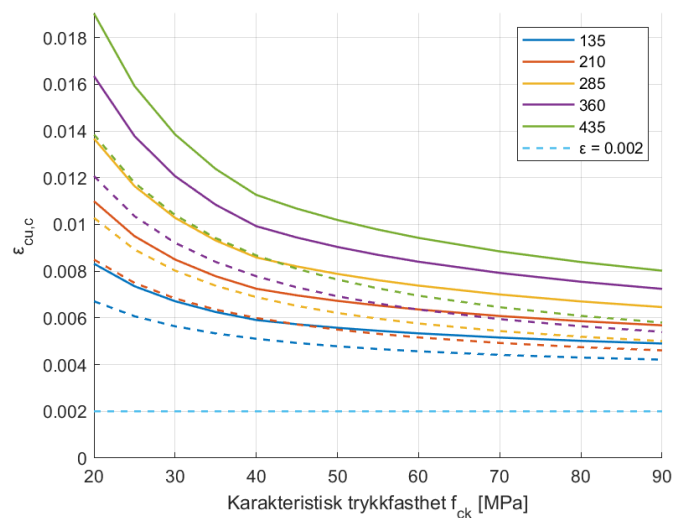
Figur 9 Tøyning $\varepsilon_{c2,c}$ ved ulike søyleversnitt



Figur 10 Tøyning $\varepsilon_{cu,c}$ ved ulike søyleversnitt



Figur 11 Tøyning $\varepsilon_{c2,c}$ ved ulike dimensjonerende flytespenninger f_{yd}



Figur 12 Tøyning $\varepsilon_{cu,c}$ ved ulike dimensjonerende flytespenninger f_{yd}

Fra figurene ser man en veldig klar trend, nemlig at tøyingsparameterne gis en betydelig økning med de nye uttrykkene. Økningene blir dog mindre desto høyere fastheten blir. I Tillegg A gis flere figurer med endring av andre parametere. Her er skaleringen av grafene lik, slik at man tydelig ser effektstørrelsen av de individuelle parameterendringene.

4.2 Skjærkraft

Avsnitt [8.2] om skjærkraft er omskrevet og dimensjoneringsprosedyren er enkel å følge. Underavsnittene er sortert som i EC2:2004, men har som tidligere nevnt fått et nytt avsnitt [8.2.4] for interaksjonen mellom skjærkraft og tverrgående bøyning. Skjærkapasitet er nå uttrykt i spenning og ikke i kraft.

4.2.1 Generell prosedyre for påvisning

Avsnittet beskriver først den generelle prosedyren for påvisning av skjærkapasitet, og angir tre situasjoner. Det første punktet sier at detaljert påvisning av kapasitet kan utelates dersom dimensjonerende skjærspenning $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$. Denne første verifikasjonen tillater en innledende kontroll for alle konstruksjonsdeler uten å vite noe om bøyearmeringen på forhånd – minstekapasiteten er uavhengig av mengden armering. Som en følge av dette vil ikke konstruksjonsdeler uten betydelige skjærkrefter kontrolleres videre. Uttrykket for minste dimensjonerende skjærspenningskapasitet, $\tau_{Rdc,min}$, er gitt ved

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad [L8.8]$$

Siden forrige versjon av EC2:2019 er konstanten 11 økt fra 10 med faktoren 1/0,9 på grunn av forholdet z/d . Minste skjærspenningskapasitet er avhengig av betongklasse, armeringens flytespenning og effektive dybde, samt parameteren d_{dg} . Denne størrelsesparameteren er ny og beskriver bruddsonens ruhet, og den defineres som

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 [mm] \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^2 \leq 40 [mm] \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

D_{lower} er i [3.2.1] definert som minste verdi av silestørrelsen for den groveste fraksjonen av tilsetninger tillatt etter spesifikasjon av betongstandarden EN 206 (eng. *smallest value of the sieve size of the coarsest fraction of aggregates*).

Videre gir avsnittet i punkt (5) ligninger for å bestemme effektiv dybde d som en funksjon av forholdet $v_{Ed,y}/v_{Ed,x}$ for plane konstruksjonsdeler som plater og skall og et uttrykk for dimensjonerende skjærkraft per lengdeenhet

$$v_{Ed} = \sqrt{v_{Ed,x}^2 + v_{Ed,y}^2} \quad [L8.9]$$

I punkt (7) beskrives det hvordan skjærspenning skal beregnes for konstruksjonsdeler med skrå gurter med oppdatert [Figur 8.4] erstattet for (Figur 6.2).

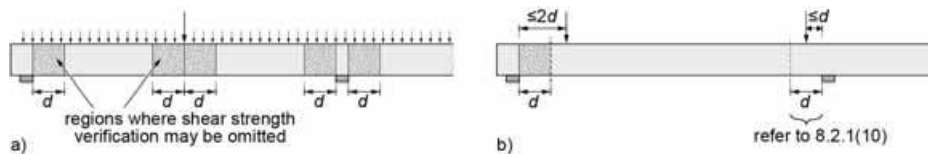
Punktene (10) og (11) introduserer stavmodeller som påvisningsmetode for soner med geometriske diskontinuiteter (varierende tverrsnitt eller utsparinger) og for signifikante konsentrerte laster tilstrekkelig nære opplegg ($a_q < d$). Videre informasjon om stavmodeller finnes i [8.5], men dette avsnittet dekkes ikke i denne oppgaven.

4.2.2 Detaljert verifisering av konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmoring

Den andre situasjonen beskrevet i [8.2.1] er konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmoring, hvor $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$. Tittelen er endret for å understreke at denne verifiseringen ikke alltid er nødvendig, men den utføres tilsvarende som i EC2:2004.

Områdene som skal sjekkes for tilstrekkelig skjærkapasitet i EC2:2019 er forskjellig fra EC2:2004. I EC2:2004 beskrives det i (6.2.1(8)) at det ikke er nødvendig å påvise skjærkapasitet i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegget ved jevnt fordelt belastning. Dette beholdes i den nye versjonen, i tillegg til at et område med avstand d på hver side av en konsentrert last ikke trenger å påvises kapasitetsmessig. [Figur 8.6] illustrer disse områdene.

Ved konsentrert belastning innenfor området $2d$ fra et opplegg skal tilstrekkelig skjærkapasitet påvises i en avstand d fra opplegget. Dersom konsentrerte laster påføres innenfor avstand d fra et opplegg, skal området innenfor en avstand d fra opplegget behandles som en diskontinuitetszone og verifiseres ved stavmodeller som i [8.5].



Figur 13 Områder for utelatelse av skjærkontroll, [Figur 8.6]

Uttrykket for dimensjonerende skjærspenningskapasitet $\tau_{Rd,c}$ gis i punkt (2):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad [L8.13]$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (L6.2ab)$$

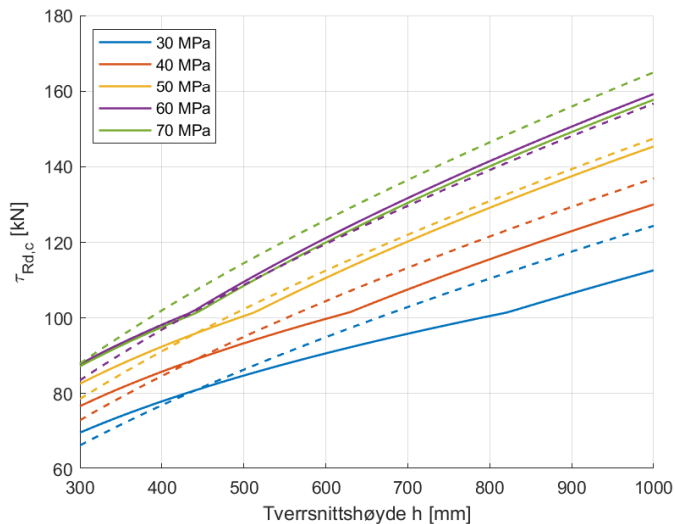
$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (L6.3N)$$

Siden forrige versjon av EC2:2019 er konstanten 0,66 økt fra 0,6 tilsvarende som for $\tau_{Rd,c,min}$. ρ_l og A_s defineres som i EC2:2019 og d_{dg} er tidligere definert i [8.2.1]. Mens (L6.2a) er basert på en teoretisk modell er [L8.13] basert på en fysisk modell. De to uttrykkene har likevel klare likheter, med den viktige distinksjonen at $\tau_{Rd,c}$ uttrykkes i spenning og $V_{Rd,c}$ uttrykkes i kraft.

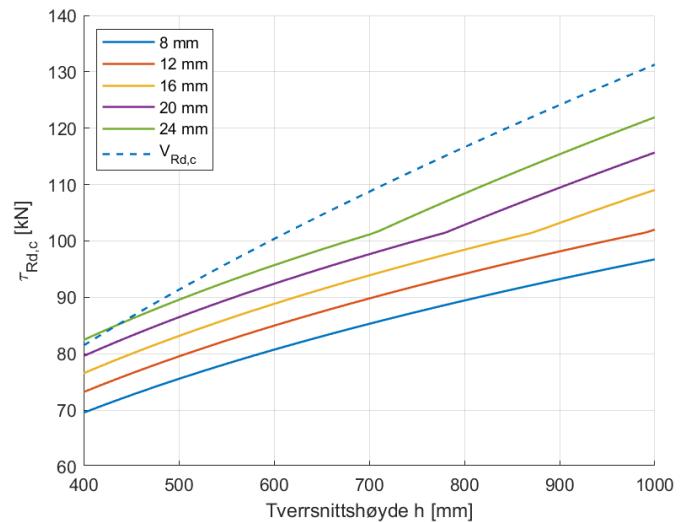
Forskjellen i skjærkapasitet illustreres nedenfor for en fritt opplagt bjelke.

ILLUSTRASJON Skjærspenningskapasitet for fritt opplagt bjelke

Egenskap	f_{ck}	b	c	A_{st}	f_{yd}	D_{lower}	k_2
Verdi	35 MPa	300 mm	25 mm	3 ϕ 25	435 MPa	24 mm	0,18



Figur 14 Skjærkapasitet for fritt opplagt bjelke med ulike betongtrykkfastheter f_{ck}



Figur 15 Skjærkapasitet for fritt opplagt bjelke med ulike verdier for D_{lower}

Her ser man at skjærspenningskapasiteten reduseres for det nye uttrykket i EC2:2019, og at reduksjonen blir gradvis større for økende tverrsnittshøyde. D_{lower} er en ny faktor, og skjærkapasiteten er redusert for alle dens verdier ($d_{dg} \leq 40 \text{ mm}$).

Dette er imidlertid ikke sant i alle tilfeller. Punkt (3) uttrykker at effektiv dybde d kan erstattes med parameteren a_v for konstruksjonsdeler uten bevegelige laster dersom $a_{cs} < 4d$:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4}} \cdot d \quad [L8.15]$$

Faktoren a_{cs} er effektivt skjærspenn for kontrollsnittet. Den beregnes ved [L8.16] eller [L8.17] avhengig av om konstruksjonsdelen er påvirket av aksialkraft eller ikke:

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \quad [L8.16]$$

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \cdot \frac{d}{3} \geq d \quad [L8.17]$$

I tilfeller der a_{cs} settes lik d vil den effektive dybden halveres, og skjærkapasiteten økes med faktoren $\sqrt[3]{2} = 1,26$. Som en totrinns kontroll kan skjærkapasitet først kontrolleres med d , og videre undersøkes med a_v dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig. En situasjon hvor denne reduksjonen kan brukes er eksempelvis ved en tofelts fritt opplagt bjelke, hvor momentet over midtre opplegg kan redusere effektiv dybde d . Et moment som må bemerkes er at EC2:2019 i [3.2.6] definerer trykkraft og trykkspenning som negative, i motsetning til EC2:2004 hvor trykk er definert positivt.

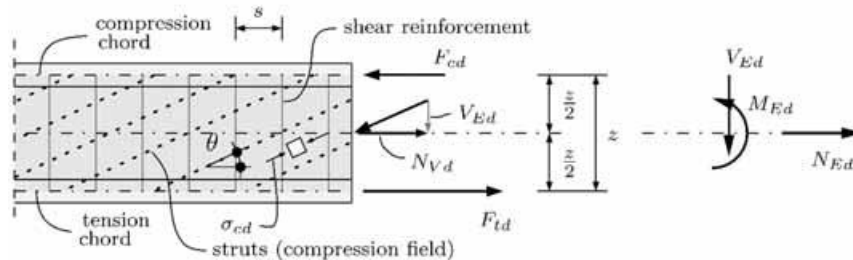
Videre forklarer avsnittet hvordan man skal utføre kontroll for konstruksjonsdeler med spennarmering, og hvordan man kan redusere dimensjonerende skjærkraft med ΔV_{Ed} dersom distribuerte laster virker på strekksiden av en konstruksjonsdel. Dette gjelder

eksempelvis utkragede bjelker og distribuerte tyngdelaster på oversiden av en kontinuerlig bjelke over en indre støtte.

Punkt (6.2.2(5)) om forskyvning av momentdiagrammet ved beregning av lengdearmring i opprisset område videreføres i punkt (9). I tillegg gis en forenklet måte å gjøre denne modifikasjonen på, ved simpelthen å øke bøyemomentet med verdien $d \cdot V_{Ed}$.

4.2.3 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmring

Den tredje situasjonen beskrevet i [8.2.1] er konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmring, hvor kravet $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}$ må tilfredsstilles. Den nåværende tilnærmelsen til slike konstruksjonsdeler er beholdt, det vil si at dimensjoneringen fortsatt er basert på en fagverksmodell.



Figur 16 Fagverksmodell med kompresjonsfelt, [Figur 8.9]

Vinkelen θ til det skråstilte kompresjonsfeltet begrenses i punkt (3):

$$1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min} \quad [L8.22]$$

$$1 \leq \cot \theta \leq \cot 2,5 \quad (L6.7N)$$

$\cot \theta_{min}$ tar ulike verdier basert på hvilken konstruksjonsdel som beregnes:

- $\cot \theta_{min} = 2,5$ for ordinære armerte konstruksjonsdeler uten aksialkraft,
- $\cot \theta_{min} = 3,0$ for konstruksjonsdeler med signifikant aksial trykkraft (gjennomsnittlig trykkspenning $\geq 3 \text{ MPa}$) og $x < 0,25d$, og
- $\cot \theta_{min} = 2,5 - 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \geq 1,0$ for konstruksjonsdeler påvirket av aksial strekkraft.

I dette avsnittet har ligningene for skjærkapasiteten $\tau_{Rd,sy}$ fra forrige versjon av EC2:2019 blitt omformulert fra skjærkraft til skjærspenning. Dette tillater direkte dimensjonering av skjærarmeringen og en direkte verifikasjon av spenningen i kompresjonsfeltet, σ_{cd} . Ligningene er gitt som

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad [L8.23]$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (L6.8)$$

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} (\cot \theta + \tan \theta) \leq v \cdot f_{cd} \quad [L8.24]$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (L6.9)$$

Skjærarmeringsforholdet ρ_w har fått en egen ligning slik at flere andre ligninger forenkles. Dette har også innvirkning på senere avsnitt, og bidrar til et ryddigere inntrykk av dokumentet:

$$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) \quad [L8.xx]$$

Ligningene (L6.12) og (L6.15) for største effektive skjærarmeringsareal, $A_{sw,max}$, for vertikal og skrå skjærarmering er fjernet med kommentar om at de er unødvendige. I kommentarene refereres det til SRC NO30 for bakgrunnen til dette.

I en merknad oppgir EC2:2019 en formel for skjærkapasiteten τ_{Rd} i tilfellet med samtidig flytning i skjærarmeringen og brudd for kompresjonsfeltet, løst fra [L8.23] og [L8.24]:

$$\tau_{Rd} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad [L8.25]$$

$$\cot \theta_{min} \geq \cot \theta = \sqrt{\frac{v \cdot f_{cd}}{\rho_w \cdot f_{ywd}} - 1} \geq 1 \quad [L8.26]$$

Det er denne verdien som skal være større enn dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} , med θ begrenset av [L8.26].

Det er også endring av faktoren v som reduserer fastheten for betong på grunn av opprissing. I EC2:2019 er verdien satt til $v = 0,5$ når de nye kravene til vinkelen θ følges. I tilfeller der vinkelen til kompresjonsfeltet velges mindre enn θ_{min} beregnes verdien av v fra ligningene [L8.27] - [L8.30]. Disse uttrykkene avhenger av elastiske tøyninger i trykk- og strekkurtene og tillater større verdier for v . I EC2:2004 er faktoren avhengig av fasthetsklasse og dimensjonerende spenning i skjærarmeringen, σ_{sd} :

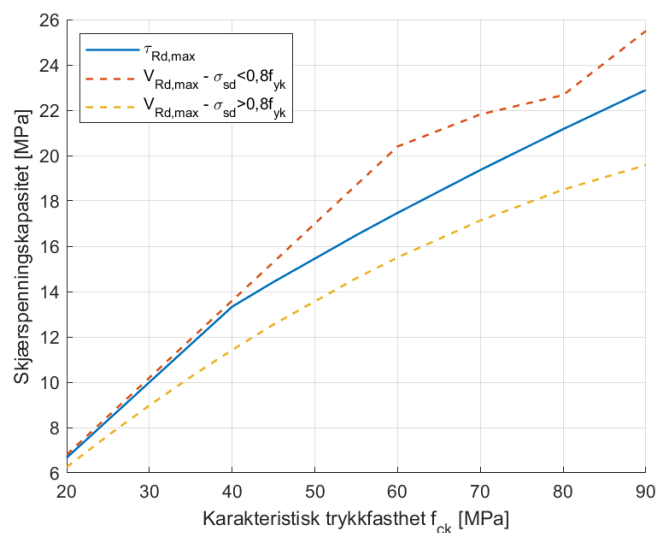
$$\text{For } \sigma_{sd} \leq 0,8f_{yk}: \quad v_1 = 0,6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (L6.10aN)$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (L6.10bN)$$

$$\text{For } \sigma_{sd} > 0,8f_{yk}: \quad v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) \quad (L6.6N)$$

Nedenfor vises en fremstilling av skjærspenningskapasitet begrenset av kapasiteten for trykkbrudd. Uttrykkene er $\tau_{Rd,max} = v \cdot f_{cd}$ [4, Tillegg F].

ILLUSTRASJON Skjærkapasitet begrenset av kapasitet for trykkbrudd



Figur 17 Skjærkapasitet mot trykkbrudd

Her ser vi økt skjærspenningskapasitet begrenset av kapasitet for trykkbrudd ved dimensjonerende spenning i skjærarmeringen $\sigma_{sd} \leq 0,8f_{yk}$. Ved høye spenninger i skjærarmeringen reduseres kapasiteten av trykkstavene.

Punkt (8) tar for seg strekkraften N_{Vd} som oppstår på grunn av skjærkraften V_{Ed} :

$$N_{Vd} = |V_{Ed}| \cdot \cot \theta \quad [L8.31]$$

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (L6.18)$$

[L8.31] har ikke faktoren 0,5 på grunn av at kraften fordeles likt mellom henholdsvis strekk- og trykkgurt i [L8.32] og [L8.33]:

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \quad [L8.32]$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2} \quad [L8.33]$$

Videre forklarer det nye punktet (9) hvordan man finner bredden b_w for tverrsnitt med varierende bredde. b_w er minste bredde mellom strekkgurt og nøytralakse. EC2:2019 gir nye regler også for tilfeller der skjærbøylene ikke er parallelle med skjærkraften og for sirkulære tverrsnitt. Nye [Figur 8.10] illustrerer dette på en god måte.

Punkt (10) gir en ligning for beregning av nominell bredde $b_{w,nom}$ for steg med kanaler for spennarmering, tilsvarende (6.2.3(6)), med en ny verdi for kabelkanaler av plast. Denne reduserte bredden skal brukes i ligningene [L8.24] for verifisering av trykkstaver og [L8.25] og [L8.26] for skjærspenningskapasitet.

Punkt (12) gir en ny ligning [L8.35] for økt skjærspenningskapasitet for tilfeller der en konsentrert last virker tilstrekkelig nært et opplegg. [Figur 8.11a] definerer vinkelen β som inngår her. En faktor i ligningen er spenningen i skjærarmeringen, σ_{swd} , som gis i [L8.36], og som avhenger av ε_x . [L8.37] gir en alternativ verdi for aksialkraften N_{Vd} som skal brukes i tidligere ligninger [L8.31], [L8.32] og [L8.33].

I punkt (13) finner man ligninger for skjærspenningskapasitet ved skrå skjærarmering med $45^\circ \leq \alpha_w \leq 90^\circ$ fra [Figur 8.11b]. $\cot \theta$ gis en ny minimumsverdi $\tan \alpha_w/2$ slik at $\tan \alpha_w/2 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min}$. Skjærspenningskapasiteten $\tau_{Rd,sy}$ for skrå skjærarmering uttrykkes som

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha_w) \cdot \sin \alpha_w \quad [L8.39]$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (L6.13),$$

og kapasiteten mot trykkbrudd i trykkstavene er

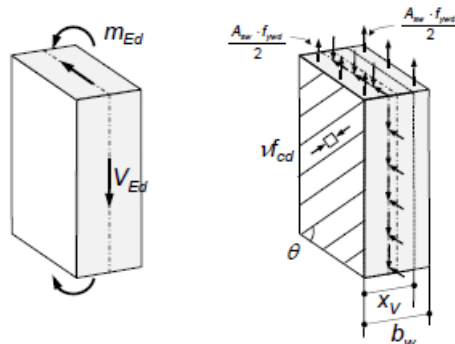
$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta + \cot \alpha_w} \leq \nu \cdot f_{cd} \quad [L8.40]$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (L6.14)$$

4.2.4 Skjærkraft og tverrgående bøyning

Interaksjonen mellom skjærkrefter og tverrgående bøyning er et nytt tema som dekkes i EC2:2019. Punkt (1) gir betingelser for når man kan se bort fra denne interaksjonen, og punkt (2) gir et uttrykk for redusert skjærspenningskapasitet τ_{Rdm} på grunn av tverrgående bøyning. Alternativt henvises det til [Tillegg G].

$$\tau_{Rdm} = \tau_{Rd} \cdot \sqrt{1 - \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}} \quad [L8.44]$$



Figur 18 Skjærkraft og tverrgående bøyning, [Figur 8.12]

4.2.5 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Avsnitt [8.2.5] introduserer noen endringer i uttrykk og verdier fra (6.2.4). (Figur 6.7) er videreført som [Figur 8.13], og uttrykket for skjærspenningen i lengderetningen τ_{Ed} beholder samme uttrykk som tidligere:

$$\tau_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_{fl} \Delta x} \quad [L8.45]$$

I punkt (2) kan videre verifikasjon av skjærkraft mellom steg og flenser utelates dersom kravet i [L8.46] innfris. Da trenger man heller ingen ekstra armering utover den som kreves ved tverrgående bøyning. I (6.2.4(6)) settes kravet til å være avhengig kun av betongens dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd} . Kravet i EC2:2019 inkluderer blant annet minimum tverrgående armering, $A_{s,min}$:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{s,min}}{s \cdot h_{fl}} \cdot f_{yd} \quad [L8.46]$$

$$v_{Ed} \leq 0,4 \cdot f_{ctd} \quad (6.2.4(6))$$

Dersom det er nødvendig, bestemmes tverrgående armering i flensen, A_{sfl} , ved samme ligning som i EC2:2004, som presenteres omskrevet for skjærspenning i [L8.48]:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{sfl}}{s \cdot h_{fl}} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta_{fl} \quad [L8.48]$$

$$\frac{A_{sfl} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (L6.21)$$

For å forhindre trykkbrudd i trykkstavene i flensen brukes følgende betingelser:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot (\cot \theta_{fl} + \tan \theta_{fl}) \leq 0,5 \cdot f_{cd} \quad [L8.49]$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad (L6.22)$$

EC2:2019 tillater en større verdi av vinkelen θ_{fl} for trykkflenser - $\theta_{fl,max} = 3,0$ mot anbefalt $\theta_{f,max} = 2,0$ som i (6.2.4(4)) og $\theta_{f,max} = 2,5$ som i (NA.6.7.aN). Dette øker kapasiteten for den beregnede konstruksjonsdelen noe.

4.2.6 Skjærkrefter i grensesnitt

Avsnitt [8.2.6] bygger på (6.2.5), men har fått en ny introduksjon og endret overskrift i samsvar med utvidet omfang. Introduksjonspunktet (1) sier at avsnittet skal brukes der statisk likevekt avhenger av skjærkraftoverføring over et gitt grensesnitt. Dette kan være støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt eller betong støpt mot et lignende materiale, for eksempel steinoverflater. Punkt (2) forteller når denne verifikasjonen kan utelates. Punktet gjelder for veldig ru overflater, med tilstrekkelig forankret minimumsarmering fra [12.1.1] som krysser grensesnittet i en vinkel i henhold til [Figur 8.15b]. Som et eksempel inkluderer dette skjøt mellom flens og steg i brudekker.

I (4) presenteres en ny generell ligning for beregning av skjærspenning i et grensesnitt som skal tilfredsstillere kravet $\tau_{Edi} \leq \tau_{Rdi}$ for tilstrekkelig skjærspenningskapasitet:

$$\tau_{Edi} = V_{Edi}/A_i \quad [L8.53]$$

For å finne arealet av grensesnittet, A_i , henvises det til [Figur 8.14] og [Figur 8.15c] for fortannede støpeskjøt. Dimensjonerende verdi av skjærspenningen langs et grensesnitt er uforandret lik

$$\tau_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad [L8.54]$$

Dimensjonerende skjærkapasitet i støpeskjøten er gitt ved en revidert ligning:

$$\tau_{Rdi} = c_{v1} \cdot \sqrt{f_{ck}/\gamma_c} + \mu_v \sigma_n + \rho_i \cdot f_{yd} \cdot (\mu_v \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad [L8.55]$$

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (L6.25)$$

Den nye ligningen er altså basert på karakteristisk trykkfasthet og ikke dimensjonerende strekkfasthet. Det uttrykkes eksplisitt at trykkfastheten tas fra den laveste betongklassen ved grensesnittet. Faktorene c_{v1} og μ_v avhenger av grensesnittets ruhet og gis i [Tabell 8.1]. c_{v1} er forskjellig fra c i EC2:2004, mens μ_v tilsvarer μ med $\mu_v = 0,90$ for den nye kategorien *svært ru*. Vinkelen α får ny minsteverdi fra 45° til 35° etter erfaring med gitterdragere. I beskrivelsen av σ_n er det nå inkludert fordelaktig påvirkning av omsnørende armering av omkringliggende konstruksjonselementer. Når det gjelder v må det bestemmes om verdien skal være $v = 0,5$ eller om den skal være avhengig av overflateruhet.

Kategoriseringen av overflater beholdes som tidligere i punkt (6), som nevnt med tillegget av kategorien *svært ru*. Punkt (7) gir en alternativ ligning [L8.56] for skjærkapasitet i tilfeller der det ikke er sikret mot flytning i den nødvendige armeringen som krysser grensesnittet på grunn av utilstrekkelig forankring.

4.3 Torsjon

Avsnittet om torsjon og kombinerte påvirkninger har blitt fornyet. I innledningen [8.3.1] er nåværende (6.3.1(1)) flyttet til kapittel [5]. Punktene (2), (3) og (4) beholdes, om enn noe endret. Videre har innholdet blitt delt inn i flere nye underoverskrifter, slik at ikke alt ligger under én overskrift som i (6.3.2) Dimensjoneringsprosedyre. Hvelvingstorsjon blir tatt i betraktning som i EC2:2004.

4.3.1 Interne krefter på grunn av torsjon i kompakte eller lukkede tverrsnitt

Skjærspenningen som følger av torsjonsmomentet T_{Ed} beholdes omskrevet som

$$\tau_{t,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k t_{eff,i}} \quad [L8.58],$$

og skjærkraften i et veggelement i på grunn av torsjon forblir

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{eff,i} z_i \quad [L8.59]$$

På [Figur 8.16], som er lik figuren i EC2:2004, legges det til "D – stegarming mot torsjonsmoment A_{sw} " (eng. *torsional web reinforcement*). Figuren skal også endres slik at tverrsnittet får forskjellige dimensjoner for ulike deler, og den skal markere b_{min} og b_{max} . Dette er henholdsvis minste og største sidelengde av den betraktede delen. Disse verdiene brukes for å avgjøre om tverrsnittet skal beregnes med en redusert betongoverdekning eller ikke (se 4.3.3).

4.3.2 Interne krefter på grunn av torsjon i åpne tverrsnitt

Avsnitt [8.3.3] består av ett enkelt punkt, som sier at det i åpne tynnveggede konstruksjonsdeler kan være nødvendig å vurdere hvelvingstorsjon, tilsvarende punkt (6.3.3(2)) i EC2:2004. De forskjellige tverrsnittsdelenene skal da utformes fra reglene i [8.1] og [8.2].

4.3.3 Torsjonskapasitet for kompakte og lukkede tverrsnitt

I dette avsnittet har ligningene fått erstattet torsjonsmoment T med torsjonsspenninger τ fra forrige versjon av EC2:2019. Dimensjonerende torsjonskapasitet $\tau_{t,Rd}$ for en enkelt konstruksjonsdel eller en underdel med konstant veggtykkelse begrenses av den minste av tre torsjonskapasiteter;

$$\tau_{t,Rd} = \min\{\tau_{t,Rd,sl}; \tau_{t,Rd,sw}; \tau_{t,Rd,max}\} \quad [L8.60]$$

Torsjonskapasiteten for flytning i den langsgående armeringen $\tau_{t,Rd,sl}$ gis ved

$$\tau_{t,Rd,sl} = \frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{t_{eff} u_k \cot \theta} \quad [L8.62]$$

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot \theta \quad (L6.28),$$

mens torsjonskapasiteten for flytning i skjærarmingen $\tau_{t,Rd,sw}$ gis ved

$$\tau_{t,Rd,sw} = \cot \theta \cdot \frac{A_{sw}}{t_{eff} s} \cdot f_{ywd} \quad [L8.61]$$

EC2:2004 har ingen ligning for torsjonskapasiteten $\tau_{t,Rd,sw}$. Ved å oppgi denne nye ligningen vil torsjonskapasiteten reduseres i tilfeller der flytning i skjærarmingen blir dimensjonerende.

Torsjonskapasiteten begrenset av betongtrykkstavens kapasitet er gitt ved

$$\tau_{t,Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [L8.63]$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (L6.30)$$

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (L6.29)$$

I [L8.63] settes $v = 0,4$ i generelle tilfeller, eller den beregnes mer nøyaktig fra uttrykk i [Tillegg G].

Som man ser er ligningene her veldig forskjellige, og det er verdt å bemerke at ny torsjonskapasitet begrenset av trykkstavene er uavhengig av ordinær skjærkapasitet. v settes mindre ved torsjonsberegninger enn ved skjærberegninger. Dette er på grunn av at bakgrunnsdokumentet [3] evaluerer ε_x forskjellig for torsjon og skjærkraft.

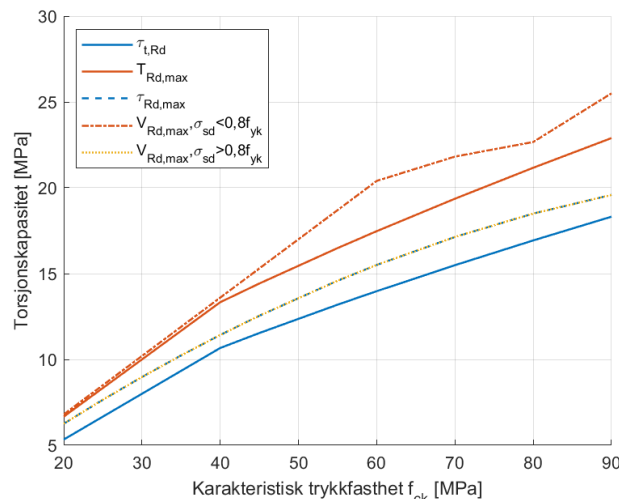
I punkt (4) må vinkelen θ velges innenfor området

$$\frac{1}{\cot \theta_{min}} \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min} \quad [L8.64]$$

etter θ_{min} fra [8.2.3(3)]. Punkt (5) gir betingelser for å beregne torsjonskapasitet basert på et redusert tverrsnitt for å sikre mot risikoen for delvis avskalling av overdekningen. Dette må gjøres i tilfeller der $b_{max}/b_{min} < 1,5$ samtidig som $c > 0,07b_{min}$.

Nedenfor er uttrykkene for torsjonskapasitet illustrert sammen med uttrykkene for skjærkapasitet begrenset av trykkbrudd. Dette uttrykket er $\tau_{t,Rd} = v \cdot f_{cd}$. [4, Tillegg F]

ILLUSTRASJON Torsjonskapasitet



Figur 19 Torsjonskapasitet sammen med skjærkapasitet mot trykkbrudd

Her ser man at kapasiteten for trykkstavene er redusert i EC2:2019 ved den lavere verdien for v , og også for påvirkende torsjon sett mot påvirkende skjærkraft. Forskjellen er at v tar verdien $v = 0,4$ for torsjon og $v = 0,5$ for skjærspenning.

4.3.4 Dimensjoneringsprosedyre for kombinasjon av påvirkninger & Interaksjonsformel

I EC2:2019 skisseres det to mulige dimensjoneringsprosedyrer for kombinasjoner av torsjon, bøyning, skjærkraft og aksialkraft. Den første muligheten er å dele tverrsnittet inn i individuelle tynnveggede elementer og erstatte delkrefter og -momenter med statisk ekvivalente skjær- og aksialspenningsfordelinger. Spenningsfordelingene bestemmes ved

konvensjonelle elastiske eller plastiske metoder. Den andre prosedyren gir en enkel og konservativ innledende sjekk som alltid kan brukes. Uttrykket som må tilfredsstilles er

$$\sum \left(\frac{S_{Ed}}{S_{Rd}} \right)_i = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 1,0 \quad [L8.65]$$

Det er verdt å bemerke at krefter og momenter kan virke i flere forskjellige retninger, eksempelvis $M_{Ed,y}$ og $M_{Ed,z}$. Punkt [8.3.6(2)] gjør det klart at skjærkraft og bøyingsmoment ikke må settes inn i ligningen samtidig, og gir to kombinasjoner som hver må oppfylle kravet:

- a) bøyning, torsjon og aksialkraft
- b) skjærkraft, torsjon og aksialkraft

Forutsetningen for å bruke disse er at bøyemomentkapasiteten M_{Rd} er basert på armering som ikke inkluderer tillegget fra beregningen av ytterligere strekkraft, N_{Vd} , fra [L8.31].

EC2:2004 gir et forenklet krav kun for tilnærmede rektangulære massive tverrsnitt som

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (L6.31)$$

4.4 Detaljert verifikasjon av skjærkraft fra konsentrerte laster

Underkapittel [8.4] om skjærkraft fra konsentrerte laster er delvis omorganisert.

Overskriften er endret for å understreke at verifikasjonen ikke alltid er nødvendig. Det er lagt til flere nye og forbedrede figurer, og flere ligninger er forandret.

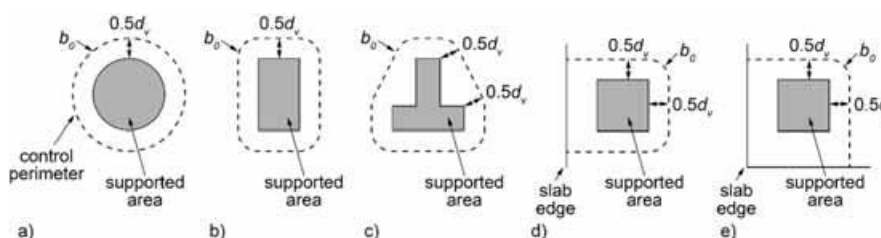
Introduksjonspunktene gir en kort beskrivelse av prosedyren man suksessivt følger for å verifisere skjærkapasiteten fra konsentrerte laster, i tillegg til aktuelle problemstillinger knyttet til disse beregningene.

4.4.1 Skjærresisterende effektiv dybde, kontrollsnitt og skjærspenning

Den effektive dybden d_v beholdes som tidligere, og [Figur 8.17] er lagt til som

illustrasjon. [Figur 8.18] viser kontrollsnittet rundt typiske tilfeller av søylegeometrier.

Den store forskjellen fra EC2:2004 er at kontrollsnittet nå normalt skal være i en avstand $0,5d_v$ fra kanten av støtten, og ikke $2,0d$. Med denne endringen vil det være mulig å bruke samme dimensjoneringsprosedyre for flatdekker og søylefundamenter, uten bruk av iterasjoner for fundamentene.



Figur 20 Kontrollsnitt ved konsentrerte laster, [Figur 8.18]

I punkt (3) beskrives det at effekten av skjærkraftkonsentrasjon i hjørnene av store støttearealer skal tas i betraktning med et redusert kontrollsnitt. [Figur 8.19] viser typiske tilfeller på dette, eksempelvis store søyler og ender av vegger, og angir kontrollsnittet som skal beregnes.

Uttrykket for dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} er gitt som

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} \quad [L8.68]$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (L6.38)$$

Her ser man at b_0 erstatter u_i . u_0 brukes ved kapasitetsverifisering ved kanten av søylen, mens u_1 brukes for kontrollsnitt $2d$ fra kanten. β_e beholder sine tilnærmede verdier for innvendige, kant- og hjørnesøyler. I tillegg gis $\beta_e = 1,2$ for veggghjørner.

For innvendige søyler som ikke tilfredsstiller kravene for bruk av tilnærmede verdier tar parameteren verdien

$$\beta_e = 1 + 1,25 \cdot e_b / b_b \quad [L8.69]$$

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (L6.39)$$

e_b er her eksentrisiteten til skjærkraftresultanten fra senteret til kontrollsnittet. Ved eksentrisitet i to retninger regnes den som $e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2}$. b_b er ekvivalent diameter for en sirkel med samme areal som arealet A_{b0} innenfor kontrollsnittet. Den beregnes som $b_b = \sqrt{4 \cdot A_{b0} / \pi}$.

Uttrykk for å beregne β_e for kant- og hjørnesøyler i punkt (9) er enda ikke gitt.

Punkt (11) omhandler tilfeller med signifikante konsentrerte laster plassert tilstrekkelig nært en støtte, definert som henholdsvis $\geq 0,2V_{Ed}$ og $< 3d_v$. Her kan dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} (som middelværdi langs dybden) ved kontrollsnittet beregnes ved bruk av metoder som overholder likevekt og kompatibilitet. Et eksempel er lineær elastisk analyse. Dette nye punktet gjør det mulig å behandle platebruer, overføringsplater og lignende konstruksjonselementer.

4.4.2 Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmoring ved konsentrerte laster

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet $\tau_{Rd,c}$ for plater og fundamenter uten skjærarmoring ved konsentrerte laster (gjennomlokking) er gitt ved

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [L8.70]$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (L6.47)$$

k_{pb} er en ny faktor som kalles (eng.) *punching shear gradient enhancement coefficient*, og den beregnes som

$$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{v_0}} \leq 2,5 \quad [L8.72]$$

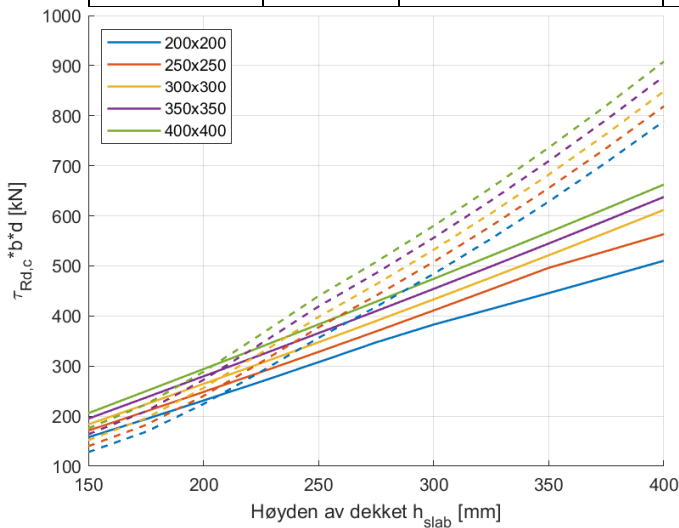
k_{pb} avhenger altså av effektiv dybde og kontrollsnitt. μ_p er en konstant som er avhengig av støtteplassering (indre, kant- eller hjørnesøyle, veggghjørne eller ende av vegg), og skal redegjøre for skjærkraftgradienten og bøyemomenter i kontrollområdet.

Sammenlignet med ordinær skjærspenningskapasitet ligner [L8.70] og [L8.13] veldig. Ved konsentrerte laster har man inkludert faktoren k_{pb} , og man har en øvre, i motsetning til nedre for $\tau_{Rd,c}$, grenseverdi. Nedre grenseverdi finner man også i skjærkapasitet mot gjennomlokking i EC2:2004. Tidligere ble koeffisientene for dimensjonerende skjærkapasitet $\tau_{Rd,c}$ og minste skjærkapasitet $\tau_{Rd,c,min}$ multiplisert med faktoren $1/0,9$ på bakgrunn av forholdet z/d . Ettersom det gjenstår å kalibrere koeffisienten 0,6 for skjærkapasitet ved konsentrerte laster, kan det forventes tilsvarende økning her.

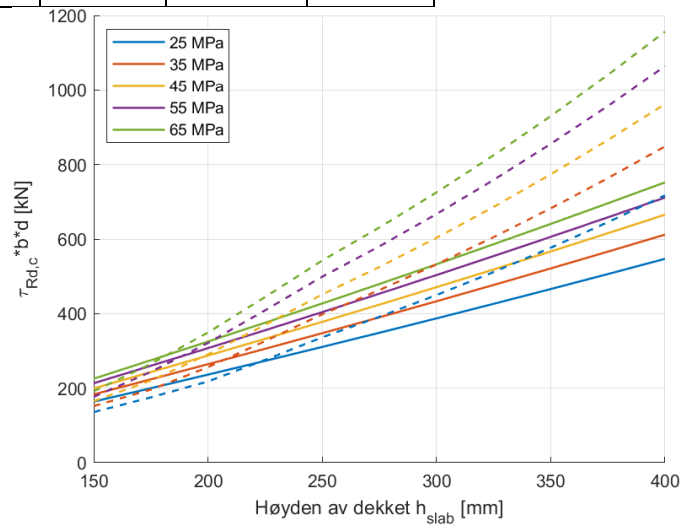
De neste punktene forteller blant annet når og hvordan man kan erstatte d_v med α_{pd} for å ta momentdiagrammet i betraktning. Dette er særlig nyttig for å øke kapasiteten av korte plater (eksempelvis søylefundamenter), mens for typiske flatdekker er effekten liten. Det fortelles også hvordan k_{pb} påvirkes av aksialkraft fra spennarmering.

ILLUSTRASJON Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmering ved konsentrerte laster

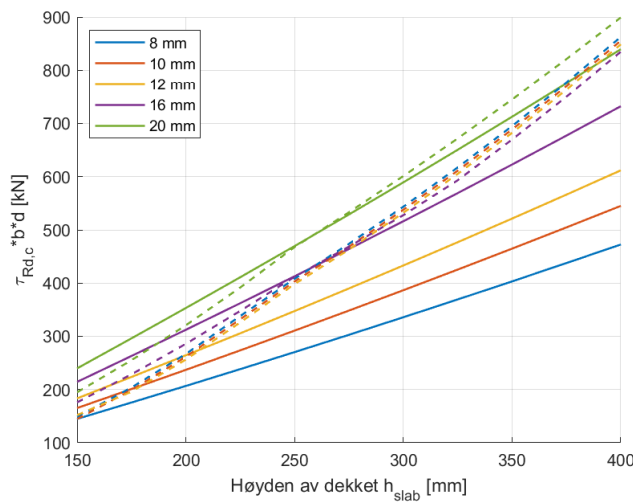
Egenskap	f_{ck}	$b \times h$	β_e	c	s	ϕ
Verdi	35 MPa	300 mm x 300 mm	1,15	30 mm	150 mm	12 mm



Figur 21 Gjennomlokking ved ulike søyletverrsnitt



Figur 22 Gjennomlokking ved ulike betongklasser



Figur 23 Gjennomlokking ved ulike stangdiametere ϕ

Her ser man fra Figur 21 og Figur 22 at kapasiteten mot gjennomlokking øker for tynne plater, men reduseres signifikant for tykkere plater. Verdiene sammenfaller for platetykkelser i området $200 \pm 25 \text{ mm}$. Dette gjelder altså både for ulike søyledimensjoner og ulike betongklasser. Fra Figur 23 har man også betydelig redusert kapasitet for tykkere plater, og man ser effekten av v_{min} (fra (L6.3N)) for beregningene etter EC2:2004.

4.4.3 Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter med skjærarmering ved konsentrerte laster

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet for plater og fundamenter med skjærarmering $\tau_{Rd,cs}$ er gitt ved

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \quad [L8.77]$$

$$\eta_s = 0,10 + (15 \cdot d_{dg}/d_v)^{1/2} \cdot (1/(\eta_c \cdot k_{pb}))^{3/2} \leq 0,8 \quad [L8.79]$$

$$\eta_c = \tau_{Rd,c}/\tau_{Ed} \quad [L8.78]$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \quad [L8.79]$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha \quad (L6.52)$$

$$v_{Rd,cs} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (L NA.6.4.5)$$

Her er s_r avstanden mellom skjærarmeringskomponentene i radiell retning, og s_t er senteravstand mellom komponentene i tangentiell retning. EC2:2004 bruker 75 % av dimensjonerende skjærspenningskapasitet, mens EC2:2019 bruker forholdet η_c mellom betongkapasitet og dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} . Dersom glatte armeringsstenger brukes, reduseres η_s med verdien 0,10. Dersom det brukes skrå skjærarmering, gir punkt (2) korreksjonsfaktorer for ρ_w og η_s .

I punkt (3) finner man nevnte maksimalverdi $\tau_{Rd,max}$ for skjærkapasitet ved konsentrerte laster:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \quad [L8.80]$$

$$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd} \quad (L NA.6.4.5(3))$$

Faktoren η_{sys} tar prestasjonen til skjærarmeringssystemet i betraktning. Den settes til $\eta_{sys} = 1,5$ for bøyler eller oppbøyd lengdearmering og $\eta_{sys} = 1,8$ for dybler (eng. *studs*), og skal finnes ved testing dersom spesifikke produkter brukes som skjærarmering. Maksimal skjærkapasitet $\tau_{Rd,max}$ er altså uavhengig av mengden armering ($\tau_{Rd,c} \leq 0,6f_{ck}^{0.5}/\gamma_c$). Denne bestemmelsen erstatter gjeldende tilnærming, nemlig verifikasjon av skjærkapasiteten ved kanten av støtten.

Dersom man setter dimensjonerende skjærspenning som $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$ fra [L8.80] inn i uttrykket for $\tau_{Rd,cs}$ bruker [L8.77] $1/1,5 = 67\%$ av betongkapasiteten for bøyler eller oppbøyd lengdearmering og $1/1,8 = 56\%$ av betongkapasiteten for dybler. Dette er de laveste mulige verdiene, ergo vil en lavere skjærspenning τ_{Ed} bruke mer av betongkapasiteten. EC2:2004 bruker som man ser 75 % av betongkapasiteten i alle

tilfeller, og man vil dermed se større variasjon i mengden skjærarmering fra leddet $\eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd}$.

Punkt (4) angir kontrollsnittet der det ikke lenger er behov for skjærarmering, $b_{0,out}$. Eksponenten er fra forrige versjon av EC2:2019 endret fra 2 til 3/2:

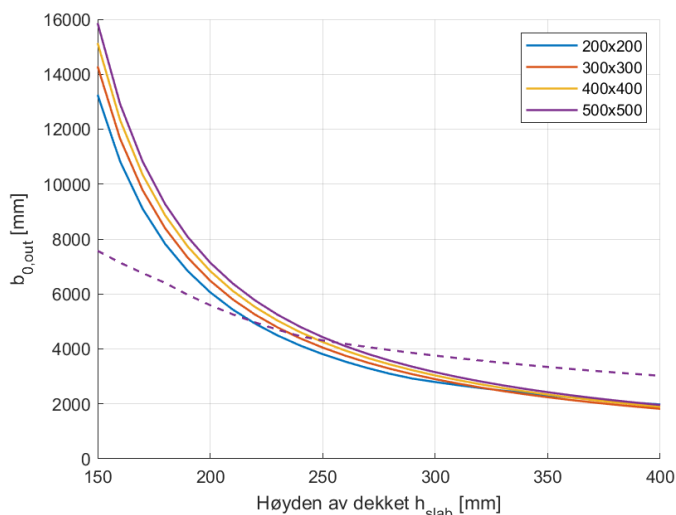
$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^{3/2} \quad [L8.81]$$

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) \quad (L6.54)$$

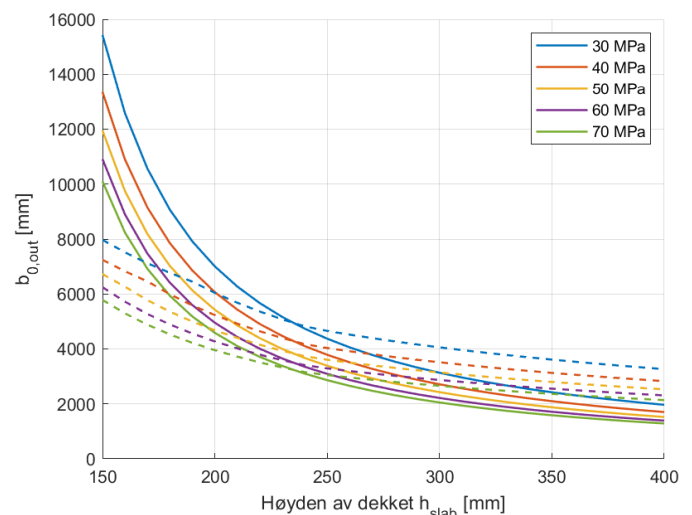
$d_{v,out}$ er den ytre skjærresisterende (eng. *shear-resisting*) effektive dybden, og illustreres i nye [Figur 8.24]. Ligningene ser veldig forskjellige ut, men begge avhenger av skjærkraft, skjærkapasitet og effektiv dybde.

ILLUSTRASJON Kontrollsnitt der det ikke er behov for skjærarmering, $b_{0,out}$, med dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} = 450 \text{ kN}$

Egenskap	f_{ck}	$b \times h$	β_e	c	s	$\phi_{topp} = \phi_{bunn}$	d_{dg}	η_{sys}	μ_p
Verdi	35 MPa	300 mm x 300 mm	1,15	30 mm	150 mm	12 mm	40 mm	1,5	8 mm



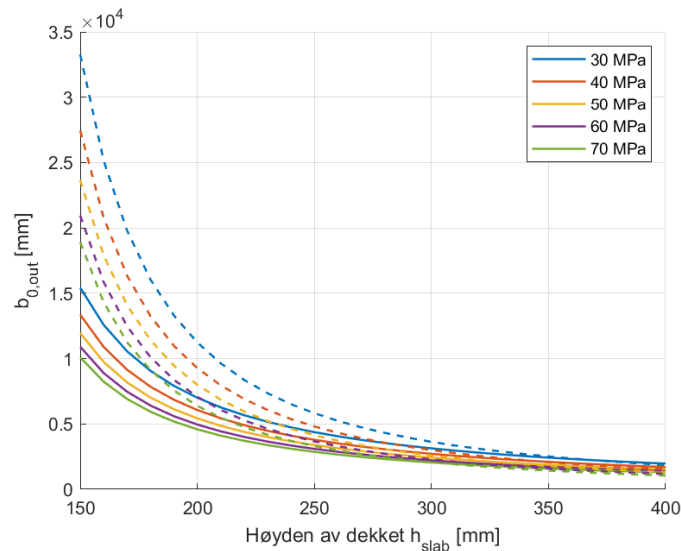
Figur 24 Kontrollsnitt uten behov for skjærarmering med ulike søyledimensjoner



Figur 25 Kontrollsnitt uten behov for skjærarmering med ulike betongklasser

Her ser man at omkretsen av kontrollsnittet uten behov for skjærarmering øker betraktelig for tynne plater og fundament. For tykke plater ($h_{slab} > 300 \text{ mm}$) ser man at kapasiteten ved EC2:2019 er lavere enn den EC2:2004 gir.

Som nevnt ble eksponenten i uttrykk [L8.81] redusert fra 2 til 1,5 fra forrige versjon av EC2:2019. Med den bemerkelsesverdige økningen i lengden av kontrollsnittet uten behov for skjærarmering, er det interessant å se på hva denne lille endringen gjorde med resultatet. Figur 26 viser nettopp dette:



Figur 26 Sammenligning av kontrollsnitt uten behov for skjærarmoring med versjon D3

Resultatene fra versjon D4 har fått hele linjer og resultater fra D3 har stiplede linjer. Denne reduksjonen i eksponenten gir en signifikant reduksjon i lengden av grensesnittet for tynne plater, men verdiene konvergerer for høye h_{slab} -verdier. Lengden skal omregnes til radius ved bestemmelse av skjærarmoring, og den effektive forskjellen vil dermed bli mindre. Likevel vil antall nødvendige rader med skjærarmoring definitivt reduseres med denne endringen.

4.5 Partielt belastede flater

Avsnitt [8.6] om partielt belastede flater er modifisert og utvidet med et nytt punkt (3). Det uttrykkes eksplisitt at formelverket er gyldig kun når det ikke er risiko for gjennomlokking, som uavhengig skal verifiseres etter [8.4].

Uttrykket for kapasitet mot lokal knusing σ_{Rdu} er gitt ved

$$\sigma_{Rdu} = f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq v_{part} \cdot f_{cd} \quad [L8.91]$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (L6.63)$$

Sammenlignet med nåværende uttrykk er eneste forskjell at kapasiteten gis i spenning og ikke kraft. Faktoren v_{part} er gitt ved $v_{part} = 7,0$ for situasjoner uten ekstern strekkraft som kan indusere riss parallelt med kraftretningen, og situasjoner uten kjente preeksisterende riss i kraftretningen. For situasjoner som ikke oppfyller dette kravet settes $v_{part} = 3,0$ som i nåværende uttrykk. Grunnen til at faktoren kan mer enn dobles er at grenseverdien 3,0 allerede inkluderer en sikkerhetsfaktor på omtrent 3. Kapasiteten er videre redusert via partialfaktorer for materialer og laster, og nyere tester viser at $v_{part} = 7,0$ er på sikker side.

For eksentriske laster reduseres belastningsflaten A_0 etter

$$A_0 = (a_0 - 2e_a)(b_0 - 2e_b) \quad [L8.92],$$

hvor e_a og e_b er lastens eksentrisitet parallelt til sidelengdene a_0 og b_0 .

Største beregningsmessige fordelingsflate A_{c1} bestemmes ved

$$A_{c1} = a_1 b_1 \quad [L8.93],$$

hvor $a_1 = \min\{2c_a; s_a\}$ og $b_1 = \min\{2c_b; s_b; b_0 + a_1\}$. I nåværende standard begrenses den beregningsmessige lastutbredelsen etter $b_2 \leq 3b_1$ og $d_2 \leq 3d_1$ i tillegg til et krav til høyden h . Disse avstandene vises på nye [Figur 8.32] som erstatter (Figur 6.29). Den viser a) en situasjon med én eksentrisk isolert last, og b) flere interfererende laster. Figuren trenger dog forbedring ved at eksentrisitetene e_a og e_b defineres.

Punkt (3) forteller at strekkarmering kan utelates dersom dimensjonerende spenning påført det belastede området ikke overstiger $\sigma_{Rd,t}$:

$$\sigma_{Rd,t} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{A_{c1}}{A_{c0}} \cdot \frac{1}{1 - \sqrt{A_{c0}/A_{c1}}} \quad [L8.94]$$

Her gjelder også kravet om ingen preeksisterende riss og ingen ekstern strekkraft som kan forårsake opprissing. I andre tilfeller skal det gis strekkarmering i samsvar med [8.5.5]. I EC2:2004 uttrykkes kun en forutsetning om at strekkreftene som forårsakes av lastutbredelsen av den konsentrerte kraften blir opptatt av en egen egnet armering.

5 Detaljering av armering og spennarmering

Avsnittet som omhandler detaljering av armering og spennarmering har gjennomgått store forandringer, både strukturelt og beregningsmessig. Noen underkapittel er foreløpig ikke utarbeidet. Dette gjelder [11.4.4] *Forankring av sløyfer* og [11.4.7] *Forankring av heftet etteroppspent armering*. Innledningsteksten er kuttet betraktelig, og et underavsnitt [11.1] *Generelt* finnes ikke.

5.1 Avstand mellom armeringsstenger

I avsnitt [11.2] *Avstand mellom armeringsstenger* finner vi et lignende uttrykk som i EC2:2004 for minimum avstand mellom armeringsstenger, c_s .

$$c_s = \max(\phi; D_{upper} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \quad [11.2(2)]$$

$$c_s = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20 \text{ mm}) \quad (8.2(2))$$

D_{upper} og d_g er største tillatte tilslagsstørrelse for betongen. Dette kravet stilles slik at betongen kan støpes og komprimeres slik at tilfredsstillende heft oppnås. I det norske nasjonale tillegget fra EC2:2004 skiller det mellom avstand for stenger i samme lag og mellom ulike lag ved ulik verdi for k_1 .

5.2 Tillatt dordiameter ved bøyning av armering

I avsnitt [11.3] *Tillatt dordiameter ved bøyning av armering* er (Tabell 8.1N) erstattet med punkt (2) som angir minsteverdien $\phi_{mand,min}$ for stenger og tråder for to situasjoner: i) uten sveising og ii) med sveising i samsvar med EN ISO 17660. De nye verdiene samsvarer godt med de gjeldende verdiene:

$\phi_{mand,min}$		EC2:2004 (Tabell 8.1N)	EC2:2019 [11.3(2)]
Uten sveising	$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ	4ϕ
	$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ	7ϕ
Med sveising	$\phi \leq 16 \text{ mm}$	5ϕ eller $20\phi^*$	5ϕ
	$\phi > 16 \text{ mm}$		7ϕ

*avhengig av plasseringen av den sveiste stangen

Tabell 3 Krav til minste dordiameter $\phi_{mand,min}$

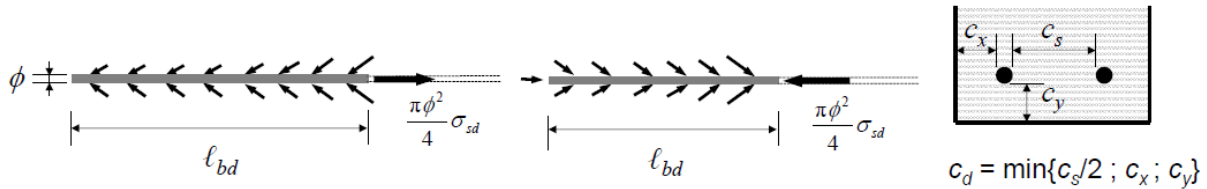
Punkt (5) er ikke fullført, men skal angi krav til dordiameter i tilfellene der det må kontrolleres for å unngå trykkbrudd i betongen. I kommentarene står det at gjeldende uttrykk (8.1) må revideres.

5.3 Forankring av armeringsstenger i strekk og trykk

I avsnittet [11.4] *Forankring av armeringsstenger i strekk og trykk* finner vi virkelig store endringer. Innledningen som gis i [11.4.1] er utvidet og har fått [Figur 11.1] som viser eksempler på at armering kontrollerer delaminering og langsgående riss. Videre har avsnittet fått [Figur 11.2] som viser en rekke geometrier (rette stenger, sløyfer, kroker etc.) og henviser til riktig underavsnitt for å lette navigeringen av dokumentet.

5.3.1 Forankring av rette armeringsstenger

I [11.4.2] introduseres de nye beregningsreglene for dimensjonerende forankringslengde l_{bd} for rette forankringsstenger. I EC2:2004 inkluderer beregningsmetoden å finne dimensjonerende heftfasthet f_{bd} for betongen, nødvendig kraftinnføringslengde $l_{b,rqd}$ og dimensjonerende forankringslengde med påvirkningsfaktorene α_{1-5} .



Figur 27 Forankring av rette armeringsstenger, [Figur 11.3]

Den nye beregningsmetoden er betraktelig forenklet. Dimensjonerende forankringslengde har en enkel ligning der den nye faktoren k_{lbs} inngår. For vanlige forhold ($\phi \leq 20 \text{ mm}$, $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ og $c_d \geq 1,5\phi$) gis dimensjonerende forankringslengde i ligning [L11.2] med tilhørende [Tabell 11.1] der faktoren k_{lbs} er oppgitt for intervaller av dimensjonerende spenning i armeringsstangen σ_{sd} :

$$l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \quad [L11.2]$$

For situasjoner med andre forhold eller for større nøyaktighet beregnes l_{bd} fra følgende ligninger:

$$l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20 \text{ mm}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 15\phi \quad [L11.3]$$

$$k_{lbs} = 50 \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{\gamma_c}{1,5}\right)^{\frac{3}{2}} \quad [L11.4]$$

Betingelsene for å betrakte heftforhold som gode er tilsvarende de man finner i EC2:2004. I disse tilfellene kan k_{lbs} reduseres med 20 %. Enkelte av verdiene som benyttes i disse betraktningene skal dog verifiseres, sammen med reduksjonsfaktoren.

I EC2:2004 tas trykk i tverretning i betraktning via faktoren α_5 og usveiset tverrarmring via α_3 . I EC2:2019 økes overdekningen c_d til $c_{d,conf}$ ved ligning [11.5] for å redusere forankringslengden ved omsnørende armering, utvendig trykk eller usveiset tverrarmring. k_{conf} er en reduksjonsfaktor som avhenger av armeringsdetaljen:

$$c_{d,conf} = c_d \cdot \left(30k_{conf} \cdot \rho_{conf} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}}\right) \cdot \phi \leq 3,75\phi \quad [L11.5]$$

$$\rho_{conf} = \frac{n_t \pi \phi_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \phi_s} \quad [L11.6]$$

Punkt (6) oppgir at for stenger i trykk med en overdekning $c_d \geq 3,5\phi$ så kan dimensjonerende forankringslengde reduseres med 15ϕ , men ikke være mindre enn 12ϕ . Dette betyr at forankringslengden for en rett stang i trykk kan være mindre enn for tilsvarende stang utsatt for strekk. Dette er motsatt av hva gjeldende standard beregner, med høyere minimumskrav til forankringslengde for stenger i trykk enn for stenger i strekk, og reduserte α -faktorer for stenger i strekk.

Reglene knyttet til buntet armering er gitt i punkt (8). Forankringslengden beregnes med en ekvivalent diameter ϕ_b hvor A_s er det totale arealet av stengene i bunten. EC2:2004

setter en grense for største ekvivalente diameter ved ligning (L8.14), avhengig av antall stenger n_b :

$$\phi_b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_s} \quad [L11.7]$$

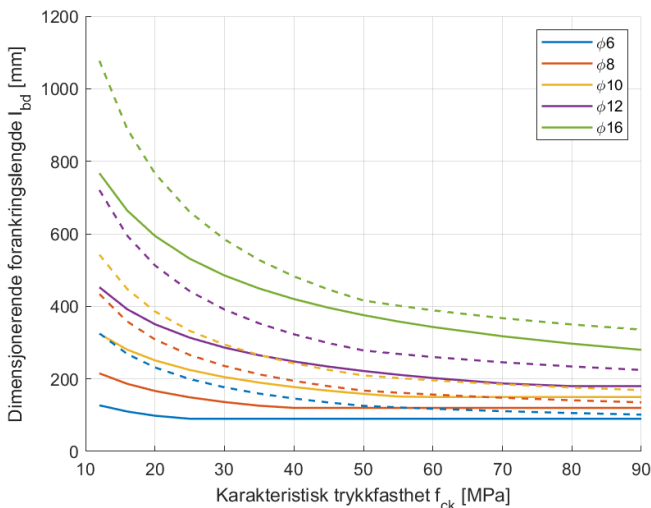
$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (L8.14)$$

Nye [Figur 11.5] viser hvordan forankringslengden bør økes for buntede stenger hvis man avslutter en eller flere stenger før enden av bunten. Dette gjøres for å holde det nominelle kontaktområdet uendret.

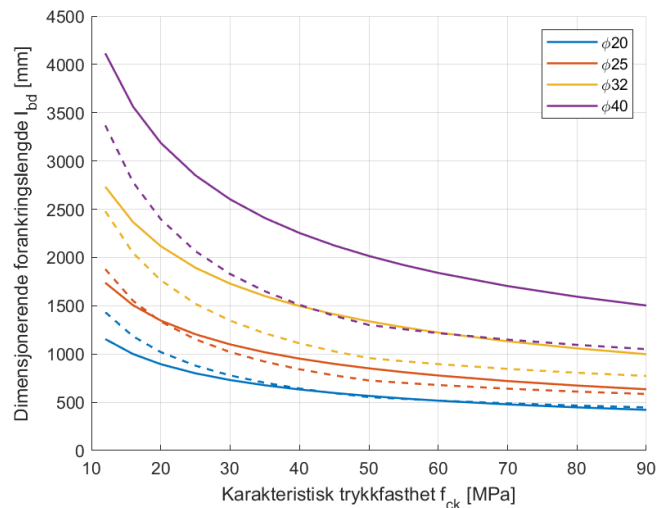
For å illustrere endringene i beregningsmetoden tar vi utgangspunkt i følgende eksempel og fremstiller grafisk den dimensjonerende forankringslengden som beregnes.

ILLUSTRASJON Forankringsstang i strekk med gode heftbetingelser

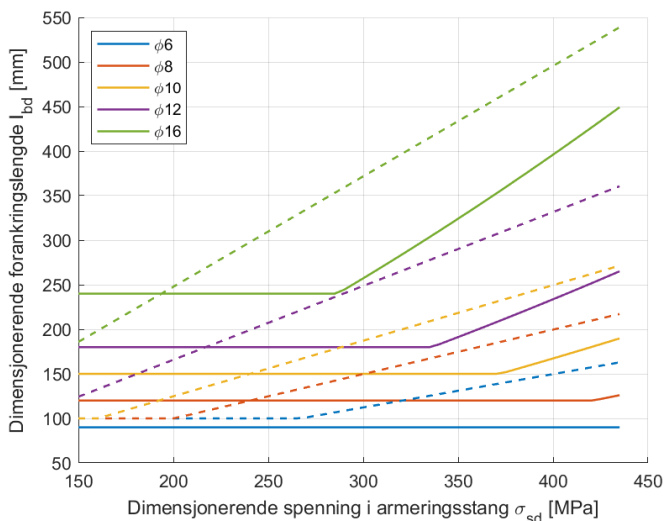
Egenskap	f_{ck}	f_{yd}	σ_{sd}	c_{nom}	$\alpha_{1,3,4,5}$	α_2
Verdi	35 MPa	435 MPa	435 MPa	30 mm	1,0	(Tabell 8.2)



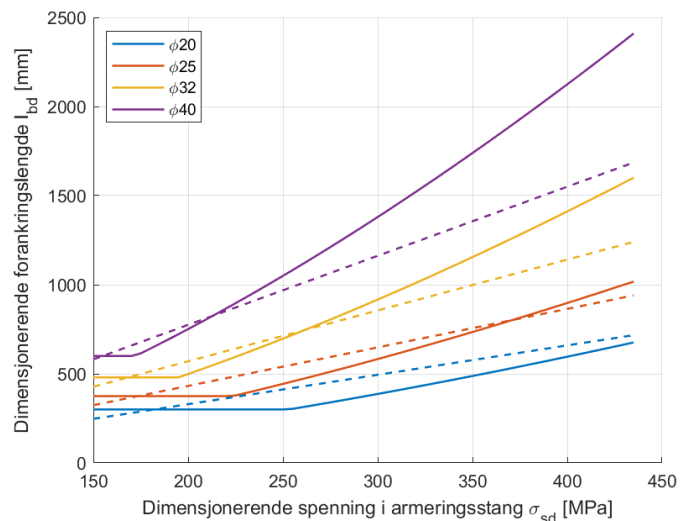
Figur 28 Forankring av rett stang i strekk med ulike stangdiametere ϕ (1)



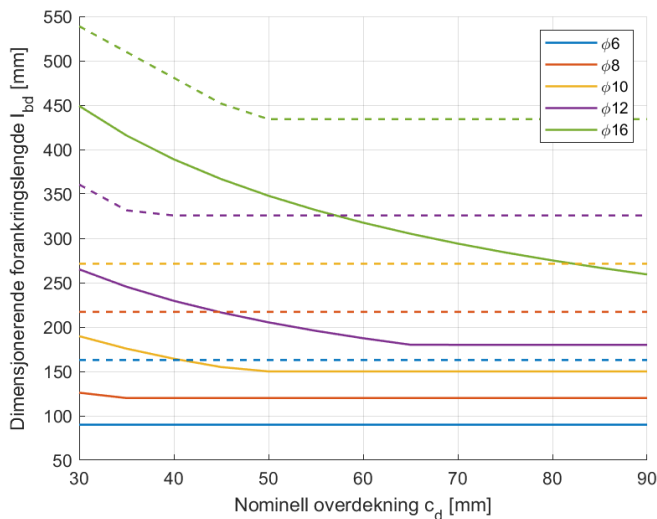
Figur 29 Forankring av rett stang i strekk med ulike stangdiametere ϕ (2)



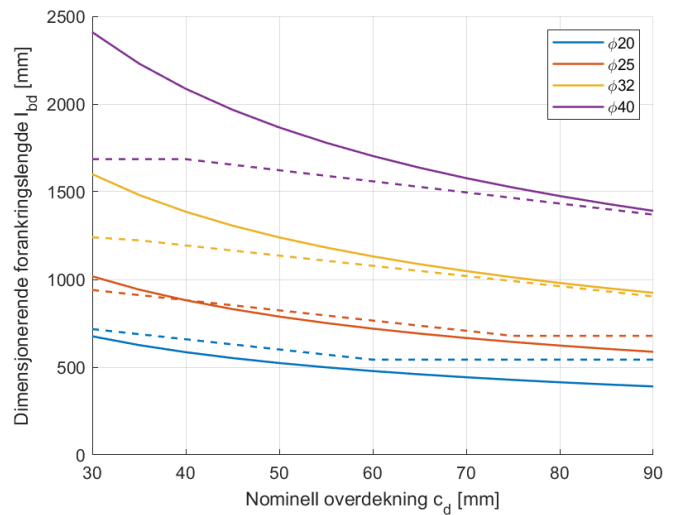
Figur 30 Forankring av rett stang i strekk med ulike spenning i stangen σ_{sd} (1)



Figur 31 Forankring av rett stang i strekk med ulike spenning i stangen σ_{sd} (2)



Figur 32 Forankring av rett stang i strekk med ulike nominelle overdekning c_d (1)



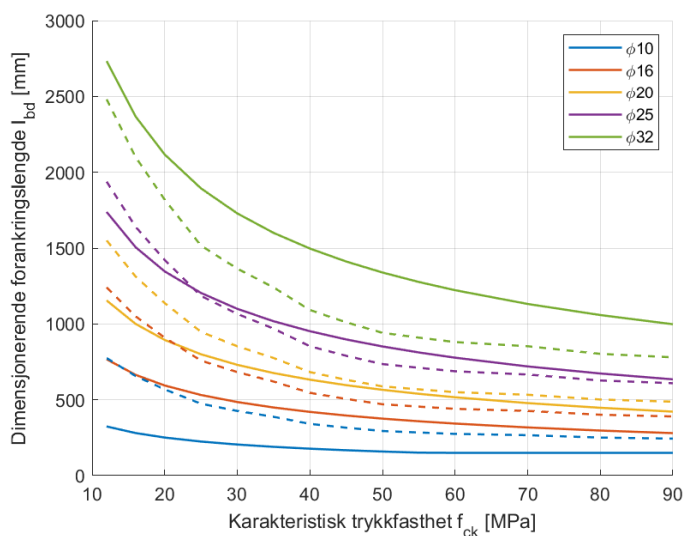
Figur 33 Forankring av rett stang i strekk med ulike nominelle overdekning c_d (2)

Fra Figur 28 og Figur 29 ser man at forankringslengden reduseres for rette stenger med stangdiameter $\phi \leq 20 \text{ mm}$. For $\phi 25$ er verdiene tilnærmet like, mens de økes betraktelig for $\phi 32$ og $\phi 40$. For varierende betongoverdekninger ser man samme trend. For varierende armeringsspenning σ_{sd} er det litt vanskeligere å generalisere, men også her er det en stor økning i forankringslengde for de største diameterne ved store spenninger.

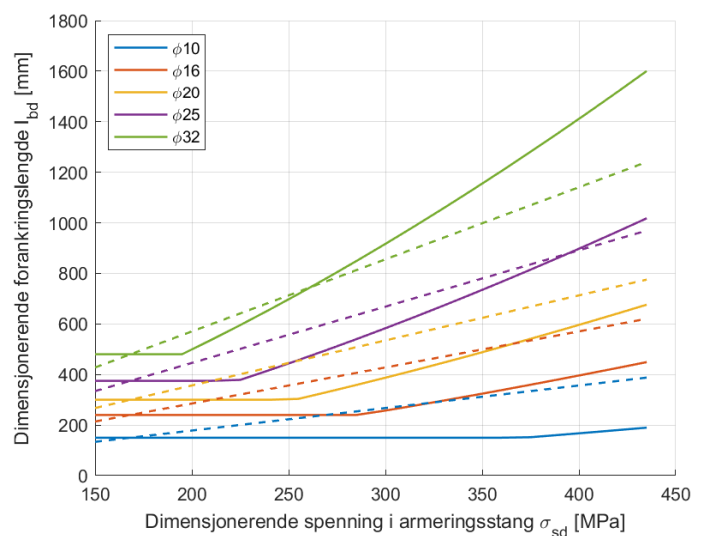
Videre illustreres dimensjonerende forankringslengde også for rette enkle armeringsstenger i trykk med de samme forutsetningene som for stenger i strekk.

ILLUSTRASJON forankringsstang i trykk med gode heftbetingelser

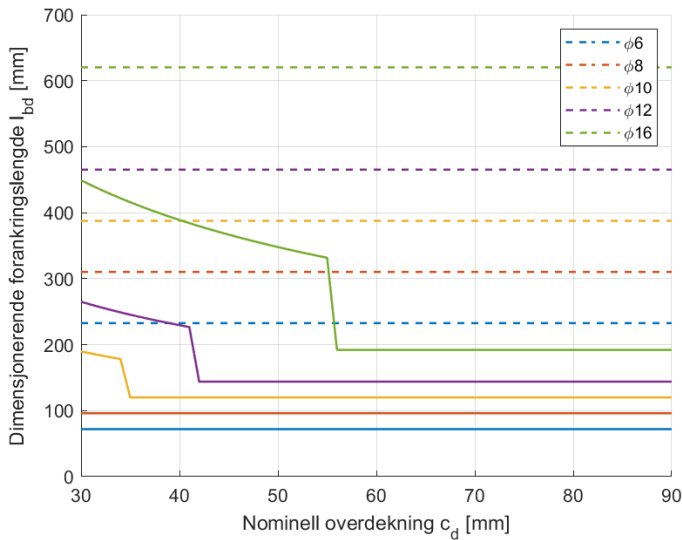
Egenskap	f_{ck}	σ_{sd}	c_{nom}	α_{1-5}
Verdi	35 MPa	435 MPa	30 mm	1,0



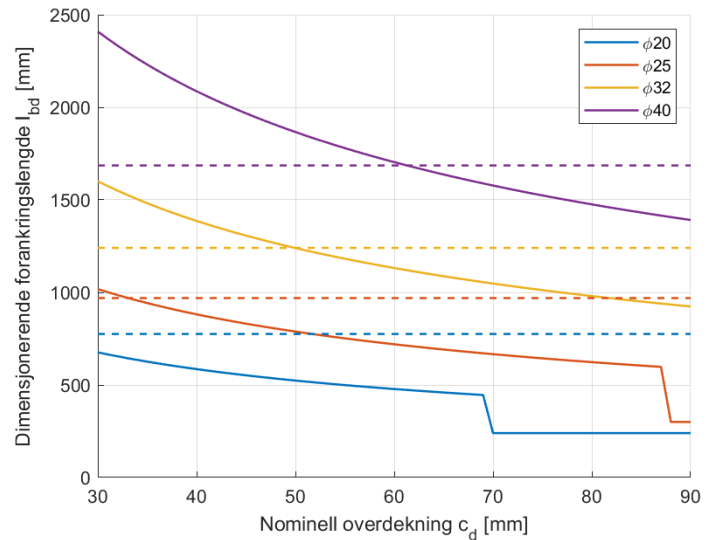
Figur 34 Forankring av rett stang i trykk med ulike stangdiameterer ϕ



Figur 35 Forankring av rett stang i trykk med ulike spenning i armeringsstangen σ_{sd}



Figur 36 Forankring av rett stang i trykk med ulike nominelle overdekninger c_d (1)



Figur 37 Forankring av rett stang i trykk med ulike nominelle overdekninger c_d (2)

Her ser man ikke overraskende samme trend med redusert forankringslengde for stangdiametere $\phi \leq 25 \text{ mm}$ og økning for $\phi 32$ og $\phi 40$. Fra Figur 36 og Figur 37 ser man at resultatene er upåvirket av økende overdekning i EC2:2004. Knekken i linjene her skyldes reduksjonen etter [11.4.2(6)] ved store overdekninger og trykkpåvirkning.

5.3.2 Forankring av bøylor og kroker

I avsnitt [11.4.3] brukes også ligning [L11.3] i beregningen av dimensjonerende forankringslengde. For vanlige kroker og bøylor som overholder kravene i [Figur 11.6] kan forankringslengden reduseres med henholdsvis 10ϕ og 12ϕ , men ikke være kortere enn 12ϕ . Det gjenstår å verifisere disse reduksjonsverdiene for hvorvidt de holder for små overdekninger i det bøyde området og ved enden av forankringen. [Figur 11.6] og [Figur 11.7] viser hvordan forankringslengden måles for henholdsvis standard og ikke-standard bøylor og kroker i strekk og trykk. Disse erstatter dermed (Figur 8.1) som kun viser forankringslengder for bøylor og kroker i strekk.

5.3.3 Forankring av T-hode-stenger

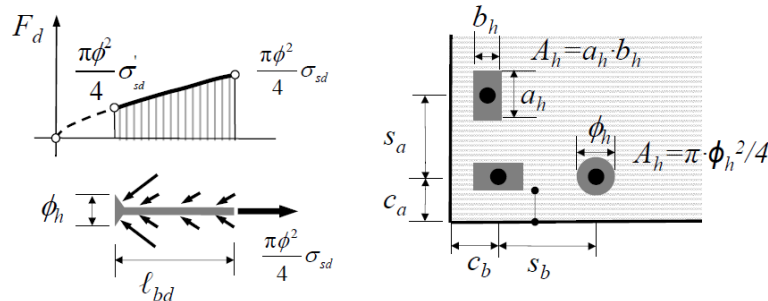
I [11.4.5] gis det i punkt (1) forhold for stenger med ende, som når oppfylt tillater å anta at flytespenning i armeringsstangen kan oppnås uten tillegg i forankringslengde. Disse kravene er formulert slik at de kan bli brukt for vanlige ender og betong med tilstrekkelig overdekning og avstand mellom armeringsstenger. Nye [Figur 11.8] viser alle parametere som inngår her, og hvordan dimensjonerende spenning i stangen σ_{sd} varierer med stanglengden. I situasjoner som ikke oppfyller disse kravene, eller for en mer nøyaktig beregning, beregnes maksimal strekkspenning oppnådd av enden som

$$\sigma'_{sd} = \min \left\{ \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c \cdot A_s} \cdot \frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{1 - \frac{A_h}{a_{eff} \cdot b_{eff}}}; f_{cd} \cdot \min \left\{ \sqrt{\frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{A_h - A_s}}; 7,0 \right\} \cdot \left(\frac{A_h}{A_s} - 1 \right) \right\} \quad [L11.8]$$

Dersom kapasiteten av enden overskrides, beregnes den ytterligere påkrevde forankringslengden ved ligning [L11.9]:

$$l_{bd} = l_{bd}(\sigma_{sd}) - l_{bd}(\sigma_{sd}') \quad [L11.9]$$

Her betegner σ_{sd} og σ_{sd}' henholdsvis stangspenningen ved starten av forankringen og ved enden.



Figur 38 Forankring av T-hode-stang, [Figur 11.8]

5.3.4 Forankring av stenger med sveist tverrgående armering

Avsnitt [11.4.6] Forankring ved hjelp av sveiste stenger er uferdig, men har foreløpig introdusert deler av avsnitt (8.6). Per nå inkluderer avsnittet kun regler for stangdiametere $\phi \leq 12 \text{ mm}$. Punktene (1) og (2) og [Figur 11.XX] er identiske med (8.6(1)) og (5) og (Figur 8.6), så foreløpig er det ingen endringer her.

5.4 Omfarings skjøt og mekaniske skjøtestykker

5.4.1 Omfarings skjøt

Avsnittet om omfarings skjøt har blitt omarbeidet slik at leseren lettere kan finne relevant informasjon. På samme måte som for forankringslengder inkluderes en tabell, [Tabell 11.2], som viser en rekke ulike skjøtegeometrier. Her finner man enkelt dimensjonerende omfaringslengde l_{sd} for geometriene i både strekk og i trykk. Omfaringslengden settes generelt lik forankringslengden l_{bd} , og må i tillegg tilfredsstill et minimumskrav – enten som et antall stangdiametere eller en gitt lengde. Tabellen henviser til underavsnittet hvor forankringslengden l_{bd} beregnes, og dette gjør navigeringen veldig enkel. Et konkret eksempel fra [Tabell 11.2] er dimensjonerende omfaringslengde for rette stenger:

$$\text{Strekk: } l_{sd} = l_{bd} \geq 20\phi \quad [Tabell 11.2]$$

$$\text{Trykk: } l_{sd} = l_{bd} \geq 17\phi \quad [Tabell 11.2]$$

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (L8.10)$$

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\} \quad (L8.11)$$

I EC2:2019 inkluderes faktoren $\alpha_6 \in \{1,0; 1,5\}$ i uttrykket for dimensjonerende forankringslengde slik at man oppnår uttrykk (L8.10). Denne α -faktoren avhenger av ρ_1 ,

som er prosentandelen av armeringen som skjøtes innenfor $0,65l_0$ fra senter av den betraktede omfarings-skjøten.

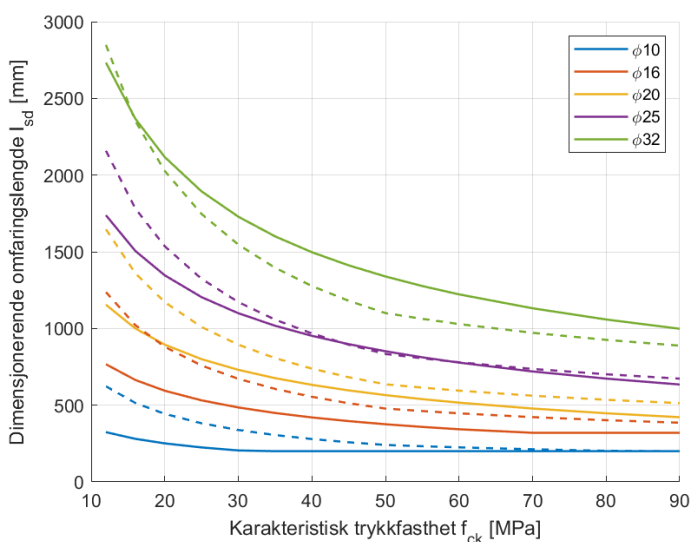
(Figur 8.7) og (Figur 8.8) er erstattet med kommentar om at de er forvirrende. Den nye [Figur 11.9b] viser et praktisk eksempel på en skjøt med 50 % omfaring.

Avstanden mellom omfarende stenger skal være så liten som mulig og de skal generelt være i kontakt. Dersom avstanden overskrider $0,1l_{sd}$ skal omfaringslengden økes.

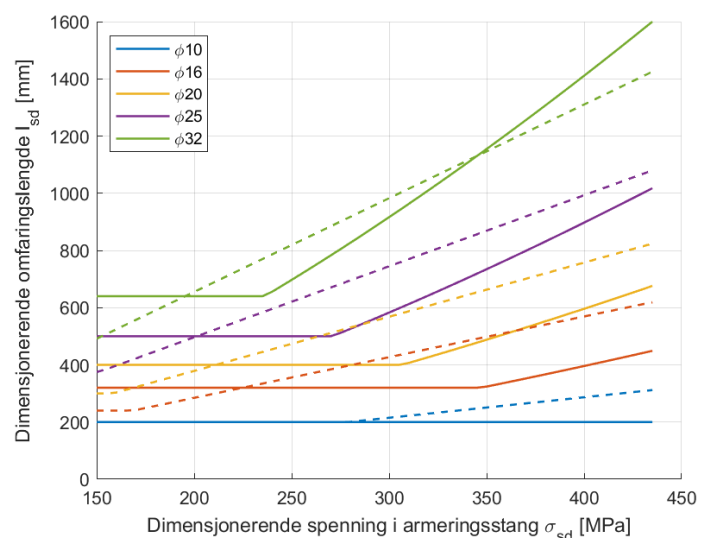
Nedenfor vises dimensjonerende omfaringslengde for rette stenger i strekk og trykk.

ILLUSTRASJON Omfaringslengde for rette stenger i strekk med gode heftbetingelser

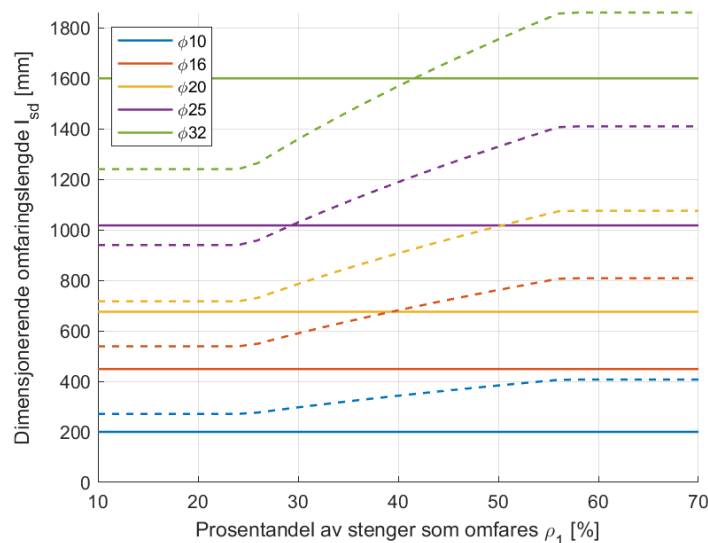
Egenskap	f_{ck}	f_{yd}	c_{nom}	σ_{sd}	$\alpha_{1,3,4,5}$	α_2
Verdi	35 MPa	435 MPa	30 mm	435 MPa	1,0	(Tabell 8.2)



Figur 39 Omfaringslengde for en rett stang i strekk med ulik betongtrykkfasthet f_{ck}



Figur 40 Omfaringslengde for en rett stang i strekk med ulik spenning i armeringsstangen σ_{sd}



Figur 41 Omfaringslengde for en rett stang med ulik prosentandel som omfares, ρ_1

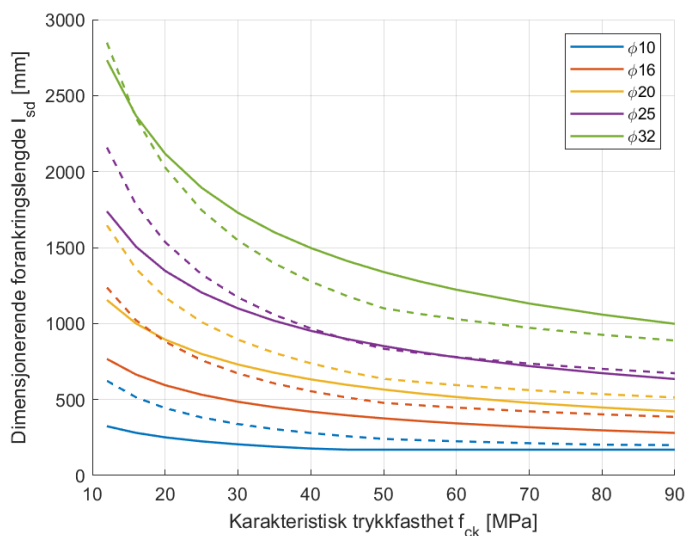
Også her gjelder trenden man så fra forankringslengdene, synlig for Figur 39 og Figur 40. Figur 41 er mer spennende, og viser at omfaringslengde i EC2:2019 er uavhengig av

prosentandelen av stangen for omfarses. På grunn av dette ser man stort sett reduserte omfaringslengder, med unntak av situasjoner med store prosentandeler og store stangdiametere.

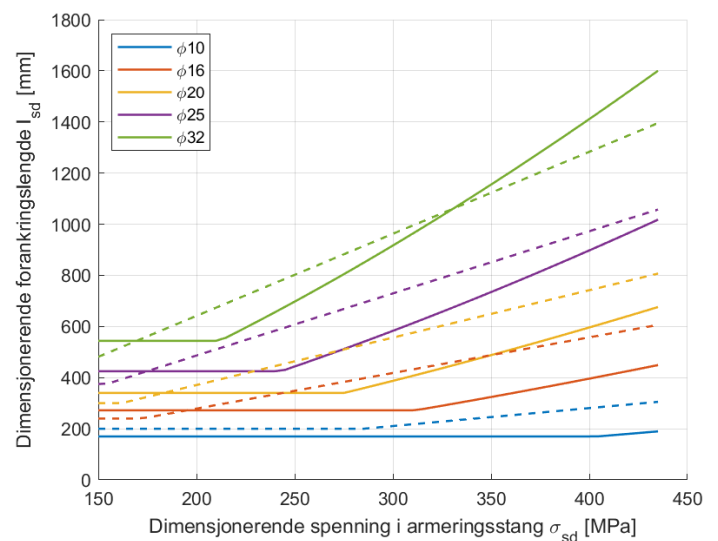
Nedenfor illustreres omfaringslengder for rette stenger i trykk. Her gjelder også kommentaren ovenfor. En figur med varierende ρ_1 , tilsvarende Figur 41, er ikke inkludert. Dette er på grunn av at man kan forvente tilsvarende resultat ettersom α_6 er uavhengig av om stangen er i strekk eller trykk og omfaringslengde fra EC2:2019 er uavhengig av faktoren.

ILLUSTRASJON Omfaringslengde for rette stenger i trykk med gode heftbetingelser

Egenskap	f_{ck}	f_{yd}	c_{nom}	σ_{sd}	α_{1-5}
Verdi	35 MPa	435 MPa	30 mm	435 MPa	1,0



Figur 42 Omfaringslengde for en rett stang i trykk med ulike betongtrykkfasthet f_{ck}



Figur 43 Omfaringslengde for en rett stang i trykk med ulike spenning i armeringsstangen σ_{sd}

5.4.2 Omfaring med rette stenger, kroker og vinkelkroker

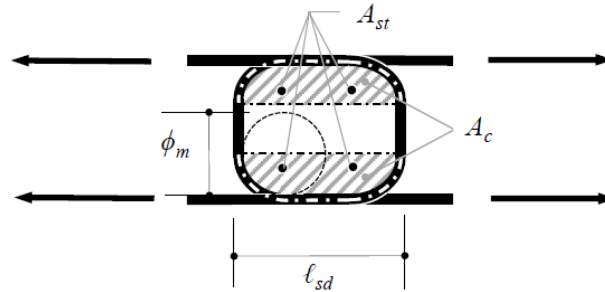
I avsnitt [11.5.3] finner man regler som gjelder for omfaring med rette stenger, vinkelkroker og kroker. [Figur 11.10] viser forskjellen på tverrgående og omsluttende armering og gir lengdekravene som stilles for å kunne redusere omfaringslengden på grunn av disse. EC2:2019 begrenser buntet armering til 2 eller 3 stenger, i likhet med EC2:2004. Punkt (3) gir mulighet til å bruke individuell stangdiameter ϕ og ikke ekvivalent stangdiameter ϕ_b ved buntede armeringsstenger i visse tilfeller, som reduserer omfaringslengden.

5.4.3 Omfaring med U-sløyfer

Avsnitt [11.5.4] gir regler for bruk av U-sløyfer, som ikke finnes i EC2:2004. Slike sløyfer er vanlige i forbindelser mellom prefabrikkerte betongelementer, og mer utstrakt bruk kan oppmuntres med disse nye reglene. I tillegg kan de være nødvendige for å vurdere eksisterende konstruksjoner. [Figur 11.12] viser arealer og avstander som inngår i formelen for betongkapasitet mot knusning mellom to sløyfer, $N_{Rd,c}$:

$$N_{Rd,c} = 0,4f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{1/3} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)^2} - \frac{c_s}{l_{sd}}\right) \quad [L11.10]$$

Punkt (3) gir regler i tilfeller der det er flere U-sløyfer, og punkt (4) gir krav til minimum omsnørende armering for å unngå sprø oppførsel.



Figur 44 Omfaring med U-sløyfe, utsnitt fra [Figur 11.12]

5.4.4 Avvikskrefter på grunn av bøyde/krumme strekk- og trykkgurter

Det nye avsnittet [11.7] forklarer avvikskrefter på grunn av bøyde strekk- eller trykktaver. Dette illustreres i [Figur 11.14]. Disse kreftene skal generelt bli motstått av tverrgående armering. Dersom ingen tverrgående armering gis for å bære disse lastene, skal det kontrolleres at betongen kan ta lasten:

$$\frac{F_{td}}{r \cdot c_u} \leq \frac{0,125}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [L11.13]$$

6 Beregningseksempel

6.1 Innledning til beregningseksempel

Beregningseksempellet som brukes som sammenligningsgrunnlag er en forutgående prosjektoppgave, og ligger vedlagt. I prosjektoppgaven ble et fleretasjes kontorbygg i betong beregnet og kontrollert etter beregningsreglene i EC2:2004. Tilsvarende beregninger utført med de nye reglene i EC2:2019 presenteres nedenfor og de sammenlignes med resultatene i prosjektoppgaven.

Selv om nominell betongoverdekning c_d i EC2:2019 beregnes ulikt fra EC2:2004 med norsk nasjonalt tillegg, beholdes alle overdekninger som i prosjektoppgaven for en direkte sammenligning. For EC2:2019 har ikke det norske nasjonale tillegget blitt skrevet enda, men her kan det forventes avvik tilsvarende som for det nasjonale tillegget i EC2:2004.

6.2 Oppsummering av beregningseksempel

Som en oppsummering av hele beregningseksempellet presenteres her en tabell over resultatene. For diskusjoner rundt resultatene henvises leseren til slutten av de enkelte underkapitlene av kapittel 6.3.

	EC2:2019	EC2:2004
Armering i flatdekket		
- $A_{s,min,x}$	373 mm ² /m	414 mm ² /m
- $A_{s,min,y}$	391 mm ² /m	394 mm ² /m
- $A_{sx,is}$	Ø12s100 = 1131 mm ² /m	Ø12s90 = 1257 mm ² /m
- $A_{sx,ys}$	Ø12s150 = 754 mm ² /m	Ø12s190 = 595 mm ² /m
- $A_{sx,ms}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s270 = 419 mm ² /m
- $A_{sx,s}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s250 = 452 mm ² /m
- $A_{sx,m}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s270 = 419 mm ² /m
- $A_{sy,is}$	Ø12s120 = 942 mm ² /m	Ø12s110 = 1028 mm ² /m
- $A_{sy,ys}$	Ø12s180 = 628 mm ² /m	Ø12s220 = 514 mm ² /m
- $A_{sy,ms}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s280 = 404 mm ² /m
- $A_{sy,s}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s230 = 492 mm ² /m
- $A_{sy,m}$	Ø12s250 = 452 mm ² /m	Ø12s280 = 404 mm ² /m
Skjærkapasitet	<i>OK!</i>	<i>OK!</i>
- τ_{Ed}	0,222 N/mm ²	49,0 kNm/m
- $\tau_{Rd,min}$	0,856 N/mm ²	–
- $\tau_{Rd,c}$	0,458 N/mm ²	131 kNm/m
- $\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c} \leq 1$	0,26 ≤ 1	0,37 ≤ 1
Nedbøyning	<i>Ikke OK!</i>	<i>Ikke OK!</i>
- $\varphi(\infty, 7)$	3,01	2,59
- $\varphi(\infty, 90)$	1,75	1,60
- $E_{c,middel}$	8,61 · 10 ³ MPa	9,78 · 10 ³ MPa
- δ	44,2 mm	48,7 mm

Rissvidde	OK!	OK!
- $w_{lim,cal}$	0,30 mm	0,39 mm
- $w_{k,cal}$	0,289 mm	0,32 mm
- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	$1,02 \cdot 10^{-3}$	$1,09 \cdot 10^{-3}$
- σ_s	341 MPa	364 MPa
Gjennomlokking	OK!	OK!
- Kontrollsnitt	$b_0 = 2163 \text{ mm}$	$u_1 = 4454 \text{ mm}$
- τ_{Ed}	$0,823 \text{ N/mm}^2$	$0,400 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_{Rd,c}$	$1,14 \text{ N/mm}^2$	$0,582 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c} \leq 1$	$0,72 \leq 1$	$0,69 \leq 1$
Søylearmering		
- Lengdearmering A_{sl}	$A_{sl1} = A_{sl2} = 3\phi32$ $= 2413 \text{ mm}^2$	$A_{sl1} = A_{sl2} = 3\phi32$ $= 2413 \text{ mm}^2$
- Bøylearmering A_b	$\phi8s300 / \phi8s180$	$\phi8s110$
Biaksial bøyning	Ikke OK!	Ikke OK!
- $N_{Ed}/N_{Rd,0}$	70,7 %	65,3 %
- Utnyttet kapasitet	1,04	1,06
Armering i avstivningsvegg		
- $F_{H,i}$	19,4 kN	32,4 kN
- Lengdearmering $A_{s,n\odot dv,v}$	$2 \cdot 6\phi32 = 2 \cdot 4825 \text{ mm}^2$	–
- Bøylearmering A_b	$\phi12s200$	–

6.3 Beregninger

I dette delkapitlet presenteres alle beregninger som er utført etter EC2:2019.

Felles for eksemplene er at betongklassen er B35. Dimensjonerende trykkfasthet er dermed

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{35}{1,5} = 23,3 \text{ MPa}$$

6.3.1 Armering i flatdekket

Minimum lengdearmering

Fra [12.2(2)a] har vi at minimumsarmering $A_{s,min}$ skal oppfylle $M_{R,min}(N_{Ed}) \geq k \cdot M_{cr}(N_{Ed})$. Her er $M_{R,min}$ bøyestyrken ((eng.) *bending strength*) til tverrsnittet med påvirkende aksialkraft N_{Ed} . M_{cr} er knusingsmomentet ((eng.) *cracking moment*) med påvirkende aksialkraft N_{Ed} på grunnlag av betongens strekkspenning f_{ctm} . k er en faktor som skiller mellom heftet armering og spennarmering, henholdsvis med verdi $k = 1,0$ og $k = 1,15$. Vi har dermed ligningen

$$\frac{1}{6}bh^2 \cdot f_{ctm} = A_{s,min} \cdot f_{yk} \cdot 0,9d \Rightarrow A_{s,min} = 0,185 \cdot \frac{bh^2 \cdot f_{ctm}}{f_{yk} \cdot d}$$

I x- og y-retning får vi dermed

$$A_{s,min,x} = 0,185 \cdot \frac{1000 \cdot 280^2 \cdot 3,2}{500 \cdot 249} = 373 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \emptyset 12s300 = 377 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min,y} = 0,185 \cdot \frac{1000 \cdot 280^2 \cdot 3,2}{500 \cdot 237} = 391 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \emptyset 12s280 = 404 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimal senteravstand mellom armeringsstenger er gitt i [Tabell 12.2], punkt 8 og 9, for plater. I områder med maksimalt moment og for områder med konsentrerte laster er

$$s_{max,slab} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

for hovedarmering og

$$s_{max,slab} = 3h \leq 400 \text{ mm}$$

for sekundærarmering. For andre områder enn disse gjelder

$$s_{max,slab} = 3h \leq 400 \text{ mm}$$

for både hoved- og sekundærarmering. Med utgangspunkt i vårt eksempel vil $s_{max,slab}$ alltid begrenses av den numeriske verdien ettersom

$$2h = 2 \cdot 280 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

og

$$3h = 3 \cdot 280 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$$

I fotnoten a) sies sekundærarmering å være for områder der platen kan betraktes som en enveisplate. Forenklet antas det at hele flatdekket betraktes som område med hovedarmering.

Med armeringsstenger $\emptyset 12$ har man en effektiv minste armeringsmengde begrenset av senteravstand lik

$$A_{s,min,hoved} = 0,25\pi \cdot 12^2 \cdot 1000/250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Momentkapasitet for flatdekket

Momentkapasitet beregnes med $\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 2 \cdot 0,0025} = 0,412$ slik at

$0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,275$ for alle betongklasser. Dermed oppnås momentkapasiteten til flatdekket som

$$m_{Rd,x} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_x^2 = 0,275 \cdot 23,3 \cdot 1000 \cdot 249^2 \text{ kNm/m} = 397 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd,y} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_y^2 = 0,275 \cdot 23,3 \cdot 1000 \cdot 237^2 \text{ kNm/m} = 360 \text{ kNm/m}$$

Armering i x-retning

Armering i stripen baseres på Norsk Betong, Publikasjon 33. EC2:2019 stiller ikke krav til at 50 % av armeringen må ligge innenfor $0,25d$ (tilsvarende (9.4.1(2))), så momentfordelingen beholdes som den er.

Armering i overkant:

- Indre søylestripe

$$1,8 \cdot m_{xs} = 110 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{110}{397}\right) \cdot 249 \text{ mm} = 237 \text{ mm}$$

$$A_{sx,is} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{110 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 1069 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s100 = 1131 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Ytre søylestripe

$$1,2 \cdot m_{xs} = 73,3 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{73,3}{397}\right) \cdot 249 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 237 \text{ mm}$$

$$A_{sx,ys} = \frac{73,3 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 713 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s150 = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Midtstripe

$$0,5 \cdot m_{xs} = 30,6 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{30,6}{397}\right) \cdot 249 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 237 \text{ mm}$$

$$A_{sx,ms} = \frac{30,6 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 297 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ begrenset av maksimal senteravstand.}$$

Armering i underkant:

- Søylestripe

$$1,2 \cdot m_{xf} = 46,3 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{46,3}{397}\right) \cdot 249 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 237 \text{ mm}$$

$$A_{sx,s} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{46,3 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Midtstripe

$$0,8 \cdot m_{xf} = 30,9 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{30,9}{397}\right) \cdot 249 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 237 \text{ mm}$$

$$A_{sx,m} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{30,9 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ begrenset av maksimal senteravstand.}$$

Armering i y-retning

Armering i overkant:

- Indre søylestripe

$$1,8 \cdot m_{ys} = 88,0 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{88,0}{397}\right) \cdot 237 \text{ mm} = 227 \text{ mm} > 0,95d = 225 \text{ mm} \Rightarrow z = 225 \text{ mm}$$

$$A_{sy, is} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{88,0 \cdot 10^6}{225 \cdot 434} = 901 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s120 = 942 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Ytre søylestripe

$$1,2 \cdot m_{ys} = 58,7 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{58,7}{397}\right) \cdot 237 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 225 \text{ mm}$$

$$A_{sy, ys} = \frac{58,7 \cdot 10^6}{225 \cdot 434} = 601 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s180 = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Midtstripe

$$0,5 \cdot m_{ys} = 24,5 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{24,5}{397}\right) \cdot 237 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 225 \text{ mm}$$

$$A_{sy, ms} = \frac{24,5 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ begrenset av maksimal senteravstand.}$$

Armering i underkant:

- Søylestripe

$$1,2 \cdot m_{yf} = 46,3 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{46,3}{397}\right) \cdot 237 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 225 \text{ mm}$$

$$A_{sy, s} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{46,3 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Midtstripe

$$0,8 \cdot m_{yf} = 30,9 \text{ kNm/m}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{30,9}{397}\right) \cdot 237 \text{ mm} > 0,95d \Rightarrow z = 225 \text{ mm}$$

$$A_{sy, m} = \frac{m_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{30,9 \cdot 10^6}{237 \cdot 434} = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{velger } \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ begrenset av maksimal senteravstand.}$$

Fra resultatene ser man reduserte verdier for indre søylestripe og økte verdier for ytre søylestripe. Dette skyldes først og fremst forskjellen i momentfordeling. Alt i alt er armeringsmengdene forholdsvis like.

6.3.2 Skjærspenningskapasitet

Antar $D_{lower} = 24 \text{ mm}$ slik at

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad [8.2.1(4)]$$

Skjærspenningskapasiteten beregnes for midtstripa der det er minst lengdearmering, med armeringsmengden $A_{sl} = \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Dimensjonerende skjærkraft fra Robot er $V_{Ed} = 47,4 \text{ kN/m}$ slik at

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot 0,9d} = \frac{47,4 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \text{ m}}{1000 \text{ mm} \cdot 0,9 \cdot 237 \text{ mm}} = 0,222 \text{ N/mm}^2 \quad [L8.7a]$$

Undersøker først om dimensjonerende skjærspenning overgår minimum skjærspenningskapasitet $\tau_{Rdc,min}$:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} = \frac{11}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{35}{434} \cdot \frac{40}{237}} = 0,856 \text{ N/mm}^2 \quad [L8.8]$$

Her er $\tau_{Ed} < \tau_{Rdc,min}$, slik at videre skjær- og gjennomlokkingskapasitet kan utelates etter [8.2.1(1)]. Dette gjøres likevel for å demonstrere beregningsmetodene.

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet $\tau_{Rd,c}$ er gitt ved:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,min} \quad [L8.13]$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{452 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 1,0 \text{ m}}{1000 \text{ mm} \cdot 237 \text{ mm}} = 1,91 \cdot 10^{-3} / \text{m} \quad [L8.14]$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{1,5} \cdot \left(100 \cdot 1,91 \cdot 10^{-3} / \text{m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 35 \cdot \frac{40}{237} \right)^{1/3} \text{ MPa} = 0,458 \text{ N/mm}^2$$

Det vil si at $\tau_{Rd,c} = 0,856 \text{ N/mm}^2$ siden $0,458 \text{ N/mm}^2 < 0,856 \text{ N/mm}^2$.

Vi ser at $\tau_{Ed} < \tau_{Rd,c}$ slik at skjærspenningskapasiteten er tilstrekkelig. EC2:2019 stiller heller ikke krav til minste skjærarmering, så det trengs ingen skjærarmering i flatdekket!

En sammenligning av $\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c} = 0,26$ med $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0,37$ tyder på at skjærkapasitet etter EC2:2019 er redusert.

6.3.3 Nedbøyning

Egenlast $g = 7,0 \text{ kN/m}^2$ påføres etter $t_{0,g} = 7 \text{ døgn}$, og nyttelast $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ påføres etter $t_{0,p} = 90 \text{ døgn}$ hvor 30 % regnes som permanent. Uendelig tid antas for EC2:2019 som 100 år, dvs. $t = 36500 \text{ døgn}$.

Forenklet nedbøyningskontroll

EC2:2019 gir en forenklet nedbøyningskontroll i [Tabell 9.3]. Basert på forholdet mellom tilnærmet permanent nyttelast og total last i bruksgrensetilstand, LL/TL , og det mekaniske armeringsforholdet ω_r , gir tabellen grenseverdier for forholdet mellom spennvidde og effektiv dybde, l/d . Tabellen har fra forrige versjon av EC2:2019 fått en rad for diagonal spennvidde for flatdekker, som foreløpig står uten oppgitte verdier. Derfor brukes verdiene fra rad 3, som er indre område av bjelker eller enveisplater, i dette eksempelet. Tabellen antar at 30 % av nyttelasten er tilnærmet permanent og at grenseverdien for nedbøyning er $l/250$, som i EC2:2004. Spennvidden i x- og y-retning er den samme, og mekanisk armeringsforhold beregnes for midtstripa der armeringen er minst:

$$LL = 0,30 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 = 0,9 \text{ kN/m}^2; TL = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

$$LL/TL = 0,9/7,0 = 0,11 \Rightarrow \text{bruker } LL/TL = 30 \text{ \%}.$$

$$\omega_r = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho_l = \frac{434}{23,3} \cdot 1,91 \cdot 10^{-3} = 0,04 \Rightarrow \text{må velge } \omega_r = 0,1.$$

Fra tabellen får man dermed $(l/d)_{max} = 32$. Det faktiske forholdet mellom spennvidde og effektiv dybde er

$$l/d = \frac{7200}{237} = 30,4$$

Siden forholdet ikke overskrider grenseverdien, kan videre nedbøyningsberegning utelates. Videre beregning gjøres likevel her, for å sammenligne Eurokodene og fordi grenseverdien baseres på feil strukturelle system.

Kryptallberegning

Antar betongklasse 32,5 N slik at $\alpha_{sc} = -1$ og $T = 20^\circ\text{C}$ slik at $t_{0,T} = t_0$ etter [B.3(4)].

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^{\alpha_{sc}} = 7 \cdot \left[\frac{9}{2+7^{1,2}} + 1 \right]^{-1} = 4,05 \geq 0,5 \quad [LB.13]$$

$$\alpha_{f_{cm}} = (35/f_{cm})^{0,5} = (35/43)^{0,5} = 0,902 \quad [LB.12]$$

$$\beta_h = 1,5h_n + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} = 1,5 \cdot 280 + 250 \cdot 0,902 = 645,5 \quad [LB.11]$$

$$\leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} = 1500 \cdot 0,902 = 1353$$

$$\gamma(t_{0,adj}) = \gamma(4,05) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{4,05}}} = 0,248 \quad [LB.10]$$

$$\varphi(\infty, 7) = \varphi_{bc}(\infty, 7) + \varphi_{dc}(\infty, 7) \quad [LB.1]$$

$$\varphi_{bc}(\infty, 7) = \beta_{bc, f_{cm}} \cdot \beta_{bc, t-t_0} \quad [LB.2]$$

$$\beta_{bc, f_{cm}} = \frac{1,8}{f_{cm}^{0,7}} = \frac{1,8}{43^{0,7}} = 0,129 \quad [LB.3]$$

$$\begin{aligned}\beta_{bc,t-t_0} &= \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] \\ &= \ln \left[\left(\frac{30}{4,05} + 0,035 \right)^2 \cdot (36500 - 7) + 1 \right] = 14,5\end{aligned}\quad [LB.4]$$

$$\varphi_{dc}(\infty, 7) = \beta_{dc, fcm} \cdot \beta_{dc, RH} \cdot \beta_{dc, t_0} \cdot \beta_{bc, t-t_0} \quad [LB.5]$$

$$\beta_{dc, fcm} = \frac{412}{f_{cm}^{1,4}} = \frac{412}{43^{1,4}} = 2,13 \quad [LB.6]$$

$$\beta_{dc, RH} = \frac{1 - RH/100}{\sqrt[3]{0,1 \cdot h_n/100}} = \frac{1 - 50/100}{\sqrt[3]{0,1 \cdot 280/100}} = 0,764 \quad [LB.7]$$

$$\beta_{dc, t_0} = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 4,05^{0,2}} = 0,703 \quad [LB.8]$$

$$\beta_{bc, t-t_0} = \left[\frac{t - t_0}{\beta_n + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_{0,adj})} \approx 1,0 \quad [LB.9]$$

$$\varphi(\infty, 7) = \varphi(36500, 7) = 0,129 \cdot 14,5 + 2,13 \cdot 0,764 \cdot 0,703 \cdot 1,0 = 3,01$$

For $t_0 = 90$ døgn har vi samme verdi for flere faktorer som er uavhengig av t_0 . Unntakene er

$$t_{0,adj} = 90 \cdot \left[\frac{9}{2 + 90^{1,2}} + 1 \right]^{-1} = 86,5 \quad [LB.13]$$

$$\gamma(t_{0,adj}) = \gamma(86,5) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{86,5}}} = 0,374 \quad [LB.10]$$

$$\beta_{bc, t-t_0} = \ln \left[\left(\frac{30}{86,5} + 0,035 \right)^2 \cdot (36500 - 90) + 1 \right] = 8,58 \quad [LB.4]$$

$$\beta_{dc, t_0} = \frac{1}{0,1 + 86,5^{0,2}} = 0,394 \quad [LB.8]$$

$$\Rightarrow \varphi(\infty, 90) = \varphi(36500, 90) = 0,129 \cdot 8,58 + 2,13 \cdot 0,764 \cdot 0,394 \cdot 0,994 = 1,75$$

Effektiv elastisitetsmodul

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3} = 9500 \cdot 43^{1/3} = 33,3 \cdot 10^3 \text{ MPa} \quad [L5.1]$$

$$E_{c1,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{33,3 \cdot 10^3}{1 + 3,01} = 8,30 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$E_{c2,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 90)} = \frac{33,3 \cdot 10^3}{1 + 1,75} = 12,1 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$M_g = \frac{g \cdot L^2}{8} = \frac{7,0 \cdot 7,2^2}{8} \text{ kNm/m} = 45 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qk} = \frac{q_k \cdot L^2}{8} = \frac{0,9 \cdot 7,2^2}{8} \text{ kNm/m} = 5,8 \text{ kNm/m}$$

$$E_{c,middel} = \frac{45 + 5,8}{\frac{45}{8,30 \cdot 10^3} + \frac{5,8}{12,1 \cdot 10^3}} = 8,61 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

I prosjektoppgaven er det en feil i beregnet $E_{c,middel}$ ved at momentene som de påførte kreftene gir settes lik hverandre. Med samme momenter M_g og M_{qk} og uttrykk for elastisitetsmodul som ovenfor får man $E_{c,middel,prosj} = 9,78 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ og en nedbøyning lik $\delta_{prosj} = 48,7 \text{ mm}$.

Bøyningsstivhet for stadium II, opprisset tverrsnitt

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{8,61 \cdot 10^3} = 23,2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{452}{1000 \cdot 237} = 1,91 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho = 0,257$$

$$I_c = \frac{1}{2}\alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot bd^3 = \frac{1}{2} \cdot 0,257^2 \cdot (1 - 0,257/3) \cdot 10^3 \cdot 237^3 = 4,02 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Beregnet nedbøyning

Verdiene fra Robot tas som $\delta_{Robot} = 2,51 \text{ mm}$, $E_{Robot} = E_{cm} = 33,3 \text{ GPa}$ og $I_{Robot} = 18,3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ som tidligere beregnet.

$$\delta_{EC:2019} = \delta_{Robot} \cdot \frac{(EI)_{Robot}}{(EI)_{II}} = 2,51 \text{ mm} \cdot \frac{33,3 \cdot 10^3 \cdot 18,3 \cdot 10^8}{8,61 \cdot 4,02 \cdot 10^{11}} = 44,2 \text{ mm}$$

[Tabell 9.3] er basert på $l/250 = 7200/250 \text{ mm} = 28,8 \text{ mm}$. Beregnet nedbøyning er for stor!

Sammenlignet med δ_{proj} er $\delta_{EC2:2019}$ mindre. Dette skyldes at kryptallene $\varphi(\infty, 7)$ og $\varphi(\infty, 90)$ er større, slik at $E_{c,middel}$ blir mindre og følgelig at η , α og I_c blir større.

6.3.4 Rissvidde

Maksimalt moment fra Robot er $m_{Ed} = 35,3 \text{ kN/m}$ over 1,0 m platebredde med minste armeringsmengde $\phi 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$ for midtstripen.

Detaljert rissviddekontroll

Uttrykket for beregnet overflaterissvidde $w_{k,cal}$ er gitt ved

$$w_{k,cal} = s_{r,max,cal}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + \eta_r \cdot \varepsilon_{cs}) \quad [L9.12]$$

Til forskjell fra EC2:2004 er svinntøyningen ε_{cs} inkludert. Faktoren $\eta_r = 0$ for langtidslast i rissfasen fra [9.2.3], og settes ellers lik fastholdelsesfaktoren R_{ax} . I dette tilfellet gjelder $\eta_r = 0$.

Gjennomsnittlig tøyning

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [L9.13]$$

$$k_t = 0,4 \text{ for "langtidslast og stabilisert risstadium"}. \quad [9.2.4(3)]$$

$$\alpha_e = E_s/E_{cm} = 2,0 \cdot 10^5/33,3 \cdot 10^3 = 6,01 \quad [9.2.4(3)]$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} = A_s/(b \cdot h_{c,eff}) = 452/(10^3 \cdot 72,5) = 6,23 \cdot 10^{-3} \quad [L9.14]$$

$$h_{c,eff} = \min\{2,5(h - d); 0,5h; (h - ad)/3\} \quad [L9.XX]$$

$$\rho = \frac{A_{sx,ms}}{b \cdot d} = \frac{452 \text{ mm}^2}{10^3 \text{ mm} \cdot 249 \text{ mm}} = 1,82 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{8,61 \cdot 10^3} = 23,2$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho = 0,251$$

$$h_{c,eff} = \min\{2,5(280 - 249); 0,5 \cdot 280; 1/3 \cdot (280 - 0,251 \cdot 249)\} = 72,5 \text{ mm}$$

Armeringsspenning

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{M(1 - \alpha)d}{(EI)_{II}}$$

$$I'_c = \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot (1 - \alpha/3) \cdot b \cdot d^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,251^2 \cdot (1 - 0,251/3) \cdot 10^3 \cdot 249^2 \text{ mm}^4 \\ = 4,46 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$(EI)_{II} = E_{c,middel} \cdot I'_c = 8,61 \cdot 10^3 \cdot 4,46 \cdot 10^8 = 3,86 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = 2,0 \cdot 10^5 \cdot \frac{35,3 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0,251) \cdot 249}{3,86 \cdot 10^{12}} \text{ N/mm}^2 = 341 \text{ MPa}$$

Beregnet største rissavstand

$$5(c + \phi/2) = 5(25 + 12/2) = 155 < cc = 250 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s_{r,max,cal} = 1,3 \cdot (h - ad) = 1,3 \cdot (280 - 0,251 \cdot 249) = 283 \text{ mm} \quad [L9.17]$$

Fra armeringsspenning og beregnet største rissavstand finner man gjennomsnittlig tøyning og beregnet overflaterissvidde:

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{341 - 0,4 \cdot \frac{3,2}{6,23 \cdot 10^{-3}} \cdot (1 + 6,01 \cdot 6,23 \cdot 10^{-3})}{2,0 \cdot 10^5} \geq 0,6 \cdot \frac{341}{2,0 \cdot 10^5}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 6,39 \cdot 10^{-4} \geq 1,02 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1,02 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow w_{k,cal} = s_{r,max,cal}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + \eta_r \cdot \varepsilon_{cs}) = 283 \text{ mm} \cdot (1,02 \cdot 10^{-3} + 0) = 0,289 \text{ mm}$$

Eksponeeringsklassen XC1 har ingen oppgitt verdi i [Tabell 9.2], rissviddekrav for bestandighet. Kravet for XC2 er derimot $w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}$.

$$\Rightarrow w_{k,cal} = 0,289 \text{ mm} \leq w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}$$

Beregnet rissvidde er tilstrekkelig liten! Sammenlignet med resultatet fra EC2:2019 er resultatet mindre. Dette skyldes at armeringsmengden er ulik i tillegg til at beregningen ved EC2:2004 bruker en for høy bøyestivhet $(EI)_{II}$, ref. 6.3.3.

6.3.5 Gjennomlokking

Største skjærkraft fra Robot er $V_{Ed} = 376 \text{ kN}$ for en indre søyle. Effektiv dybde er $d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} = 243 \text{ mm}$ fra [L8.67]. Kapasitet mot konsentrerte laster sjekkes i en avstand $0,5d$ fra søylekanten. Lengden b_0 av kontrollsnittet er

$$b_0 = 4c + 2\pi(0,5d_v) = 4 \cdot 350 + 2\pi \cdot 0,5 \cdot 243 = 2163 \text{ mm} \quad [8.4.2(2)]$$

Dimensjonerende skjærspenning med $\beta_e = \beta = 1,15$ for en indre søyle er

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} = 1,15 \cdot \frac{376 \cdot 10^3 \text{ N}}{2163 \text{ mm} \cdot 243 \text{ mm}} = 0,823 \text{ N/mm}^2 \quad [L8.68]$$

Armeringsforholdet ρ_l beregnes gjennomsnittlig over bredden b_s over søylen, som fra [Figur 8.22] er gitt som søylebredde/-høyde pluss $3d_v$ på hver side. Dimensjonerende gjennomlokkingskapasitet, med $\mu_p = 8$ for indre søyler, er

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,6}{1,5} \cdot \sqrt{35} = 2,37 \text{ N/mm}^2 \quad [L8.70]$$

$$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} = \sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{243}{2163}} = 2,12 \leq 2,5 \quad [L8.72]$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} = \sqrt{4,65 \cdot 10^{-3} \cdot 3,88 \cdot 10^{-3}} = 4,25 \cdot 10^{-3} \quad [L8.71]$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{sx,is}}{b_w \cdot d_v} = \frac{1131 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 243 \text{ mm}} = 4,65 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{sy,is}}{b_w \cdot d_v} = \frac{942 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 243 \text{ mm}} = 3,88 \cdot 10^{-3}$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{1,5} \cdot 2,12 \cdot \left(100 \cdot 4,25 \cdot 10^{-3} \cdot 35 \cdot \frac{40}{243} \right)^{1/3} = 1,14 \text{ N/mm}^2$$

Her ser vi at $\tau_{Ed} < \tau_{Rd,c}$ slik at kapasiteten mot gjennomlokking er tilstrekkelig uten skjærarmering!

Fra [8.4.3(2)] kan d_v erstattes med a_{pd} fra ligning [L8.73] hvis avstanden mellom senteret av søylen og punktet på momentdiagrammet der momentet skifter fortegn er liten nok. Som nevnt tidligere vil dette øke gjennomlokkingskapasiteten spesielt for korte plater og fundamenter, men for typiske flatdekker er effekten liten. Videre kan kapasiteten økes fra ligning [L8.76] ved å multiplisere inn faktoren $k_{pm} \leq 1$ i uttrykket for a_{pd} . Siden kapasiteten allerede er god nok, undersøkes ikke dette nærmere her.

6.3.6 Søylearmering

Vi beholder etasjereduksjonsfaktoren $\alpha_n = 0,8$. Samme lastsituasjon gir samme dimensjonsløse størrelser – $n_1 = 0,86$, $m_1 = 0,025$ og $n_2 = 0,84$, $m_2 = 0,027$. Overdekningen beholdes som den samme, $c_{nom} = 42 \text{ mm}$. Det gir samme forhold $d_v/h = 0,19$. $w_1 = 0,47$ fra M-N-diagram med $d/h = 0,20$ er dimensjonerende, og vi har

$$A_s = \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w_1 = \frac{350 \cdot 350 \cdot 35}{500} \text{ mm}^2 \cdot 0,47 = 4030 \text{ mm}^2$$

Velger samme armeringsmengde for begge sider $A_{s1} = A_{s2} = 3\phi 32 = 2413 \text{ mm}^2$.

Avstand mellom armeringsstenger

[11.2]

$$c_s \geq \max\{\phi; D_{upper} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$$

Antar $D_{upper} = d_g = 20 \text{ mm}$, og får $c_s \geq 32 \text{ mm}$. I EC2:2004 inngår faktoren k_1 sammen med ϕ , med anbefalt verdi $k_1 = 1$. I norsk nasjonalt tillegg er verdien gitt som $k_1 = 2$, og følgelig brukt i prosjektoppgaven. Denne verdien videreføres for direkte sammenligning.

Faktisk avstand mellom armeringsstengene med bøylearmering $\phi 8$ er

$$c_{s'} = \frac{350 - 2c_{nom} - 2\phi_b - 3\phi}{2} \text{ mm} = \frac{350 - 2 \cdot 42 - 2 \cdot 8 - 3 \cdot 32}{2} \text{ mm} = 77 \text{ mm} > 64 \text{ mm}$$

Velger samme dobbeltsymmetriske tverrsnitt med $8\phi 32$, slik at vi konservativt har

$$A_{sx1} = A_{sx2} = A_{sy1} = A_{sy2} = 3\phi 32 = 2413 \text{ mm}^2$$

Regler for armering

Regler for armering finner man fra [12.5] og [Tabell 12.3] for søyler:

- Punkt 1: minimum langsgående armering:

$$A_{s,min,long} = \max\left\{0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_c\right\} = \max\left\{0,1 \cdot \frac{3687 \cdot 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2}; 0,002 \cdot 350^2 \text{ mm}^2\right\} \\ = \max\{848 \text{ mm}^2; 245 \text{ mm}^2\} = 848 \text{ mm}^2 < A_s = 4826 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK!$$

- Punkt 2: Minimum antall langsgående armeringsstenger:

$$n_{min,l} = 1 \text{ i hvert hjørne} \Rightarrow OK!$$

- Punkt 3: Minimum diameter for langsgående armeringsstenger for in-situ støpning:

$$\phi_{min,l} = 12 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \Rightarrow OK!$$

- Punkt 4: Maksimal senteravstand mellom skjærbøyler:

- o Mellomliggende områder:

$$s_{max,trans,intermediate} = \min\{h = 350; b = 350; 300\} \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ \leq 15\phi_{max,l} = 15 \cdot 32 \text{ mm} = 480 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s_{max,trans,intermediate} = 300 \text{ mm}$$

- o Områdene i endene av søylen og i omfarings skjøt:

$$s_{max,trans,end} = 0,6 \cdot s_{max,trans} = 0,6 \cdot 300 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

- Punkt 5: Minimum stangdiameter for skjærbøyler

$$\phi_{min,trans} \geq 0,25\phi_{max,l} = 0,25 \cdot 32 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_b = 8 \text{ mm} \geq \phi_{min,trans} \Rightarrow OK!$$

Minimum skjærarmering

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad [L12.3]$$

$$\Rightarrow \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} \cdot 350 \text{ mm}^2/m = 0,331 \text{ mm}^2/m$$

Med dobbeltsnittede $\phi 8$ -bøyer har man $A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$.

$$\Rightarrow s \leq \frac{100,5}{0,331} \text{ mm} = 304 \text{ mm}$$

Vi velger derfor bøylearmering $\phi 8s300$ for mellomliggende områder og $\phi 8s180$ for områdene i endene av søylen.

Sammenlignet med bøylearmeringen beregnet fra EC2:2004, $\phi 8s110$, er mengden skjærarmering liten. Den viktigste grunnen er at EC2:2004 stiller strengere krav til maksimal senteravstand mellom skjærbøyer enn EC2:2019. Norsk nasjonalt tillegg gir

$$s_{l,max} = 0,6h'(1 + \cot \alpha) \quad (\text{NA.9.6N})$$

En annen grunn er at norsk nasjonalt tillegg for EC2:2004 stiller høyere krav enn den anbefalte verdien i EC2:2004:

$$\rho_{w,min} = 0,1\sqrt{f_{ck}/f_{yk}} \quad (\text{L NA.9.5N})$$

$$\rho_{w,min} = 0,08\sqrt{f_{ck}/f_{yk}} \quad (\text{L9.5N})$$

6.3.7 Biaksial bøyning

Det må sies at beregningen i den vedlagte prosjektoppgaven for kontroll av biaksial bøyning er feil. I uttrykket for N_{Rd} inngår dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} , men undertegnede har brukt den karakteristiske verdien f_{ck} . Dersom dimensjonerende verdi $f_{cd,EC2:2004} = 19,8 \text{ MPa}$ blir brukt, vil aksialkraftkapasiteten være utnyttet med 70,7 % mot feilberegnete 52,0 %. Den korrekte verdien gir tilnærmet $a_n = 1,5$, og kontrollen for biaksial bøyning ville sett ut som følger:

$$\left(\frac{|M_{Edz}|}{M_{Rdz,N}}\right)^{a_n} + \left(\frac{|M_{Edy}|}{M_{Rdy,N}}\right)^{a_n} = \left(\frac{40,6}{90,0}\right)^{1,5} + \left(\frac{73,7}{90,0}\right)^{1,5} = 1,04 > 1,0.$$

Dermed ville grenseverdien bare blitt overgått med 4 % med bedre utnyttet aksialkraftkapasitet i motsetning til den feilaktige beregnede overkapasiteten på 10 %. La oss se hva EC2:2019 gir som svar!

Biaksial bøyning

Kravet som må oppfylles ved biaksial bøyning er det samme;

$$\left(\frac{|M_{Edz}|}{M_{Rdz,N}}\right)^{a_n} + \left(\frac{|M_{Edy}|}{M_{Rdy,N}}\right)^{a_n} \leq 1,0, \quad [L8.XX]$$

og de dimensjonerende lastene er fortsatt $N_{Ed} = 3687 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 40,6 \text{ kNm}$ og $M_{Edz} = N_{Ed} \cdot 0,020 \text{ m} = 73,7 \text{ kNm}$.

For rektangulære tverrsnitt har man

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd,0}} = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}} = \frac{3687 \cdot 10^3}{350^2 \cdot 23,3 + 8 \cdot 0,25 \pi \cdot 32^2 \cdot 434} = 0,653,$$

som gir interpolerende verdi

$$a_n = \frac{1,5-1,0}{0,7-0,1} \cdot (0,653 - 0,1) + 1,0 = 1,46.$$

Vi har samme mekaniske armeringsforhold slik at man oppnår samme momentkapasiteter fra M-N-diagram med $m_{Rd,x} = m_{Rd,y} = 0,06$ som

$$M_{Rd,y} = M_{Rd,x} = 0,06 \cdot 350 \cdot 350^2 \cdot 35 \text{ kNm} = 90,0 \text{ kNm}.$$

Dermed får man for ligning [L8.XX] at

$$\left(\frac{40,6}{90,0}\right)^{1,46} + \left(\frac{73,7}{90,0}\right)^{1,46} = 1,06 > 1,0$$

Dermed er kontrollen for biaksial bøyning heller ikke innfridd for EC2:2019. Dette er ikke overraskende ettersom den eneste forskjellen er økt verdi for betongtrykkfastheten. Økt trykkfasthet gir mindre utnyttet aksialkraftkapasitet, noe som videre gir en reduksjon i eksponenten a_n , og når grunntallet er mindre enn 1 gir dette en økning i sluttresultatet.

6.3.8 Avstivningssystem

Det er enda en feil i beregningseksempelet fra EC2:2004. I avstivningssystemet er ikke skjevstillingslasten fordelt på vegger og heissjakter, slik at kreftene blir altfor store. Vi lar imidlertid dette ligge, og lar være å gjøre en direkte sammenligning mellom de ulike resultatene. Hovedformålet med dette deleksempelet er å vise hvordan man beregner armering for en konstruksjonsdel med påvirkende bøyemoment, skjærkraft og aksialkraft.

Skjevstillingslast

Skjevstillingslasten er fortsatt gitt ved samme formel;

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

$$\theta_i = \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{1}{200}; \quad 0,4 \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} = 2/\sqrt{25} = 0,4 \Rightarrow OK!$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/(4 \cdot 14))} = 0,71$$

$$\theta_i = 0,4 \cdot 0,71 \cdot 1/200 = 1,42 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow F_{H,i} = 1,42 \cdot 10^{-3} \cdot 13680 \text{ kN} = 19,4 \text{ kN}$$

Videre forutsettes det samme som i prosjektoppgaven, nemlig at vindlasten virker med intensitet $q_w = 1,0 \text{ kN/m}^2$ og fordeles med 1/6 av effekten på én avstivningsvegg. Dermed oppnås samme intensitet på veggen per høydemeter som $f_w = 30,4 \text{ kN/m}^2$ med vindlast virkende på begge sider av bygget. Skjevstillingslasten fordeles tilsvarende og virker dermed med $F_{H,i,vegg} = 3,23 \text{ kN}$ for hver etasje, og tilnærmes til $F_{H,i,vegg,snølast} = 3,0 \text{ kN}$ for snølast på taket.

Lasttilstand og dimensjonerende påvirkninger

Lasttilstanden vises i vedlegget, med den endringen at skjevstillingslastene som virker i hver etasje får de reduserte verdiene ovenfor. Dimensjonerende påvirkninger blir dermed

$$N_{Ed} = 789 \text{ kN} \text{ (se vedlegg for beregningen)}$$

$$V_{Ed} = (30,4 \cdot 24,5 + 3,0 + 3,23 \cdot 6) \text{ kN} \cdot 1,5 = 1151 \text{ kN}$$

$$M = (0,5 \cdot 30,4 \cdot 24,5^2 + 3 \cdot 24,5 + 3,23 \cdot (3,5 + 7,0 + 10,5 + 14 + 17,5 + 21)) \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{Ed} = M \cdot 1,5 = 9435 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 14152 \text{ kNm}$$

Vertikal armering

Armeringskrav for vegger finner man i [Tabell 12.4]. Krav til minimum vertikal armering finnes i punkt 1, og er $A_{s,min,v} = 0,002A_c = 1200 \text{ mm}^2$.

Veggen betraktes som tidligere som en søyle med kombinert aksialkraft

$N_{Ed} = 789 \text{ kN}$ og bøyemoment $M_{Ed} = 14152 \text{ kNm}$, som gir

$$n = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{ck}} = \frac{789 \cdot 10^3}{200 \cdot 3000 \cdot 35} = 0,038, \text{ og}$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} = \frac{14152 \cdot 10^6}{200 \cdot 3000^2 \cdot 35} = 0,22.$$

Fra M-N-diagram med $d/h = 0,10$ kan verdien for mekanisk armeringsforhold $w = 0,59$ leses av. Dette gir nødvendig armeringsmengde som

$$A_{s,n\ddot{o}dv,v} = w \cdot \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = 0,22 \cdot \frac{200 \cdot 3000 \cdot 35}{500} \text{ mm}^2 = 9240 \text{ mm}^2$$

For hver side av veggen trengs altså $A_{s1} = A_{s2} \geq 0,5 \cdot 9240 \text{ mm}^2 = 4620 \text{ mm}^2$, slik at vi kan velge $0,5A_{sv} = A_{s1} = A_{s2} = 6\phi 32 = 4825 \text{ mm}^2$.

Fra punkt 3 i tabellen finner man maksimal avstand mellom vertikale armeringsstenger, som $s_{max,v} = \max\{3h = 3 \cdot 200 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = 600 \text{ mm}$.

Horisontal armering

Minimum horisontalarmering finnes som punkt 2 i [Tabell 12.2], og er

$A_{s,min,h} = 0,001A_c = 600 \text{ mm}^2$ for innendørs vegger uten bestemte restriksjoner for vertikale riss, eller $A_{s,min,h} = 0,25A_{sv} = 0,25 \cdot 9240 \text{ mm}^2 = 2310 \text{ mm}^2$ for områder der vertikalarmeringen på den betraktete siden brukes i trykk. Verdiene gjelder begge sider av veggen. Dermed velges verdien $A_{sh} = 2310 \text{ mm}^2$ på begge sider av veggen, tilsvarende som i beregningen ved EC2:2004.

Maksimal avstand mellom horisontale armeringsstenger er fra [Tabell 12.2] punkt 4 gitt som $s_{max,h} = 400 \text{ mm}$.

For å finne nødvendig bøylearmering ser vi på skjærspenningskapasiteten:

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad [L8.23]$$

Fra [8.2.3(3)] er $1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min} = 3,0$ for konstruksjonsdeler med betydelig aksiale trykkrefter. Vinkelen antas som tidligere som $\cot \theta = 1$.

Dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} er

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} = \frac{1151 \cdot 10^3 \text{ N}}{200 \text{ mm} \cdot 0,9 \cdot 2700 \text{ mm}} = 2,37 \text{ N/mm}^2 \quad [L8.7a]$$

z er som i EC2:2004 definert som $z = 0,9d$ i [8.2.1(3)].

Skjærarmeringsforholdet ρ_w er gitt som

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad [L8.xx]$$

Fra $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,sy}$ får man

$$\begin{aligned} \frac{0,5 \cdot V_{Ed}}{b_w \cdot z} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta &\Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,5 \cdot V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{0,5 \cdot 1151 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 2700 \cdot 434 \cdot 1} = 0,546 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ \Rightarrow s &\leq \frac{0,25\pi \cdot D^2 \text{ mm}^2}{0,546 \text{ mm}^2/\text{mm}} \end{aligned}$$

Med $\phi 12$ -bøyler som skjærarmering får man dermed maksimal senteravstand s :

$$s \leq \frac{0,25\pi \cdot 12^2}{0,546} \text{ mm} = 207 \text{ mm}$$

Velger derfor bøylearmering $\phi 12s200$ på begge sider av veggen.

Kontroll av trykkfelt

Som en siste sjekk kontrolleres trykkfeltene i betongen med den valgte vinkelen:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) \leq v \cdot f_{cd} \quad [L8.24]$$

Verdien av v velges etter [8.2.3(5)] som $v = 0,5$ ettersom $\theta = 1,0$ velges fra [8.2.3(3)]:

$$\Rightarrow 2,37 \text{ N/mm}^2 \cdot (1,0 + 1/1,0) \leq 0,5 \cdot 23,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow 4,74 \text{ N/mm}^2 \leq 11,7 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OK!}$$

7 Konklusjon og videre arbeid

7.1 Konklusjon

Det nye utkastet til Eurokode 2 for prosjektering av betongkonstruksjoner har en rekke store og små endringer fra det som per i dag er norsk standard.

Av de største endringene er det første som må nevnes den nye organiseringen av dokumentet. Et klart mål med ny standard har vært å øke brukervennligheten, referert til som *ease of use* i kommentarer. Dette både for å forenkle navigeringen av dokumentet og for å gi grunnlag for en enklere og mer effektiv dimensjoneringsprosedyre.

Mye tekst fra EC2:2004 er fjernet til fordel for nye lærebøker. Dette har helt klart vært et mål for å "senke inngangskravet" til standarden, og gjøre det lettere å bli fortrolig med den. Flere punkter er forenklet eller slått sammen med andre, og informasjon er mer konsentrert i egne kapitler enn tidligere. På denne måten slipper man å bla frem og tilbake i standarden så mye som man gjerne gjør nå.

EC2:2019 har også fått flere nye figurer, og flere figurer fra EC2:2004 har fått ny drakt. Noen fungerer til og med som veivisere, eksemplifisert ved [Figur 11.2] i avsnittet om forankringslengde. Flere tabeller er erstattet av ligninger, og enkelte ligninger har fått akkompagnerende tabeller slik som [L11.2].

Dokumentet kan i større grad følges suksessivt ved dimensjonering. Uttrykkene for kapasiteter følges umiddelbart av momenter som kan brukes til enten å øke eller redusere dem. Uttrykket for skjærspenningskapasitet er et meget godt eksempel. Hele prosedyren starter med en ny forenklet kontroll og følges av uttrykk for skjærkapasitet uten skjærarmering hvis denne ikke innfris. Deretter finner man uttrykk for å øke kapasiteten ved bruk av dimensjonerende bøyemoment under visse gitte forutsetninger.

Enkelte beregningssuttrykk er videreført, men de fleste har fått større eller mindre endringer fra EC2:2004.

Skjærkraftkapasitet har blitt omskrevet til skjærspenningskapasitet, og kapitlet om skjærkapasitet inkluderer nå et uttrykk for minimum skjærspenningskapasitet $\tau_{Rdc,min}$ som en forenklet kontroll. Uttrykket for skjærkapasitet uten skjærarmering er nå basert på en fysisk modell i motsetning fagverksmodellen fra tidligere.

Skjærspenningskapasitet mot konsentrerte laster inkluderes også i kontrollen mot minimum skjærspenningskapasitet, som vil utelate videre kontroll i mange tilfeller. Det kritiske kontrollsnittet befinner seg nå i en avstand $0,5d$ fra søylekanten i motsetning til $2,0d$ for EC2:2004, og fremgangsmåten for kontroll av plater og fundamenter er nå den samme. Lengden av det ytre kontrollsnittet hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering har fått et nytt uttrykk, som signifikant øker lengden for tynne plater. Fra forrige versjon av EC2:2019 er det imidlertid gjort en endring som bedrer resultatet.

Beregning av dimensjonerende forankrings- og omfaringslengde er nærmest vesensforskjellig. Forankringslengde har fått et nytt uttrykk som er enkelt å forholde seg til, og man slippe "omveier" om dimensjonerende heftfasthet og påvirkningsfaktorene α_{1-5} . Rette armeringsstenger i trykk gis nå mindre forankrings- og omfaringslengder enn for stenger i strekk.

Når det kommer til materialegenskaper og forutsetninger for dimensjonering har dimensjonerende trykkfasthet økt for betongklasser lavere enn B60. Den effektive høyden for trykksonen og effektiv trykkfasthet ved antatt rektangulær trykksone har blitt uavhengig av fasthetsklasse. Dette tillates på grunn av den nye trykkfasthetsavhengige faktoren η_{cc} som er introdusert i uttrykket for dimensjonerende trykkfasthet.

En kuriositet er at det virker som dimensjoneringen er mer avhengig av hvilke tilslag som benyttes. Dette kommer til syne i beregningen av elastisitetsmodul og innføringen av faktoren d_{ag} som brukes i en rekke kapasitetsuttrykk.

Den nye standarden har også flere nye tillegg. Noen er nye, mens andre er skilt ut fra det øvrige innholdet i EC2:2004.

Færre nasjonalt bestemte parameter og metoder gjør arbeidet på tvers av grenser enklere.

Standarden er også laget for å gå framtiden i møte. Et ønske om prestasjonstesting av betong for overdekningskrav er et av flere eksempler på dette. Nye avsnitt tilsynelatende direkte rettet mot elementmetoden og databeregninger gjør også sitt for å styrke dette inntrykket.

Flere nye og spennende tema skal inkluderes. Som tidligere nevnt gjelder dette blant annet fiberarmert betong, fiberarmerte polymerer, evaluering av eksisterende konstruksjoner og rustfritt stål. Undertegnede skulle gjerne likt å studere disse.

I undertegnedes personlige vurdering er den nye versjonen en klar forbedring. I arbeidet med masteroppgaven har det vært enkelt å følge beregningsprosedyrer og navigere dokumentet, samt å følge den tekstlige presentasjonen.

7.2 Videre arbeid

I og med at denne masteroppgaven er begrenset i sitt omfang, er det mange emner som fortsatt ikke er undersøkt. Det vil være naturlig å undersøke disse i nærmere detalj i neste omgang. Spesielt gjelder dette kapitlet om bruksgrensetilstander (SLS).

Noe som også kan gjøres er å gå nærmere inn på materialet som ligger til grunn for ligningene og teksten i standarden. Bakgrunnsdokumentet [3] inneholder en haug med data fra testing. Her vil det kunne avdekkes ytterligere forskjeller.

Når nye tema som fiberarmert betong og fiberarmerte polymerer blir introdusert vil det være veldig nyttig å evaluere disse. Det finnes ikke sammenligningsgrunnlag i EC2:2004, men likevel kan det oppdages feil eller mangler.

Det er også mulig å regne mange flere eksempler. Illustrasjoner og beregningseksempler i denne masteroppgaven begrenser seg hovedsakelig til trykkfasthet $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$. Det vil være verdifullt å se på både høyere og lavere trykkfastheter, og kanskje spesielt ekstremitetene.

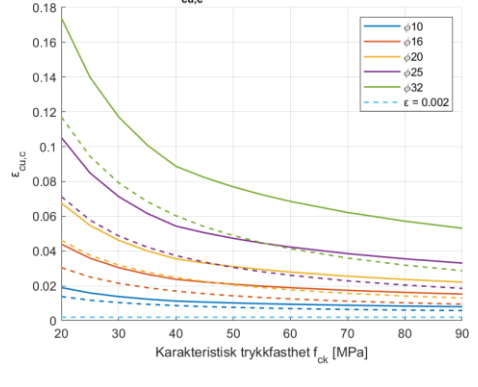
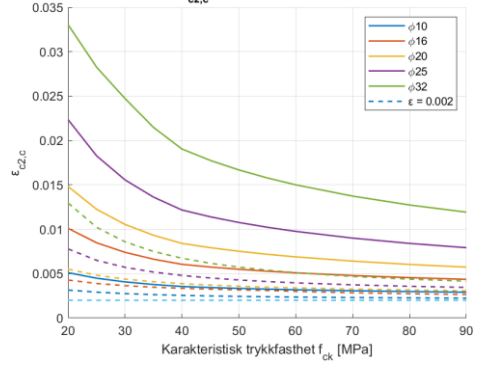
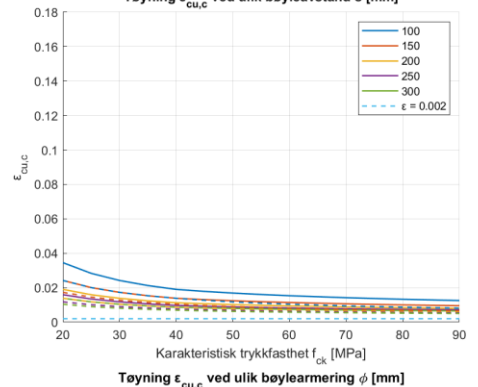
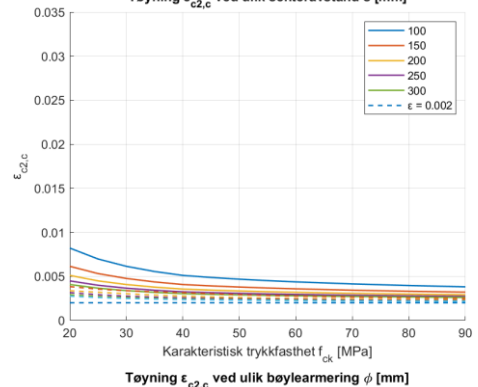
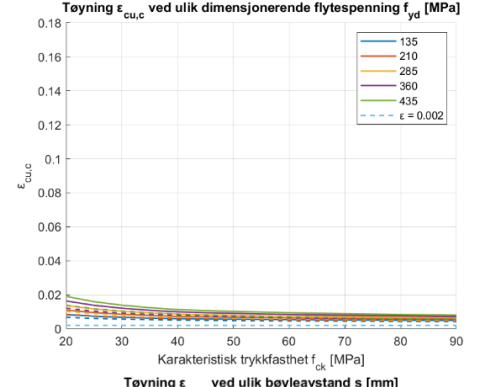
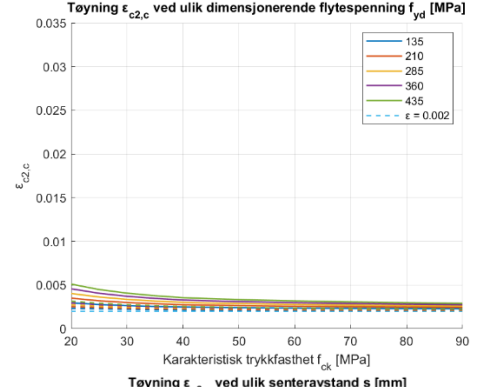
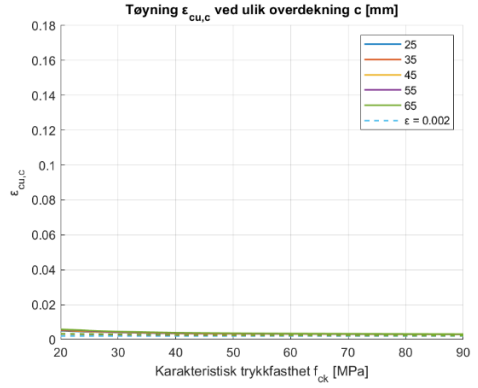
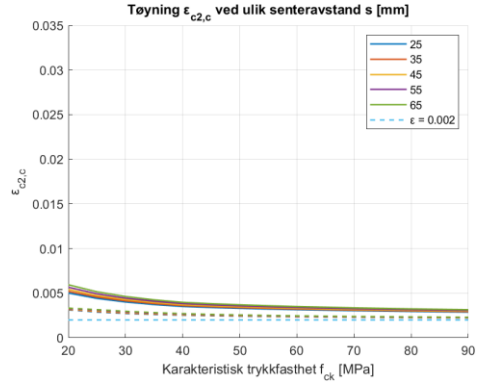
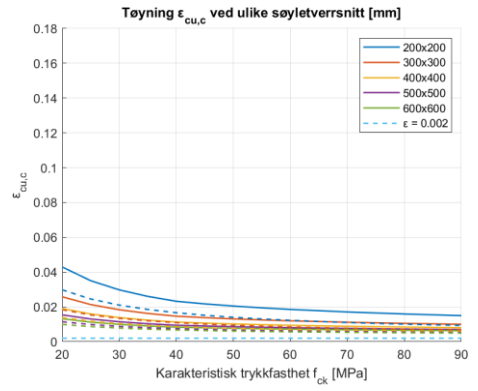
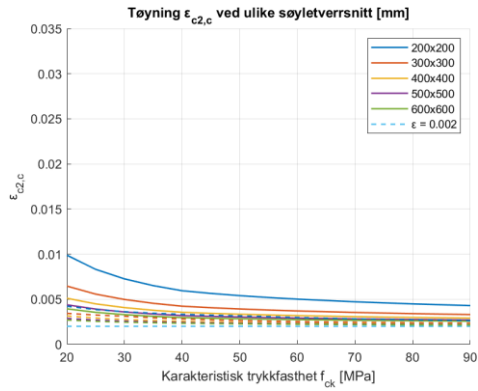
Bibliografi

- [1] CEN. Versjon D4 (rev. 6) *prEN 1992-1-1:2019: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. The European Standards; 2019.
- [2] Norsk standard. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge; 2004.
- [3] CEN. *Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10*. The European Standards; 2017.
- [4] Giljebrekke, B. *New design rules for Concrete Structures: Revision of Eurocode 2*. Masteroppgave. NTNU; 2019.

Tillegg

A $\varepsilon_{c2,c}$ og $\varepsilon_{cu,c}$ med lik skalering

A $\epsilon_{c2,c}$ og $\epsilon_{cu,c}$ for betong med forhindret tverrutvidelse, lik skalering



Vedlegg

1 Beregningseksempel