

## Samvirkekonstruksjoner av stål og betong i boligbygg

Dimensjonering og modellering med hensyn til preakseptering,  
Eurokode 4 og numerisk analyse

Henrik Tanggaard



### VEILEDERE

Førsteamanuensis Dmitry Vysochinskiy, UiA  
Victor Hugo Zamora, AFRY Sandefjord

**Universitetet i Agder, 2021**

Fakultet for teknologi og realfag  
Institutt for ingeniørvitenskap



# Obligatorisk egenerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"><li>- ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li><li>- ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li><li>- ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li><li>- har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li><li>- ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li></ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det foreligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

# Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

# Forord

Denne masteroppgaven er skrevet gjennom vårsemesteret 2021 ved Institutt for Ingeniørvitenskap ved Universitetet i Agder (UiA). Rapporten er et resultat av emnet BYG508, som utgjør 30 studiepoeng, og utgjør den avsluttende oppgaven ved masterprogrammet i Byggkonstruksjon ved UiA.

Formålet med denne rapporten er å belyse samvirkekonstruksjoner av stål og betong i boligbygg. Gjennom dimensjonering og modellering i henhold til gjeldende regelverk, vurderes to løsninger med hensyn til ulike samvirkebetingelser, kapasitet og bruk i boligbygg.

Jeg ønsker å takke mine to veiledere, førsteamanuensis Dmitry Vysochinskiy ved UiA og Victor Zamora ved AFRY, avdeling Sandefjord, for engasjement og oppfølging gjennom perioden.

I tillegg rettes en takk til professor Terje Kanstad ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) for konstruktive tilbakemeldinger, diskusjoner og engasjement.

# Summary

Interaction between steel and concrete, and its effect on moment capacity and flexural stiffness was investigated through the subject BYG507 - Preliminary Project to the Masters Thesis. As a continuation of the preliminary project, this report aims to establish an increased understanding of composite structures, with regards to capacity, modelling and current use. Based on regulations given in Eurocode 4, both pre-accepted and non-pre-accepted composite solutions are considered. The non-pre-accepted solution is based on an actual project; Kanalen Brygge in Tønsberg.

This report is based on literature study, calculations and numerical analysis using finite element analysis (FEA). The two considered cross-sections are dimensioned, modelled and assessed according to regulations for pre-acceptation of constructional solutions. By discussions with supervisors combined with studying relevant literature and publications, the research question was defined:

*How can composite sections for use in residential buildings be dimensioned and modelled with regards to pre-acceptation, use of Eurocode 4 and numerical analysis?*

The two composite solutions were dimensioned and modelled with regards to different interaction properties. This enables charting of interaction and the subsequent effect. As expected, the establishment of interaction resulted in increased and improved constructional properties. However, for the non-pre-accepted solution with uncracked concrete, the improved properties were marginal. Interaction resulted in 20 % increased moment capacity and 5 % increased bending stiffness, compared to independent materials for the non-pre-accepted solution. With regard to the results, the use of composite structures in residential buildings is considered and discussed.

This report is the result of BYG508 - Master's Thesis at University of Agder and makes up 30 ECTS of the spring semester 2021.

# Innholdsfortegnelse

<b>Obligatorisk egenerklæring</b>	<b>i</b>
<b>Publiseringsavtale</b>	<b>i</b>
<b>Forord</b>	<b>ii</b>
<b>Summary</b>	<b>iii</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>v</b>
<b>Figurliste</b>	<b>viii</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>x</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Samfunnsperspektiv</b>	<b>3</b>
<b>3 Teori</b>	<b>4</b>
3.1 Prosjekteringsgrunnlag . . . . .	4
3.1.1 Grensetilstander . . . . .	5
3.1.2 Analysemetoder . . . . .	5
3.2 Preaksepterte løsninger . . . . .	5
3.3 Samvirkekonstruksjoner . . . . .	6
3.3.1 Prinsipp . . . . .	6
3.3.2 Bruksområder . . . . .	8
3.3.3 Dybler . . . . .	9
3.3.4 Dybelplassering . . . . .	11
3.3.5 Forskyvninger . . . . .	12
3.4 Konstruksjonsanalyse iht. Eurokode 4 . . . . .	12
3.4.1 Dimensjoneringsprosedyre . . . . .	13
3.4.2 Feilmekanismer . . . . .	14
3.4.3 Tverrsnittsklassifisering . . . . .	14
3.4.4 Dimensjonerende materialverdier . . . . .	15
3.4.5 Effektiv flensbredde . . . . .	16
3.4.6 Momentkapasitet . . . . .	16

3.4.7	Skjærkapasitet . . . . .	18
3.4.8	Tverrsnittskontroll . . . . .	20
3.4.9	Bøyestivhet . . . . .	21
3.4.10	Spenningsfordeling: <i>ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	23
3.5	Stål . . . . .	24
3.5.1	Egenskaper . . . . .	24
3.5.2	Materialmodell . . . . .	25
3.5.3	Bestandighet . . . . .	26
3.5.4	Materialfaktor . . . . .	26
3.5.5	Momentkapasitet iht. Eurokode 3 . . . . .	27
3.6	Betong . . . . .	27
3.6.1	Egenskaper . . . . .	27
3.6.2	Kryp og svinn . . . . .	28
3.6.3	Materialmodell . . . . .	28
3.6.4	Bestandighet . . . . .	30
3.6.5	Materialfaktor . . . . .	30
3.6.6	Momentkapasitet iht. Eurokode 2 . . . . .	31
3.7	Abaqus FEA . . . . .	31
3.7.1	FE-analyse . . . . .	32
3.7.2	Elementtyper . . . . .	33
3.7.3	Frihetsgrader . . . . .	34
3.7.4	Elementnett . . . . .	35
3.7.5	Samvirke mellom materialer . . . . .	36
3.7.6	Modellering av dybler . . . . .	36
3.7.7	Analyse . . . . .	36
3.7.8	Lastvirkning . . . . .	37
<b>4</b>	<b>Forskerspørsmål</b>	<b>38</b>
4.1	Problemstilling . . . . .	38
4.2	Forskerspørsmål . . . . .	39
4.3	Avgrensninger . . . . .	39
<b>5</b>	<b>Case</b>	<b>40</b>
5.1	Forprosjekt . . . . .	40
5.2	Kanalen Brygge . . . . .	41
5.2.1	Prosjekteringsforutsetninger . . . . .	41
5.2.2	Lastvirkninger . . . . .	42
5.2.3	Løsning uten samvirke . . . . .	43
5.3	Preakseptert løsning . . . . .	44
5.4	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	45
<b>6</b>	<b>Metode</b>	<b>46</b>
6.1	Litteraturstudie . . . . .	47
6.2	Beregning . . . . .	48



6.3	Modellering - Abaqus FEA . . . . .	48
<b>7</b>	<b>Resultater</b>	<b>50</b>
7.1	Bakgrunn . . . . .	50
7.1.1	Betraktninger . . . . .	51
7.1.2	Materialbeskrivelse . . . . .	52
7.1.3	Lastvirkninger . . . . .	53
7.2	Preakseptert løsning . . . . .	54
7.2.1	Lastvirkninger og statisk system . . . . .	54
7.2.2	Elastiske tverrsnittskapasiteter . . . . .	56
7.2.3	Plastiske tverrsnittskapasiteter . . . . .	63
7.2.4	Bøyestivhet uten tøyningsskompatibilitet . . . . .	66
7.2.5	Bøyestivhet med tøyningsskompatibilitet . . . . .	66
7.2.6	Nedbøyning . . . . .	68
7.3	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	68
7.3.1	Lastvirkninger og statisk system . . . . .	69
7.3.2	Tverrsnittskapasiteter uten tøyningsskompatibilitet . . . . .	71
7.3.3	Tverrsnttskapasiteter med tøyningsskompatibilitet . . . . .	73
7.3.4	Bøyestivhet uten tøyningsskompatibilitet . . . . .	79
7.3.5	Bøyestivhet med tøyningsskompatibilitet . . . . .	79
7.3.6	Nedbøyning . . . . .	82
7.3.7	Spenningsfordeling . . . . .	83
7.4	Numerisk analyse . . . . .	85
7.4.1	Gjennomføring . . . . .	85
7.4.2	Materialer . . . . .	86
7.4.3	Geometri . . . . .	88
7.4.4	Elementnett . . . . .	90
7.4.5	Samvirke . . . . .	90
7.4.6	Lastvirkninger . . . . .	92
7.4.7	Preakseptert løsning . . . . .	92
7.4.8	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	94
<b>8</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>97</b>
8.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	97
8.2	Bruksgrensetilstand . . . . .	99
8.3	Numerisk analyse . . . . .	101
8.4	Preaksepterte samvirkeløsninger . . . . .	103
<b>9</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>104</b>
<b>10</b>	<b>Anbefalinger for videre arbeid</b>	<b>106</b>
	<b>Litteraturliste</b>	<b>107</b>
	<b>Vedlegg</b>	<b>109</b>

# Figurliste

3.1	Samvirkeplater [1, s. 5] . . . . .	7
3.2	Samvirkesøyler [1, s. 5] . . . . .	7
3.3	Samvirkeeffekt - bjelke med to materialer . . . . .	8
3.4	Ulike dybler [1, s. 6] . . . . .	9
3.5	Boltedybel [2, s. 27] . . . . .	10
3.6	Samvirkebjelke med boltedybler . . . . .	11
3.7	Tverrsnittsklassifisering — momentpåkjent bjelke [3, s. 25] . . . . .	15
3.8	Spenning-tøyningskurve for stål [4, s. 50] . . . . .	24
3.9	Spenning-tøyningskurve betong [5, s. 10—11] . . . . .	29
3.10	Illustrasjon og beskrivelse av element C3D8R . . . . .	34
3.11	Illustrasjon og beskrivelse av element T3D2 . . . . .	34
3.12	Koordinatsystem for frihetsgrader [6, s. 14] . . . . .	35
5.1	Kanalen Brygge, Tønsberg . . . . .	41
5.2	Gavlvegg mot øst — løsning uten samvirke . . . . .	43
5.3	Illustrasjon preakseptert samvirkeløsning . . . . .	44
5.4	Utklipp snitt 201 [3, s. 37] . . . . .	45
5.5	Utklipp arbeidstegning . . . . .	45
6.1	Metodeoversikt med hensyn til forskerspørsmål . . . . .	46
7.1	3D-visning av grunnmodell . . . . .	50
7.2	Plantegning grunnmodell . . . . .	51
7.3	Preakseptert løsning: statisk system . . . . .	54
7.4	Preakseptert løsning: snitt 1-1 . . . . .	55
7.5	Preakseptert løsning: moment- og skjærkraftdiagram . . . . .	56
7.6	Tverrsnitt — elastisk dimensjonering . . . . .	57
7.7	Preakseptert løsning: tøying- og spenningsfordeling . . . . .	60
7.8	Snitt for armeringskontroll . . . . .	61
7.9	Tverrsnitt — plastisk dimensjonering . . . . .	63
7.10	Spenningsresultanter — preakseptert løsning . . . . .	64
7.11	Preakseptert tverrsnitt for beregning av bøyestivhet . . . . .	67
7.12	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: betraktet tverrsnitt . . . . .	69
7.13	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: statisk system . . . . .	69
7.14	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: snitt 1-1 . . . . .	69

7.15	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: moment- og skjærkraftdiagram . . . . .	71
7.16	Målsatt UPE270 . . . . .	73
7.17	Likevektsbetraktning samvirketverrsnitt . . . . .	75
7.18	Tverrsnitt med tilhørende momentarm . . . . .	77
7.19	Snitt for armeringskontroll . . . . .	78
7.20	Utgangspunkt for transformert tverrsnitt . . . . .	80
7.21	Transformert tverrsnitt . . . . .	81
7.22	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: bøyespennning . . . . .	83
7.23	<i>Ikke</i> -preakseptert løsning: skjærspennning . . . . .	85
7.24	Benyttet spenning-tøyningskurve for S355 . . . . .	87
7.25	Benyttet spenning-tøyningskurve for B30 . . . . .	87
7.26	Benyttet spenning-tøyningskurve for B500NC . . . . .	88
7.27	IPE450, utgangspunkt for modellering . . . . .	89
7.28	UPE270, utgangspunkt for modellering . . . . .	89
7.29	Betong, preakseptert løsning . . . . .	89
7.30	Armert betong, <i>ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	89
7.31	Globale markører (« <i>Global Seeds</i> ») . . . . .	90
7.32	1.« <i>Create Constraint</i> » . . . . .	91
7.33	2.« <i>Constraint Manager</i> » . . . . .	91
7.34	3.« <i>Edit Constraint</i> » . . . . .	91
7.35	Abaqus FEA: preakseptert løsning . . . . .	93
7.36	Fargeplot av analyse 1.1 — bøyespennning og nedbøyning . . . . .	93
7.37	Abaqus FEA: <i>ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	95
7.38	Fargeplot av analyse 2.3 — bøyespennning og nedbøyning . . . . .	95

# Tabelliste

3.1	Supplement til Eurokode 4 . . . . .	4
3.2	Analysemetode og tverrsnittskapasitet [1, s. 11] . . . . .	13
3.3	Materialkonstanter - konstruksjonsstål S355 . . . . .	25
3.4	Materialfaktorer - stål [3, s. 21] . . . . .	26
3.5	Materialkonstanter - betongkvalitet B30 [7, s. 407] . . . . .	29
3.6	Dominerende nedbrytningsmekanismer [3, s. 17] . . . . .	30
3.7	Materialfaktorer - betong og armeringsstål [3, s. 18] . . . . .	31
5.1	Påførte egenlaste, Kanalen Brygge [3, s. 38] . . . . .	42
5.2	Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstand [3, s. 38] . . . . .	42
5.3	Lastkoeffisienter i bruksgrensetilstand [3, s. 38] . . . . .	42
7.1	Modellering av samvirkeløsninger i Abaqus FEA . . . . .	86
7.2	Materialparametere, S355 . . . . .	86
7.3	Materialparametere, B30 . . . . .	87
7.4	Materialparametere, B500NC . . . . .	88
7.5	Analyseresultater, preakseptert løsning . . . . .	94
7.6	Analyseresultater, <i>ikke</i> -preakseptert løsning . . . . .	96

# 1 | Innledning

Bruken av stål og betong er svært utbredt i dagens byggeindustri. Allsidighet, styrke og anvendbarhet er blant faktorene som bidrar til å gjøre de to konstruksjonsmaterialene svært populære. Kombinasjonen av de to muliggjør et vidt spekter av konstruksjoner — fra enkle til svært komplekse. Tradisjonelt dimensjoneres stål og betong hver for seg, uten at samvirke tas hensyn til. Tradisjonell, konservativ dimensjonering gir sikre og bestandige konstruksjoner, men materialene utnyttes ikke nødvendigvis fullt. Økt utnyttelse oppnås ved etablering av samvirke og overføring av krefter. Etableringen av samvirke vil også, i mange tilfeller, bidra til mer kostnadseffektive prosjekt. Bedre materialutnyttelse kan gi besparelser i materialbruk og dermed redusere totalkostnaden. Implementering av samvirkekonstruksjoner i boligbygg, som er utgangspunktet for denne rapporten, vil derfor være relevant for byggeindustrien — både for prosjekterende og utførende.

Grunnlaget for prosjektering og dimensjonering av samvirkekonstruksjoner er gitt gjennom standarden NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009 (heretter Eurokode 4). Eurokode 4 angir og definerer gjeldende dimensjoneringsprinsipper, beregningsregler og materialegenskaper. Gjennom Eurokode 4 er det også gitt standardiseringer knyttet til blant annet bjelker, plater eller søyler. Prinsippene for de ulike konstruksjonsdelene er de samme — man ønsker å oppnå et forsterket og forbedret tverrsnitt. For å oppnå de ønskede egenskapene som økt bøyestivhet og kapasitet, er man avhengig av å etablere interaksjon mellom konstruksjonsmaterialene [1, s. 65].

Samvirkelsesninger som innstøpte søyler, bjelker eller plater er veldokumentert og standardisert gjennom Eurokode 4. I dette arbeidet er to samvirkelsesninger vurdert — én standardisert, preakseptert løsning og én *ikke*-preakseptert løsning. Begge de betraktede løsningene dimensjoneres og modelleres, for å vurdere effekten av samvirke i både brudd- og bruksgrensetilstand. I lys av resultatene og litteraturgrunnlaget vurderes bruken av samvirkekonstruksjoner i boligbygg. Tradisjonelt forekommer bruken av samvirkekonstruksjoner av stål og betong oftest i brokonstruksjoner. Til en viss grad benyttes samvirkelsesninger i større industribygg, men da med bruk av korrugerte tynnplater, som illustrert i figur 3.1.

Rapportens problemstilling omhandler hvordan samvirke mellom materialer påvirker egenskaper og oppførsel, samt vurdering av samvirkelsesninger for bruk i fremtidens boligbygg. Gjennom litteraturstudie, beregning og modellering av både preakseptert samvirkelsesning og *ikke*-preakseptert løsning, dannes grunnlaget for vurdering og analyse. Den preaksepterte løsningen er benyttet som et teoretisk, standardisert regneeksempel. Den *ikke*-preaksepterte er derimot basert på en reell løsning som ble benyttet i et boligprosjekt utenfor Tønsberg, men ble prosjektert og utført uten hensyn til samvirke. Denne løsningen er basert på u-profil som kantforskaling mot et betongdekke.

Arbeidet med denne rapporten er en forlengelse og videreføring av emnet BYG507 — Forprosjekt til masteroppgave (heretter forprosjekt) [3]. Kunnskapen og resultatene fra arbeidet med forprosjektet danner grunnlaget for videre fordypning innen samvirkekonstruksjoner, med modellering og vurdering av spesifikke samvirkeløsninger.

Prosessen og arbeidet med rapporten er gjort i samarbeid med konsultentselskapet AFRY, avdeling Sandefjord. Vinklingen og utgangspunktet for prosjektet fremkom gjennom diskusjon med ekstern veileder Victor Zamora. Ettersom det finnes lite beregningsmessig grunnlag og dokumentasjon knyttet til bruken av samvirkekonstruksjoner i boligbygg, har dette fortonet seg som et både lærerikt og interessant prosjektarbeid.

Bruk av figurer gjennom oppgaven er gjort etter tillatelse fra respektive forlag og/eller forfattere. Figurer fra ulike Eurokoder er gjengitt kun ved henvisning, ettersom gjengivelse av figurer må individuelt godkjennes av Standard Norge. Figurer uten sitering er utarbeidet på egenhånd.

## 2 | Samfunnsperspektiv

Samfunnet preges i stor grad av byggevirkosomhet, ettersom det hele tiden planlegges, dimensjoneres og bygges. Materialvalg og utforming av løsninger er viktige faktorer som påvirker samfunnet, da begge påvirker visuell utforming. Stål og betong er eksempler på konstruksjonsmaterialer som benyttes i de aller fleste byggeprosjekt. De to materialene benyttes i et enormt omfang, både nasjonalt og internasjonalt. Byggeindustriens utvikling og produksjon påvirker mennesker over hele kloden, og sporene av materialbruken er i mange tilfeller synlig i århundrer. Bygninger og konstruksjoner planlegges og utvikles daglig. Hver dag reises nybygg som preger byer og tettsteder. Det er derfor hensiktsmessig og svært viktig at utviklingen skjer i et tempo og i en retning som kan bidra til å både effektivisere arbeidet og redusere klimaavtrykket fra byggeindustrien. Dette gjelder særlig bruken av stål og betong i bygg, som vanligvis kombineres uten å utnytte materialgenskapene til det fulle. Et steg i riktig retning vil være økt bruk av samvirkekonstruksjoner, ettersom samvirke gir redusert materialbehov og økt materialutnyttelse.

Samvirke mellom stål og betong i konstruksjoner bidrar til stivhet, styrke og kapasitetsforbedring [1, s. 5]. De tre faktorene bidrar til innovasjon i byggeindustrien, ettersom samvirkekonstruksjoner må planlegges og prosjekteres etter andre standarder og prinsipper enn det som er vanlig i dag. Dermed må prosesser revideres og løsninger vurderes. Resultatet av dette er blant annet materialbesparelser, ettersom materialbehovet reduseres som en direkte virkning av samvirke. Samfunnsperspektivet knyttet til samvirkekonstruksjoner kan sees i lys av FNs bærekraftsmål. Blant annet vil økt bruk av samvirke mellom konstruksjonsmaterialer kunne bidra til mer ansvarlig forbruk og produksjon, som kan bidra til utviklingen av bærekraftige byer og lokalsamfunn. Samvirkeløsninger vil derfor kunne bidra til miljøbesparelser som resultat av redusert materialforbruk.

Etablering av samvirke mellom materialene vil også gi praktiske og positive ringvirkninger utover materialbesparelse. Samvirke mellom stål og betong kan føre til reduksjon i konstruksjonstverrsnittet for å oppnå den beregningsmessige nødvendige kapasiteten. Det reduserte samvirketverrsnittet vil kunne utnyttes. I enkelte tilfeller vil man for eksempel kunne spare inn høyde i etasjeskillere, samtidig som monteringstiden reduseres som følge av prefabrikking. I ytterste konsekvens kan høybygg dermed oppnå én ekstra etasje samtidig som monteringskostnaden reduseres.

Samvirkeløsninger neglisjeres svært ofte i dimensjoneringsprosessen av dagens boligbygg. For å endre denne praksisen og oppnå de gunstige effektene samvirke gir, trengs preaksepterte samvirkeløsninger. Utvikling av preaksepterte løsninger for boligbygg vil stimulere til økt bruk, som videre kan føre til både miljø- og kostnadsbesparelser.

Videre i arbeidet med denne rapporten er ikke miljø- eller økonomiperspektiv hensyntatt.

## 3 | Teori

### 3.1 Prosjekteringsgrunnlag

Samvirkekonstruksjoner av stål og betong prosjekteres hovedsakelig etter Eurokode 4. I tillegg benyttes i stor grad NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 (heretter Eurokode 2) for dimensjonering av betongdelen, og NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 (heretter Eurokode 3) for dimensjonering av ståldelen. Eurokode 4 foreskriver prosjektering av samvirkekonstruksjoner i kombinasjon med ulike standardiseringer. De ulike standardiseringene er gitt i tabell 3.1:

Tabell 3.1: Supplement til Eurokode 4

Standardisering	Beskrivelse
Eurokode: NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
Eurokode 1: NS-EN 1991	Laster på konstruksjoner
NS-EN 1090:	Utførelse av stål- og aluminiumkonstruksjoner
NS-EN 13670:	Utførelse av betongkonstruksjoner
Eurokode 2: NS-EN 1992	Prosjektering av betongkonstruksjoner
Eurokode 3: NS-EN 1993	Prosjektering av stålkonstruksjoner
Eurokode 3-1-5: NS-EN 1993-1-5	Plater påkjent i plateplanet
Eurokode 7: NS-EN 1997	Geoteknisk prosjektering
Eurokode 8: NS-EN 1998	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

Lastvirkningsanalyse for samvirkekonstruksjoner gjøres primært etter standardiserte prinsipp gitt i Eurokode 2 og 3. Blant annet beskrives beregningsmodeller for konstruksjonen og formavvik, samt virkning av indre krefter grunnet deformasjoner. For lastvirkningsanalyse i bruddgrensetilstand, kan dette gjennomføres etter elastisitets- eller plastisitetsteori. Dette gjelder også for kapasitetsberegning av tverrsnitt. Ved beregning i bruksgrensetilstand benyttes elastisitetsteorien [1, s. 7].

Ulike materialfaktorer er angitt i Eurokode 4 avsnitt 2.4.1.2, der det også henvises til Eurokode 3 og Eurokode 2 for materialfaktorer knyttet til henholdsvis stål og betong. Se avsnitt 3.5.4 og 3.6.5 for mer inngående beskrivelse av de ulike materialfaktorene. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand, benyttes følgende materialfaktorer gitt i Eurokode 4 [8, s. 20]:

$$\text{Stålprofil: } \gamma_M = 1,05 \text{ [9, NA s. 2]}$$

$$\text{Armering: } \gamma_S = 1,15 \text{ [10, NA s. 2]}$$

$$\text{Betong: } \gamma_C = 1,5 \text{ [10, NA s. 2]}$$

$$\text{Boltedybler: } \gamma_V = 1,25 \text{ [8, NA s. 2]}$$



### 3.1.1 Grensetilstander

Dimensjonering av bygg eller konstruksjoner gjøres med utgangspunkt i ulike grensetilstander. Det skilles mellom fire ulike grensetilstander, som alle stiller ulike krav til dimensjonering og oppfyllelse av strenge krav. På denne måten sikres trygge, sterke og bestandige konstruksjoner. De fire ulike grensetilstandene er definert som:

- bruddgrensetilstand («*Ultimate Limit State*»—ULS)
- bruksgrensetilstand («*Serviceability Limit State*» — SLS)
- ulykkesgrensetilstand
- utmattingsgrensetilstand

De to vanligste og mest aktuelle grensetilstandene for ordinære bygg og konstruksjoner er brudd- og bruksgrensetilstand. Overordnet forklart skal dimensjonering i bruddgrensetilstand sikre at konstruksjonen ikke går til brudd, mens dimensjonering i bruksgrensetilstand skal sikre at konstruksjonen er innenfor definerte brukskrav. I praksis betyr dette kapasitetsberegning og kontrollering i bruddgrensetilstand. For bruksgrensetilstand er funksjonsdyktighet et viktig begrep, og beregninger er ofte knyttet til blant annet nedbøyning (stål og betong), rissvidde (betong) og vibrasjoner [5, s. 5], [11, s. 25—26]. Eurokodene angir krav og anvisninger for både brudd- og bruksgrensetilstand.

Ved å ta hensyn til grensetilstand, lastkombinasjoner og lastfaktorer sikres holdbare og trygge konstruksjoner i henhold til gjeldende Eurokoder. For mer omfattende utredning om grensetilstander og krav for dimensjonering, se avsnitt 3.3.4 i forprosjekt, i vedlegg 4.0.

### 3.1.2 Analysemetoder

Gjennom arbeid med faglitteratur, publikasjoner og Eurokoder knyttet til samvirkekonstruksjoner, kom det frem at det finnes lite eller ingen standardiserte retningslinjer knyttet til endelig elementanalyse, bedre kjent som «*finite element analysis*» eller FE-analyse/FEA. Dermed er det ikke gitt retningslinjer eller analyseteori knyttet til FE-analyser direkte i Eurokodene som omfatter samvirkekonstruksjoner. Enkelte retningslinjer for modellering finnes derimot i Eurokode 3-1-5 tillegg C, og er benyttet som et grunnleggende utgangspunkt for modelleringen. Dette er valgt da det antas at retningslinjene for FE-analyse er generelt gjeldende, selv om standarden ikke spesifikt omfatter samvirkekonstruksjoner.

Selv om noen grunnleggende prinsipper fra Eurokode 3-1-5 tillegg C er fulgt, er modelleringen i hovedsak basert på relevante standarder for samvirkekonstruksjoner. Analyser og modellering er dermed utviklet med hensyn til regelverk og dimensjoneringsprinsipper gitt i Eurokode 4, 3 og 2.

## 3.2 Preaksepterte løsninger

For å sikre at konstruksjoner, byggverk og løsninger innehar tilstrekkelig kapasitet og tilfredsstillende egenskaper, stilles det krav fra myndighetene gjennom Direktoratet for byggkvalitet (DiBK). Gjennom Byggteknisk forskrift (TEK17) og Byggesaksforskriften (SAK10) stilles det både generelle og spesifikke krav for å lovlig kunne oppføre et byggverk i Norge.

Hovedsakelig omfatter preaksepterte løsninger ulike byggetekniske løsninger som er grundig dokumentert og testet, slik at løsningene kan benyttes uten å utarbeide ny dokumentasjon. Preaksepterte løsninger skal kunne dokumenteres gjennom bevisføring, begrunnelse og underbygges av dokumentasjon. Denne dokumentasjonen kan blant annet inneholde tegninger, beskrivelser, analyser og beregninger [12, s. 29].

Dokumentasjon av oppfylte krav er ytterligere definert i TEK17 §2-1(3): «Oppfyllelse av krav og preaksepterte ytelser kan dokumenteres ved bruk av Norsk Standard eller likeverdig standard» [12, s. 30]. Dermed kan egenskapene og kapasitetsformuleringene angitt i Eurokode 4 for samvirkekonstruksjoner anses som preaksepterte. Videre er det angitt veiledning til tredje ledd, som angir beskrivelse for hvordan paragrafen skal tolkes. Essensen i veiledningen er krav til ansvarlig prosjekterende som må vurdere om den spesifikke standarden er egnet og gyldig for å dokumentere en løsning. Denne vurderingen innbefatter blant annet hvorvidt en standard er oppdatert på gjeldende regelverk. Likeverdige standarder er i TEK17 definert som blant annet europeiske standarder (NS-EN) [12, s. 30–32].

### Dokumentasjon av løsninger

I henhold til TEK17 skal byggverk prosjekteres og utføres med hensyn til en rekke viktige områder, blant annet konstruksjonssikkerhet [12, s. 11]. Konstruksjonssikkerhet omfatter arbeidet med denne rapporten i særlig grad, ettersom det dreier seg om dimensjonering, analyse og vurdering av både en preakseptert og en *ikke*-preakseptert løsning. De to betraktete samvirkeløsningene er definert i avsnitt 5.3 og 5.4.

Bruk av gjeldende Eurokoder innfrir kravet om å dokumentere oppfyllelse av forskriftmessige krav til byggverk, konstruksjoner og bygningsdeler. I henhold til TEK17 kan preaksepterte løsninger fravikes og andre løsninger kan utformes og benyttes. Det stilles strenge krav til dokumentasjon og det skal kunne dokumenteres at den valgte løsningen er minst på samme nivå som en preakseptert løsning. Dokumentasjonen baseres på analyser av den valgte *ikke*-preaksepterte løsningen, som skal danne grunnlaget for å bekrefte at ytelseskravene og sikkerheten er tilstrekkelig ivaretatt. Slike analyser er vanlig å gjennomføre ved utarbeidelse og utvikling av nye konsepter og byggemåter. Den gjennomførte analysen må utformes på en måte som bidrar til etterprøvbarehet, henvisning til konkrete standarder og vise til forutsetninger [12, s. 34, 37, 39].

## 3.3 Samvirkekonstruksjoner

I Eurokode 4 avsnitt 1.5.2 defineres en samvirkedel som:

*«konstruksjonsdel med komponenter som består av betong og konstruksjonsstål eller kaldformet stål, og som er forbundet med skjærforbindelse for å begrense glidning i lengderetningen mellom betong og stål samt for å hindre at delene separeres»* [8, s. 12].

### 3.3.1 Prinsipp

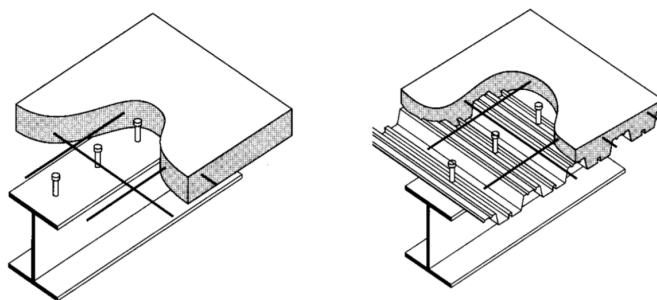
Sammenføyning og interaksjon mellom to eller flere ulike materialer skaper samvirke. Interaksjonen mellom materialene bidrar til stivhet og bæreevne, da skjærkrefter overføres og tverrsnittet utnyttes mer effektivt.

Det finnes variasjoner og ulike løsninger for ulike samvirkekonstruksjoner, men fellesnevneren for de alle er overføringen av skjærkrefter. I konstruksjoner av stål og betong, dannes denne overføringen ved å benytte mekaniske forbindelsesmidler som kalles dybler, se avsnitt 3.3.3.

Utførelse av samvirkekonstruksjoner i dag avgrenses vanligvis til det som kalles samvirkeplater eller samvirkesøyler. Platene består av stålbejler med betongplate som trykkflens, mens søylene er oftest utført som kvadratiske eller sirkulære stålrør fylt med betong. De to ulike løsningene utføres med forbindelsesmiddel som kan overføre skjærkrefter og som dermed skaper interaksjon mellom materialene [1, s. 5].

I henhold til Eurokode 4 avsnitt 6.6.1(7) skilles det mellom delvis og full skjærforbindelse. Den standardiserte definisjonen på full skjærforbindelse, eller samvirke mellom materialene, er når økning i antall dybler ikke øker den dimensjonerende momentkapasiteten. Dersom dette ikke inntreffer, er skjærforbindelsen eller samvirket delvis [8, s. 35].

Figur 3.1 viser oppbygningen av samvirkeplater med stålbejle og forbindelsesmiddel. Oppbygningen av samvirkesøyler kan sees i figur 3.2.



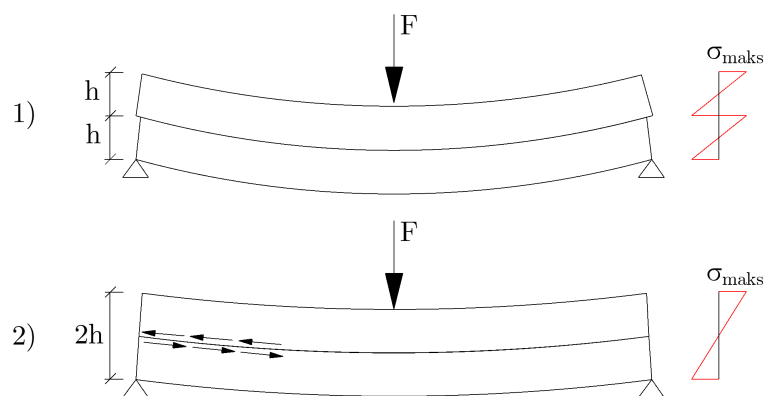
Figur 3.1: Samvirkeplater [1, s. 5]



Figur 3.2: Samvirkesøyler [1, s. 5]

Effekten av interaksjonen mellom materialene kan enkelt illustreres ved å ta utgangspunkt i en fritt opplagt bjelke. Bjelken består av to materialer, der hver av de to delene har bredde  $b$  og høyde  $h$ . Uten samvirke og interaksjon, det vil si ingen overføring av skjærkrefter, vil bæreevne og stivhet finnes ved å addere de to bidragene. Dersom interaksjon mellom de to bjelkedelene etableres, vil dette resultere i at den todelte bjelken fungerer som én bjelke med høyde  $2h$ . Som et resultat halveres da den maksimale bøyepening og bøyestivheten  $EI$  firedobles, altså en markant endring tverrsnittets egenskaper.

Effekten som følge av samvirke er illustrert i figur 3.3, der 1) viser uavhengige materialer og 2) interaksjon mellom materialene som gir en avstivende effekt. Til høyre i figuren vises fordelingen av bøyepening over tverrsnittet, som følge av lastvirkningens bidrag til bøyemoment.



Figur 3.3: Samvirkeeffekt - bjelke med to materialer

Med utgangspunkt i innledende avsnitt og figur 3.3, kan 2. arealmoment og bøyepening utledes. Lastvirkningen ( $F$ ) bidrar til bøyemoment ( $M$ ) der sammenhengen er gitt som [1, s. 5]:

### 1) Uavhengige materialer — uten samvirke

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{6}bh^3 \quad (3.1)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{3M}{bh^2} \quad (3.2)$$

### 2) Interaksjon mellom materialer — med samvirke

$$I = \frac{1}{12} \times b \times (2h)^3 = \frac{2}{3}bh^3 \quad (3.3)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{3M}{2bh^2} \quad (3.4)$$

Målet og hensikten med samvirkekonstruksjoner er å utnytte materialene i et tverrsnitt på best mulig måte. For samvirkekonstruksjoner av stål og betong betyr dette tverrsnitt som legger til rette for at betongdelen ivaretar trykkrefter, mens ståldelen ivaretar strekkrefter. Beregningsgangen for dimensjonering av slike tverrsnitt kan gjøres på ulike måter, med ulik tilnærming til plassering av nøytralaksen i tverrsnittet. Prinsippet dreier seg om å fordele kreftene på en måte som utnytter materialegenskapene mest mulig effektivt. Dette er grunnlaget for utformingen av samvirkeplater og samvirkesøyler. Denne tilnærmelsen sikrer effektiv utnyttelse og samlet forbedring av tverrsnittet, da materialene gjennom samvirke minimerer svakheter og maksimerer styrke.

### 3.3.2 Bruksområder

Eurokode-programmet skiller mellom samvirkekonstruksjoner for bygninger (Eurokode 4 del 1) og broer (Eurokode 4 del 2). Utover dette, finnes det også en egen standard for branndimensjonering av samvirkekonstruksjoner (Eurokode 4 del 1-2). Litteratursøk og arbeid med relevante publikasjoner tyder på at samvirkekonstruksjoner forekommer oftest i brokonstruksjoner, men også i enkelte industribygg. For å vurdere samvirkekonstruksjoner med hensyn til egenskaper, er fordelene og ulempene angitt [1, s. 23, 31]:

**Fordeler:**

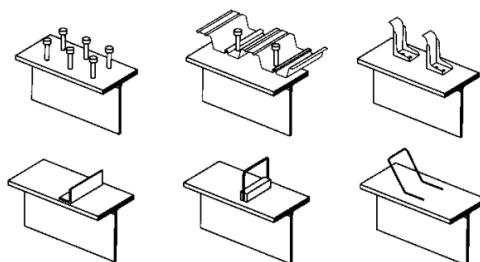
- Samvirketverrsnitt påkjent av positivt bøyemoment vil gi gunstig spenningsfordeling i både stål- og betongdelen av tverrsnittet. Dette bidrar til best mulig materialutnyttelse.
- Bruk av stål kombinert med betong gjør tverrsnittet lettere enn å benytte et rent betongtverrsnitt. Dette kan bidra til reduksjon av resterende bæresystem.
- Deler av samvirkekomponentene vil kunne prefabrikeres, hvilket gir reduksjon i monterings- og transporttid. Dette gir i tillegg en gunstig økonomisk effekt.

**Ulemper:**

- Montering/sveising av dybler til stålprofil er en tidkrevende prosess. Dette bidrar til at samvirkeløsninger kan være kostbare.
- I kontinuerlige bjelker vil negative moment oppstå over støttene. Dette gir ugunstig kraftfordeling i tverrsnittet, da betongen utsettes for strekkrefter og stålprofilen for trykkrefter.
- Negativt bøyemoment gir trykkrefter i stålprofilen, som kan øke faren for vipping og knekking av steg.

### 3.3.3 Dybler

For å oppnå en samvirkekonstruksjon, kreves overføring av skjærkrefter. Denne overføringen skjer gjennom mekaniske forbindelsesmidler, kjent som skjærdybler eller dybler. Hovedfunksjonen for dybler i en samvirkekonstruksjon er først og fremst å overføre skjærkrefter mellom betongdel og stålprofil. Utover skjærkraftoverføring, dimensjoneres også dybler i enkelte tilfeller for overføring av vertikale strekkrefter mellom betongdel og stålprofil. I slike tilfeller dimensjoneres dyblene for en strekkraft lik 10 % av skjærkapasiteten. I figur 3.4 vises en oversikt over ulike utforminger av dybler for overføring av skjærkrefter [1, s. 36].



Figur 3.4: Ulike dybler [1, s. 6]

Det finnes mange ulike typer dybler og utforminger, men den mest brukte i dag er den såkalte boltedybelen («headed stud»). I figur 3.4 er de to illustrasjonene øverst til venstre av typen boltedybler som sveises fast til stålprofilen. Kapasitetsberegning og dimensjonering i henhold til Eurokode 4 er basert på bruk av boltedybler som skjærforbindelse. Selv om boltedybler er mest benyttet i dag, har disse relativt liten styrke per dybel. Andre typer dybler vil gi bedre kapasitet, men er ikke hensyntatt gjennom Eurokode 4.

Mekaniske forbindelsesmidler mellom stålprofil og betong bidrar til komplekse tverrsnitt og spenningsforhold. Utviklingen av forbindelsesmidler er basert på systematiske observasjoner og undersøkelser, og verifisert gjennom testing [2, s. 20, 27].

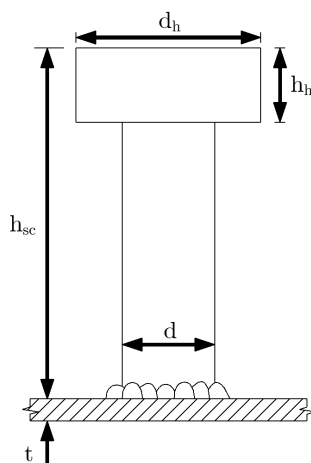
Forskjellen på de ulike dybelvariantene er i hovedsak praktisk utforming og duktilitet. Enkelte dybler er stive og har ingen deformasjonskapasitet. Boltedybler er duktile hvilket muliggjør en viss deformasjon mellom stålprofil og betongdel. Deformasjon kan gi bøyning av boltedybelen eller knusing av betongen i kontaktflaten mellom dybel og betong. En forutsetning for bruk av boltedybler er at forbindelsen har en deformasjonskapasitet på minst 6 mm. Den duktile egenskapen for boltedybler kjennetegnes ved at dybelen bøyes eller betongen knuses før bruddkapasiteten nås [8, s. 47], [1, s. 36—37].

Utforming av sveiset boltedybel er vist i figur 3.5. Slike forbindelser sveises direkte på underliggende stålprofil eller gjennom korrugerte plater, som vist i figur 3.4. Fordelen med å benytte boltedybler i samvirkekonstruksjoner er effektiv sveiseprosess, og at dyblene på grunn av sin relativ lave høyde unngår konflikt med armeringen i betongen. Parameterne for utforming av boltedybler er angitt i Eurokode 4 avsnitt 6.6.3.1 og 6.6.5.7, der dybelens nominelle høyde er angitt som  $h_{sc}$  og  $t$  angir godstykkelsen i stålprofilen [8, s. 49, 54].

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$$

$$d_h \geq 1,5d$$

$$h_h \geq 0,4d$$



Figur 3.5: Boltedybel [2, s. 27]

Kapasitetsberegning av dimensjonerende skjærkapasitet for boltedybler er angitt i Eurokode 4 avsnitt 6.6.3.1. Begrensinger for kapasiteten har bakgrunn i de to aktuelle bruddformene avskjæring og kontakttrykket mellom stål og betong. For boltedybel som er sveiset til et stålprofil er skjærkapasiteten gitt som den minste av uttrykkene (3.5) og (3.6) [8, s. 49]. Betongens karakteristiske trykkfasthet er gitt som  $f_{ck}$ , og elastisitetsmodulen er gitt som  $E_{cm}$ .

Avskjæringskapasitet:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times d^2/4}{\gamma_V} \quad (3.5)$$

Knusing av betong:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (3.6)$$

der

$$f_u \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

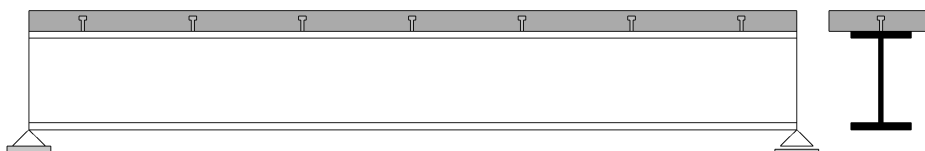
$$\alpha = 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ for } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ for } h_{sc}/d > 4$$

$$\gamma_V = 1,25$$

Gjennom testing av samvirketverrsnitt, som illustrert i figur 3.1 og 3.6, er det påvist at ved små lastpåvirkninger overføres mesteparten av langsgående skjærkraft ved heft mellom stålprofil og betongen. Når lastpåvirkningen økes blir denne heften brutt, som er en irreversibel effekt. Med bakgrunn i dette angis virkningen av heft lik null ved dimensjonering og beregning. Dette betyr at dyblene må ta all skjærkraften. Dyblenes skjærkapasitet er geometriavhengig, som det fremgår av uttrykk (3.5) og (3.6) [2, s. 27].

I figur 3.6 er en typisk samvirkebjelke illustrert. Bjelken er utført med i-profil og sveiste boltedybler. Ovenfor stålprofilet støpes betongdelen og de tre konstruksjonsdelene utgjør en effektiv og stiv konstruksjon. Utover å ta opp skjærkrefter mellom materialene, bidrar i tillegg dyblene til torsjonslåsing. Dette er kritisk i monteringsfasen, da stålprofilen vil kunne rotere om sin lengdeakse. Så fort betongen er utstøpt og herdeprosessen har startet, vil dyblene sikre kraftoverføringen mellom stålprofilen og betongplaten som gir avstivende effekt og torsjonslåsing [2, s. 134].



Figur 3.6: Samvirkebjelke med boltedybler

### 3.3.4 Dybelplassering

Eurokode 4 avsnitt 6.6.5.2(3) og 6.6.5.7(4) angir retningslinjer for plassering av skjærforbindelser i samvirkebjelker. Dybler plasseres med senteravstand  $e_L$  i henhold til kravene angitt i de respektive avsnittene i Eurokode 4 [8, s. 53–54]:

$$e_L < 800 \text{ mm}$$

$$e_L < 6 \times h_c$$

$$e_L > 5 \times d$$

Utover de tre avstandskravene, er det også angitt retningslinjer for plassering av dybler i avsnitt 6.6.1.3(3).

Antall nødvendige skjærforbindelser bestemmes ut ifra betraktning av det aktuelle systemet. I henhold til avsnitt 6.6.1.1(13) bør antall dybler og deres kapasitet minst tilsvare den dimensjonerende skjærkraften i bruddgrensetilstand [8, s. 47]. Ut ifra opplagerbetingelser vil det variere hvordan dette løses. Ved å betrakte en fritt opplagt bjelke kan den totale skjærkraften  $V_l$  bestemmes ut ifra horisontal likevekt. Størrelsen på skjærkraften vil være avhengig av plasseringen til den plastiske nøytralaksen. Dyblenes kapasitet er gitt ved  $P_{Rd}$ , som utledet i avsnitt 3.3.3. Det nødvendige antallet dybler  $n_f$  er gitt som [1, s. 40]:

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} \quad (3.7)$$

### 3.3.5 Forskyvninger

Før etablering av samvirke mellom materialer, er det viktig å observere og vurdere forskyvninger som kan oppstå. Ved sammenføyning av to eller flere materialer eller konstruksjonselementer uten kobling, som blir utsatt for krefter som moment, skjær og torsjon bør tverrsnittet vurderes med hensyn til forskyvninger. Fra et konstruksjonsmessig perspektiv ønsker man at konstruksjonselementene skal fungere monolittisk. Dette betyr at elementene er sammenhengende og oppfører seg som et nytt tverrsnitt. Ved å vurdere forskyvninger mellom konstruksjonselementene vil dette gi en pekepinn på hvor og hvordan elementene bør sammenkobles.

Hvordan konstruksjonselementene sammenføres kan videre gi en indikasjon på spenningsfordeling som oppstår, som videre danner grunnlaget for selve dimensjoneringen av knutepunktet. Hindring av forskyvninger fra hverandre må kunne defineres som tvangskrefter [3, s. 10]. I henhold til Eurokode 4 avsnitt 6.6.1.1(9) forutsettes bruk av skjærforbindelser med boltehode tilstrekkelig kapasitet mot oppløft [8, s. 47]. Geometrien og utformingen av boltedybler bidrar til at det sjeldent er nødvendig med beregninger for oppløft, som oppstår som et resultat av strekkrefter mellom materialene.

## 3.4 Konstruksjonsanalyse iht. Eurokode 4

Ettersom håndberegningen og modelleringen tar utgangspunkt i krav definert gjennom Eurokode 4, utdypes sentrale fokusområder for konstruksjonsanalysen gjennom påfølgende avsnitt.

### Elastisitetsteori

Elastisitetsteorien er, med kjente prinsipper fra mekanikk, basert på forutsetning om lineær og reversibel sammenheng mellom spenning og tøyning. De grunnleggende forutsetningene danner utgangspunktet for den klassiske bjelketeorien:

- Hookes lov er gyldig:  $\sigma = E \times \epsilon$
- Navier-Bernoullis hypotese er gjeldende: «plane tverrsnitt forblir plane etter deformasjon».
- Det er alltid likevekt mellom lastvirkning og spenning.



Ved å kombinere de tre forutsetningene, muliggjøres utledning av formelapparat for beregning av tverrsnittsspenninger [4, s. 78—79]. Elastisk tverrsnittskapasitet defineres ut ifra kraften eller kombinasjonen av flere krefter som gir initiell flytning i tverrsnittets mest påkjente punkt [3, s. 26].

### Plastisitetsteori

I motsetning til elastisitetsteori, gir beregning i henhold til plastisitetsteorien grunnlag for større tverrsnittskapasitet. Hovedsakelig skyldes dette at tverrsnittet tillates plastiske deformasjoner og full flytning over hele tverrsnittet, som i elastisitetsberegning er begrenset til kun et område eller punkt. Dermed kan materialene utnyttes på en bedre måte og gi høyere kapasitet. Forutsetningen for bruk av plastisitetsteorien er en idealisert spenning-tøyningskurve, der materialet oppfører seg stivt perfekt plastisk. Dermed er ikke fastning og deformasjoner medtatt i betraktningen og spenningen antas konstant som  $\sigma = \sigma_y$  [3, s. 28].

#### 3.4.1 Dimensjoneringsprosedyre

Samvirkeløsninger skal påvises tilstrekkelig kapasitet på lik linje med tradisjonelle konstruksjoner. Kravene for påvisning er definert i Eurokode 4 avsnitt 6.1.1(3). Her beskrives blant annet kapasitet mot kritiske tverrsnitt, vipping, skjærknekking og langsgående skjærkrefter. Kritiske tverrsnitt er definert som tverrsnitt med maksimalt bøyemoment eller opplagere [8, s. 34]. Analysen og dimensjoneringsprosessen gjøres i henhold til regelverk i Eurokode 3 og 4. Med bakgrunn i litteraturstudie benyttes som oftest plastisitetsteori i bruddgrensetilstand, mens elastisitetsteori benyttes i bruksgrensetilstand. Det skilles mellom dimensjonering og kapasitetsberegning ut ifra bruk av elastisitetsteori og plastisitetsteori. Bruk av elastisitetsteori er gjeldende for tverrsnittsklasse 3 og 4, mens bruk av plastisitetsteori begrenses av tverrsnittsklasse 1 eller 2, se tabell 3.2.

Tabell 3.2: Analysemetode og tverrsnittskapasitet [1, s. 11]

Tverrsnittsklasse	Analysemetode	Svinn og kryp?	Lasthistorie medtatt?	Tverrsnittskapasitet
1	Plastisitets- eller elastisitetsteori med momentomlagring	Nei	Nei	Plastisk
2	Elastisitetsteori med begrenset momentomlagring	Nei	Nei	Plastisk
3	Elastisitetsteori med begrenset momentomlagring	Nei	Ja	Elastisk
4	Elastisitetsteori uten momentomlagring	Ja	Ja	Elastisk med stabilitetskontroll

Ved dimensjonering og kapasitetsberegning etter elastisitetsteorien, skal det i henhold til avsnitt 5.4.2 i Eurokode 4 tas hensyn til transformering av tverrsnittet. Dette betyr at stålets tverrsnittsareal omgjøres eller transformeres til et ekvivalent betongtverrsnitt. Dette gjøres ved å dividere stålets ( $E_a$ ) og betongens ( $E_{cm}$ ) elastisitetsmodul. Dermed finnes modulforholdet,  $n_0$ , mellom de to materialene som gjør at samvirketverrsnittet kan betraktes som et homogent tverrsnitt [1, s. 9].

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (3.8)$$

For mer inngående beskrivelse av lastvirkningsanalyse og bakgrunn for kapasitetsberegninger, se forprosjekt avsnitt 3.6.4 [3, s. 21].

### 3.4.2 Feilmekanismer

Tilsvarende som for stål- og betongkonstruksjoner, skal tilstrekkelig kapasitet påvises også for samvirkekonstruksjoner. De ulike påvisningene er beskrevet og gitt i Eurokode 4 avsnitt 6.1.1(3). Som for betongkonstruksjoner, kan også samvirkekonstruksjoner betraktes med oppsprukket tverrsnitt. Oppsprekking av betongdelen gir følgelig en reduksjon av samvirketverrsnittets bøyestivhet, som beskrevet i Eurokode 4 avsnitt 5.4.2.3. Videre er også skjærbrudd, samt vurdering av skjæroverføringens kapasitet viktig å vurdere som en feilmekanisme i samvirkekonstruksjoner.

Historisk er konstruksjoners feilmekanismer påvist og dokumentert gjennom ulike tester på laboratorium. Omfattende prøving og testing har gitt data på hvordan konstruksjoner påvirkes og hvilke egenskaper som er viktig å kontrollere og/eller dokumentere. I nyere tid har bruk av FE-analyse, se avsnitt 6.3, gjort det mulig å kunne simulere eksperiment og testing gjennom avansert programvare. Dermed kan feilmekanismer og egenskaper enklere defineres og begrunnes, ettersom avansert testing muliggjøres uten omfattende og kostbart utstyr.

### 3.4.3 Tverrsnittsklassifisering

Tverrsnittsklassifisering av en samvirkebjelke gjøres i henhold til Eurokode 3, avsnitt 5.5.2. Klassifiseringen gjennomføres med hensyn til oppførselen i stålprofilets ugunstigste deler, steg eller flens. I henhold til Eurokode 4 avsnitt 5.5.1(3) vil ståldeler som er innfestet til betongen kunne oppnå en gunstigere klassifisering grunnet fastholdning. Klassifiseringen gjøres i henhold til tabell 5.2 i Eurokode 3 [1, s. 14].

Sammenheng mellom bøyemoment og rotasjon danner grunnlaget for tverrsnittsklassifiseringen. Tverrsnittsdeler som er påkjent av en trykkraft vil kunne resultere i elastisk eller plastisk lokal knekking. Forholdet mellom bredde ( $b$ ) og tykkelse ( $t$ ) av tverrsnittsdelen er viktig. Lokal knekking vil kunne oppstå dersom forholdet overskrider en bestemt verdi. Tverrsnittsklassene er definert som [4, s. 106—108], [3, s. 24—25]:

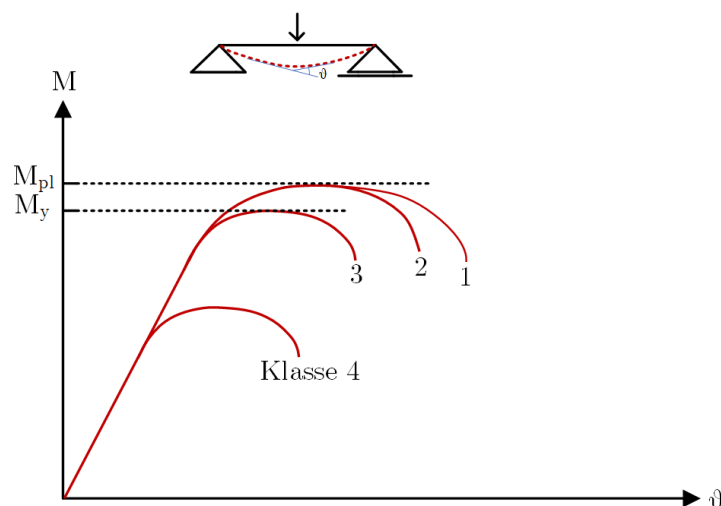
**Tverrsnittsklasse 1:** Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler som kan nå plastisk kapasitet og opprettholde kapasiteten. Kapasiteten opprettholdes til tross for betydelig stukning i tverrsnittet eller en tverrsnittsdel.

**Tverrsnittsklasse 2:** Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler som kan nå full plastisk kapasitet, men som får lokal plastisk knekking dersom tverrsnittet/tverrsnittsdel får betydelig stukning.

**Tverrsnittsklasse 3:** Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler der flytning inntreffer i det mest påkjente punktet før elastisk knekking inntreffer.

**Tverrsnittsklasse 4:** Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler der lokal knekking inntreffer før initiell flytning i mest påkjente punkt.

De ulike tverrsnittsklassene kan illustreres gjennom å betrakte en momentpåkjent bjelke. Som illustrert i figur 3.7 er det sammenheng mellom påkjent bøyemoment ( $M$ ) og rotasjonsvinkel ( $\theta$ ). Beregninger i dette prosjektet er basert på antagelse om tverrsnittsklasse 3 for elastisk dimensjonering og tverrsnittsklasse 1 for plastisk dimensjonering.



Figur 3.7: Tverrsnittsklassifisering — momentpåkjent bjelke [3, s. 25]

### 3.4.4 Dimensjonerende materialverdier

#### Betong:

Med hensyn til avsnitt 2.4.1.2 i Eurokode 4 [8, s. 20], er den dimensjonerende verdien for betongtrykkfasthet gitt ved:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.9)$$

I uttrykk (3.9) er  $f_{ck}$  karakteristisk trykkfasthet som er definert i Eurokode 2, tabell 3.1. Materialfaktoren for betong er angitt i betongstandarden som  $\gamma_c$  [10, s. 22, 26]. Etersom det i denne oppgaven tas utgangspunkt i samvirkekonstruksjoner som definert i Eurokode 4, tas det ikke hensyn til koeffisienten  $\alpha_{cc}$  som definerer dimensjonerende trykkfasthet i henhold til Eurokode 2.

#### Armeringsstål:

Dimensjonerende verdi for armeringsstål bestemmes ut ifra karakteristisk fasthet dividert med tilhørende materialfaktor, tilsvarende som for betongen. Det gir uttrykket:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.10)$$

#### Konstruksjonsstål

Også konstruksjonsstålets dimensjonerende fasthet bestemmes ut ifra karakteristisk fasthet dividert på tilhørende materialfaktor:

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

### 3.4.5 Effektiv flensbredde

For et bjelketverrsnitt med stor flensbredde sammenlignet med bjelkens spennvidde, vil ikke bøyepeningen ( $\sigma$ ) være jevnt fordelt over flensbredden. Dette skyldes den opptredende skjærdeformasjonen i flensens plan, som er et resultat av horisontal skjærspenning ( $\tau$ ). Denne skjærdeformasjonen gir en ikke-lineær spenningsfordeling, som i ingeniørpraksis ikke er hensiktsmessig å dimensjonere etter [1, s. 9—10]. Eurokode 4 avsnitt 5.4.1.2 angir retningslinjer for bruk av effektiv flensbredde  $b_{eff}$  ved skjærdeformasjoner. Effektiv flensbredde er gitt ved:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.12)$$

I uttrykk (3.12) er  $b_0$  dyblenes senteravstand i bjelkens tverretning og  $b_{ei}$  er den effektive bredden av betongplaten på hver side av steget. Verdien av  $b_{ei}$  settes lik den minste av  $L_e/8$  og  $b_i$ , der  $L_e$  er avstanden mellom momentnullpunktene. Vurdering av  $b_i$  er kun aktuelt ved vurdering av kontinuerlige samvirkebjelker og dermed ikke relevant for dette arbeidet [8, s. 25—26]. For illustrasjon av effektiv bredde av et samvirketverrsnitt, se figur 5.1 i Eurokode 4.

### 3.4.6 Momentkapasitet

#### I) Elastisitetsteori: preakseptert løsning

Ved å dimensjonere ut ifra elastisitetsteori benyttes modulforholdet, som beskrevet i avsnitt 3.4.1. Som kjent fra mekanikk benyttes spenninger som indikasjon på hvorvidt et tverrsnitt har tilstrekkelig kapasitet. Dette gjelder også for samvirketverrsnitt, men bøyepeningene beregnes forskjellig ut ifra betraktning av stålprofil eller betongdel. Beregningen gjøres med fortegn, der trykkspenninger angis som negative. Uttrykk for bøyepeninger er gitt som [1, s. 28]:

$$\sigma_a = \frac{M_{Ed}}{I_{samvirke}} \times y \leq f_d \quad (3.13)$$

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{I_{samvirke}} \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times y = \frac{M_{Ed}}{n_0 \times I_{samvirke}} \times y \leq f_{cd} \quad (3.14)$$

Påkjent bøyemoment tillates å øke i henhold til elastisitetsteorien inntil maksverdien for bøyepening oppstår. Maks påkjenning begrenses av  $f_d$  for stål og  $f_{cd}$  for betong. Dermed kan ikke samvirketverrsnittet påkjennes ytterligere, ettersom  $f_d$  og  $f_{cd}$  er dimensjonerende fastheter for konstruksjonsmaterialene [1, s. 28]. Samvirketverrsnittets 2. arealmoment definert ved:

$$I_{samvirke} = I = I_a + I_{c,ekv} + \frac{A_a \times A_{c,ekv} \times a^2}{(A_a + A_{c,ekv})} \quad (3.15)$$

#### II) Plastisitetsteori: preakseptert løsning

Utgangspunktet for den plastiske momentkapasiteten er horisontal likevekt, der momentet beregnes ut ifra den minste verdien av trykk- eller strekkresultanten. Kraftarmen mellom de to resultantene er definert som  $y_1$ .

Betongens maksimale trykkspenning er gitt i Eurokode 4 avsnitt 6.2.1.2(1d) som  $0,85f_{cd}$  der  $0,85$  er en modelfasthet som skiller seg fra reduksjonsfaktoren  $\alpha_{cc} = 0,85$  [1, s. 8]. For samvirkebjelker i bygninger, med full skjærforbindelse, er den plastiske momentkapasiteten gitt ved [13, s. 160]:

$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}; N_{pl,a}) \times y_1 \quad (3.16)$$

### III) Ikke-preakseptert løsning

Ettersom det ikke er gitt standardiserte fremgangsmåter eller formelapparat for samvirke mellom u-profil og betongdekke, er uttrykkene basert på likevektsbetraktninger. Det skilles i hovedsak mellom kapasitetsberegning med og uten tøyningsskompatibilitet (samvirke). Beregningene gjøres med utgangspunkt i formelapparatet utviklet gjennom arbeidet med forprosjektet. Se forprosjekt avsnitt 3.2.3 for mer omfattende utledning av bakgrunnen for benyttede formler [3, s. 8–9].

For uavhengige materialer, uten tøyningsskompatibilitet, beregnes felles momentkapasitet som summen av bidraget fra u-profilet og betongdekket. Kapasitetsberegning uten samvirke er kun gjennomført for den *ikke*-preaksepterte løsningen. Denne tilnærmelsen er gjort ettersom løsningen uten samvirke er benyttet i prosjektet Kanalen Brygge, se avsnitt 5.4. Felles momentkapasitet er gitt som:

$$M_{Rd,felles} = M_{Rd,c} + M_{Rd,a} \quad (3.17)$$

For beregning med fullt samvirke, tas det utgangspunkt i Eurokode 4 avsnitt 6.3.2(1) og (2), samt 6.6.1.1(2) og (7). Momentkapasiteten beregnes ut ifra plastisitetsteorien, og fremgangsmåten krever at materialene er tøyningsskompatible. Dette betyr at materialene «tvinges» til å virke sammen og tøyningsskompatibiliteten bidrar til høyere kapasitet, da materialene virker sammen og utnyttes bedre. Effekten av samvirke er illustrert i del 2 av figur 3.3. Ettersom materialene virker sammen, betyr dette at betong, armering og u-profilet vil ha tilsvarende deformasjon og at endring i betongtøyning må gi tilsvarende tøyningssendring i u-profilet [3, s. 8].

I henhold til avsnitt 6.3.2(1) skal det være full skjærforbindelse mellom konstruksjonsstålet og betongen for overføring av skjærkrefter. 6.3.2(2) åpner for bruk av plastisitetsteori for bestemmelse av momentkapasitet. Avsnitt 6.6.1.1(2) angir at det ved dimensjonering skal sørges for skjærforbindelse mellom betong og ståldel og at den naturlige heften mellom materialene neglisjeres. Dette antas å være tilstrekkelig oppfylt bruk av boltedybler. 6.6.1.1(7) foreskriver at skjærforbindelsen skal forhindre separering av stål- og betongdel, som også antas tilstrekkelig oppfylt ved full tøyningsskompatibilitet [3, s. 8].

Ved å benytte plastisitetsteorien, utnyttes materialene fullt. Beregningsgangen baseres på å dele opp det betraktete tverrsnittet i respektive trykk- og strekkresultanter. Stålprofilet deles i fire ulike deler, der hver resultant beregnes ut ifra  $A_i \times f_d$ . Armeringsbidraget beregnes ut ifra  $A_s \times f_{yd}$ . Bidraget fra betongen beregnes kun som trykkresultant gitt som  $T_c = 0,8\alpha \times d \times b \times f_{cd}$  [3, s. 8].

Momentkapasiteten til samvirketverrsnittet beregnes ved momentlikevekt om et valgt punkt, p. Summen av resultatene med tilhørende momentarm gir total momentkapasitet:

$$\sum M_p = M_{Rd,samvirke} \quad (3.18)$$

### 3.4.7 Skjærkapasitet

#### I) Elastisitetsteori: preakseptert løsning

Elastisk skjærkapasitet beregnes og defineres med bakgrunn i [13]. Det skilles mellom skjærspenning i betong og stålprofil, ettersom de to materialene har ulike skjæregenskaper. Beregning av skjærspenninger i samvirketverrsnitt nær opplager har gjennom testing vist seg å være utfordrende. Dette skyldes betongens evne til å motstå skjærspenninger, som avhenger av hvorvidt bjelken er kontinuerlig, oppsprekking og utforming av skjærforbindelsen. Som en forenklet tilnærming er skjærspenning for henholdsvis stålprofil og betong definert som [13, s. 129—131]:

$$\tau_a = V_{Ed} \times \frac{\sum E_i \times S_i}{EI_o \times t_w} \quad (3.19)$$

$$\tau_c = V_{Ed} \times \frac{\sum E_i \times S_i}{EI_o \times b_{eff}} \quad (3.20)$$

der

$$S_i = A_i \times e_i \quad (3.21)$$

$$A_{c.red} = e_{T,0} \times b_{eff} \quad (3.22)$$

$$EI_0 = E_a I_a + E_{cm} I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_{cm} \times A_{c.red}}{E_a \times A_a + E_{cm} \times A_{c.red}} \quad (3.23)$$

De beregnede skjærspenningene kontrolleres mot henholdsvis stålprofillets og betongens dimensjonerende kapasitet. For konstruksjonsstål er elastisk skjærspenningskapasitet gitt som:

$$\tau_{a,Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} \quad (3.24)$$

Hverken i Eurokode 2 eller 4 er det definert skjærspenningskapasitet for betong. Det er derfor valgt å benytte skjærstrekkkapasitet angitt i [5] som utgangspunkt. Uttrykket er gitt som [5, s. 61]:

$$\tau_{c,Rd} = f_{td} = 0,85 \times \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (3.25)$$

Med bakgrunn i den dimensjonerende skjærkraften,  $V_{Ed}$ , kan en langsgående skjærkraft per lengde-enhet beregnes. Denne skjærstrømmen betegnes  $q_b = q_{L,Ed}$  og uttrykkes som [13, s. 136]:

$$q_b = q_{L,Ed} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_i \times S_i}{EI_0} \quad (3.26)$$

#### II) Plastisitetsteori: preakseptert løsning

Ved full skjærforbindelse er dimensjonerende, langsgående skjærkraft gitt som [13, s. 156—157]:

$$V_{L.ed} = \min(N_{c,f}; N_{pl,a}) \quad (3.27)$$

der

$$N_{c,f} = b_{eff} \times h_c \times 0,85 f_{cd} \quad (3.28)$$

$$N_{pl,a} = A_a \times f_d \quad (3.29)$$

Ved å innsette  $V_{L,Ed}$  i uttrykk (3.7), kan antall nødvendige dybler i henhold til plastisitetsteori beregnes. I henhold til Eurokode 4 avsnitt 6.6.1.1(14) tillates det imidlertid å benytte delvis skjærforbindelse for bjelker i bygninger ved plastisk dimensjonering, gitt at tverrsnittsdelen er i klasse 1 eller 2. Minimum grad av skjærforbindelse er gitt i avsnitt 6.6.1.2(1) i Eurokode 4:

$$\eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \times (0,75 - 0,03 \times L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (3.30)$$

Med hensyn til den beregnede skjærforbindelsen,  $\eta$ , kan det justerte antallet nødvendige dybler beregnes:

$$n = n_f \times \eta \quad (3.31)$$

Det nye antallet nødvendige bidrar til å redefinere kapasiteten for langsgående skjærkraft:

$$V_{L,Ed} = n \times P_{Rd} \quad (3.32)$$

Vertikal, plastisk skjærkapasitet bør i henhold til Eurokode 4 avsnitt 6.2.2.2(1) antas lik kapasiteten til stålprofilen. Plastisk skjærkapasitet bestemmes dermed med bakgrunn i Eurokode 3 avsnitt 6.2.6(2):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.33)$$

Beregningen av plastisk skjærkapasitet avhenger av skjærarealet  $A_v$ , og er definert som arealet parallelt med skjærkraften. Tverrsnittsdeler som står normalt på skjærkraften bidrar ikke til opptak av skjærkraften. Uttrykk for beregning av skjærareal er gitt i Eurokode 3 avsnitt 6.2.6(3j–3p) [3, s. 28].

I tillegg kontrolleres uinnstøpte stålsteg for skjærnekking i henhold til Eurokode 3 avsnitt 6.2.6(3).

### III) Ikke-preakseptert løsning

For beregning av skjærkapasitet for den *ikke*-preaksepterte løsningen tas det hensyn til bidrag fra både stålprofilen og betongdelen av tverrsnittet. Denne tilnærmingen er valgt ettersom standardiseringene i Eurokode 4 ikke direkte er overførbare til den *ikke*-preaksepterte løsningen, og det antas svært konservativt å neglisjere betongens skjærkapasitet. Stålprofilens bidrag beregnes etter plastisitetsteori, som beskrevet tidligere i avsnittet. Betongbidraget beregnes etter empirisk formel i Eurokode 2 avsnitt 6.2.2(1) [10, s. 83]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \left( 100\rho_l \times f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w d > (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w d \quad (3.34)$$

Skjærkapasiteten for tverrsnittet kan dermed uttrykkes ved:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{pl,Rd} \quad (3.35)$$

### 3.4.8 Tverrsnittskontroll

#### Armeringskontroll

Kontroll av tverrarmering gjøres i henhold til avsnitt 6.6.6.2(1) i Eurokode 4, der det henvises videre til avsnitt 6.2.4(4) i Eurokode 2. Kravet for tverrarmering per lengdeenhet er gitt ved:

$$\frac{A_{sf} \times f_{yd}}{s_f} \geq v_{L,Ed} \times \frac{h_f}{\cot\theta} \quad (3.36)$$

I uttrykk (3.36) er  $v_{L,Ed}$  dimensjonerende skjærspenning,  $h_f$  er skjæroverflatens lengde og  $\theta$  er vinkelen mellom lengdeakse og trykkstav (ut ifra stavmodell). Skjærspenningen  $v_{L,Ed}$  defineres ved:

$$v_{L,Ed} = \frac{q}{h_f} \quad (3.37)$$

Skjærspenningen i uttrykk (3.37) kan omskrives i henhold til Eurokode 2 avsnitt 6.2.4(3). I det nye uttrykket for skjærspenning er  $\Delta x = a_v$ , som tilsvarer avstanden fra null bøyemoment til maks bøyemoment. For en fritt opplagt bjelke vil denne avstanden være  $L/2$  :

$$v_{L,Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \times a_v} \quad (3.38)$$

Videre henvises det fra Eurokode 4 til avsnitt 9.2.2(5) i Eurokode 2 for bestemmelse av krav til minimum tverrarmering [10, s. 154]:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,1\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (3.39)$$

$$A_{c,eff} = h_c \times b \quad (3.40)$$

Når minste nødvendige armeringsmengde beregnes, benyttes  $b = 1000 \text{ mm}$ . Tallverdien har dermed benevnelsen  $\text{mm}^2/\text{m}$ , som er vanlig for å angi armeringsmengde.

#### Trykkbrudd

Betongflensenes kapasitet beregnes også etter Eurokode 2 avsnitt 6.2.4(4), etter henvisning fra Eurokode 4. Her stilles det krav til trykkkapasitet, som må være tilstrekkelig for å forhindre trykkbrudd i betongen. Kapasiteten er gitt som:

$$v_{L,Ed} < \nu \times f_{cd} \times \sin\theta \times \cos\theta \rightarrow v_{Rd} = \nu \times f_{cd} \times \sin\theta \times \cos\theta \quad (3.41)$$

der

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.42)$$



### 3.4.9 Bøyestivhet

Bøyestivhet,  $EI$ , er en viktig parameter med hensyn til beregning og vurdering av konstruksjonens oppførsel i bruksgrensetilstand (SLS). Konstruksjonsdelens motstandsevne mot bøyedeforasjoner uttrykkes gjennom verdien  $EI$ , der  $E$  er elastisitetsmodulen og  $I$  er 2. arealmoment. Som følge av samvirke mellom materialene bidrar tøyingskompatibiliteten til økt bøyestivhet ettersom materialenes bidrag kombineres. Beregning av bøyestivhet for samvirkekonstruksjoner er kompleks og omfattende. Beregningene er derfor basert på enkelte antagelser og forenklinger, men gir likevel en god indikasjon på bøyestivheten for de betraktede samvirketverrsnittene.

Som et forenkelt grep, er det antatt stadium I for den armerte betongen. Denne antagelsen gjøres for enklere å kunne gjennomføre referansemodellering og analyse, for deretter å øke kompleksiteten i modelleringsarbeidet. Det er valgt å gjennomføre beregninger av bøyestivhet både med og uten tøyingskompatibilitet, da denne tilnærmelsen illustrerer virkningen av samvirke på en god måte.

#### Uten tøyingskompatibilitet

For både preakseptert og *ikke*-preakseptert løsning, beregnes bøyestivheten først uten tøyingskompatibilitet. Ettersom det ikke foreligger samvirke mellom materialene, betraktes felles bøyestivhet som summen av tverrsnittets individuelle bøyestivheter. Tilnærmingen gir en indikasjon, men vil være mindre nøyaktig i et samvirkeperspektiv [3, s. 9]. Forenklet metode for beregning av bøyestivhet er gitt ved:

$$EI_{felles} = E_c I_c + E_s I_s + E_a I_a \quad (3.43)$$

Med antatt stadium I for den armerte betongen, betyr dette urisett tverrsnitt med lineære egenskaper. Betong- og armeringsbidraget beregnes med bakgrunn i teori og uttrykk fra [5]. Ettersom tverrsnittets nøytralakse og tyngdepunktsakse er sammenfallende, benyttes det tyngdepunktsberegning for transformert betongtverrsnitt. Betongtverrsnittets trykksonehøyde,  $\alpha d$ , danner utgangspunktet for beregning av bidragene til 2. arealmoment [5, s. 122–123]:

$$\eta_1 = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000 \text{ N/mm}^2}{33000 \text{ N/mm}^2} \approx 6,061 \quad (3.44)$$

$$\alpha d = \frac{A_c \times 0,5h + \eta_1 \times A_s \times d}{A_c + \eta_1 \times A_s} \quad (3.45)$$

Da trykksonehøyden er kjent, kan bidragene til 2. arealmoment beregnes:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad (3.46)$$

$$I_s = A_s \times (d - \alpha d)^2 \quad (3.47)$$

Som beskrevet i påfølgende avsnitt, inkluderes ikke armeringsbidraget til bøyestivheten for urisett, preakseptert tverrsnitt. Formelapparatet som er utledet ovenfor vil derfor være utgangspunktet for beregningen av felles bøyestivhet, men armeringsbidraget neglisjeres.

### Med tøyningsskompatibilitet: preakseptert løsning

Bakgrunnen og teorien for beregning av bøyestivhet for den preaksepterte løsningen er hentet fra [13]. Med bakgrunn i forutsetninger gitt i Eurokode 4, kan bøyestivheten beregnes på to ulike måter. Det skilles mellom beregning av effektiv bøyestivhet for samvirketverrsnittet og beregning av ideelt 2. arealmoment med omgjøring av tverrsnitt i henhold til modulforhold. Det er valgt i dette prosjektet å benytte den første tilnærmelsen, ettersom dette gir den minst komplekse beregningsgangen. Etter Eurokode 4 avsnitt 1.5.2.11 medregnes ikke armeringbidraget i bøyestivheten, ettersom det forutsettes at tverrsnittet er urisnet. Tverrsnittets effektive bøyestivhet med full skjæroverføring er gitt som [13, s. 92, 118]:

$$EI = E_a I_a + E_c I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_c \times A_{c,c}}{E_a \times A_a + E_c \times A_{c,c}} \times (a)^2 \quad (3.48)$$

der

$A_{c,c}$  er areal av betong i trykk.

$a$  er avstand mellom tyngdepunktsakser.

### Med tøyningsskompatibilitet: ikke-preakseptert løsning

For beregning av bøyestivhet med fullt samvirke mellom materialene, er det valgt å betrakte u-profilet som en del av tverrsnittets armering. På grunn av at det ikke er utviklet direkte formelapparat for den *ikke*-preaksepterte løsningen, er det valgt en tilnærming som er basert på kjente prinsipper innen betongdimensjonering. Utviklingen og sammensetningen av uttrykk for bøyestivhet er gjort i samråd med betongforeleser ved NTNU og ekstern veileder.

Ved å benytte transformert tverrsnitt, der bidragene fra armering og u-profilet uttrykkes som ekvivalente betongtverrsnitt, kan felles tyngdepunktsakse for det sammensatte tverrsnittet beregnes. Avstanden fra opprinnelig nøytralakse til felles tyngdepunktsakse med bidrag fra både armering og stålprofil er gitt som  $y_t$ . Beregningsgangen er en kombinasjon av dimensjoneringsprinsipper og teori for både slakk- og spennarmerte konstruksjoner, hentet fra [5, s. 122–123, 252].

$$\eta_1 \approx 6,061$$

$$\eta_2 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210000 \text{ N/mm}^2}{33000 \text{ N/mm}^2} \approx 6,364 \quad (3.49)$$

$$A_t = A_c + (\eta_1 - 1) \times A_{s1} + (\eta_2 - 1) \times A_{s[2-5]} \quad (3.50)$$

$$y_t = \left( (\eta_1 - 1) A_{s1} \times \frac{e_1}{A_t} \right) - \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s2} \times \frac{e_2}{A_t} \right) - \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s3} \times \frac{e_3}{A_t} \right) + \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s4} \times \frac{e_4}{A_t} \right) + \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s5} \times \frac{e_5}{A_t} \right) \quad (3.51)$$

Med utgangspunkt i felles tyngdepunktsakse, kan avstand fra hvert enkelt armeringsbidrag beregnes. Disse avstandene er definert som  $y_i$ . Alle nødvendige parametere kan dermed beregnes, som muliggjør å definere bøyestivhet for den *ikke*-preaksepterte samvirkelsesløsningen:

$$EI_{samvirke} = E_c \left[ \frac{b_c h_c^3}{12} + b_c h_c \times \left( \alpha d - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \eta_1 \times A_{s1} \times (y_1)^2 + \eta_2 \left( A_{s[2-5]} \times (y_{[2-5]})^2 + \frac{t_w \times h_c^3}{12} \right) \right] \quad (3.52)$$

### 3.4.10 Spenningsfordeling: *ikke*-preakseptert løsning

Som for beregning av bøyestivhet, benyttes også transformert tverrsnitt for beregning av spenningsfordeling. Dermed omgjøres både armering og u-profilen til ekvivalente betongtverrsnitt ved å benytte materialenes modulforhold, henholdsvis  $\eta_1$  og  $\eta_2$ . Med utgangspunkt i uttrykk (3.52) kan 2. arealmoment for det transformerte tverrsnittet beregnes:

$$I_T = I_{samvirke} = \left[ \frac{b_c h_c^3}{12} + b_c h_c \times \left( \alpha d - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \eta_1 \times A_{s1} \times (y_1)^2 + \eta_2 \left( A_{s[2-5]} \times (y_{[2-5]})^2 + \frac{t_w \times h_c^3}{12} \right) \right] \quad (3.53)$$

Med utgangspunkt i uttrykk (3.53) kan bøyepeningen for samvirketverrsnittet defineres, der  $y$  angir avstanden fra tverrsnittets felles tyngdepunkt til henholdsvis over/underkant av tverrsnittet. Beregningen gjøres med fortegn, der trykkspenninger angis som negative.

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y \quad (3.54)$$

$$\sigma_a = \eta_2 \times \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y \quad (3.55)$$

Beregningen av vertikale skjærspenninger over tverrsnittet gjøres med utgangspunkt i et kjent uttrykk fra mekanikk [7, s. 101]. Også uttrykket for skjærspenning defineres for å ivareta det transformerte tverrsnittet for stål- og betongdelen. Skjærspenning kan beregnes med utgangspunkt i det generelle uttrykket:

$$\tau = \frac{V \times S}{I \times b} \quad (3.56)$$

Med hensyn til transformasjonen av tverrsnittet, kan uttrykket omskrives til:

$$\tau_a = \frac{V_{Ed} \times S}{\eta_2 \times I_T \times b} \quad (3.57)$$

$$\tau_c = \frac{V_{Ed} \times S}{I_T \times b} \quad (3.58)$$

Ettersom betongdelen antas urisnet i stadium I, vil skjærspenningsfordelingen være parabelformet over tverrsnittet med maksverdi i felles nøytralakse.

## 3.5 Stål

Med bakgrunn i BYG507 — Forprosjekt til masteroppgave, se vedlegg 4.0, velges det å benytte de samme materialene og tilhørende parametere for beregning og modellering. Dette velges for å bidra til videre utvikling av tidligere arbeid. I påfølgende avsnitt er konstruksjonsmaterialene stål og betong (avsnitt 3.6) beskrevet.

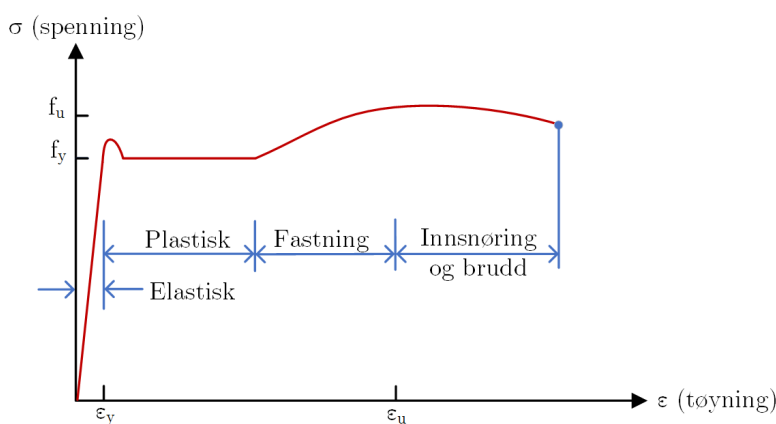
Stål, i likhet med betong, blir mye benyttet i dagens byggeindustri. På grunn av egenskaper som bidrar til både formbarhet og allsidighet, benyttes stål i de fleste konstruksjoner. Typiske bruksområder kan være bæresystem for enkle eller komplekse konstruksjoner eller som armering i betongkonstruksjoner.

### 3.5.1 Egenskaper

Fremstillingen av konstruksjonsstål i dag, fremkommer i hovedsak gjennom tilsetninger i stålproduksjonen. Blant annet har karboninnhold innvirkning på hvordan materialet defineres. Skillet mellom jern og stål går ved 2,1% innhold karbon, der høyere karboninnhold enn dette defineres som jern. Vanlige konstruksjonsstål har betydelig lavere karboninnhold, med opptil 0,2% karbon. I tillegg til å være et legert stål, tilsettes flere andre elementer som alle bidrar til å forbedre egenskapene. Tilsetningene og karbonlegeringen bidrar til å definere konstruksjonsstålets karakteristiske kjennetegn: stivt, seigt og sterkt [4, s. 42], [11, s. 134].

De mest anvendte konstruksjonsstålene som benyttes i dag har oftest flytegrense ( $f_y$ ) fra 355 til 460  $N/mm^2$ . Den typiske stålsorten som benyttes i Norge har flytegrense lik 355  $N/mm^2$ . God tilgang i kombinasjon med veldokumenterte egenskaper og kapasiteter bidrar til omfattende stålbruk. Prosjektering og dimensjonering av stålkonstruksjoner er omhandlet i Eurokode 3, som i hovedsak begrenses til stålkvaliteter med flytegrense fra 235 til 460  $N/mm^2$ . Enkelte unntak finnes likevel, for eksempel ved dimensjonering av høyfast stål som omhandles i Eurokode 3 del 1-12 [3, s. 18].

Ved strekktesting av konstruksjonsstål med standardisert prøvestykke, vil man kunne forvente en spenning-tøyningskurve som angitt i figur 3.8. I stor kontrast til betong, har stål tilsvarende strekk- og trykkapasitet. Dermed blir den røde kurven i figuren speilvendt for trykkpåkjenning [3, s. 19], [7, s. 320]. Flytegrense angis som  $f_y$  og bruddspenning som  $f_u$ .



Figur 3.8: Spenning-tøyningskurve for stål [4, s. 50]

### 3.5.2 Materialmodell

Konstruksjonsstålet som er valgt er av typen S355J0 og modelleres som et elastisk-perfekt plastisk materiale, som betyr at elastiske deformasjoner er inkludert i idealiseringen. Flytespenningen for stål er angitt som  $f_y$  og bruddspenning er angitt som  $f_u$ . Elastisitetsmodulen, ofte kalt E-modul, er angitt som  $E_s$ . Ved å innhente materialparametere for stål, fremkommer et tydelig skille mellom flytegrense (flytespenning) og strekkfasthet (bruddspenning).

Flytegrensen er nivået på spenning som fører til at materialet går fra elastisk til plastisk oppførsel, det vil si en irreversibel effekt. E-modulen, som beskriver materialets evne til å motstå elastisk forlengelse, er ikke tverrsnittsavhengig for stål. Dette betyr at stivheten til tverrsnittet ikke forandres ved å endre stålkvalitet fra eksempelvis S355 til S460. Ulike materialkonstanter for konstruksjonsstål er beskrevet og angitt i tabell 3.3. Enkelte av materialkonstantene er komplekse og omfattende utledet gjennom lærebøker, og er forenklet beskrevet i tabellen [7, s. 407].

Tabell 3.3: Materialkonstanter - konstruksjonsstål S355

Materialkonstant	Verdi	Beskrivelse
Densitet	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	Materialets tetthet (eller tyngde)
Flytespenning	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$	Materialets spenningskapasitet før flytning
Elastisitetsmodul	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	Materialets stivhetsparameter
Skjærmodul	$G = 81000 \text{ N/mm}^2$	Materialavhengig konstant for vridningsberegninger
Tverrkontraksjonstall	$\nu = 0,3$	Forholdet mellom to ortogonale normaltøyninger, forlengelse i x-retning gir sammentrekning i y-retning (og z-retning)
Termisk lengdeutvidelseskoeffisient	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per K}$	Materialets evne til endring ved temperaturpåkjenning

Det skilles mellom konstruksjonsstål og armeringsstål ettersom både bruksområdene og materialegenskapene er forskjellige. Konstruksjonsstål dimensjoneres etter Eurokode 3, mens armeringsstål inngår som en del av betongkonstruksjoner og dimensjoneres etter Eurokode 2.

Armeringsstål er i hovedsak beskrevet i NS 3576 del 1 til 5, men det finnes også enkelte anvisninger i Eurokode 2. Blant annet stilles det krav til flytegrense mellom  $400 - 600 \text{ N/mm}^2$ . Flere forskjellige armeringsstål er tilgjengelig på markedet, men den absolutt mest brukte kvaliteten er B500NC. NS3576 beskriver flere ulike typer armeringsstål og armeringsnett, der fellesnevneren for alle er flytegrense lik  $500 \text{ N/mm}^2$ . Varianten som benyttes mest i Norge, B500NC, er den mest duktile av de ulike armeringskvalitetene.

Armeringsstål har samme densitet som ordinært konstruksjonsstål, men andre verdier for flytegrense og E-modul. Kvaliteten B500NC har følgende materialkonstanter [10, s. 38], [14, s. 6]:

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

For sveiste boltedybler er kun øvre grense for bruddstrekkfasthet definert i Eurokode 4 avsnitt 6.6.3. Kravet tilsier at bruddstrekkfastheten ikke skal overskride  $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$  [8, s. 49].

### 3.5.3 Bestandighet

Bestandighet er svært viktig for å sikre at en konstruksjon opprettholder de dimensjonerte egenskapene og kapasitetene gjennom sin levetid. Små tiltak i planleggingsfasen kan gjøre store utslag over tid, som videre kan føre til kostnadsbesparelser. Avsnitt 4 i Eurokode 3 foreskriver hvilke tiltak som skal følges for å sikre bestandigheten til en stålkonstruksjon. Dette gjelder blant annet grunnleggende krav i henhold til Eurokode 0, samt påføring av korrosjonsbeskyttelse på verksted og på byggeplass, som skal gjøres i henhold til NS-EN 1090-2.

For både stål og betong gjelder grunnleggende krav til bestandighet, som er definert i Eurokode 0, avsnitt 2.4(1) [15, s. 23]:

*«Konstruksjonen skal prosjekteres slik at dens nedbrytning under dens dimensjonerende brukstid ikke forringer konstruksjonens egenskaper mer enn forutsatt når det tas behørig hensyn til miljøpåvirkninger og forventet vedlikeholdsnivå.»*

Utover definisjonen angitt i Eurokode 0, er det i tillegg beskrevet en generell liste for hvordan bestandigheten til en konstruksjon skal sikres. Blant annet må det hensyntas forventet miljøpåvirkning, vedlikehold, samt ulike materialers sammensetning og virkemåte. Utover de generelle beskrivelsene i Eurokode 0 henvises det til spesifikke tiltak i de respektive Eurokodene for ulike konstruksjonsmaterialer [15, s. 23].

### 3.5.4 Materialfaktor

Ved dimensjonering av konstruksjoner, benyttes materialfaktorer som et sikkerhetstiltak. Ulike grensetilstander gir ulike krav til materialfaktorer. Den dimensjonsløse materialfaktoren skal inkludere usikkerhet knyttet til dimensjonering, materialeegenskaper, produksjon og vedlikehold. Dermed sikres og tilfredsstilles kravene til konstruksjonen i de ulike grensetilstandene. Ulike materialfaktorer tilknyttet de ulike grensetilstandene gir følgelig ulik dimensjonerende fasthet.

For stålkonstruksjoner angis materialfaktorer ut ifra hvilken påvisning og konstruksjonsdel som betraktes. De ulike materialfaktorene er gitt i tabell 3.4 [4, s. 36—37].

Tabell 3.4: Materialfaktorer - stål [3, s. 21]

Påvisning	Brukgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Tverrsnittkapasitet	$\gamma_{M0} = 1,0$	$\gamma_{M0} = 1,05$
Stavknekking	$\gamma_{M1} = 1,0$	$\gamma_{M1} = 1,05$
Kapasitet av svekket tverrsnitt	$\gamma_{M2} = 1,0$	$\gamma_{M2} = 1,25$
Skrue- og bolteforbindelser	$\gamma_{M2} = 1,0$	$\gamma_{M2} = 1,25$
Sveiste forbindelser	$\gamma_{M2} = 1,0$	$\gamma_{M2} = 1,25$
Friksjonsforbindelser	$\gamma_{M3} = 1,0$	$\gamma_{M3} = 1,25$

### 3.5.5 Momentkapasitet iht. Eurokode 3

For bestemmelse av en stålkonstruksjons plastiske momentkapasitet, benyttes uttrykk som er angitt i Eurokode 3 avsnitt 6.2.5(3). Uttrykket gjelder for bøyning om én akse:

$$M_{Rd,a} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.59)$$

Der  $W_{pl}$  er plastisk motstandsmoment, som kan beregnes ut ifra:

$$W_{pl,UPE270} = A_t \times a_t + A_c \times a_c = t_f \times b \times (h_a - t_f) + \frac{1}{4} t_w \times (h_a - 2 \times t_f)^2 \quad (3.60)$$

$$W_{pl,UPE270} = 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Utledningen av plastisk motstandsmoment,  $W_{pl}$ , er ulik ut ifra hvilken stålprofil som betraktes. Da stålprofilen UPE270 benyttes for den *ikke*-preaksepterte løsningen, er det valgt å vise tilknyttet utledning for u-profil. Uttrykk (3.60) er basert på fordeling av trykk (compression — c) og strekk (tension — t) i tverrsnittet. Trykkreftene tas opp av  $A_c$  og strekkreftene tas opp av  $A_t$  [3, s. 28]. Verdien for plastisk motstandsmoment er tabulert i [16, s. 19].

## 3.6 Betong

Betong består i hovedsak av sement, vann og tilslag. På grunn av sammensetningen som bidrar til å danne de særegne og allsidige egenskapene, kan betong betraktes som et komposittmateriale. Gjennom historien har betong vært svært viktig, da materialet har muliggjort både enkle og komplekse byggverk på en trygg, økonomisk og bestandig måte. Betongkvaliteten velges også tilsvarende som i arbeidet med forprosjektet.

### 3.6.1 Egenskaper

Betong som konstruksjonsmateriale har vidt forskjellige mekaniske egenskaper i strekk og trykk. Trykkrefter takles godt, men strekkrefter dårlig. Strekkfastheten til betong utgjør kun 5 til 8% av trykkfastheten, hvilket er dokumentert gjennom testing. Ved dimensjonering av betong i brudgrensetilstand neglisjeres strekkfastheten, ettersom betongen antas å være risset og dermed spenningsfri i områder som er strekkpåkjent. Denne tilnærmelsen må ivaretas for å sikre en trygg konstruksjon, noe som gjøres ved å benytte armering i betongtverrsnittet. Armering i betongen bidrar til å oppta strekkrefter, og som forenklet prinsipp kan det betraktes at betongen tar opp trykkrefter og armeringen tar opp strekkrefter [11, s. 150].

De mekaniske egenskapene til betong endres ut ifra hvilken fasthetsklasse som benyttes. I tillegg kan egenskapene og oppførselen til fersk betong manipuleres ved å innføre tilsetningsstoffer. Det finnes en rekke tilsetningsstoffer som bidrar til å endre egenskaper og karakteristikk for fersk betong. Blant annet kan man tilsette akselererende tilsetningsstoffer, som gir kortere nødvendig herdetid for betongen. Det kan også tilsettes plastifiserende stoffer, som reduserer vannbehovet i betongen uten å gå på bekostning av forholdstallet mellom vann og sement. Slike tilsetningsstoffer bidrar til å gjøre betong som konstruksjonsmateriale svært allsidig, der egenskapene kan endres ut ifra ulike behov i et prosjekt [3, s. 15].

### 3.6.2 Kryp og svinn

#### Effekt av langtidslast — kryp

Trykkrefter bidrar til sammentrykning av betongen i betongkonstruksjoner. Påføring av lastvirkninger gir momentan sammentrykning og deformasjon. Sammentrykning utover den momentane, defineres som kryp. Denne tilleggsdeformasjonen bidrar til det som kalles kryptøyninger ( $\epsilon_{cc}$ ). Kryptøyningen kan antas proporsjonal med betongspenningen og kan uttrykkes ved [5, s. 12–13], [3, s. 16]:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \phi(t, t_0) \times \epsilon_{c0} = \phi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.61)$$

der

$t$  = betongens alder i døgn

$t_0$  = betongens alder på belastningspunktet i døgn

$\phi(t, t_0)$  = kryptall som beregnes ut ifra Eurokode 2 tillegg B

$E_c$  = betongens tangent E-modul

$$E_c = 1,05 \times E_{cm} = 1,05 \times 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3}$$

$f_{cm}$  = middelvei av trykkfasthet etter 28 døgn

#### Effekt av uttørking — svinn

Når betong støpes, herdes og bygget ferdigstilles — utsettes betongen for uttørking. Denne uttørkingen skjer over lang tid og gir krymping, i fagterminologi kalt svinn. Som følge av svinn oppstår tøyninger og den totale svinntøyningen består av to bidrag [5, s. 16]:

- Uttørkingssvinn  $\epsilon_{cd}$  → oppstår som følge av uttørking av fukt gjennom langsiktig herding.
- Autogent svinn  $\epsilon_{ca}$  → oppstår som følge av fukt som tørkes ut parallelt med betongens fasthetsutvikling. Størstedelen av uttørkingen forekommer tidlig etter utstøping.

Lastvirkning har ingen betydning for svinntøyninger, som betyr at svinntøyningene vil oppstå uansett og er uavhengig av lastsituasjon. Den totale svinntøyningen,  $\epsilon_{cs}$ , er gitt ved å addere uttørkingssvinn og autogent svinn:

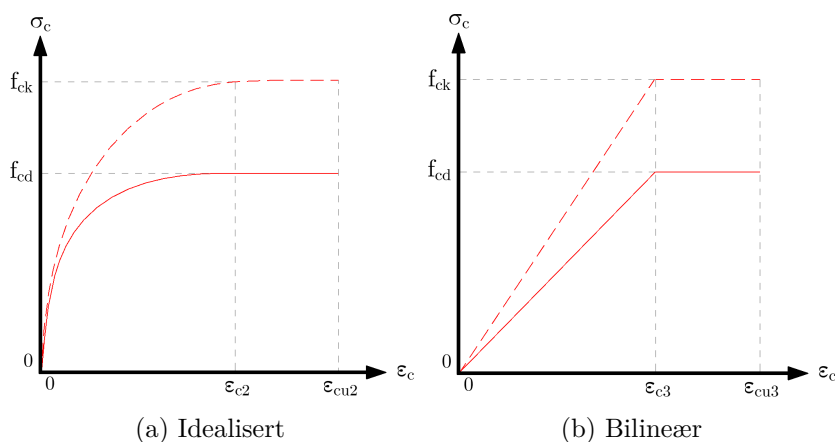
$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.62)$$

### 3.6.3 Materialmodell

Materialmodellen for betong er basert på en ikke-lineær spenning-tøyningssammenheng [5, s. 9]. For lineær analyse og dimensjonering tilnærmes kurven en elastisk-perfekt plastisk relasjon, med dimensjonerende trykkfasthet lik  $f_{cd}$ , som definert i uttrykk (3.9). Denne idealiseringen er tillatt i henhold til Eurokode 2 avsnitt 3.1.7(2), som tillater forenklinger dersom det gir tilsvarende eller mer konservative verdier enn ikke-lineær spenning-tøyningssammenheng. En slik forenkling vil for eksempel være bilineært forløp, som vist i figur 3.9 [10, s. 32–33], [5, s. 10–11].



Sammenhengen mellom spenning og tøyning er plottet i figur 3.9. Langs y-aksen angis både karakteristisk trykkfasthet ( $f_{ck}$ ) og dimensjonerende trykkfasthet ( $f_{cd}$ ), mens x-aksen angir betongtøyninger. Tøyninger er gitt ved  $\epsilon_{c2}$  og  $\epsilon_{c3}$  når maksimalspenning inntreffer, og  $\epsilon_{cu2}$  og  $\epsilon_{cu3}$  er tøyning i bruddtilstand [10, s. 32—33], [5, s. 10—11].



Figur 3.9: Spenning-tøyningskurve betong [5, s. 10—11]

Betongens dimensjonerende strekkfasthet er gitt som  $f_{ctd}$  og definert som [5, s. 8]:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (3.63)$$

Den benyttede betongkvaliteten er B30, tilsvarende som i arbeidet med forprosjektet. Elastisitetsmodulen for betong påvirkes av flere faktorer som blant annet tidspåvirkning og fasthetsklasse. Dette betyr at E-modulen kan beregnes nøyaktig ut ifra tidsperspektiv, herding og uttørking. Ved utarbeidelsen av forprosjektet ble dette temaet diskutert med betongforeleser ved NTNU, og på bakgrunn av dette er det valgt å benytte forenklet E-modul videre også i dette prosjektet. Verdien er antatt å være tilstrekkelig nøyaktig som utgangspunkt for beregning og modellering av de to betraktete samvirkeløsningsene.

E-modulen for betong er definert som  $E_{cm} = E_c = 33000 \text{ N/mm}^2$  i henhold til Eurokode 2, tabell 3.1 [10, s. 26]. Andre tilhørende materialkonstanter for B30 er gitt i tabell 3.5.

Tabell 3.5: Materialkonstanter - betongkvalitet B30 [7, s. 407]

Materialkonstant	Verdi	Beskrivelse
Densitet	$\rho \approx 2200 - 2500 \text{ kg/m}^3$	Materialets tetthet (eller tyngde)
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	Materialets spenningskapasitet før flytning (brudd/riss)
Elastisitetsmodul	$E_{cm} = E_c = 33000 \text{ N/mm}^2$	Materialets stivhetsparameter
Tverrkontraksjonstall	$\nu = 0,2$ (urisset betong) $\nu = 0$ (risset betong)	Forholdet mellom to ortogonale normaltøyninger, forlengelse i x-retning gir sammentrekning i y-retning (og z-retning)
Termisk lengdeutvidelseskoeffisient	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ per K	Materialets evne til endring ved temperaturpåkjenning

### 3.6.4 Bestandighet

Plasseringen av betongkonstruksjoner har stor innvirkning på levetid og hvordan betongen påvirkes over tid. Alle konstruksjoner må vurderes ut ifra hvilke påkjenninger som antas rimelig å kunne oppstå gjennom konstruksjonens levetid. Dette gjøres for å sikre at materialet og konstruksjonen som helhet motstår de kjemiske og fysiske påvirkningene. De mest vanlige og dominerende nedbrytningsmekanismene for betongkonstruksjoner er beskrevet i tabell 3.6 [3, s. 17].

Tabell 3.6: Dominerende nedbrytningsmekanismer [3, s. 17]

Nedbrytningsmekanisme	Påvirkning/effekt
Karbonatisering	Reduksjon av betongens pH-verdi grunnet reaksjon med CO <sub>2</sub> i luften. Den korrosjonsbegrensende effekten fra betong reduseres og armeringen kan dermed korrodere. → Oppsprekking av konstruksjonen.
Kloridinntrengning	Klorider (salter) fra sjøvann eller veisalt trenger inn i konstruksjonen. Saltet løses opp i vann og trenger gjennom betongens poresystem. Høyt kloridinnhold kombinert med høy fuktighet ødelegger den beskyttende oksidfilmen på armeringen. → Armeringen korroderer.
Frost	Høyt vanninnhold som utvides ved frysing fører til frostskafer og oppsprekking. Betongens bruddtøyning overskrides og sprekker dermed opp. → Reduksjon av bestandighet.

For å sikre god bestandighet er overdekning en nøkkelfaktor for betongkonstruksjoner. Riktig dimensjonering og valg av overdekning bidrar til å begrense nedbrytningen, ettersom avstanden fra ytre betongoverflate inn til armeringen er tilstrekkelig. Valg av overdekning gjøres med bakgrunn i tabell 4.1 i Eurokode 2, der eksponeringsklasse for konstruksjonen bestemmes. Ulike eksponeringsklasser stiller ulike krav til overdekning, slik at konstruksjonen skal kunne oppnå den dimensjonerende brukstiden og samtidig motstå nedbrytningsmekanismene [10, s. 46—47].

Betongoverdekning beregnes i henhold til avsnitt 4.4.1.1 i Eurokode 2 og er gitt som:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.64)$$

Uttrykket for overdekning avhenger av flere parametere som er gitt i Eurokode 2 avsnitt 4.4.1. I tillegg er også enkelte nødvendige parametere gitt i det nasjonale og individuelle tillegget til Eurokodeprogrammet, *National Appendix — NA*. Den absolutt minste overdekningen som kan benyttes i henhold til Eurokode 2 er 10 mm, men i praksis blir så lave verdier sjeldent benyttet.

### 3.6.5 Materialfaktor

Materialfaktorene for betong angis annerledes enn for stål. Ved prosjektering og dimensjonering av betongkonstruksjoner skiller det ikke mellom ulike materialfaktorer ut ifra konstruksjonsdel, som det gjøres for stålkonstruksjoner. Felles for begge konstruksjonsmaterialene er dimensjonering i bruksgrensetilstand, der materialfaktoren er gitt som  $\gamma = 1,0$ . Det skiller mellom materialfaktorer i ulike grensetilstand og for material innad i betongkonstruksjonen. Dermed har betong og armeringsstål ulike materialfaktorer. I tabell 3.7 er materialfaktorer for betong og armeringsstål angitt for ulike grensetilstander [10, s. 22].

Tabell 3.7: Materialfaktorer - betong og armeringsstål [3, s. 18]

Grensetilstand	Betong, $\gamma_c$	Armeringsstål, $\gamma_s$
Bruksgrense	1,0	1,0
Bruddgrense	1,5	1,15
Ulykkesgrense	1,2	1,0

### 3.6.6 Momentkapasitet iht. Eurokode 2

Kapasitetsberegning av frittstående, armerte betongkonstruksjoner har et annet formelapparat enn samvirkekonstruksjoner. Videre skiller det også mellom ulike kapasitetsformler avhengig av hvorvidt tverrsnittets armeringsmengde er kjent. Ved kjent armeringsmengde kan momentkapasiteten beregnes etter å ha definert verdi for  $\alpha$ . Denne benevningsløse koeffisienten bidrar til å definere trykksonehøyden i betongtverrsnittet, som har stor innvirkning på betongens momentkapasitet. Uttrykket for momentkapasitet ved kjent armeringsmengde er definert i [5, s. 30–34], som forutsetter full heft mellom betong og armering, samt at betongens strekkfasthet neglisjeres. I tillegg forutsettes det at Navier-Bernoullis hypotese er gyldig.

$$\lambda \times \eta \times f_{cd} \times b \times d \times \alpha - f_{yd} \times A_s = 0 \quad (3.65)$$

der

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1,0$$

Uttrykket for betongtrykksonens momentkapasitet kan dermed defineres:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \times A_s}{0,8 \times b \times d \times f_{cd}} \quad (3.66)$$

$$M_{Rd.c} = 0,8\alpha \times (1 - 0,4\alpha) \times f_{cd} \times b \times d^2 \quad (3.67)$$

## 3.7 Abaqus FEA

Ved å benytte endelig elementanalyse, kan løsninger og tverrsnitt vurderes på et særdeles komplekst og detaljert nivå. Kort forklart gjennomføres analysen ved å dele opp en modell i et definert antall elementer, som settes inn i en stivhetsmatrise. Etersom denne stivhetsmatrisen blir stor, kreves det bruk av datamaskin med tilstrekkelig prosessorkapasitet. Ved å løse stivhetsmatrisen kan bevegelse i hvert element avleses og spenningen finnes med bakgrunn i bevegelsen. Det finnes ulike programvarer for å gjennomføre FE-analyser. I dette arbeidet er Abaqus FEA benyttet og benyttelsen av programvaren som metode er beskrevet i avsnitt 6.3.

### 3.7.1 FE-analyse

Siden utviklingen startet på 1950-tallet, har FE-analyse åpnet for å gjennomføre analyser og vurderinger på et mer avansert nivå enn tidligere. Frem til i dag har videreutvikling og bruk av analysemetoden vært forbeholdt avansert og til dels utilgjengelig utstyr. Gjennom digitalisering, forbedring og tilgjengeliggjøring av programvare har bruken av FE-analyse blitt mer allmenn og utbredt [6, s. 3–4]. I dag er en rekke ulike programvarer for analysemetoden tilgjengelig og metoden er mye brukt i forskningssammenheng.

På et overordnet nivå kan endelig elementanalyse beskrives som en analyse av individuelle deler for en sammensatt konstruksjon eller objekt. Den individuelle analysen settes sammen og utgjør den globale analysen for systemet. Utgangspunktet og grunnprinsippet i en FE-analyse er sammenheng mellom stivhet, forskyvning og last. Forholdet mellom de tre grunnprinsippene analyseres gjennom betraktning av deformasjoner og krefter. Denne sammenhengen har sitt utspring i Hookes lov og kan uttrykkes ved:

$$\mathbf{S} = \mathbf{k} \times \mathbf{v} \quad (3.68)$$

Ligning (3.68) representerer et lokalt system i matriseform, enten på nodenivå eller som et samlet element. I uttrykket representerer bokstaven  $\mathbf{k}$  elementets stivhetsmatrise,  $\mathbf{v}$  representerer forskyvning og  $\mathbf{S}$  representerer korresponderende nodekrefter. Ved konstant stivhet kan ligningen løses lineært [6, s. 1]. Når oppførselen for et element er bestemt, det vil si når elementet stivhetsmatrise  $\mathbf{k}$  er løst, kan det opprettes et system av elementer. Dette gjøres ved å kreve kinematisk kompatibilitet og statisk likevekt for alle noder. Sammensetningen av elementsystemet fører til systemets stivhetsrelasjon. Denne nye matrisen kjennetegnes som den globale stivhetsmatrisen. Sammenhengen mellom elementsystemet og stivhetsrelasjonen er gitt ved:

$$\mathbf{K} \times \mathbf{r} = \mathbf{R} \quad (3.69)$$

I uttrykk (3.69) representerer  $\mathbf{K}$  systemets stivhetsmatrise (global stivhetsmatrise). Kjente lastvirkninger er gitt som vektoren  $\mathbf{R}$  og vektoren  $\mathbf{r}$  representerer den ukjente forskyvningen for systemet. Matrisen kan løses med hensyn til den ukjente forskyvningen, med utgangspunkt i opplagerbetingelsene for det betraktede systemet [6, s. 3].

Bruk av FE-analyse kan generelt vurderes ut ifra to ulike perspektiv: matematisk og ingeniørmessig. Begge er avhengig av hverandre, da matematikken som ligger til grunn for en analyse har sine parametere grunnlagt ifra fysisk testing og akademisk arbeid. På lik linje er ingeniør-tilnærmingen avhengig av matematiske løsninger for å i det hele tatt kunne gjennomføre en FE-analyse [6, s. 1–5]. Modelleringsarbeidet i denne rapporten er gjennomført med et ingeniørfaglig perspektiv, som kort fortalt baserer seg på å dele opp komplekse modeller i mindre systemer med kjent oppførsel og materialmodeller.

Modelleringsarbeidet og analysene er basert på lineære forhold og materialer. Dette er valgt for enklere å kunne vurdere analyseresultatene mot håndberegninger, gjeldende standarder og relevant faglitteratur. Fremgangsmåten for analyse og modellering er gitt i avsnitt 7.4.

### 3.7.2 Elementtyper

Oppbygningen av tverrsnitt og modeller er basert på bruk av elementer. Abaqus FEA inneholder stor variasjon av ulike elementtyper gjennom det som kalles elementbiblioteket i programvaren. Det skiller mellom ulike elementer ut ifra hva som skal modelleres, da de forskjellige elementene har ulike egenskaper. Det skiller blant annet mellom elementene solid, skall, bjelke, fagverk og kontakt. For modellering av samvirketverrsnitt med stål og betong benyttes som oftest solid-elementer eller skall-elementer. Armering av betong modelleres som oftest med fagverks-elementer. Beskrivelsen av elementtyper og bruken av disse er hentet fra [17].

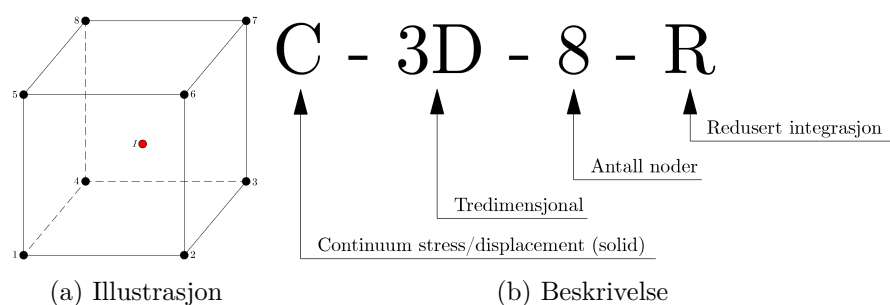
#### Solide elementer — C3D8R

På bakgrunn av litteratursøk og innhenting av informasjon gjennom publikasjoner og faglitteratur, er det valgt å hovedsakelig benytte solide elementer i modelleringsarbeidet. Analyser som kan gjennomføres med denne type elementer er blant annet komplekse ikke-lineære analyser som innehar kontakt, plastisitet og store deformasjoner. Elementbiblioteket i Abaqus FEA inkluderer både lineære (1. ordens) og ikke-lineære (2. ordens) kvadratiske interpolasjonselementer i en, to og tre dimensjoner. Egenskapene til de solide elementene kan manipuleres og endres, slik at de tilpasses analysen som skal gjennomføres. Dette innebærer blant annet mulighet for redusert integrasjon, dannelse av hybride elementer og angi elementene som inkompatible [17, s. 28.1.1-2—28.1.1-3].

Ved å benytte redusert integrasjon for elementene, gir dette integrasjon av lavere orden for å danne stivhetsmatrisen. Denne reduksjonen gir færre integrasjonssteg og dermed redusert analysetid. Redusert integrasjon kan imidlertid føre til problemer i analysen ettersom det kan oppstå «*hourglassing*». Dette er en effekt som oppstår ettersom elementene kun har ett integrasjonspunkt, som bidrar til at elementene kan forvrennes på en måte som gir null tøyning og videre bidrar til en ukontrollert forvrengning av elementnettet [17, s. 28.1.1-3]. Elementnett kalles i fagterminologi for «*mesh*».

Fullintegrerte elementer kan også gi problemer i analysen, i form av det som kalles låsing av elementer eller «*locking*». Det skiller mellom skjær og volumetrisk låsing, der skjærlåsing forekommer i lineære fullintegrerte elementer som er utsatt for bøyning. På grunn av integrasjonen av elementene, kan dette gi skjærtøyninger i elementene som egentlig ikke eksisterer eller oppstår. Volumetrisk låsing forekommer når materialegenskapene er angitt å være omtrent ukomprimerbar. Dette bidrar til at elementene oppfører seg for stivt og gir ingen endring i volum. De to feilkildene, «*hourglassing*» og «*locking*», unngås ved å benytte redusert integrasjon [17, s. 28.1.1-4].

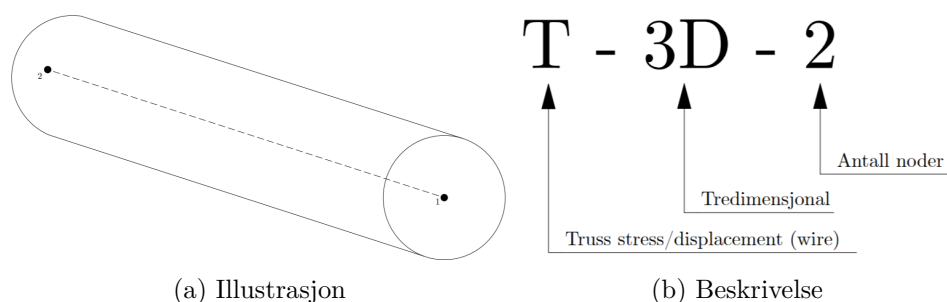
I modelleringsarbeidet er det valgt å benytte solide elementer av typen C3D8R. Denne elementtypen er illustrert og beskrevet i figur 3.10. Det markerte, røde senteret i figuren angir elementets integrasjonspunkt [17, s. 27.1.1-1—27.1.1-3].



Figur 3.10: Illustrasjon og beskrivelse av element C3D8R

### Fagverkselement — T3D2

Etter litteratursøk og innhenting av informasjon knyttet til modellering av armert betong, skilles det i hovedsak mellom to tilnæringer for armeringsmodellering. Den første og vanligste tilnærmingen er å modellere armering ved å benytte såkalte «*wire*»-elementer. Den andre går ut på å benytte solide elementer der armeringen modelleres som en solid del. I dette modelleringsarbeidet er det valgt å benytte «*wire*»-elementer som videre defineres som et «*truss*»-element eller fagverkselement. Dette fagverkselementet er av typen T3D2 og er et lineært element for bruk i analyser knyttet til spenning og deformasjoner. Denne elementtypen har to noder som er plassert i hver ende av elementet [17, s. 29.2.1-1—29.2.1-2]. For illustrasjon og beskrivelse av elementtypen, se figur 3.11.



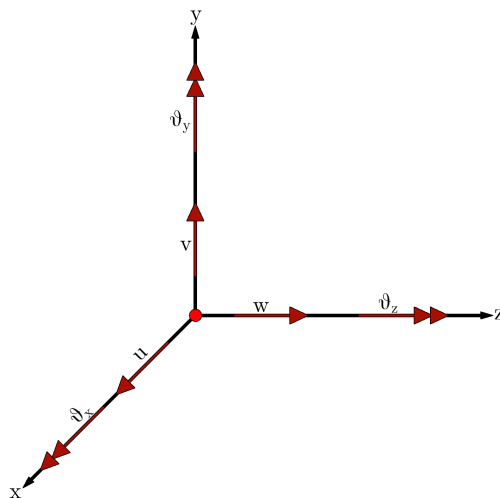
Figur 3.11: Illustrasjon og beskrivelse av element T3D2

### 3.7.3 Frihetsgrader

Hver node i hvert element har det som kalles for frihetsgrader eller «*Degrees of freedom - DOF*». Disse frihetsgradene er fundamentale for å kunne gjennomføre en FE-analyse, ettersom de utgjør variablene og utgangspunktet for analysen. For en spenning/tøynings-analyse utgjør frihetsgradene translasjon eller «*translation*», som beskriver bevegelse av en modell uten deformasjon eller rotasjon. Elementer av typen C3D8R innehar frihetsgradene for forskyvning i henholdsvis x-, y- og z-retning. Forskyvningen gjennom en analyse beregnes ut ifra nodene i et element, som gjøres ved å benytte interpolasjon. For et element med åtte noder benyttes lineær interpolasjon [17, s. 27.1.1-2].

Forskyvning eller «*displacement*», som det vises til gjennom faglitteratur for FE-analyse, inkluderer både translasjon og rotasjon. Dette betyr at noder benyttet i en 3D-modellering vil ha seks frihetsgrader — tre for translasjon og tre for rotasjon. Følgelig vil type benyttet element avgjøre hvilke frihetsgrader som inngår for hver node.

For eksempel vil 3D fagverkselementer, slik som T3D2, ha tre frihetsgrader. Tilsvarende vil 2D fagverkselementer kun ha to frihetsgrader [6, s. 15]. I figur 3.12 er koordinatsystem for frihetsgrader illustrert. Utgangspunktet for figuren er node for bruk i 3D-modellering med tilhørende seks frihetsgrader: Tre for translasjon ( $u, v, w$ ) og tre for rotasjon ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ).



Figur 3.12: Koordinatsystem for frihetsgrader [6, s. 14]

### 3.7.4 Elementnett

Med bakgrunn i den valgte elementtypen opprettes et kontinuerlig elementnett. Elementnettet defineres ut ifra modellens geometri bestående av mange elementer med de gitte egenskapene og frihetsgradene. Oppførselen av hvert enkelt element er som beskrevet i avsnitt 3.7.2. Analyse av det sammensatte elementnettet gir modellens oppførsel og egenskaper. I Abaqus FEA angis tetthet og størrelse på elementene i elementnettet ved å benytte funksjonen «seed part». Antall «seeds» fungerer som markører for å spesifisere elementnettets tetthet for det gitte området. Elementnettets helhetlige tetthet for en solid modell, både utvendig og innvendig, bestemmes ut ifra disse markørene. Dermed gir ulikt antall markører ulik inndeling av elementnettet, hvilket har direkte innvirkning på resultatene fra en analyse. Økt tetthet av elementer kan gi bedre grunnlag for en analyse, men i en kompleks modell vil det kunne resultere i svært lang analysetid.

Valg og endring av elementnett har stor betydning for analysen. Når et elementnett opprettes, er det viktig å vurdere oppbygningen særlig med hensyn til områder der en spenningskonsentrasjon er forventet. Nøyaktig og presis inndeling av elementnett i slike områder vil gi mer nøyaktige resultater. I tillegg er det svært viktig å vurdere elementnettet med hensyn til utseende. Dersom elementnettet viser seg å være forvrengt med de angitte parameterne, bør det endres. Slik kan feilmeldinger unngås senere i modelleringsprosessen [6, s. 551].

Eurokode 4 angir ikke spesifiserte retningslinjer for bruk av FE-analyse. Anvisninger er derimot gitt i Eurokode 3-1-5 tillegg C. Selv om denne standarden er knyttet til stålplater, antas det at de generelle retningslinjene også er gjeldende for modellering av samvirkekonstruksjoner. Blant annet beskrives det i avsnitt C.3 at validering av elementnettet kan gjøres gjennom sensitivitetsprøving. Dette betyr i modelleringspraksis å endre elementnettet gradvis finere. Endringen gjøres helt til resultatene fra analysen konvergerer mot en verdi i et gitt punkt [18, s. 54].

### 3.7.5 Samvirke mellom materialer

Samvirke mellom materialer oppnås ved å benytte skjærforbindelser. Gjennom kapittel 6.6 i Eurokode 4 defineres hva som legges til grunn for dimensjonering og valg av skjærforbindelse. I henhold til avsnitt 6.6.1.1(2) neglisjeres den naturlige heften mellom betong- og ståldelen av konstruksjonen. Videre tilsier 6.6.1.1(7) at skjærforbindelsen skal kunne hindre at betongdelen separeres fra ståldelen av konstruksjonen [8, s. 46—47].

Med utgangspunkt i Eurokode 4, gjennomføres både beregningen og modelleringen med utgangspunkt i fullt samvirke og dermed full tøyingskompatibilitet mellom materialene. Utover full fastholding og tøyingskompatibilitet, modelleres de betraktede samvirkeløsningene også med og uten friksjon mellom betong- og ståldelen.

### 3.7.6 Modellering av dybler

For å innfri kravet fra Eurokode 4, må dyblene festes tilstrekkelig til stålprofilens flens. Som tilnærming og utgangspunkt er det valgt å modellere samvirke ved å benytte funksjonen «*tie constraint*», som kan oversettes til fullstendig fastholding av materialer. Dermed tvinges materialene til å fungere sammen, som gir lik deformasjon for det sammensatte tverrsnittet. Egenskapene for sammenkoblingen av materialer skal, i henhold til Eurokode 4 avsnitt 1.5.2.2, muliggjøre dimensjonering av en samvirke del bestående av to komponenter som én komponent [8, s. 12].

Det er valgt en forenklet tilnærming for etableringen av samvirke mellom materialene ved å benytte fullstendig fastholding. Denne tilnærmelsen er gjort ettersom dybler, i henhold til Eurokode 4, blant annet skal hindre separering av betong- og ståldel. Det er valgt å benytte fastholding som utgangspunkt, for deretter å gjøre betingelsene mer komplekse og reelle ved å innføre friksjon mellom materialene. Etter diskusjon med veiledere er det tatt utgangspunkt i friksjonskoeffisienten  $\mu = 0,2$ . Denne faktoren er definert i Betongelementboken bind B for kontakt mellom stål og betong [19, s. 218]. For å undersøke hvordan friksjon påvirker de to betraktede samvirketverrsnittene, benyttes ulike friksjonskoeffisienter for friksjonsflate. I tillegg modelleres begge tverrsnittene med friksjonsløs kontaktflate.

For fremgangsmåte og ytterligere beskrivelse av modellering og samvirkebetingelser, se avsnitt 7.4.1.

### 3.7.7 Analyse

Bruk av Abaqus FEA muliggjør en rekke analysetyper, deriblant både lineære- og ikke-lineære analyser. Det skilles i hovedsak mellom Abaqus/Standard og Abaqus/Eksplisitt for analysering. For modellering av både preakseptert og ikke-preakseptert løsning er det valgt å benytte Abaqus/Standard, ettersom denne implisitte analysetilnærmingen muliggjør både lineære og ikke-lineære parametere for materialegenskaper og lastvirkninger. Abaqus/Eksplisitt benyttes i større grad for tyngre, ikke-lineære analyser som inkluderer for eksempel tidsavhengige, dynamiske laster.

Abaqus/Standard benytter seg av implisitt tilnærming for både lineær- og ikke-lineær analyse. For opprettelse av betingelser og lastvirkning, benyttes «*create step*» der hvert steg i analysen defineres. I dette modelleringsarbeidet er det benyttet «*static, general*» som definerer betingelsene for hvert steg. For disse analysestegene er effekten av «*inertia*» (treghetsmoment) neglisjert.



Ettersom inertia neglisjeres, kan ikke dynamiske analyser gjennomføres, samtidig som hverken tidsavhengige effekter som kryp, svelling eller viskoelastisitet er hensyntatt [20, s. 6.2.2-1]. Stegene i analysen deles inn i tre: egenvekt, påført egenlast og nyttelast. Dermed analyserer Abaqus FEA suksessivt, der alle stegene er ivaretatt og kombinert.

Materialmodellene for både stål, betong og armering idealiseres som elastisk perfekt-plastisk. Det tas dermed ikke høyde for skade i materialene. Helhetlig dimensjonering og kapasitetsberegning gjennomføres etter elastisitets- og/eller plastisitetsteori. Modelleringen gjennomføres med tilsvarende materialeegenskaper uten hensyn til oppsprekking eller plastifisering av materialene. Det tas ikke høyde for ikke-lineær geometrisk endring i analysene, ettersom det vises gjennom håndberegning at det er små deformasjoner og at det er liten fare for knekking.

Ved å definere friksjonskontakt mellom stålprofil og betong, innføres en ikke-lineær kontakt. Innføringen av ikke-lineære egenskaper gjør modellen mer kompleks og vanskeligere å verifisere gjennom håndberegninger. Selv om kompleksiteten øker ved bruk av friksjonskontakter, benyttes likevel Abaqus/Standard med «*static, general*» ettersom denne analysetyperen også inkluderer bruk av friksjonskontakt.

Ettersom dette prosjektarbeidet i hovedsak er basert på praktiske løsninger og vurdert gjennom et praktisk perspektiv, er det valgt å ikke gå mer i dybden på analyseteori og teknikker som benyttes i programvaren Abaqus FEA. For mer utfyllende bakgrunnsteori knyttet mot bruken av Abaqus FEA vises det derfor til [20].

### 3.7.8 Lastvirkning

For å definere lastvirkninger i Abaqus FEA, benyttes programvarens lastmodul «*load*». Det skilles mellom ulike lastvirkninger, og lastmodulen åpner for å definere en rekke variende lastvirkninger. For modelleringen i denne oppgaven benyttes «*gravity*» (tyngdekraft) og «*pressure*» (trykk). Ettersom tetthet for de ulike materialene legges inn under materialparametere, beregnes egenvekten av de respektive konstruksjonsdelene ved å legge inn tyngdekraft som en lastparameter, som igjen bidrar til å definere egenvekten. Trykkraft defineres i kraft per areal, som medfører at både påført egenlast og nyttelast defineres som en jevnt fordelt flatelast med enheten  $N/mm^2$ .

Definering av lastvirkninger for de gjennomførte analysene er gitt i avsnitt 7.4.6.

## 4 | Forskerspørsmål

### 4.1 Problemstilling

En samvirkekonstruksjon oppnås gjennom etablering av interaksjon mellom materialene [8, s. 12]. Interaksjon og overføring av skjærkrefter bidrar blant annet til økt bøyestivhet og momentkapasitet. Selv om samvirkeløsninger har forbedrede egenskaper, benyttes det lite i dagens boligbygg sammenlignet med tradisjonelle løsninger uten samvirke. Oftest forekommer bruken av samvirkeløsninger i brokonstruksjoner eller større industribygg. Det finnes altså løsninger som gir forbedring både med hensyn til kapasiteter og materialbruk, men som likevel ikke benyttes i prosjektering og utførelse av dagens boligprosjekter. Ettersom samvirke vanligvis ikke hensyntas, er temaet interessant å undersøke nærmere. Vurdering av kjente preaksepterte løsninger, vil kunne gi en indikasjon på hvordan samvirkekonstruksjoner kan utvikles, preaksepteres og implementeres i fremtidens boligbygg.

Preaksepterte samvirkeløsninger er angitt og beskrevet i Eurokode 4. Med bakgrunn i standarden, muliggjøres dimensjonering av samvirkekonstruksjoner med hensyn til materialparametere, dimensjoneringsprinsipper og grunnlag for konstruksjonsanalyse. Standarden viser til flere ulike Eurokoder, blant annet Eurokode 3 og 2 for henholdsvis stål- og betongdelen av samvirkekonstruksjonen. Tradisjonelt er dimensjoneringsprinsippene basert på bruk av enten stål eller betong som konstruksjonsmaterialer, uten å vurdere eller prosjektere for samvirke mellom de to materialene.

Formålet med denne rapporten er å tilegne kunnskap om dimensjonering og modellering av ulike samvirkekonstruksjoner med ulike samvirkebetingelser. I tillegg belyses hvordan samvirke kan utnyttes for å bidra til forbedrede egenskaper og materialbesparelse i boligbygg. Gjennom dimensjonering, modellering og vurdering av både en preakseptert og en *ikke*-preakseptert samvirkeløsning dannes forutsetningene for vurdering med hensyn til kapasiteter og preakseptering. Da prinsippene og anvisningene fra Eurokode 4 følges, bidrar dette til utvikling av sikre, bestandige og rasjonelle samvirkekonstruksjoner.

Ettersom samvirkekonstruksjoner av stål og betong som oftest neglisjeres i dimensjoneringen av boligbygg, er temaet interessant å undersøke. Gjennom litteraturstudie, dimensjonering og modellering dannes bakgrunn og grunnlag for å kunne vurdere dagens praksis og begrunne bakenforliggende årsaker til begrenset bruk i boligbygg. I tillegg oppnås større forståelse av hvordan samvirkekonstruksjoner kan dimensjoneres, modelleres og preaksepteres i henhold til Eurokode 4 med hensyn til bruk i boligbygg.

## 4.2 Forskerspørsmål

Forskerspørsmålet bidrar til innsnevring av problemstillingen og tydeliggjøring av hva som skal undersøkes i rapporten. I denne rapporten er forskerspørsmålet definert som:

***Hvordan kan samvirketverrsnitt for boligbygg dimensjoneres og modelleres med hensyn til preakseptering, bruk av Eurokode 4 og numerisk analyse?***

Ut ifra forskerspørsmålet er det videre definert tre underspørsmål. Underspørsmålene bidrar til å besvare forskerspørsmålet, men også definere konkrete mål å jobbe mot. Gjennom litteraturstudie, dimensjonering og modellering skal de tre underspørsmålene besvares:

**I) *Hvordan påvirkes samvirketverrsnittets egenskaper av friksjon mellom materialene?***

Det første underspørsmålet er valgt for å få en indikasjon på sammenheng mellom utforming, oppbygning av tverrsnitt og tilknyttede egenskaper. Modellering av samvirkeløsninger både med og uten friksjon vil bli et sentralt utgangspunkt.

**II) *Hvorfor neglisjeres som oftest samvirkeløsninger i dimensjonering av boligbygg?***

Det andre underspørsmålet omhandler den begrensede bruken av samvirkekonstruksjoner i dagens boligbygg. Med bakgrunn i Eurokode 4 vurderes dimensjoneringsprinsipp og standardisering av ulike samvirkekonstruksjoner og tverrsnitt.

**III) *Hvilke egenskaper og kapasiteter må dokumenteres for å muliggjøre preakseptering av en samvirkeløsning?***

Det siste underspørsmålet tar for seg vurdering av tverrsnittsegenskaper og utforming. Gjennom Eurokode 4, TEK17 og relevant faglitteratur belyses grunnlag og vurdering av hva som ligger til grunn for preakseptering av samvirkeløsninger.

## 4.3 Avgrensninger

Gjennom prosjektarbeidet er ulike samvirketverrsnitt vurdert. Konstruksjonsmessige egenskaper, overføring av krefter og spenningsfordeling er blant de vurderte aspektene. Utover disse, kan flere ulike perspektiv knyttes mot vurdering og beregning av samvirkekonstruksjoner. Blant annet er miljøpåvirkning og økonomi relevant og svært aktuelt.

Arbeidet er gjennomført i et praktisk perspektiv knyttet til dimensjonering og modellering. Miljø og økonomi er i liten grad hensyntatt, sammenlignet med dimensjonering og modellering av samvirkekonstruksjoner. Hensikten med avgrensningene er å innsnevre oppgavens omfang, slik at fokusområdene ikke blir for store. Hovedmålet med arbeidet er å beregne, modellere og vurdere samvirketverrsnitt spesielt med hensyn til bruk i boligbygg. Dimensjonering og modellering er avgrenset med hensyn til gjeldende Eurokoder og faglitteratur, samt modellering med bruk av Abaqus FEA.

Miljø- og økonomiperspektiv knyttet til samvirkekonstruksjoner er ikke helhetlig vurdert. Likevel blir temaet diskutert på generelt grunnlag som følge av beregnings- og modelleringsresultatene. Denne avgrensningen er valgt for å innsnevre omfanget på arbeidet. Uten enkelte avgrensninger ville arbeidet blitt svært omfattende.

## 5 | Case

Gjennom arbeidet med denne rapporten, er det valgt å knytte problemstillingen mot et reelt og praktisk case. Dette muliggjør å se sammenheng mellom teori og praksis. I tillegg oppnås det bedre forståelse for teori og prosjekteringsprinsipper som ligger til grunn for samvirkekonstruksjoner. Hensikten er å lære mer om problematikk og prosjekteringsutfordringer knyttet til bruken av samvirkekonstruksjoner i boligbygg. For å kunne gjennomføre dette på en akademisk måte, og samtidig ivareta det praktiske perspektivet, sammenlignes to samvirkeløsninger gjennom beregning og modellering.

Ved først å dimensjonere og modellere en kjent, preakseptert løsning i henhold til Eurokode 4, dannes referansegrunnlaget for å gjøre tilsvarende beregninger og modellering for en *ikke*-preakseptert løsning.

### 5.1 Forprosjekt

Arbeidet med rapporten er en videreføring av grunnlaget som ble dannet gjennom forprosjektet. Målsettingen for forprosjektet var å belyse samvirkekonstruksjoner og dimensjoneringsprinsipper på et overordnet nivå. Dette ble gjort ved å benytte relevant faglitteratur og gjeldende standarder som grunnlag for å gjennomføre en praktisk beregnings-case. Gjennom diskusjon med ekstern veileder ble det valgt å knytte litteratgrunnlaget mot en reell løsning som ble benyttet i prosjektet Kanalen Brygge utenfor Tønsberg.

Forprosjektets hovedmål var å undersøke innvirkning av samvirke på bøyestivhet og momentkapasitet. Beregningene ble gjort ved å anta full tøyingskompatibilitet, som gir avstivende samvirkeeffekt. Videre ble det antatt stadium II for betongen. Beregninger i henhold til Eurokode 4 resulterte i økning i både momentkapasitet og bøyestivhet. Momentkapasiteten økte med omtrentlig 20 % og bøyestivheten økte med omtrentlig 30 % sammenlignet med uavhengige materialer.

Gjennom arbeidet med forprosjektet ble det også undersøkt hvorfor boligbygg dimensjoneres uten samvirkekonstruksjoner. Gjennom intervjuer og litteraturstudie kom mangelen på preaksepterte løsninger frem som en avgjørende faktor. Utover dette er ofte samvirkeløsninger tidkrevende og komplekse å dimensjonere, noe som også bidrar til at det ofte velges bort.

Enkelte beregninger og uttrykk er i dette arbeidet videreført fra forprosjektet, ettersom den samme *ikke*-preaksepterte løsningen betraktes. Dette er valgt for å illustrere den beregningsmessige effekten samvirke har på tverrsnittet.

## 5.2 Kanalen Brygge

Som for forprosjektet, benyttes Kanalen Brygge som utgangspunkt for case-delen for å knytte litteratur, dimensjonering og modellering til et reelt prosjekt. Prosjektet sto ferdig i 2019, og er lokalisert i skjæringspunktet mellom Tønsberg og Nøtterøy. Eksklusive materialvalg, unik tilknytning til sjøen og sentral plassering har gjort boligprosjektet vellykket og populært. Totalt omfatter prosjektet 39 leiligheter fordelt på 36 i hovedbygget og tre i såkalte studioanneks [3, s. 35]. Illustrasjoner av Kanalen Brygge er vist i figur 5.1, og er gjengitt etter tillatelse fra byggherre.



(a) Hovedbygget - fasade mot nord

(b) Hovedbygget - fasade mot sør

Figur 5.1: Kanalen Brygge, Tønsberg

Hovedbygget benyttes som utgangspunkt for modellering og beregning av *ikke*-preakseptert løsning. Dimensjoneringen av Kanalen Brygge er i hovedsak utført av AFRY, avdeling Sandefjord, som også har vært ekstern veileder gjennom arbeidet med denne rapporten. Ekstern veileder har bidratt med tilgang til nødvendig underlag som tegninger og prosjekteringsforutsetninger. Underlagene danner grunnlaget for beregninger og modellering med hensyn til lastvirkninger og utforming av tverrsnitt.

### 5.2.1 Prosjekteringsforutsetninger

Oversendt underlag fra ekstern veileder innbefattet blant annet prosjekteringsforutsetninger. Gjennom dette dokumentet angis viktige parametere og lastvirkninger, samt ulike ansvarsområder knyttet til prosjektet.

Kanalen Brygge er dimensjonert med selvbærende betongdekker over stålkjernerpeper. Med hensyn til oversvømmelse og utfordringer knyttet til byggets plassering nær sjøvann, ble hovedbygget dimensjonert mot oppdrift og med vanntett oppkant som flomsikring. Hovedbygningen er stabilisert og avstivet gjennom momentstive heis- og trappesjakter av betong. Plasstøpte betongvegger fungerer i tillegg som avstivning i to retninger. Koblinger med konstruksjonsdeler av betong etableres som momentstive og stålsøylene er dimensjonert som leddet. Stålsøylene tilkobles betongdeler ved sveising til sveiseplater, men er ikke medtatt som avstivende konstruksjonsdeler [3, s. 36].

## 5.2.2 Lastvirkninger

Prosjekteringsgrunnlaget definerer lastvirkningene som er hensyntatt og vurdert gjennom prosjekteringsfasen. Lastvirkningene som er lagt til grunn for dimensjoneringen er definert i henhold til gjeldende standarder, blant annet Eurokode 0, 1, 2 og 3. I prosjekteringsgrunnlaget er også Eurokode 8 benyttet, for å hensynta seismiske påvirkninger. Videre er det definert dimensjonerende brukstid, pålitelighetsklasse, samt krav til nedbøyning i bruksgrensetilstand. I tillegg angir prosjekteringsgrunnlaget materialparametere som benyttede materialkvaliteter og E-moduler [3, s. 37].

Påført egenvekt er beregnet ved å benytte Byggforsklad 471.031 [21]. Denne tilnærmelsen benyttes svært ofte i ingeniørpraksis for å definere påført egenvekt. Beregningen baseres på arbeidstegninger, der ulike sjikt i konstruksjonen defineres. Lastvirkningen beregnes med bakgrunn i materialenes tyngde og tetthet. I tabell 5.1 angis eksempel på ulike konstruksjonssjikt med hensyn til påførte egenlast.

Tabell 5.1: Påførte egenlast, Kanalen Brygge [3, s. 38]

Bygningsdel	Last	Egenlast [ $kN/m^2$ ]
Bjelkelag	Gulv	0,2
	Undertak	0,3
	Installasjoner	0,3
	Lettvegger	0,6
Tak	Taktekking	0,6
	Undertak	0,2
	Installasjoner	0,3

De ulike lastvirkningene for Kanalen Brygge er beregnet og definert med hensyn til både brudd- og bruksgrensetilstand. Beregningen er gjennomført med bakgrunn i lastfaktorer definert i Eurokode 0. Påfølgende tabeller angir lastkoeffisienter som er benyttet for dimensjoneringen og gitt i prosjekteringsgrunnlaget [3, s. 38].

Tabell 5.2: Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstand [3, s. 38]

Lastsituasjon	Permanent last	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslast
B1	1,35 / 1,0	1,05	1,05	-
B2	1,20 / 1,0	1,5	1,05	-
B3 - ulykkeslast	1,0	1,0	0	1,0

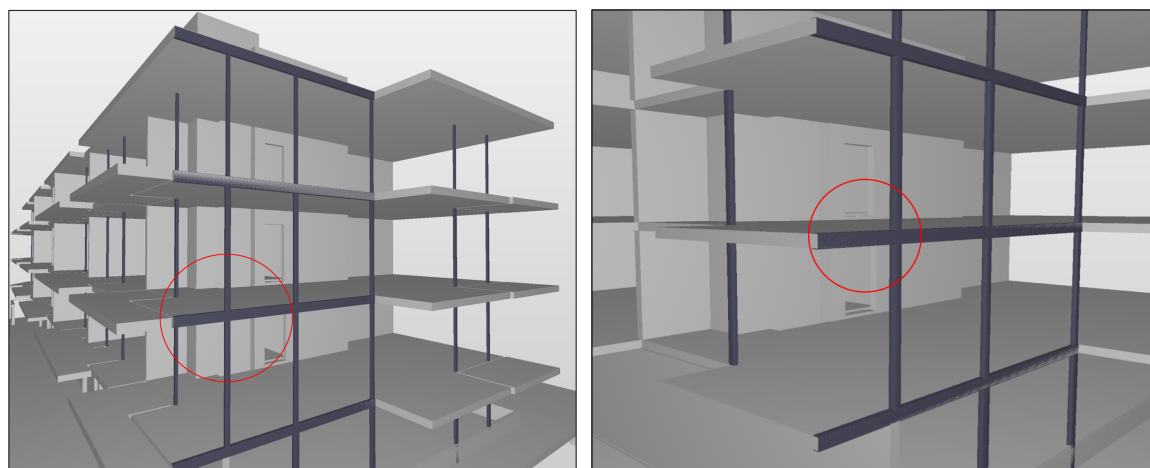
Tabell 5.3: Lastkoeffisienter i bruksgrensetilstand [3, s. 38]

Lastkombinasjon	Permanent last	Variabel last	Øvrige variable laster
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,5	0,5

### 5.2.3 Løsning uten samvirke

For Kanalen Brygge er det benyttet UPE-profil som opplegg for plattendekke i gavlveggene. Denne løsningen er ofte benyttet i boligbygg og er anerkjent på grunn av besparelse knyttet til forskaling. Prinsippene knyttet til bruk av u-profiler som randforskaling er også enkle, da u-profilet virker som opplegg der plattendekket monteres inn mot steget. Mellom etasjene er det benyttet hulprofiler (HFRHS) av ulike dimensjoner, men disse vurderes ikke videre i denne rapporten.

I figur 5.2 vises to utklipp fra oversendt RIB-modell som illustrer hvordan plattendekket er innført i u-profilet. Løsningen er fremhevet ved rød sirkel i figurene, der u-profilet er av typen UPE270.



(a) Løsning uten samvirke — oversiktsfigur

(b) Løsning uten samvirke — forstørret figur

Figur 5.2: Gavlvegg mot øst — løsning uten samvirke

Felles for alle etasjene og konstruksjonen som helhet er at samvirke ikke er hensyntatt. Bruken av u-profiler som opplegg for betongdekket ble i hovedsak valgt som en praktisk løsning. Profilet fungerer i tillegg som en randforskaling som bidrar til å redusere nødvendig forskalingsarbeid. Dimensjoneringen av Kanalen Brygge tar ikke hensyn til samvirke. Dette er typisk og det forekommer svært sjeldent at samvirke hensyntas. Dette er en av hovedgrunnene til at samvirke ble valgt som utgangspunkt for både forprosjektet og videreføringen i dette prosjektet [3, s. 37].

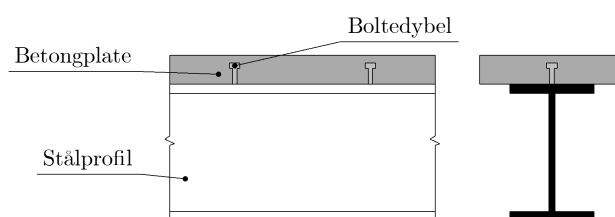
Utformingen og innfestingen av den praktiske løsningen benyttet i prosjektet Kanalen Brygge skjer gjennom sveising av u-profilet til stålsøyler fra både over- og underliggende etasjer. Horisontaljern støpes inn i betongdekket og sikrer fastholding av u-profilet. I tillegg hviler deler av dekket på underflensen av u-profilet, som også bidrar til stabilisering av løsningen.

Den reelle, benyttede løsningen er brukt som et hjelpemiddel for å knytte samvirketeori, dimensjonering og modellering til et praktisk eksempel. Hensikten er å vurdere hvordan samvirke mellom materialene kan utnyttes og utformes. I tillegg danner litteraturstudie i kombinasjon med dimensjonering og modellering utgangspunktet for å vurdere hva som ligger til grunn for preakseptering av samvirkeløsninger.

### 5.3 Preakseptert løsning

Som utgangspunkt for dimensjonering og modellering benyttes en preakseptert samvirkeløsning. Med bakgrunn i Eurokode 4 dimensjoneres løsningen i henhold til lastvirkninger angitt for Kanalen Brygge. Deretter modelleres tverrsnittet med tilsvarende materialparametere og egenskaper, slik at kravene fra samvirkestandarden overholdes. Modelleringen fungerer som en verifisering av håndberegninger, ettersom den innledende modelleringen er basert på tilsvarende material- og samvirkebetingelser som håndberegningen.

I figur 5.3 er oppbygningen av en preakseptert samvirkeløsning vist. Oppbygningen er basert på kapittel 6 i Eurokode 4, samt beskrivelser og anvisninger gitt i [1, s. 35, 37]. Tverrsnittet benytter et i-profil med en overliggende betongdel, der kreftene mellom de to konstruksjonsdelene overføres gjennom boltedybler. Målsatt tverrsnitt og statisk system for den betraktete preaksepterte løsningen er gitt i avsnitt 7.2.1.



Figur 5.3: Illustrasjon preakseptert samvirkeløsning

Egenskaper foreskrevet gjennom Eurokode 4 må ivaretas gjennom modelleringen. Dette gjøres ved å basere modelleringen på uttrykk og beskrivelser gitt i samvirkestandarden. For at den preaksepterte løsningen skal være gjeldende og et godt utgangspunkt for videre arbeid, er det svært viktig at kravene innfris og ivaretas gjennom modelleringsprosessen. Da modellering av den preaksepterte løsningen baseres på direkte bruk av Eurokode 4, fungerer tilnærmingen som en referansemotellering. Dermed etableres en modell med kjente egenskaper og kapasiteter, som kan videreføres for modellering av en *ikke*-preakseptert løsning. Referansemotellering som metode er ytterligere beskrevet i avsnitt 6.3.

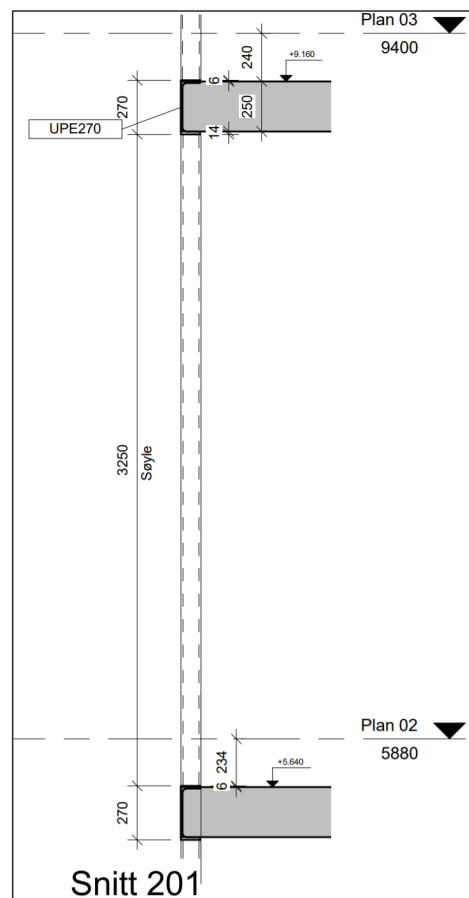


## 5.4 Ikke-preakseptert løsning

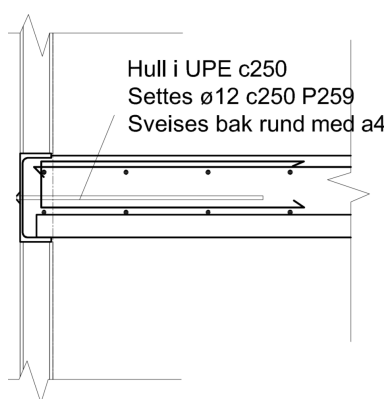
En mulig *ikke*-preakseptert samvirkeløsning for Kanalen Brygge, er u-profil mot plattendecke der samvirke mellom de to etableres. Tilsvarende som for den preaksepterte løsningen, gjennomføres først dimensjonering for deretter å modellere løsningen med bruk av Abaqus FEA. Hensikten er å gjennomføre dimensjonering av løsningen i henhold til Eurokode 4, samt vurdere hvordan løsningen påvirkes av samvirke med hensyn til ulike samvirkebetingelser. I figur 5.4 illustreres et utklipp fra snittegning 201, som viser målsatt oppbygning av betongdekke og u-profil. Snittegningen inngår i det oversendte underlaget fra eksternt veileder.

Figur 5.5 viser utklipp fra armeringstegning for Kanalen Brygge. Som det fremgår av figuren illustreres overgangen mellom u-profil og plattendecke og hvordan dette i praksis er løst. Løsningen danner utgangspunktet for dimensjonering, modellering og vurdering av tverrsnittet med hensyn til samvirke. Videre i arbeidet betraktes plattendecke som et ordinært flatdekke.

Gjennom modellering og analyse av begge de betraktede samvirkeløsningene, dannes grunnlaget for sammenligning og vurdering. Med bakgrunn i både beregnings- og analyseresultatene kan det belyses og begrunnes hvordan de to tverrsnittene påvirkes av ulike samvirkeegenskaper. Dette gir også grunnlag for å si noe om dagens praksis med hensyn til bruk og preakseptering av løsninger.



Figur 5.4: Utklipp snitt 201 [3, s. 37]



Figur 5.5: Utklipp arbeidstegning

## 6 | Metode

Arbeidet med dette prosjektet er i hovedsak basert på tre ulike metoder for å besvare forskerspørsmålet og de tre underspørsmålene. Hovedgrunnlaget dannes gjennom litteraturstudie av gjeldende og relevante standarder og faglitteratur. Videre er det gjennomført dimensjonering og beregning med hensyn til den relevante litteraturen. To ulike samvirketverrsnitt danner utgangspunktet for dimensjonering, modellering og analyse. Programvaren Abaqus FEA benyttes for numerisk analyse, som åpner for vurdering av samvirkeløsningene på et svært nøyaktig nivå. I tillegg bidrar den innledende modelleringen til å kunne verifisere håndberegningen.

Kombinasjonen av flere ulike metoder og tilnærminger bidrar til større innsikt, bredere perspektiv og mer kunnskap om samvirkekonstruksjoner. Ulike metoder gir også flere synsvinkler som videre åpner for å kunne belyse forskerspørsmålet på en god måte med godt faglig grunnlag. I tillegg legger metodene til rette for konkrete resultater, gjennom håndberegning og modellering. Kombinasjonen av metodene bidrar også til ulike perspektiver, med hensyn til både prosjektering og utførelse. Blant annet gir beregningene en indikasjon på hvordan samvirke mellom materialer påvirker egenskaper og kapasiteter. Dermed tydeliggjøres sammenhengen mellom prosjektering og utførelse av samvirkekonstruksjoner, noe som bidrar til økt kunnskap. De benyttede metodene bidrar til å kunne vurdere dagens bruk av samvirkeløsninger. Vurdering av dagens bruk åpner også for å diskutere forbedringer eller endringer som vil stimulere til økt bruk i fremtiden.

Figur 6.1 viser oversikt over benyttede metoder i prosjektarbeidet med tilhørende generell beskrivelse av hva som kjennetegner de ulike metodene for denne rapporten.



Figur 6.1: Metodeoversikt med hensyn til forskerspørsmål

## 6.1 Litteraturstudie

Gjennom litteraturstudie innhentes, vurderes og tilegnes kunnskap fra tidligere publikasjoner og faglitteratur. Arbeid med større prosjekt eller oppgaver, slik som masteroppgaver, drar stor nytte av litteraturstudie fra tidlig fase. Innhenting av fakta, resultater og synspunkt fra andres arbeid bidrar til å danne et grunnlag og strukturering av eget videre arbeid. Et litteraturstudie gir innsikt i hva som finnes fra tidligere, samt hvilke løsninger og resultater andre har kommet frem til. Bruken av samvirkelsesløsninger i boligbygg har vist seg gjennom litteratursøk å være lite benyttet i praksis, og er tilhørende lite undersøkt gjennom litteraturen. Preaksepterte løsninger for bruk i brokonstruksjoner, testing av dybler og samvirkeprinsipp er derimot veldokumentert.

For dette prosjektarbeidet har det vært helt sentralt å gjennomføre litteraturstudie for å kartlegge og finne ut mer om ulike samvirkelsesløsninger. Hvordan samvirkelsesløsninger fungerer og hva som ligger til grunn for planlegging og dimensjonering av samvirkekonstruksjoner har vært viktige utgangspunkt. Innhenting av informasjon og kunnskap, er i hovedsak gjort gjennom søk i veletablerte og renommerte databaser som Oria, Google Scholar, BIBSYS og ScienceDirect. Med bruk av nøkkelord har litteraturstudiet bidratt til å kartlegge publikasjoner og relevant litteratur tilknyttet samvirkekonstruksjoner. Innhenting og vurdering av tidligere publikasjoner og litteratur vil kunne bidra med relevant teori eller gi indikasjoner på anbefalinger for videre arbeid. I tillegg kan en litteraturstudie bidra til nye perspektiver og samtidig tette kunnskapshull.

Dette prosjektarbeidet er delvis basert på resultater og funn fra forprosjektet, som medfører at mye av litteraturen derfra også er relevant for dette arbeidet. Ettersom forprosjektet ble utarbeidet som en introduksjon til dimensjonering av samvirkekonstruksjoner, bygges det videre på kunnskapen gjennom dette prosjektet. Følgelig endres litteratursøket noe, da den grunnleggende kunnskapen er innhentet og nivået kan heves. Utgangspunktet for beregninger og dimensjonering er den samme, gitt gjennom Eurokode 4 i kombinasjon med supplerende standarder og faglitteratur.

Hovedvekten av prosjektet er knyttet til dimensjonering og modellering av samvirketverrsnitt med stål og betong. For å innhente kunnskap, data og andres erfaringer når det gjelder modellering av samvirkekonstruksjoner ble det gått bredt ut for å fange opp ulike publikasjoner og utgivelser. Faglitteratur for samvirkekonstruksjoner, publikasjoner og forsøk knyttet til ulike typer mekaniske forbindelsesmidler, samt tidligere masteroppgaver ble lest og vurdert. Gjennomgangen ble gjort med hensyn til kildekritikk og med et kritisk blikk, for å sikre at kun relevante og troverdige publikasjoner ble gjeldende for eget videre arbeid. Gjennomføringen av informasjonsinnhenting i oppstartsfasen av prosjektet la grunnlaget for å kunne definere og innsnevre, samt planlegge videre arbeid.

Lærebøker knyttet til preaksepterte samvirkekonstruksjoner, dimensjonering av stål- og betongkonstruksjoner, samt faglitteratur innen modellering har bidratt til arbeidet. Litteraturstudie har bidratt til større innsikt og bedre forståelse av samvirkekonstruksjoner, modellering og gjennomføring av analyser. Lærebøker, faglitteratur og relevante publikasjoner er sitert og kildehenvisert dersom benyttet direkte. Flere tidligere masteroppgaver og publikasjoner er benyttet som inspirasjon og bakgrunnskunnskap, uten at disse er direkte knyttet til dette prosjektarbeidet.

## 6.2 Beregning

Dimensjonering og beregning av de to betraktede samvirkelsesningene er benyttet for å danne et utgangspunkt for modellering. Beregningsresultatene gir grunnlag for sammenligning mot analyseresultatene. Gjennom bruk av relevante standarder og regelverk, spesielt Eurokode 4, er de to løsningene dimensjonert. Denne metoden danner grunnlaget for å kunne vurdere hvordan tverrsnittet oppfører seg med hensyn til overføring av krefter og tverrsnittskapasiteter. Etersom beregninger inngår som metode for å vurdere analyseresultatene, er beregningene viktige for å kunne svare på forskerspørsmålet.

Beregningsarbeidet er basert på betraktninger av to ulike samvirkelsesninger. Den preaksepterte er utformet og definert i henhold til Eurokode 4, som medfører at uttrykk og retningslinjer i samvirkestandarden kan benyttes direkte. For den *ikke*-preaksepterte løsningen derimot, finnes det ikke standardiserte uttrykk og retningslinjer. Dermed er det gjort noen forenklinger og betraktninger, for å likevel kunne følge grunnprinsippene som er angitt i Eurokode 4.

Beregningsarbeidet og dimensjoneringsdelen av rapporten er gjort for hånd ved å benytte formelverk og prinsipper fra Eurokode 4. Utover Eurokode 4, er også andre relevante Eurokoder og faglitteratur både fra mekanikk og statikk benyttet. Deretter er resultatene fra håndberegningen overført til programvaren Mathcad Express Prime 3.0 (heretter Mathcad), som har vært et nyttig hjelpemiddel for beregning.

Gjennom programvare-plattformen Appsanywhere er Mathcad gratis å benytte for studenter tilknyttet UiA. Mathcad er et kalkulatorprogram som gjennomfører beregninger langt raskere og med større nøyaktighet enn ved håndberegninger. Dermed har programvaren blitt benyttet som en tilnærming til internkontroll, og som verktøy for å utarbeide oversiktlige beregningsvedlegg. Etersom Mathcad beregner svært avanserte og komplekse beregninger uten problemer, har programvaren vært svært nyttig i prosjektarbeidet.

I dette prosjektarbeidet er den online LaTeX-behandleren Overleaf benyttet som tekstbehandlingsverktøy. Beregninger er ført inn i Overleaf etter å ha blitt beregnet for hånd og deretter kontrollert i Mathcad. Dette bidrar til en kvalitetssikring av beregningene, da verdier og formler må gjentas og gjennomgås flere ganger. En klar fordel med denne tilnærmingen er at verdier og formler enkelt kan endres i etterkant, dersom det viser seg å være en tastefeil. Denne tilnærmingen bidrar til kvalitetssikring av tallverdiene og beregningsgangen, men er tidkrevende.

## 6.3 Modellering - Abaqus FEA

For å gjennomføre modellering og numerisk analyse av samvirketverrsnitt er programvaren Abaqus FEA benyttet. Som for Mathcad, er programvaren tilgjengelig gjennom Appsanywhere. Valget av programvare falt på Abaqus FEA ettersom det er relativt intuitivt å bruke, i kombinasjon med at det finnes mye nettbasert litteratur og opplæringsmaterieell tilgjengelig. Det finnes flere ulike programvarer for numerisk analyse, men ved UiA benyttes Abaqus FEA i størst grad. Valget av denne programvaren har dermed muliggjort veiledning og tips fra mer erfarne brukere. Gjennom litteraturstudie og informasjonsinnhenting har det vist seg at Abaqus FEA fungerer godt for å modellere samvirketverrsnitt.

De grunnleggende modelleringsferdighetene ble til gjennom faget BYG506 — Elementmetoden i Konstruksjoner ved UiA. Ettersom BYG506 var et grunnkurs i modellering og analyse, har mer kunnskap knyttet til modellering blitt til gjennom faglitteratur, publikasjoner og ulike nettbaserte instruksjonsvideoer. Prøving og feiling ved modellering er naturlig, da det er komplekse tverrsnitt og egenskaper som er betraktet. Samvirketverrsnitt og definering av kontaktbetingelser er utenfor pensum i grunnkurset BYG506. Dette har resultert i betydelig tidsbruk knyttet til bruk av programvaren, forståelse og selve modelleringen av de to samvirketverrsnittene.

Fordelen med å benytte seg av numeriske analyser er tilgangen på unike og avanserte resultater som følge av de gjennomførte analysene. Analysene muliggjør å vurdere tverrsnitt på et langt mer detaljert nivå enn ved analytiske beregninger, noe som er svært viktig for å kunne bekrefte virkningen av kjente løsninger og utvikling av nye. Likevel er det viktig å være klar over at analyseresultatene gjennom et modelleringsprogram har sitt opphav i angitte parametere. Dette betyr at alle resultat bør verifiseres eller en bør i det minste vurdere om resultatet er praktisk eller fysisk mulig. Historisk sett har utviklingen og dokumentasjonen av løsninger blitt gjort gjennom testing på laboratorium, men i de senere år har FEA også bidratt til dokumentasjon og verifisering.

Fremgangsmåte for modelleringen av de to betraktete samvirketverrsnittene er gitt i avsnitt 7.4.

### Referansemodellering

Med utgangspunkt i den preaksepterte løsningen ble det utarbeidet en referansemodell i Abaqus FEA. Egenskaper, utforming og samvirke mellom stål og betong ble implementert i henhold til Eurokode 4. Denne fremgangsmåten sikret at modelleringen og utformingen av referansemodellen ble forankret i Eurokode 4, som er utgangspunktet for prosjektarbeidet. Den modellererte preaksepterte løsningen, referansemodellen, dannet grunnlaget for videre utarbeidelse, utforming og modellering av en *ikke*-preakseptert løsning med tilsvarende samvirkeegenskaper. Dermed kunne analyser gjennomføres med den preaksepterte referansemodellen, for deretter å gjennomføre tilsvarende analyse for den *ikke*-preaksepterte løsningen. Økt kompleksitet i analysen, som innføring av friksjonsflate, ble først gjennomført for den preaksepterte løsningen. Først når analysen ble vurdert som gyldig og troverdig, ble samme betingelser overført til den *ikke*-preaksepterte modellen.

Ettersom det finnes publikasjoner og avhandlinger knyttet til preaksepterte samvirkeløsninger og tilhørende numeriske analyser, har dette bidratt til å forenkle arbeidet. Ved å innhente beskrivelser, data og fremgangsmåte for modellering av samvirke har modelleringsprosessen blitt effektivisert, og typiske modelleringsfeil er unngått. Ettersom bruk av Abaqus FEA er avansert og åpner for svært nøyaktig modellering, kan enkle tastefeil gi dramatiske analysekonsekvenser.

Viktigheten av referansemodellering tydeliggjøres gjennom kontrollering av analyseresultater mot analytiske håndberegninger. Dersom det er overensstemmelse mellom håndberegning som er gjennomført etter standardiserte regler og analyseresultatene, tyder dette på at modelleringen er vellykket. På denne måten kan både modellen og analyseresultatene kontrolleres. Først når denne verifikasjonsprosessen er gjennomført, vurderes analyseresultatene som gyldige. For å modellere og utarbeide en *ikke*-preaksepterte løsning, burde egenskaper og materialparametere være definert og kontrollert. Det er derfor hensiktsmessig å utarbeide en referansemodellering med hensyn til gjeldende standardiserte løsninger og regelverk, før dette arbeidet tiltar.

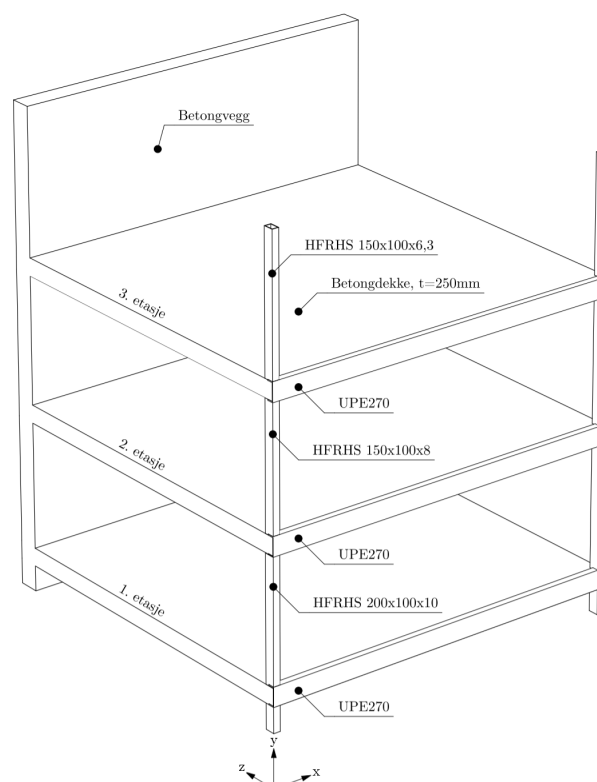
## 7 | Resultater

### 7.1 Bakgrunn

Betraktningen av to ulike samvirkeløsninger etablerer grunnlag for sammenligning og vurdering. Én preakseptert løsning i henhold til Eurokode 4 og en *ikke*-preakseptert løsning, men som likevel beregnes i henhold til retningslinjene angitt i Eurokode 4. For å knytte både beregningene og modellering mot en praktisk anvendelse, er det valgt å benytte materialer og lastvirkninger fra Kanalen Brygge. Dimensjonering av preakseptert løsning er gjennomført i henhold til teori angitt i ulike deler av [13]. For den *ikke*-preaksepterte løsningen, er dimensjoneringsgrunnlaget hovedsakelig basert på teori og fremgangsmåte utviklet og benyttet gjennom forprosjektet. Dette betyr i hovedsak bruk av likevektsbetraktninger, men med prinsipielt grunnlag i Eurokode 4.

Med utgangspunkt i oversendt underlag fra ekstern veileder, er det laget en forenklet 3D-illustrasjon av grunnmodellen for dimensjonering. I illustrasjonen vises de ulike konstruksjonsdelene og hvordan u-profilen er plassert i forkant av betongdekket. Illustrasjonen er gitt i figur 7.1 og er ment som en prinsippskisse for å tydeliggjøre den benyttede løsningen ved Kanalen Brygge. Figuren er tegnet med utgangspunkt i reelle arbeidstegninger og viser et utsnitt av den aktuelle konstruksjonen fra 1. til 3. etasje.

Videre beregning og dimensjonering er basert på spennet mellom de to hulprofilene, altså spennet i x-retning. Med bakgrunn i figur 7.1, dimensjoneres og modelleres de to betraktete samvirkeløsningene.

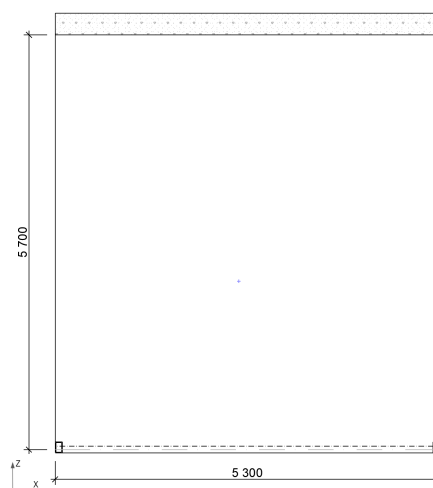


Figur 7.1: 3D-visning av grunnmodell

I figur 7.2 vises en målsatt skisse som illustrerer utgangspunktet for beregningene. Videre dimensjonering av begge samvirkeløsningene er basert på spennet i x-retning mellom de to vertikale hulprofilene. Fra figur 7.2 er dermed kun lengde i x-retning benyttet videre for dimensjonering og modellering. Plantegningen er målsatt i sin helhet for å gi en oversikt over den betrakte konstruksjonen.

$$L_x = 5300 \text{ mm} = 5,3 \text{ m}$$

$$L_z = 5700 \text{ mm} = 5,7 \text{ m}$$



Figur 7.2: Plantegning grunnmodell

### 7.1.1 Betraktninger

For å kunne opprette og utarbeide beregningsmodeller for både preakseptert og *ikke*-preakseptert løsning, er det gjort forenkende betraktninger. Kvalifiserte valg og antakelser er en naturlig del av enhver dimensjoneringsprosess og er vanlig å gjøre, også i en reell situasjon. Betraktningene og forenklingene som gjøres for beregnings- og modelleringsarbeidet er gjort i samråd med både intern og ekstern veileder. Blant annet betraktes systemet som fritt opplagt med lengde  $l_x$  mellom opplagere. Dette er en forenkling som er gjort for å kunne benytte kjente håndberegningmetoder og formelapparat. Ettersom modellering gjennom bruk av Abaqus FEA utgjør en betydelig del av arbeidet, er det valgt å benytte et enkelt statisk system for å ikke komplisere modelleringsarbeidet unødvendig, og samtidig kunne verifisere håndberegningresultatene mot analyseresultatene. Betongdekket, som er illustrert i figur 7.1 og 7.2, betraktes som en bjelke med effektiv bredde lik  $b_{eff}$  etter Eurokode 4. Bakgrunnen for bruk av effektiv bredde er beskrevet i avsnitt 3.4.5.

Ettersom deler av dette prosjektet er en forlengelse av forprosjektet, har det vært naturlig å benytte formelapparatet og fremgangsmåten derfra. Beregningene deles inn i henholdsvis preakseptert og *ikke*-preakseptert løsning, der kapasitet og nedbøyning beregnes i henhold til Eurokode 4. De to ulike samvirkeløsningene betraktes likt med hensyn til lastvirkning, og det antas påkjenning fra egenvekt, påført egenlast og nyttelast. Verdiene som danner grunnlaget for lastvirkningen er beskrevet i avsnitt 7.1.3.

Modelleringsarbeidet er basert på tilsvarende forutsetninger som for håndberegningen. Dette innebærer blant annet fritt opplager, som er valgt for å enkelt kunne knytte modelleringsresultatene til håndberegningresultatene. Dermed kan modellene utarbeidet i Abaqus FEA verifiseres mot resultat fra håndberegninger. Håndberegningene er gjennomført i henholdsvis bruddgrensetilstand for kapasiteter og bruksgrensetilstand for nedbøyninger og deformasjoner. Materialene i modelleringsarbeidet er definert etter elastisk-perfekt plastisk relasjon. Dette er en betraktning som er gjort i samråd med veiledere og gir grunnlag for å kunne analysere de betraktede tverrsnittene med hensyn til gradvis økende kompleksitet, og ulike samvirkebetingelser.

## 7.1.2 Materialbeskrivelse

Konstruksjonsmaterialene som er benyttet i den videre beregningen, vises hovedsakelig i figur 7.1. Stålsøylene som forbinder de ulike etasjene er hulprofiler (HFRHS) med varierende godstykkelse. Bruken av ulike stålprofil som søyler skyldes i hovedsak lastfordelingen nedover i konstruksjonen. Det er derfor benyttet større og mer robuste profiler i 1. etasje sammenlignet mot 3. etasje. Disse stålsøylene har ikke innvirkning på den videre beregningen og er derfor ikke beskrevet ytterligere. I-profilen, som danner opplegget for betongdekket i den preaksepterte løsningen, og armering er heller *ikke* vist i figur 7.1.

Stålkvaliteten for både i- og u-profil er S355J0, som er valgt i henhold til prosjekteringsgrunnlaget for Kanalen Brygge. For den *ikke*-preaksepterte løsningen utgjør u-profilen både kantforskaling og opplegg for betongdekket. Ulike materialegenskaper og tallverdier for de to stålprofilene er hentet fra [16].

Materialfaktorer for de ulike materialene er beskrevet og definert i avsnitt 3.4.4. Faktorer knyttet til konstruksjonsstål er mer utdypende beskrevet avsnitt 3.5.4. Dimensjonerende fasthet i brudgrensetilstand kan dermed beregnes i henhold til Eurokode 3 avsnitt 6.1(1) [9, s. 45]:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Ved beregning i bruksgrensetilstand endres materialfaktoren fra  $\gamma_{M0} = 1,05$  til  $\gamma_{M0} = 1,0$  som følgende bidrar til å øke dimensjonerende fasthet:

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Betongkvaliteten er valgt med bakgrunn i prosjekteringsgrunnlaget for Kanalen Brygge, og er definert som som kvalitet B30 med eksponeringsklasse X0. Karakteristisk trykkfasthet er gitt som  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , som det fremkommer av tabell 3.1 i Eurokode 2 [10, s. 26]. Eksponeringsklassen for betongen er med på å definere nødvendig overdekning for betongtverrsnittet. Materialfaktorene for betong er beskrevet og definert i avsnitt 3.6.5. I henhold til Eurokode 4 avsnitt 2.4.1.2(2) er den dimensjonerende trykkfastheten gitt som [8, s. 20]:

$$\gamma_C = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$



Ved beregning i bruksgrensetilstand endres materialfaktoren tilsvarende som for stål. Dette gir en økning i den dimensjonerende fastheten, ettersom materialfaktoren  $\gamma_C = 1,5$  reduseres til  $\gamma_C = 1,0$ .

$$\gamma_C = 1,0$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,0} = 30 \text{ N/mm}^2$$

For armert betong benyttes armeringskvalitet B500NC, som har karakteristisk fasthet  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ . I henhold til Eurokode avsnitt 2.4.2.4(1) og (2) benyttes materialfaktorer for brudd- og bruksgrensetilstand som beskrevet og definert i avsnitt 3.6.5. For beregning i bruddgrensetilstand benyttes materialfaktoren  $\gamma_s = 1,15$ . Tilsvarende som for betong og stål, endres materialfaktoren i bruksgrensetilstand til  $\gamma_s = 1,0$ . Dette gir dimensjonerende fasthet for armeringsstål i bruksgrensetilstand lik  $f_{yd} = f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ . Den dimensjonerende fastheten i bruddgrensetilstand er gitt som:

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Nødvendig overdekning er definert med bakgrunn i eksponeringsklassen og definert i prosjekteringsgrunnlaget. Den oppgitte overdekningen er gitt som 35 mm. I henhold til Eurokode 2 avsnitt 4.4.1.1(2) defineres overdekning ut ifra uttrykket [10, s. 47]:

$$C_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

### 7.1.3 Lastvirkninger

Lastvirkningene er definert med hensyn til Byggforskblad 471.031, Eurokode 1 og 0. For mer inngående beskrivelse og bakgrunn for lastvirkninger, se avsnitt 5.2.2.

Lastfaktorer og lastkombinasjoner for både brudd- og bruksgrense velges med bakgrunn i Eurokode 0, henholdsvis avsnitt 6.5.4 og NA.A1.3.1 [15, s. 40, 102—103]. Nyttelast for gulvareal i boligbygg er definert gjennom avsnitt NA.6.3.1.1 og NA.6.3.1.2 i Eurokode 1 [22, NA s. 38—39]. Dermed kan lastvirkningene for videre beregninger defineres.

#### Egenvekter av konstruksjonen:

25 kN/m<sup>3</sup> for armert betong som konstruksjonsmateriale.

24 kN/m<sup>3</sup> for uarmert betong som konstruksjonsmateriale.

78,5 kN/m<sup>3</sup> for stål som konstruksjonsmateriale, herunder også armering i henhold til Eurokode 2 avsnitt 3.2.7.

For å unngå feilmeldinger i Abaqus FEA defineres materialene med individuell tetthet. Dette betyr videre at det skilles mellom ulike egenvekter av betong og armering.

### Påført egenlast:

Med bakgrunn i avsnitt 5.2.2, defineres den påførte egenlasten ut ifra ulike sjikt i konstruksjonen. I henhold til prosjekteringsgrunnlaget er lastvirkningen gitt som  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . De ulike sjiktene består av blant annet granab gulv, sponplater og flytsparkel. Vekten av de individuelle materialene defineres i henhold til Byggforskblad 471.031 og adderes. Summen av materialene utgjør mindre enn  $1,0 \text{ kN/m}^2$ , men velges likevel som en konservativ og trygg tilnærming til dimensjoneringen.

### Nyttelast:

I henhold til Eurokode 1 defineres nyttelasten for innvendig gulvareal lik  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

### Lastkombinasjoner:

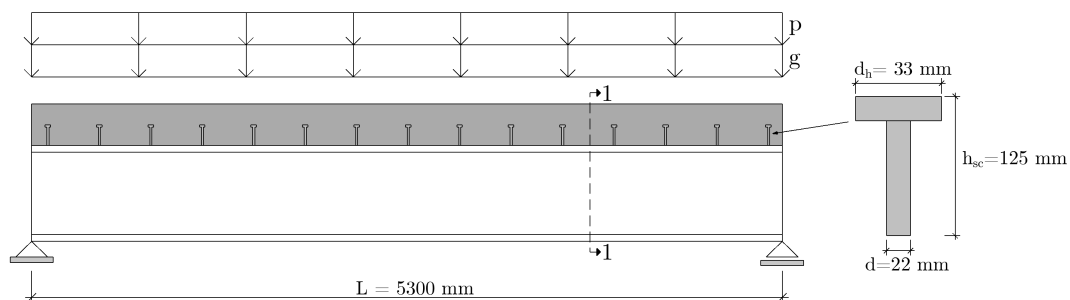
Eurokode 0 definerer lastfaktoren for påført egenlast lik  $\gamma_g = 1,2$  i bruddgrensetilstand. Lastfaktoren for nyttelast i bruddgrensetilstand defineres som  $\gamma_p = 1,5$ . I bruksgrensetilstand settes begge lastfaktorene lik  $\gamma = 1,0$ .

## 7.2 Preakseptert løsning

Utarbeidelsen av referansemødel og dimensjoneringsprosess etter Eurokode 4 er basert på en preakseptert samvirkeløsning. Samvirkeløsningen dimensjoneres med hensyn til gjeldende regelverk og retningslinjer. I påfølgende avsnitt følger dimensjoneringsprosessen og beregning av kapasiteter og egenskaper for både brudd- og bruksgrensetilstand. Avslutningsvis modelleres samvirkeløsningen for å verifisere resultatene og vurdere hvordan ulike samvirkebetingelser påvirker egenskapene.

### 7.2.1 Lastvirkninger og statisk system

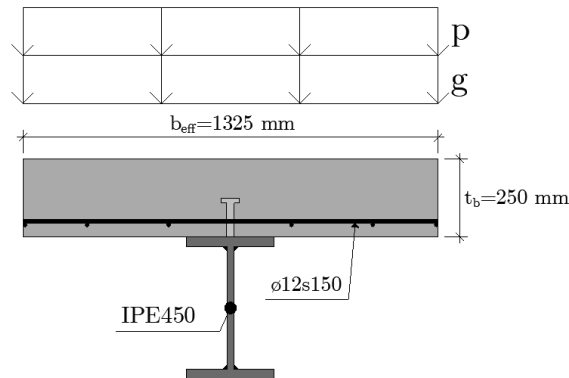
Som beskrevet i avsnitt 7.1.1, er det gjort enkelte betraktninger og forenklinger for det statiske systemet. Det er antatt at systemet kan betraktes som fritt opplagt. I tillegg til å forenkle håndberegningene, bidrar denne antagelsen også til å gjøre modelleringsarbeidet i Abaqus FEA mindre komplekst enn nødvendig. Statisk system og utgangspunkt for videre beregning er vist i figur 7.3. Lengden  $L$  angir spennet mellom hulprofilene, som illustrert i figur 7.1.



Figur 7.3: Preakseptert løsning: statisk system

Snitt 1-1 er illustrert i figur 7.4. Figuren illustrerer oppbygningen av det statiske systemet med bruk av i-profil som opplegg for betongdekket. I tillegg viser figuren hvordan boltedybler er benyttet som skjærforbindelse for å etablere samvirke mellom stålprofil og betongdekke.

Det antas lik armeringsmengde og senteravstand i begge retninger. Armeringsmengden antas tilstrekkelig og kontrolleres som en del av den kommende dimensjoneringsprosessen. Lastvirkninger beregnes med hensyn til beskrivelsene gitt i avsnitt 7.1.3.



Figur 7.4: Preakseptert løsning: snitt 1-1

### Egenlast, $g$

Egenlasten beregnes ut ifra materialenes tetthet. Både betongdekket, stålprofilen og påført egenlast bidrar til lastvirkningen definert som egenlast. Beregn innledningsvis bidraget fra betongdekket:

$$\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$t_b = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

$$g_c = \rho_c \times t_b = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} = 6,25 \text{ kN/m}^2 \quad (7.1)$$

Beregn deretter lastvirkningen fra stålprofilene. Dette gjøres med utgangspunkt i [16, s. 11]:

$$m_s = 77,6 \text{ kg/m}$$

$$g_s = m_s \times G = 77,6 \text{ kg/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,761 \text{ kN/m} \rightarrow \frac{0,761 \text{ kN/m}}{1,325 \text{ m}} = 0,57 \text{ kN/m}^2 \quad (7.2)$$

Utover egenvektene av konstruksjonsmaterialene virker det i tillegg en påført egenlast. Denne lastvirkningen kommer som et resultat av ulike konstruksjonssjikt som beskrevet i avsnitt 7.1.3.

$$g_{\text{påført}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Addering av bidragene gir den totale lastvirkningen:

$$g_{\text{tot}} = g_c + g_s + g = 6,25 \text{ kN/m}^2 + 0,57 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \text{ kN/m}^2 = 7,82 \text{ kN/m}^2 \quad (7.3)$$

### Nyttelast, $p$

Nyttelast for boligbygg er i henhold til Eurokode 1 gitt som:

$$p = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

## Dimensjonerende lastvirkning, $q_{Ed}$

Lastfaktorer for bruddgrensetilstand er definert gjennom Eurokode 0, som beskrevet i avsnitt 7.1.3:

$$\gamma_g = 1,2$$

$$\gamma_p = 1,5$$

Dermed kan den dimensjonerende lastvirkningen beregnes:

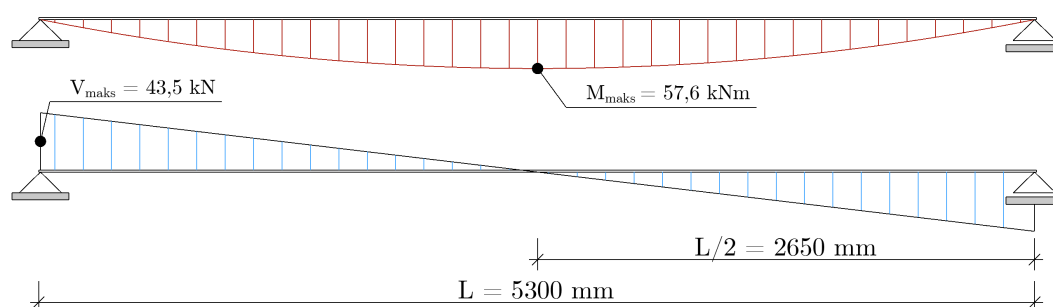
$$\begin{aligned} q_{Ed} &= b \times (\gamma_g \times g_{tot} + \gamma_p \times p) \\ &= 1,325 \text{ m} \times (1,2 \times 7,82 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 16,41 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (7.4)$$

Med bakgrunn i lastvirkningen kan dimensjonerende bøyemoment og skjærkraft beregnes etter [16, s. 27]:

$$M_{Ed} = M_{maks} = \frac{q_{Ed} \times L^2}{8} = \frac{16,41 \text{ kN/m} \times (5,3 \text{ m})^2}{8} = 57,6 \text{ kNm} \quad (7.5)$$

$$V_{Ed} = V_{maks} = \frac{q_{Ed} \times L}{2} = \frac{16,41 \text{ kN/m} \times 5,3 \text{ m}}{2} = 43,5 \text{ kN} \quad (7.6)$$

Ut ifra de beregne maksverdiene for henholdsvis bøyemoment og skjærkraft i ligning (7.5) og (7.6) skisseres lastdiagrammene. Diagram for bøyemoment og skjærkraft er angitt i figur 7.5.



Figur 7.5: Preakseptert løsning: moment- og skjærkraftdiagram

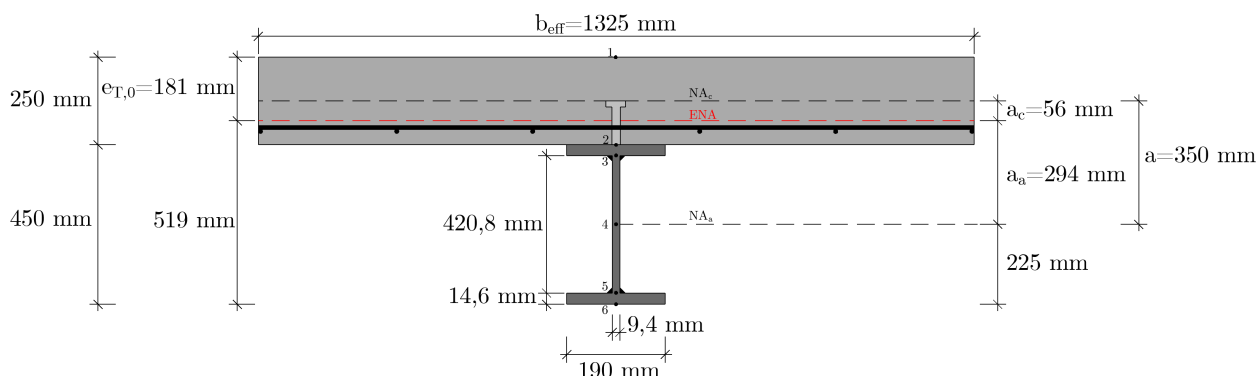
### 7.2.2 Elastiske tverrsnittskapasiteter

Med bakgrunn i teori og uttrykk fra [13], beregnes de elastiske tverrsnittskapasitetene for samvirkekonstruksjonen. Det betraktete tverrsnittet er målsatt og illustrert i figur 7.6. Mål og tverrsnittegenskaper for IPE450 er hentet fra [16, s. 11]. Egenskaper og tallverdier for betongdelen er definert hovedsakelig etter Eurokode 2 og 4.

$$A_{IPE450} = A_a = 9880 \text{ mm}^2$$

$$A_c = b_{eff} \times h_c = 1325 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} = 331250 \text{ mm}^2$$

$$y_{NA} = 519 \text{ mm}$$



Figur 7.6: Tverrsnitt — elastisk dimensjonering

Fullstendig og mer omfattende beregning av elastiske tverrsnittskapasiteter kan sees i vedlegg 1.1.

### Effektiv bredde

Betongdekket som illustrert i 7.1 forenkles og betraktes som en betongbjelke med en effektiv bredde. Denne bredden beregnes etter beskrivelse og definisjon i avsnitt 3.4.5:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (7.7)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{5300 \text{ mm}}{8} = 662,5 \text{ mm} \quad (7.8)$$

$$b_0 = 0 \quad (7.9)$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0 + 2 \times 662,5 \text{ mm} = 1325 \text{ mm} \quad (7.10)$$

Kun én rad med boltedybler sveist til toppflensen av i-profilet bidrar til å gi  $b_0 = 0$ . Summeringen av  $b_{ei}$  skyldes lik avstand på hver side av skjærforbindelsen.

### Modulforhold

Beregner modulforholdet mellom konstruksjonsstål og betong:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000 \text{ N/mm}^2}{33000 \text{ N/mm}^2} = \frac{70}{11} \approx 6,364 \quad (7.11)$$

Beregner deretter ekvivalent, transformert betongareal  $A_{c,ekv}$ :

$$A_{c,ekv} = \frac{A_c}{n_0} = \frac{331250 \text{ mm}^2}{6,363} = 52054 \text{ mm}^2 \quad (7.12)$$

Avstanden mellom betongens og stålprofilets nøytralakse er gitt ved:

$$a = \frac{1}{2} \times (h_a + h_c) = 0,5 \times (450 \text{ mm} + 250 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (7.13)$$

Avstanden fra betongens nøytralakse til felles elastisk nøytralakse,  $ENA$ , er gitt ved:

$$a_c = \frac{A_a}{A} \times a = \frac{A_a}{A_a + A_{c,ekv}} \times a = \frac{9880 \text{ mm}^2}{9880 \text{ mm}^2 + 52054 \text{ mm}^2} \times 350 \text{ mm} = 56 \text{ mm} \quad (7.14)$$

Avstanden fra stålprofilens nøytralakse til felles elastisk nøytralakse beregnes ved:

$$a_a = \frac{A_{c,ekv}}{A} \times a = \frac{A_{c,ekv}}{A_a + A_{c,ekv}} \times a = \frac{52054 \text{ mm}^2}{9880 \text{ mm}^2 + 52054 \text{ mm}^2} \times 350 \text{ mm} = 294 \text{ mm} \quad (7.15)$$

## Bøyespenninger

For å beregne spenningsfordeling i tverrsnittet, etter beskrivelsen i avsnitt 3.4.6, må samvirkeverrsnittets 2. arealmoment beregnes. Uttrykket er gitt som:

$$I_{samvirke} = I = I_a + I_{c,ekv} + \frac{A_a \times A_{c,ekv} \times a^2}{A} \quad (7.16)$$

der

$$I_a = 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (7.17)$$

$$I_{c,ekv} = \frac{1}{n_0} \times \frac{1}{12} \times b_{eff} \times h_c^3 = \frac{1}{6,364} \times \frac{1}{12} \times 1325 \text{ mm} \times (250 \text{ mm})^3 = 271,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (7.18)$$

Innsetter verdier i uttrykk (7.16), som gir følgende:

$$\begin{aligned} I_{samvirke} &= 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + 271,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + \frac{9880 \text{ mm}^2 \times 52054 \text{ mm}^2 \times (350 \text{ mm})^2}{9880 \text{ mm}^2 + 52054 \text{ mm}^2} \\ &= 1625,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (7.19)$$

Videre beregnes avstandene for tverrsnittet. Lastvirkningen, beskrevet i avsnitt 7.2.1, bidrar til trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i stålprofilen. Avstanden fra overkant betong til elastisk nøytralakse er gitt som  $y_c$ . Avstanden fra elastisk nøytralakse til stålprofilens underkant er gitt som  $y_a$  og sammenfaller med  $y_{NA}$ .

$$y_{c,1} = a_c + \frac{h_c}{2} = 56 \text{ mm} + \frac{250 \text{ mm}}{2} = 56 \text{ mm} + 125 \text{ mm} = 181 \text{ mm} \quad (7.20)$$

$$y_{c,2} = h_c - y_{c,1} = 250 \text{ mm} - 181 \text{ mm} = 69 \text{ mm} \quad (7.21)$$

$$y_{a,6} = a_a + \frac{h_a}{2} = 294 \text{ mm} + \frac{450 \text{ mm}}{2} = 294 \text{ mm} + 225 \text{ mm} = 519 \text{ mm} \quad (7.22)$$

$$y_{a,2} = y_{a,6} - h_a = 519 \text{ mm} - 450 \text{ mm} = 69 \text{ mm} \quad (7.23)$$

$$M_{Ed} = M_{maks} = 57,6 \text{ kNm}$$

Beregner spenningsfordelingen i samvirkeverrsnittet, med bakgrunn i uttrykk (3.13) og (3.14), som definert i avsnitt 3.4.6. Beregningen gjøres med fortegn, der trykkspenninger angis som negative:

$$\sigma_{c,1} = \frac{M_{Ed}}{n_0 \times I_{samvirke}} \times y_{c,1} = \frac{57,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{6,364 \times 1625,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times (-181 \text{ mm}) = -1,008 \text{ N/mm}^2 \quad (7.24)$$

$$\sigma_{c,2} = \frac{M_{Ed}}{n_0 \times I_{samvirke}} \times y_{c,2} = \frac{57,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{6,364 \times 1625,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times 69 \text{ mm} = 0,384 \text{ N/mm}^2 \quad (7.25)$$

$$\sigma_{a,2} = \frac{M_{Ed}}{I_{samvirke}} \times y_{a,2} = \frac{57,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1625,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times 69 \text{ mm} = 2,446 \text{ N/mm}^2 \quad (7.26)$$

$$\sigma_{a,6} = \frac{M_{Ed}}{I_{samvirke}} \times y_{a,6} = \frac{57,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1625,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times 519 \text{ mm} = 18,401 \text{ N/mm}^2 \quad (7.27)$$

$$\sigma_a < f_d \wedge \sigma_c < f_{cd} \rightarrow OK$$

Bøyesspenningene overskrider hverken dimensjonerende fasthet for stål eller betong. Kapasiteten er dermed kontrollert og funnet tilstrekkelig. Illustrasjon av tøyninger, samt bøye- og skjærspenninger er vist i figur 7.7. To ulike elastisitetsmoduler i beregningen bidrar til et sprang i spenningsfordelingen, som det fremgår av beregningene og illustreres i figuren. Med bakgrunn i grunnleggende forutsetning om at Navier-Bernoullis hypotese er gyldig, vil tøyningen variere lineært [1, s. 28].

### Skjærspenninger

De seks ulike kontrollpunktene for tverrsnittet er illustrert i figur 7.6. Hvert av disse punktene kontrolleres for vertikal skjærmotstand, som beskrevet i avsnitt 3.4.7. Øverst og nederst i tverrsnittet, punkt 1 og 6, vil være spenningsfritt. Maks skjærspenning oppstår midt i stålprofilets steg, ettersom steget opptar mesteparten av den vertikale skjærkraften.

Beregning av  $\sum E_i \times S_i$  for kontrollpunktene i tverrsnittet gjøres på tilsvarende måte som i uttrykk (7.28).  $EI_0$  og  $EI_a$  beregnes ut ifra uttrykk definert i avsnitt 3.4.7. Fullstendig og mer detaljert beregning av de ulike verdiene kan sees i vedlegg 1.1. Beregningen gir:

$$\begin{aligned} \sum E_2 \times S_2 &= E_{cm} \times (e_{T,0} \times b_{eff}) \times \frac{e_{T,0}}{2} = 33000 \text{ N/mm}^2 \times (181 \text{ mm} \times 1325 \text{ mm}) \times \frac{181 \text{ mm}}{2} \\ &= 7,162 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \end{aligned} \quad (7.28)$$

$$\sum E_3 \times S_3 = 5,302 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \quad (7.29)$$

$$\sum E_4 \times S_4 = 1,705 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \quad (7.30)$$

$$\sum E_5 \times S_5 = 2,981 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \quad (7.31)$$

$$A_{c,red} = e_{T,0} \times b_{eff} = 181 \text{ mm} \times 1325 \text{ mm} = 239825 \text{ mm}^2 \quad (7.32)$$

$$EI_0 = E_a I_a + E_{cm} I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_{cm} \times A_{c,red}}{E_a \times A_a + E_{cm} \times A_{c,red}} \times a^2 = 2,938 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (7.33)$$

$$E_a I_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \times 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 7,085 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (7.34)$$

$$V_{Ed} = V_{maks} = 43,5 \text{ kN}$$

Beregner fordelingen av skjærspenninger i tverrsnittet. Ettersom positiv y-retning er definert oppover, vil lastvirkningen gi negative skjærspenninger:

$$\tau_{c,1} = 0 \quad (7.35)$$

$$\tau_{c,2} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_2 \times S_2}{EI_o \times b_{eff}} = 43,5 \cdot 10^3 N \times \frac{7,162 \cdot 10^{11} Nmm}{2,938 \cdot 10^{14} Nmm^2 \times 1325 mm} = -0,080 N/mm^2 \quad (7.36)$$

$$\tau_{a,3} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_3 \times S_3}{EI_o \times t_w} = 43,5 \cdot 10^3 N \times \frac{5,302 \cdot 10^{11} Nmm}{2,938 \cdot 10^{14} Nmm^2 \times 9,4 mm} = -8,352 N/mm^2 \quad (7.37)$$

$$\tau_{a,4} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_4 \times S_4}{E_a I_a \times t_w} = 43,5 \cdot 10^3 N \times \frac{1,705 \cdot 10^{11} Nmm}{7,085 \cdot 10^{13} Nmm^2 \times 9,4 mm} = -11,137 N/mm^2 \quad (7.38)$$

$$\tau_{a,5} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_5 \times S_5}{EI_o \times t_w} = 43,5 \cdot 10^3 N \times \frac{2,981 \cdot 10^{11} Nmm}{2,938 \cdot 10^{14} Nmm^2 \times 9,4 mm} = -4,696 N/mm^2 \quad (7.39)$$

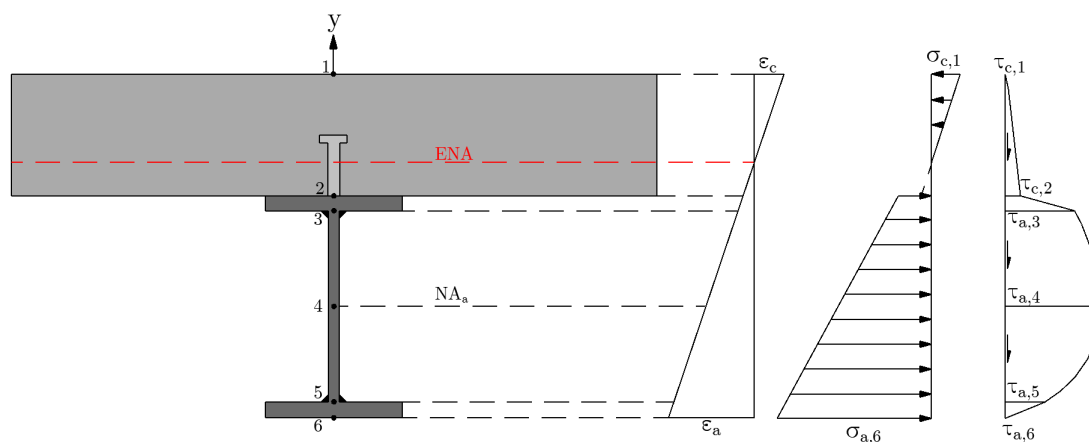
$$\tau_{a,6} = 0 \quad (7.40)$$

$$\tau_{a,Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} = \frac{338 N/mm^2}{\sqrt{3}} = 195 N/mm^2 \quad (7.41)$$

$$\tau_{c,Rd} = f_{td} = 0,85 \times \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{2,0 N/mm^2}{1,5} = 1,13 N/mm^2 \quad (7.42)$$

$$|\tau_{a,[3,5]}| < \tau_{a,Rd} \wedge |\tau_{c,2}| < \tau_{c,Rd} \rightarrow OK$$

Skjærspenningene overskrider hverken dimensjonerende spenningskapasitet for stålprofilet eller betongen. Samvirketverrsnittet innehar dermed tilstrekkelig kapasitet for den påkjente lastvirkningen. Fordeling av både tøyning, bøye- og skjærspenning er gitt i figur 7.7.



Figur 7.7: Preakseptert løsning: tøyning- og spenningsfordeling

### Beregning av skjærforbindelse

Med bakgrunn uttrykk (3.26) i avsnitt 3.4.7 beregnes den langsgående skjærkraften per lengdeenhet:

$$q_{L,Ed} = V_{Ed} \times \frac{\sum E_2 \times S_2}{EI_o} = 42,2 \cdot 10^3 N \times \frac{7,162 \cdot 10^{11} Nmm}{2,938 \cdot 10^{14} Nmm^2} = 103 kN/m = 103 N/mm \quad (7.43)$$



Beregner langsgående skjærkraft som virker på  $L/2$  av konstruksjonens spennvidde:

$$V_{L,Ed} = \frac{1}{2} \times q_{L,Ed} \times \frac{L}{2} = \frac{1}{2} \times 103 \text{ kN/m} \times \frac{5,3 \text{ m}}{2} = 136,5 \text{ kN} \quad (7.44)$$

Dimensjonerende skjærkapasitet for boltedybel er gitt som den minste verdien av uttrykk (3.5) og (3.6). Uttrykkene angir henholdsvis avskjæringskapasitet og kapasitet mot betongknusing og er beskrevet i avsnitt 3.3.3. Målsatt skjærforbindelse er illustrert i figur 7.3. Fullstendig beregning av kapasitetene er gitt i vedlegg 1.1, der det vises at avskjæringskapasitet er den dimensjonerende.

$$P_{Rd} = 109,5 \text{ kN}$$

Videre beregnes nødvendig antall dybler,  $n_f$ , for å oppta den langsgående skjærkraften etter avsnitt 3.3.4:

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{V_{L,Ed}}{P_{Rd}} = \frac{136,5 \text{ kN}}{109,5 \text{ kN}} = 1,2 \quad (7.45)$$

Med bakgrunn i lastvirkningen er det kun nødvendig med to boltedybler for  $L/2$ . Likevel velges det fem stykker for å redusere senteravstanden i henhold til avstandskrav i Eurokode 4. Totalt antall dybler for samvirkekonstruksjonen blir dermed  $n_{tot} = 10$ , som fordeles med en valgt senteravstand  $e_L = 530 \text{ mm}$ . Kapasiteten for langsgående skjærkraft beregnes:

$$V_{Rd} = n \times P_{Rd} = 5 \times 109,5 \text{ kN} = 547,5 \text{ kN} > V_{L,Ed} = 136,5 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (7.46)$$

Kravene til dybelplassering er beskrevet i avsnitt 3.3.4 og i Eurokode 4 definert som:

$$e_L = 530 \text{ mm}$$

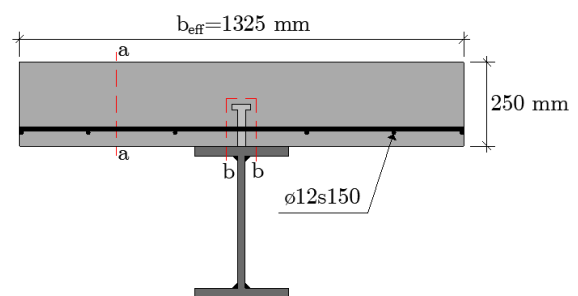
$$e_L < 800 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$e_L < 6 \times h_c = 6 \times 250 \text{ mm} = 1500 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$e_L > 5 \times d = 5 \times 22 \text{ mm} = 110 \text{ mm} \rightarrow OK$$

### Armeringskontroll

Kontrollerer at armeringsmengden er tilstrekkelig for den langsgående skjærstrømmen i overgangen mellom betongdelen og stålprofilet. Denne kontrollen gjøres i henhold til beskrivelsen gitt i avsnitt 3.4.8. Grunnet to skjærplan på hver side av stålprofilet, velges  $h_{f,a-a} = 2 \times h_c$  for beregning av skjærspenninger i snitt  $a - a$ . Figur 7.8 illustrerer snittene for kontrollering.



Figur 7.8: Snitt for armeringskontroll

$$A_s = \phi 12s150 = \frac{\pi \times (6 \text{ mm})^2}{0,15 \text{ m}} = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\theta = 26,5^\circ$$

$$b_i = \frac{b_{eff}}{2} = \frac{1325 \text{ mm}}{2} = 662,5 \text{ mm}$$

Kontrollerer først snitt  $a - a$ :

$$q_{a-a} = q_{L,ed} \times \frac{b_i}{b_{eff}} = 103 \text{ N/mm} \times \frac{662,5 \text{ mm}}{1325 \text{ mm}} = 51,5 \text{ N/mm} \quad (7.47)$$

$$v_{L,Ed,a-a} = \frac{q_{a-a}}{h_{f,a-a}} = \frac{q_{a-a}}{2 \times h_c} = \frac{51,5 \text{ N/mm}}{500 \text{ mm}} = 0,10 \text{ N/mm}^2 \quad (7.48)$$

$$\frac{A_{s,a-a}}{s_f} \geq \frac{v_{L,Ed,a-a}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,a-a}}{\cot\theta} = \frac{0,10 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \times \frac{250 \text{ mm}}{\cot(26,5^\circ)} = 29 \text{ mm}^2/m \quad (7.49)$$

$$A_{s,a-a} = 754 \text{ mm}^2/m \gg 29 \text{ mm}^2/m \rightarrow OK$$

Tilsvarende kontrolleres snitt  $b - b$ . I snitt  $a - a$  utgjør skjæroverflaten betongens tykkelse. Dette endres for snitt  $b - b$ , der skjæroverflate kan beregnes som:

$$h_{f,b-b} = 2 \times h_{sc} + 1,5 \times d = 2 \times 125 \text{ mm} + 1,5 \times 22 \text{ mm} = 283 \text{ mm} \quad (7.50)$$

Kontrollere at armeringsmengden i snitt  $b - b$  er tilstrekkelig:

$$v_{L,Ed,b-b} = \frac{q_{L,Ed}}{h_{f,b-b}} = \frac{103 \text{ N/mm}}{283 \text{ mm}} = 0,36 \text{ N/mm}^2 \quad (7.51)$$

$$\frac{A_{s,b-b}}{s_f} \geq \frac{v_{L,Ed,b-b}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,b-b}}{\cot\theta} = \frac{0,36 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \times \frac{283 \text{ mm}}{\cot(26,5^\circ)} = 117 \text{ mm}^2/m \quad (7.52)$$

$$A_{s,b-b} = 2 \times 754 \text{ mm}^2/m = 1508 \text{ mm}^2/m > 117 \text{ mm}^2/m \rightarrow OK$$

Armeringsmengden kontrolleres mot kravet for minimumsarmering, som beskrevet i avsnitt 3.4.8:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,1\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0,1\sqrt{30 \text{ N/mm}^2})}{500 \text{ N/mm}^2} = 0,00109 \quad (7.53)$$

$$A_{c,eff} = h_c \times b = 250 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 250000 \text{ mm}^2 \quad (7.54)$$

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \times A_{c,eff} = 0,00109 \times 250000 \text{ mm}^2 = 273 \text{ mm}^2/m \quad (7.55)$$

$$A_s = 754 \text{ mm}^2/m > A_{s,min} = 273 \text{ mm}^2/m \rightarrow OK$$

## Betongkontroll

Avslutningsvis for den elastiske dimensjoneringen kontrolleres betongens kapasitet mot trykkbrudd. Kontrollen gjøres i snitt  $b - b$ , ettersom dette området i betongdelen utsettes for størst skjærspenning.

$$v_{L,Ed,b-b} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{L,Ed,b-b} < \nu \times f_{cd} \times \sin\theta \times \cos\theta \quad (7.56)$$

der

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \quad (7.57)$$

Innsatt i uttrykk (7.56):

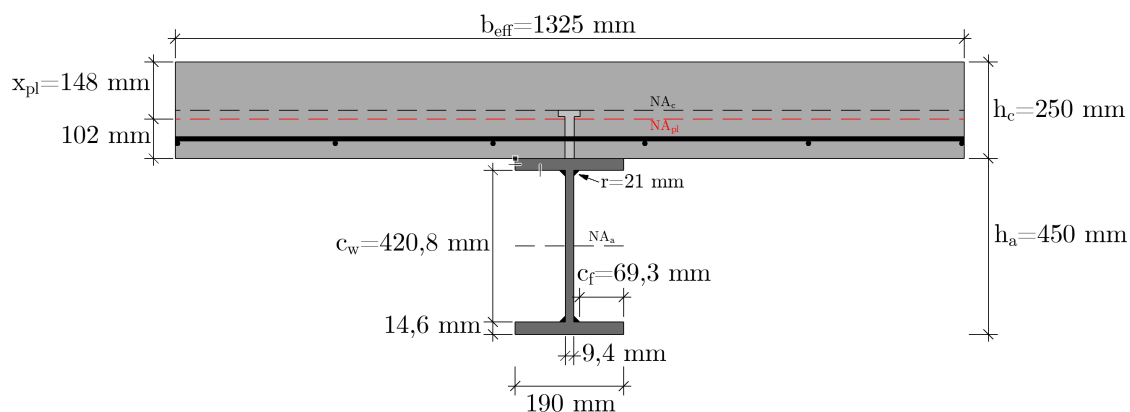
$$v_{Rd} = 0,528 \times 20 \text{ N/mm}^2 \times \sin(26,5^\circ) \times \cos(26,5^\circ) = 4,21 \text{ N/mm}^2 \quad (7.58)$$

$$v_{L,Ed,b-b} = 0,36 \text{ N/mm}^2 < v_{Rd} = 4,21 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK$$

### 7.2.3 Plastiske tverrsnittskapasiteter

Plastisk dimensjonering og bestemmelse av tverrsnittskapasiteter gjøres i henhold til teori og formelapparat fra [13]. Spennvidde, lastvirkninger og materialer er tilsvarende som for elastisk dimensjonering. Enkelte verdier er derfor benyttet direkte fra avsnitt 7.2.2. Andre verdier er imidlertid forandret fra elastisk dimensjonering, blant annet plasseringen av felles nøytralakse. Figur 7.9 illustrerer målsatt tverrsnitt.

Inngående beregninger og kontroll av plastiske tverrsnittsegenskaper er gitt i vedlegg 1.2.



Figur 7.9: Tverrsnitt — plastisk dimensjonering

#### Effektiv bredde

Tverrsnittets effektive bredde forblir uendret:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0 + 2 \times 662,5 \text{ mm} = 1325 \text{ mm}$$

#### Tverrsnittsklassifisering

Dimensjonering av samvirkekonstruksjoner i henhold til plastisitetsteorien, skal påvises at utsatte konstruksjonsdeler er i tverrsnittsklasse 1 eller 2. Den fullstendige og detaljerte beregningen, gitt i vedlegg 1.2, tar for seg tverrsnittsklassifisering av stålprofilet. Beregningen påviser at stålprofilets trykkflens er i tverrsnittsklasse 1. Med tilsvarende beregning påvises det at også stålprofilets steg, som er utsatt for bøyning, er i tverrsnittsklasse 1. Dermed er stålprofilet i henhold til kravene gitt i Eurokode 4 avsnitt 5.5.1. De ulike kravene til tverrsnittsklassifisering er beskrevet i avsnitt 3.4.3.

## Beregning av skjærforbindelse

Med bakgrunn i avnitt 3.3.4 og 3.4.7, beregnes skjærforbindelsen og antall dybler bestemmes:

$$V_{L,ed} = \min(N_{c,f}; N_{pl,a})$$

$$N_{c,f} = b_{eff} \times h_c \times 0,85 f_{cd} = 1325 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 0,85 \times 20 \text{ N/mm}^2 = 5631 \text{ kN} \quad (7.59)$$

$$N_{pl,a} = A_a \times f_d = 9880 \text{ mm}^2 \times 338 \text{ N/mm}^2 = 3339 \text{ kN} \quad (7.60)$$

$$\rightarrow V_{L,ed} = N_{pl,a} = 3339 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{V_{L,ed}}{P_{Rd}} = \frac{3339 \text{ kN}}{109,5 \text{ kN}} \approx 31 \text{ stk} \quad (7.61)$$

Beregner minimum grad av skjærforbindelse for spennvidde  $L < 25 \text{ m}$ :

$$\eta = 1 - \left( \frac{355 \text{ N/mm}^2}{f_{yk}} \right) \times (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - (0,75 - 0,03 \times 5,3 \text{ m}) = 0,41 \geq 0,4 \quad (7.62)$$

Redusert antall dybler med hensyn til den beregnede skjærforbindelsen:

$$n = n_f \times \eta = 31 \times 0,41 \approx 12,7 \text{ stk} \rightarrow 15 \text{ stk} \quad (7.63)$$

Redusert antall dybler,  $n = 15$ , bidrar til ny grad av skjærforbindelse og langsgående skjærkapasitet:

$$\eta = \frac{n}{n_f} = \frac{15}{31} = 0,48 > 0,41 \quad (7.64)$$

$$V_{L,Ed} = n \times P_{Rd} = 15 \times 109,5 \text{ kN} = 1642,5 \text{ kN} \quad (7.65)$$

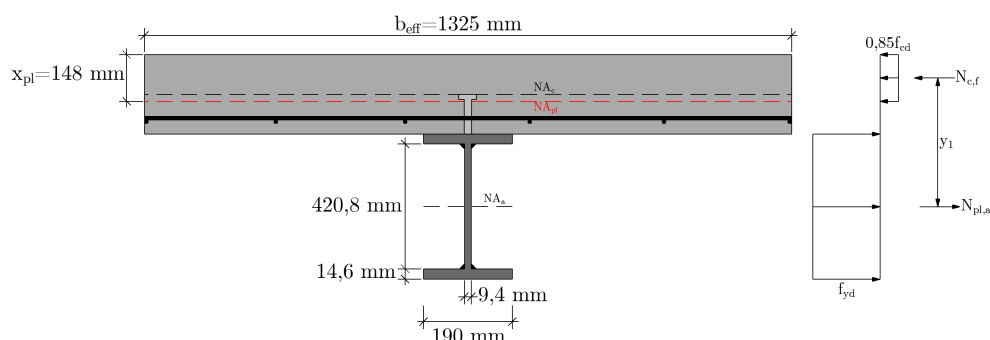
Beregner avslutningsvis senteravstand mellom dyblene:

$$e_L = \frac{L}{n} = \frac{5300 \text{ mm}}{15} = 353 \text{ mm} \quad (7.66)$$

Senteravstanden er i henhold til kravene i Eurokode 4, som beskrevet i avsnitt 3.3.4.

## Momentkapasitet

Plastisk momentkapasitet beregnes i henhold til beskrivelsen og bakgrunnen gitt i avsnitt 3.4.6. I figur 7.10 er spenningsfordelingen illustrert, med henholdsvis trykk- og strekkresultanter.



Figur 7.10: Spenningsresultanter — preakseptert løsning

Ettersom  $N_{pl,a} < N_{c,f}$ , jf. uttrykk (7.59) og (7.60), ligger plastisk nøytralakse i betongdelen. Beregner avstanden mellom trykk- og strekkresultant,  $y_1$ :

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{3339 \cdot 10^3 N}{1325 mm \times 0,85 \times 20 N/mm^2} = 148 mm \quad (7.67)$$

$$y_1 = 0,5 \times h_a + h_c - 0,5 \times x_{pl} = 0,5 \times 450 mm + 250 mm - 0,5 \times 148 mm = 401 mm \quad (7.68)$$

Kan dermed beregne den plastiske momentkapasiteten:

$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}; N_{pl,a}) \times y_1 \quad (7.69)$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \times y_1 = 3339 \cdot 10^3 N \times 401 mm = 1339 kNm \quad (7.70)$$

$$M_{pl,Rd} > M_{Ed} \rightarrow OK \quad (7.71)$$

Beregning av momentkapasitet med uavhengige materialer kan sees i vedlegg 1.2. Samvirkeeffekten som er beregnet i vedlegget, bidrar til mer enn dobling av momentkapasiteten sammenlignet med uavhengige materialer.

### Skjærkapasitet

Stålprofilets steg kontrolleres for skjærknekking etter Eurokode 6.2.6(6), som beskrevet i avsnitt 3.4.7. Denne beregningen er gjennomført i vedlegg 1.2, der det påvises at steget har tilstrekkelig kapasitet. Stålprofilets plastiske skjærkapasitet legges til grunn for samvirketverrsnittets skjærkapasitet:

$$A_v = 5082 mm^2 \quad (7.72)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{5082 mm^2 \times \left(\frac{355 N/mm^2}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 992 kN \quad (7.73)$$

$$V_{pl,Rd} > V_{Ed} \rightarrow OK \quad (7.74)$$

### Armeringskontroll

Armeringskontroll gjennomføres tilsvarende som for elastisk dimensjonering, i henhold til avsnitt 3.4.8. Dermed forblir de kontrollerte snittene  $a - a$  og  $b - b$ , samt verdiene  $\theta = 26,5^\circ$  og  $A_s = 754 mm^2/m$  uendret. De betraktede snittene er illustrert i figur 7.8.

$$V_{L,Ed} = 1642,5 kN$$

Kontrollerer først snitt  $a - a$ :

$$v_{L,Ed,a-a} = \frac{V_{L,Ed}}{h_{f,a-a} \times a_v} = \frac{V_{L,Ed,a-a}}{2 \times h_c \times a_v} = \frac{1642,5 \cdot 10^3 N}{500 mm \times 2650 mm} = 1,24 N/mm^2 \quad (7.75)$$

$$\frac{A_{s,a-a}}{s_f} \geq \frac{v_{L,Ed}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,a-a}}{\cot \theta} = \frac{1,24 N/mm^2}{435 N/mm^2} \times \frac{250 mm}{\cot(26,5^\circ)} = 355 mm^2/m \quad (7.76)$$

$$A_{s,a-a} = 754 mm^2/m > 355 mm^2/m \rightarrow OK$$

Kontrollerer deretter snitt  $b - b$ :

$$h_{f,b-b} = 2 \times h_{sc} + 1,5 \times d = 2 \times 125 \text{ mm} + 1,5 \times 22 \text{ mm} = 283 \text{ mm}$$

$$v_{L,Ed,b-b} = \frac{V_{L,Ed}}{h_{f,b-b} \times a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \times a_v} = \frac{1642,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{283 \text{ mm} \times 2650 \text{ mm}} = 2,19 \text{ N/mm}^2 \quad (7.77)$$

$$\frac{A_{s,b-b}}{s_f} \geq \frac{L_{Ed}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,b-b}}{\cot\theta} = \frac{2,19 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \times \frac{283 \text{ mm}}{\cot(26,5^\circ)} = 710 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.78)$$

$$A_{s,b-b} = 1508 \text{ mm}^2/\text{m} > 355 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow OK$$

Krav til minimumsarmering er identisk som for elastisk dimensjonering:

$$A_{s,min} = 273 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 273 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow OK$$

## Betongkontroll

Avslutningsvis kontrolleres betongen mot trykkbrudd, tilsvarende som for elastisk dimensjonering. Kapasiteten er gitt som:

$$v_{Rd} = 0,528 \times 20 \text{ N/mm}^2 \times \sin(26,5^\circ) \times \cos(26,5^\circ) = 4,21 \text{ N/mm}^2 \quad (7.79)$$

$$v_{L,Ed,b-b} = 2,19 \text{ N/mm}^2 < v_{Rd} = 4,21 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK$$

### 7.2.4 Bøyestivhet uten tøyningsskompatibilitet

Bøyestivhet uten tøyningsskompatibilitet,  $EI_{felles}$ , er beregnet med bakgrunn i teori og formelapparat definert gjennom avsnitt 3.4.9. Som beskrevet i teoribakgrunnen, sees det bort fra armeringsbidraget til den felles bøyestivheten i henhold til Eurokode 4. Betongen er antatt å være i stadium I, som medfører urisset tverrsnitt og lineære egenskaper. Fullstendig og mer detaljert beregning av bøyestivhet uten samvirke kan sees i vedlegg 1.3.

$$\alpha d = \frac{A_c \times 0,5h + \eta_1 \times A_s \times d}{A_c + \eta_1 \times A_s} = 125 \text{ mm} \quad (7.80)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = 1,726 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad (7.81)$$

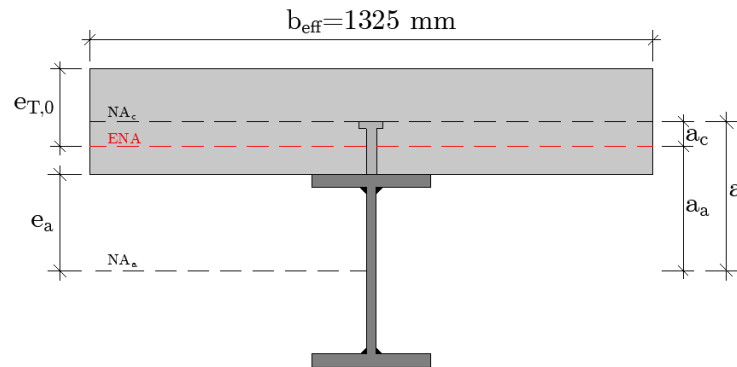
$$E_c = 33000 \text{ N/mm}^2, E_a = 210000 \text{ N/mm}^2, I_a = 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$EI_{felles} = E_c I_c + E_a I_a = 1,278 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (7.82)$$

### 7.2.5 Bøyestivhet med tøyningsskompatibilitet

Påfølgende beregnes bøyestivhet med full tøyningsskompatibilitet mellom materialene,  $EI_{samvirke}$ . Teoribakgrunn og uttrykk som benyttes i beregningsarbeidet er beskrevet i avsnitt 3.4.9. Som for beregning uten tøyningsskompatibilitet antas urisset tverrsnitt.

Det betraktete tverrsnittet med tilhørende avstandsbenevnelser er illustrert i figur 7.11. Fullstendige og mer detaljerte beregninger kan sees i vedlegg 1.4.



Figur 7.11: Preakseptert tverrsnitt for beregning av bøyestivhet

Uttrykket for bøyestivheten er definert i (3.48), der enkelte av tallverdiene som benyttes er beregnet i avsnitt 7.2.2.

$$EI_{samvirke} = E_a I_a + E_c I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_c \times A_{c,c}}{E_a \times A_a + E_c \times A_{c,c}} \times (a_{a,eff})^2$$

Grunnleggende verdier for videre beregning:

$$a = a_1 = 350 \text{ mm}, \quad a_a = 294 \text{ mm}, \quad e_{T,0} = 181 \text{ mm}, \quad e_a = 225 \text{ mm}$$

$$E_c = 33000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_a = 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,c} = b_{eff} \times e_{T,0} = 239825 \text{ mm}^2 \quad (7.83)$$

Avstanden mellom stålprofillets nøytralakse og tyngdepunktsakse i betongens trykksone er gitt som:

$$a_2 = e_a + h_c - \frac{e_{T,0}}{2} = 384,5 \text{ mm} \quad (7.84)$$

Endringen i avstanden  $a_1$  til  $a_2$  gir forskyvning i avstanden mellom ENA og stålprofillets nøytralakse:

$$a_{a,eff} = \frac{E_c \times A_{c,c}}{E_a \times A_a + E_c \times A_{c,c}} \times a_2 = 305 \text{ mm} \quad (7.85)$$

Nøytralaksens forskyvning gir tilsvarende endring i avstand fra overkant betongdel til ENA:

$$e_{T,1} = e_a + h_c - a_{a,eff} = 170 \text{ mm} \quad (7.86)$$

Ettersom nødvendige verdier er kjent, kan 2. arealmoment for betongbidraget og følgelig bøyestivheten beregnes:

$$I_c = \frac{(b_{eff} \times e_{T,1})^3}{12} = 542,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (7.87)$$

$$EI_{samvirke} = E_a I_a + E_c I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_c \times A_{c,c}}{E_a \times A_a + E_c \times A_{c,c}} \times (a_{a,eff})^2 = 2,414 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (7.88)$$

Sammenlignet med uavhengige materialer bidrar samvirke til betydelig økning i bøyestivhet:

$$\frac{EI_{samvirke} - EI_{felles}}{EI_{felles}} \times 100 = \frac{2,414 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 - 1,278 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2}{1,278 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2} \times 100 \approx 90 \% \quad (7.89)$$

### 7.2.6 Nedbøyning

Samvirketverrsnittets nedbøyning,  $\delta$ , beregnes både med og uten tøyingskompatibilitet. Beregningen gjøres da de beregnede resultatene kontrolleres mot analyseresultatet fra Abaqus FEA, som en del av verifiseringen. Kontroll og vurdering av nedbøyning inngår som en del av bruksgrensetilstanden. Dermed endres lastfaktorene som følgelig gir endring i lastvirkningen.

$$\gamma_{g,SLS} = 1,0$$

$$\gamma_{p,SLS} = 1,0$$

$$q_{Ed,SLS} = b \times (\gamma_{g,SLS} \times g_{tot} + \gamma_{p,SLS} \times p) = 1,325 \text{ m} \times (1,0 \times 7,82 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 13,02 \text{ kN/m} \quad (7.90)$$

Ut ifra det statiske systemet og positiv retning oppover, er nedbøyningen gitt som [16, s. 27]:

$$\delta_{samv.} = -\left(\frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,SLS} \times L^4}{EI_{samvirke}}\right) = -\left(\frac{5}{384} \times \frac{13,02 \text{ N/mm} \times (5300 \text{ mm})^4}{2,414 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2}\right) = -0,554 \text{ mm} \quad (7.91)$$

$$\delta_{felles} = -\left(\frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,SLS} \times L^4}{EI_{felles}}\right) = -\left(\frac{5}{384} \times \frac{13,02 \text{ N/mm} \times (5300 \text{ mm})^4}{1,278 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2}\right) = -1,047 \text{ mm} \quad (7.92)$$

I prosjekteringsgrunnlaget for Kanalen Brygge er ulike krav til nedbøyning definert. For dekker er nedbøyningskravet, med positiv retning oppover, definert som:

$$\delta_{maks} = -\left(\frac{L}{150}\right) = -\left(\frac{5300 \text{ mm}}{150}\right) = -35,3 \text{ mm} \quad (7.93)$$

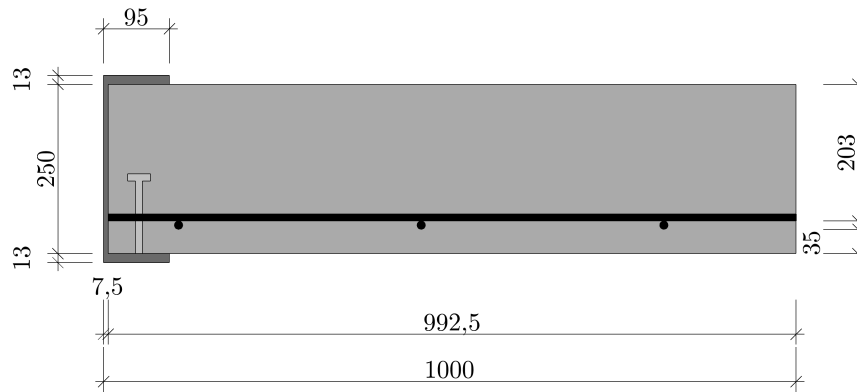
$$\delta_{samvirke} \ll \delta_{maks} \wedge \delta_{felles} \ll \delta_{maks} \rightarrow OK$$

## 7.3 Ikke-preakseptert løsning

Med bakgrunn i avsnitt 5.4, dimensjoneres den *ikke*-preaksepterte samvirkeløsningen for både brudd- og bruksgrensetilstand. Beregningene er prinsipielt basert på Eurokode 4, og enkelte uttrykk er hentet fra forprosjektet. Enkelte av formlene for kapasitetskontroll er videreført og benyttet på lik linje som for den preaksepterte løsningen. Det betraktede tverrsnittet, som danner utgangspunktet for dimensjonering og kapasitetskontroll, er vist i figur 7.12.

$$A_{UPE270} = A_a = 4380 \text{ mm}^2$$

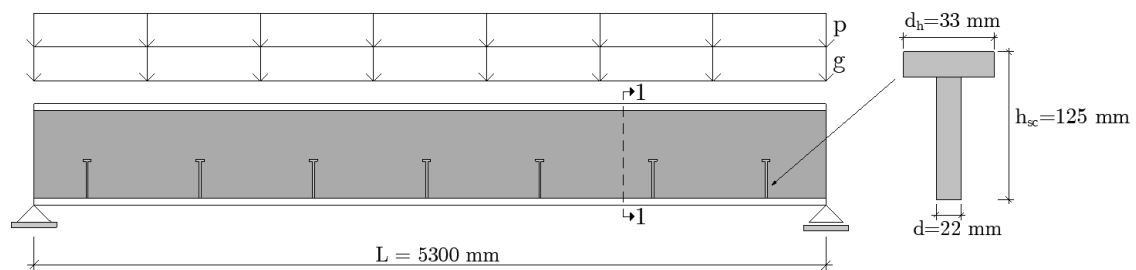




Figur 7.12: Ikke-preakseptert løsning: betraktet tverrsnitt

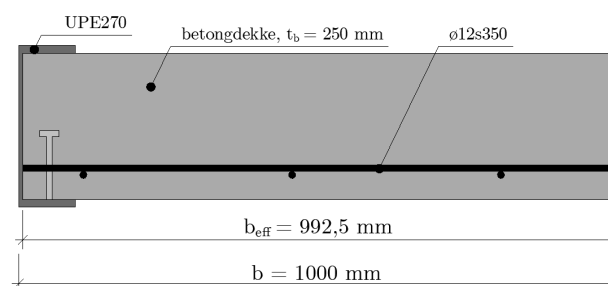
### 7.3.1 Lastvirkninger og statisk system

Som for beregningen av preakseptert løsning, antas et forenklet statisk system. Statisk system og utgangspunkt for beregning er illustrert i figur 7.13. Kraftfordeling antas å fordeles over betongoverflatens effektive bredde,  $b_{eff} = 0,9925 m$ . Det er benyttet tilsvarende boltedybel som for den preaksepterte løsningen.



Figur 7.13: Ikke-preakseptert løsning: statisk system

Figur 7.14 viser snitt 1-1 og oppbygningen av tverrsnittet. Som det fremgår av figuren, benyttes u-profil som opplegg for betongdekket. I tillegg er armering og skjærforbindelse illustrert. Armeringsmengden er hentet fra forprosjektets betongdimensjonering, se forprosjekt avsnitt 7.3.7 [3, s. 64–65]. Det antas at armeringsmengden er tilstrekkelig og kontrolleres tilsvarende som for den preaksepterte løsningen.



Figur 7.14: Ikke-preakseptert løsning: snitt 1-1

Beregner lastvirkninger etter samme fremgangsmåte som for preakseptert løsning. Kun lastvirkningen fra stålprofilen endres, som medfører at resterende tallverdier videreføres fra avsnitt 7.2.1.

### Egenlast, $g$

$$g_c = \rho_c \times t_b = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} = 6,25 \text{ kN/m}^2 \quad (7.94)$$

Beregner lastvirkningen fra stålprofilen. Dette gjøres med bakgrunn i [16, s. 19]:

$$m_s = 34,4 \text{ kg/m}$$

$$g_s = m_s \times G = 34,4 \text{ kg/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,337 \text{ kN/m} \rightarrow \frac{0,337 \text{ kN/m}}{0,9925 \text{ m}} = 0,34 \text{ kN/m}^2 \quad (7.95)$$

Påført egenlast forblir uendret:

$$g_{\text{påført}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Addering av bidragene gir den totale lastvirkningen:

$$g_{\text{tot}} = g_c + g_s + g_{\text{påført}} = 6,25 \text{ kN/m}^2 + 0,34 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \text{ kN/m}^2 = 7,59 \text{ kN/m}^2 \quad (7.96)$$

### Nyttelast, $p$

Nyttelasten for boligbygg forblir uendret:

$$p = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

### Dimensjonerende lastvirkning, $q_{Ed}$

Lastfaktorer for bruddgrensetilstand er definert gjennom Eurokode 0, som beskrevet i avsnitt 7.1.3:

$$\gamma_g = 1,2$$

$$\gamma_p = 1,5$$

Dermed kan den endelige, dimensjonerende lastvirkningen beregnes:

$$q_{ed} = b_{eff} \times (\gamma_g \times g_{tot} + \gamma_p \times p) \quad (7.97)$$

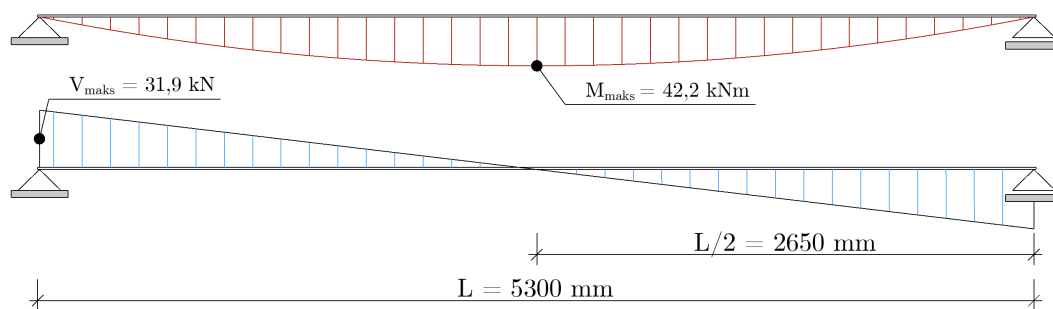
$$0,9925 \text{ m} \times (1,2 \times 7,59 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 12,02 \text{ kN/m} \quad (7.98)$$

Beregner dimensjonerende bøyemoment og skjærkraft:

$$M_{Ed} = M_{maks} = \frac{q_{Ed} \times L^2}{8} = \frac{12,02 \text{ kN/m} \times (5,3 \text{ m})^2}{8} = 42,2 \text{ kNm} \quad (7.99)$$

$$V_{Ed} = V_{maks} = \frac{q_{Ed} \times L}{2} = \frac{12,02 \text{ kN/m} \times 5,3 \text{ m}}{2} = 31,9 \text{ kN} \quad (7.100)$$

De beregnede dimensjonerende verdiene for bøyemoment og skjærkraft danner utgangspunktet for skissering av lastdiagrammet, som er vist i figur 7.15.



Figur 7.15: Ikke-preakseptert løsning: moment- og skjærkraftdiagram

### 7.3.2 Tverrsnittskapasiteter uten tøyningkompatibilitet

#### Momentkapasitet

Beregner momentkapasitet for uavhengige materialer, som beskrevet i avsnitt 3.4.6. Kapasitetsberegningen gjøres som en del av dimensjoneringsprosessen, ettersom tilnærmingen uten samvirke er den absolutt vanligste i dag. I tillegg danner kapasiteten sammenligningsgrunnlag, som videre benyttes for å diskutere virkningen av samvirke mellom materialer. Tallverdiene og fremgangsmåten er lik som avsnitt 7.4.1 i forprosjektet [3, s. 66]. Beregningen er inkludert også i denne rapporten fordi resultatet inngår som et viktig bidrag for å kunne vurdere effekten av samvirke. Felles, uavhengig momentkapasitet er definert som:

$$M_{Rd,felles} = M_{Rd,c} + M_{pl,Rd,a}$$

Plastisitetsteorien ligger til grunn for tilnærmingen og betongdelens bidrag beregnes først. Grunnleggende verdier er hentet fra figur 7.12 og 7.14, samt avsnitt 7.1.2. Armeringsmengden er angitt til  $\phi 12s350$ , som følgelig gir tre armeringsstenger i det betraktete tverrsnittet.

$$A_s = 3\phi 12 = 339 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$b_c = 992,5 \text{ mm}$$

$$d = 250 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 203 \text{ mm}$$

Beregner først koeffisienten  $\alpha$  ettersom armeringsmengden er kjent. Deretter kan trykksonehøyden i betongtverrsnittet defineres:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \times A_s}{0,8 \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{435 \text{ N/mm}^2 \times 339 \text{ mm}^2}{0,8 \times 20 \text{ N/mm}^2 \times 992,5 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} = 0,046 \quad (7.101)$$

Kan dermed beregne betongens momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} = 0,8\alpha(1 - 0,4 \times \alpha) \times f_{cd} \times b \times d^2$$

$$M_{Rd,c} = 0,8 \times 0,046(1 - 0,4 \times 0,046) \times 20 \text{ N/mm}^2 \times 992,5 \text{ mm} \times (203 \text{ mm})^2 = 29,6 \text{ kNm} \quad (7.102)$$

Beregner deretter stålprofilets uavhengige plastiske momentkapasitet, som beskrevet i avsnitt 3.5.5:

$$M_{Rd,a} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{pl,UPPE270} = A_t \times a_t + A_c \times a_c = t_f \times b \times (h_a - t_f) + \frac{1}{4} t_w \times (h_a - 2 \times t_f)^2 = 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (7.103)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 145,0 \text{ kNm} \quad (7.104)$$

Tverrsnittets felles, uavhengige momentkapasitet uten tøyningkompatibilitet kan dermed beregnes:

$$M_{Rd,felles} = M_{Rd,c} + M_{pl,Rd} = 29,6 \text{ kNm} + 145,0 \text{ kNm} = 174,6 \text{ kNm} \quad (7.105)$$

$$M_{Rd,felles} > M_{Ed} \rightarrow OK \quad (7.106)$$

### Skjærkapasitet

Selv om den *ikke*-preaksepterte løsningen ikke er direkte overførbar til illustrasjoner og figurer angitt i Eurokode 4, antas det likevel at prinsippene kan følges. Etter vurdering og diskusjon med ekstern veileder og betongforeleser ved NTNU, er det valgt å vurdere skjærkapasiteten med bidrag fra både betong- og ståldel. Stålprofilets bidrag beregnes etter Eurokode 4 avsnitt 6.2.2.(2) som foreskriver dimensjonerende skjærkapasitet etter plastisitetsteorien gitt i Eurokode 3. Bidraget fra betongdelen beregnes etter Eurokode 2 avsnitt 6.2.2(1) der betongens skjærkapasitet er gitt som:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k(100\rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_c d > (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_c d \quad (7.107)$$

Felles vertikal skjærkapasitet kan dermed uttrykkes som:

$$V_{Rd,felles} = V_{Rd,c} + V_{pl,a,Rd} \quad (7.108)$$

Beregner henholdsvis betongens og u-profilets bidrag til skjærkapasiteten:

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (7.109)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} = 1,99 < 2,0 \quad (7.110)$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_c \times d} = \frac{339 \text{ mm}^2}{992,5 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} = 0,00168 \quad (7.111)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ (ingen aksialkraft)} \quad (7.112)$$

$$v_{min} = 0,035 \times (k)^{\frac{3}{2}} \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times (1,99)^{\frac{3}{2}} \times (20 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{2}} = 0,439 \text{ N/mm}^2 \quad (7.113)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,99 \left(100 \times 0,00168 \times 20 \text{ N/mm}^2\right)^{\frac{1}{3}}] \times 992,5 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} = 72,1 \text{ kN} \quad (7.114)$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \times b_c \times d = 0,439 \text{ N/mm}^2 \times 992,5 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} = 88,4 \text{ kN} \quad (7.115)$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 88,4 \text{ kN}$$

Stålprofilets skjærkapasitet beregnes etter Eurokode 3 avsnitt 6.2.6(3k), der  $A_v$  er skjærarealet:

$$A_v = A_a - 2 \times b_c \times t_f + (t_w + r) \times t_f \quad (7.116)$$

$$A_a = 4380 \text{ mm}^2, b_c = 992,5 \text{ mm}, t_f = 13 \text{ mm}, t_w = 7,5 \text{ mm}, r = r_1 = 14 \text{ mm}$$

Kan dermed beregne u-profilets bidrag til skjærkapasitet:

$$A_v = 4380 \text{ mm}^2 - 2 \times 95 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} + (7,5 \text{ mm} + 14 \text{ mm}) \times 13 \text{ mm} = 2189,5 \text{ mm}^2 \quad (7.117)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{2189,5 \text{ mm}^2 \times \left(\frac{355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 427,4 \text{ kN} \quad (7.118)$$

$$V_{Rd,felles} = 88,4 \text{ kN} + 427,4 \text{ kN} = 515,8 \text{ kN} \quad (7.119)$$

$$V_{Rd,felles} > V_{Ed} \rightarrow OK \quad (7.120)$$

### 7.3.3 Tverrsnittskapasiteter med tøyingskompatibilitet

Kapasitetsberegning og tverrsnittskontroll med full tøyingskompatibilitet gjennomføres etter en kombinasjon av uttrykk fra avsnitt 7.2.3 og likevektsbetraktninger. Beregningsgangen er et resultat av at løsningen ikke er standardisert, hvilket medfører at ikke alle uttrykkene er direkte beskrevet i Eurokode 4. Kapasitetsberegningene gjøres i henhold til plastisitetsteori.

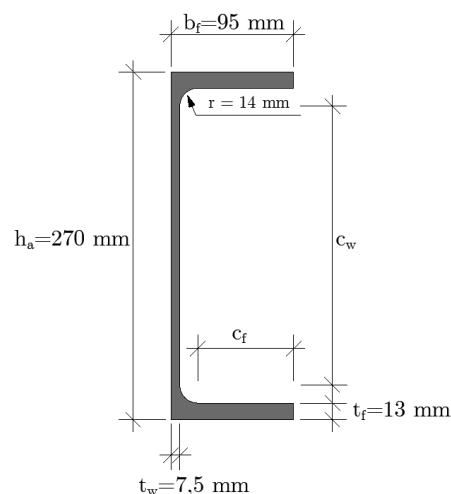
#### Effektiv bredde

Ettersom tverrsnittet ikke er standardisert, er ikke uttrykk for effektiv betongbredde utviklet. Med antagelse om lastfordeling over betongoverflaten, antas den effektive bredden lik:

$$b_{eff} = b = 992,5 \text{ mm}$$

#### Tverrsnittsklassifisering

Bruk av plastisitetsteori for beregning av tverrsnittskapasitet medfører krav til tverrsnittsklasse 1 eller 2. Bakenforliggende teori er angitt i avsnitt 3.4.1 og 3.4.3. Kontrollerer derfor u-profilets tverrsnittsklasse i henhold til tabell 5.2 i Eurokode 3. Figur 7.16 illustrer grunnleggende mål for bestemmelse av tverrsnittsklassene.



Figur 7.16: Målsatt UPE270

Kontrollerer først flens utsatt for trykk:

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,81 \quad (7.121)$$

$$c_f/t_f \leq 9\epsilon \quad (7.122)$$

$$c_f = b_f - t_w - r \quad (7.123)$$

$$c_f = 95 \text{ mm} - 7,5 \text{ mm} - 14 \text{ mm} = 73,5 \text{ mm}$$

$$c_f/t_f = \frac{73,5 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 5,65 \quad (7.124)$$

$$9\epsilon = 7,29 \quad (7.125)$$

$$c_f/t_f < 9\epsilon \rightarrow \text{flens i tverrsnittsklasse 1}$$

Kontrollerer deretter steg utsatt for bøyning:

$$c_w = h_a - 2 \times t_f - 2 \times r = 270 \text{ mm} - 2 \times 13 \text{ mm} - 2 \times 14 \text{ mm} = 216 \text{ mm} \quad (7.126)$$

$$c_w/t_w \leq 72\epsilon \quad (7.127)$$

$$c_w/t_w = \frac{216 \text{ mm}}{7,5 \text{ mm}} = 28,80 \quad (7.128)$$

$$72\epsilon = 58,32 \quad (7.129)$$

$$c_w/t_w < 72\epsilon \rightarrow \text{steg i tverrsnittsklasse 1}$$

### Beregning av skjærforbindelse

Det antas at formelapparatet og teorien beskrevet i avsnitt 3.3.4 og 3.4.7 også kan benyttes for dimensjonering av *ikke*-preakseptert løsning. Denne tilnærmingen antas gyldig, ettersom uttrykkene har sitt utgangspunkt i tverrsnittgeometri.

$$V_{L,ed} = \min(N_{c,f}; N_{pl,a})$$

$$N_{c,f} = b_{eff} \times h_c \times 0,85f_{cd} = 992,5 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 0,85 \times 20 \text{ N/mm}^2 = 4218 \text{ kN} \quad (7.130)$$

$$N_{pl,a} = A_a \times f_d = 4380 \text{ mm}^2 \times 338 \text{ N/mm}^2 = 1480 \text{ kN} \quad (7.131)$$

$$\rightarrow V_{L,ed} = N_{pl,a} = 1480 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{V_{L,ed}}{P_{Rd}} = \frac{1480 \text{ kN}}{109,5 \text{ kN}} \approx 14 \text{ stk} \quad (7.132)$$

Beregner minimum grad av skjærforbindelse for spennvidde  $L < 25 \text{ m}$ :

$$\eta = 1 - \left( \frac{355 \text{ N/mm}^2}{f_{yk}} \right) \times (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - (0,75 - 0,03 \times 5,3 \text{ m}) = 0,41 \geq 0,4 \quad (7.133)$$

Antall dybler reduseres med utgangspunkt i beregnet grad av skjærforbindelse:

$$n = n_f \times \eta = 14 \times 0,41 \approx 5,8 \text{ stk} \rightarrow 6 \text{ stk} \quad (7.134)$$

Det valgte antallet dybler,  $n = 6$ , bidrar til en ny grad av skjærforbindelse og langsgående skjærkapasitet:

$$\eta = \frac{n}{n_f} = \frac{6}{14} = 0,43 > 0,41 \quad (7.135)$$

$$V_{L,Ed} = n \times P_{Rd} = 6 \times 109,5 \text{ kN} = 657 \text{ kN} \quad (7.136)$$

Beregner avslutningsvis senteravstand mellom dyblene:

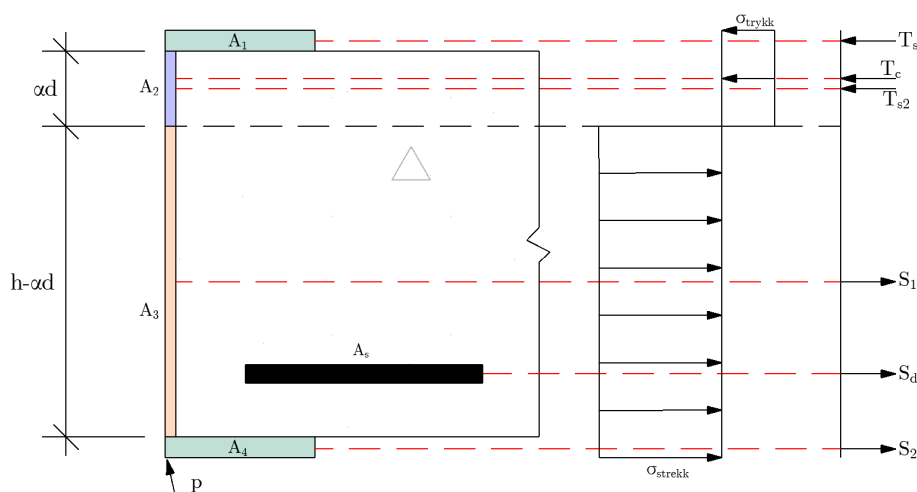
$$e_L = \frac{L}{n} = \frac{5300 \text{ mm}}{6} = 883 \text{ mm} \quad (7.137)$$

Ettersom den beregnede senteravstanden er større enn 800mm, er den ikke i henhold til de kravene i Eurokode 4. Velger derfor  $e_L = 790 \text{ mm}$ , for å innfri kravene som er beskrevet i avsnitt 3.3.4.

### Momentkapasitet

Standardiserte uttrykk for momentkapasitet er ikke direkte overførbare for den *ikke*-preaksepterte løsningen, og det velges derfor å beregne kapasiteten gjennom likevektsbetraktning. Dette gjøres som beskrevet i avsnitt 3.4.6 og er sammenfallende med beregningsgangen fra forprosjektet [3, s. 68—70].

Utgangspunktet for likevektsbetraktningene og beregning av momentkapasiteten er illustrert i figur 7.17. U-profilet er delt i fire delarealer, der hvert areal har sin respektive trykk- eller strekkresultant. Hvert areal er illustrert i ulike farger og de røde stiplede linjene angir kraftens angrepspunkt i de ulike arealene. Resultanten for armeringen i strekk er angitt som  $S_d$ . Betongen i trykk har resultat definert som  $T_c$ . Det antas fullt utnyttet trykksone der  $0,8\alpha d$  er den rektangulære spenningsblokken og resultatanten har sitt angrepspunkt i midten av spenningsblokken [5, s. 28—30], [3, s. 67].



Figur 7.17: Likevektsbetraktning samvirketverrsnitt

Beregner de ulike delarealene [ $\text{mm}^2$ ]:

$$A_1 = 7,5 \times 95 = 1235$$

$$A_2 = 7,5 \times \alpha d = 7,5 \times 203\alpha = 1522,5\alpha$$

$$A_3 = 7,5 \times (h - \alpha d) = 7,5 \times (250 - 203\alpha) = 1875 - 1522,5\alpha$$

$$A_4 = 7,5 \times 95 = 1235$$

$$A_s = 339$$

For å bestemme trykksonehøyden i betongtverrsnittet, må  $\alpha d$  beregnes. Dette gjøres ved å kreve aksiell likevekt, definere arealene og dermed løse ut den ukjente  $\alpha$ .

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ -T_{s1} - T_c - T_{s2} + S_1 + S_d + S_2 &= 0 \\ S_1 + S_d + S_2 &= T_{s1} + T_c + T_{s2} \end{aligned} \quad (7.138)$$

De ulike kreftene er definert som [N]:

$$T_{s1} = f_d \times A_1 = 338 \times 1235 = 417430$$

$$T_c = 0,8\alpha \times d \times b \times f_{cd} = 3223640\alpha$$

$$T_{s2} = f_d \times A_2 = 338 \times 1522,5\alpha = 514605\alpha$$

$$S_1 = f_d \times A_3 = 338 \times (1875 - 1522,5\alpha) = 633750 - 514605\alpha$$

$$S_d = f_{yd} \times A_s = 435 \times 339 = 147465$$

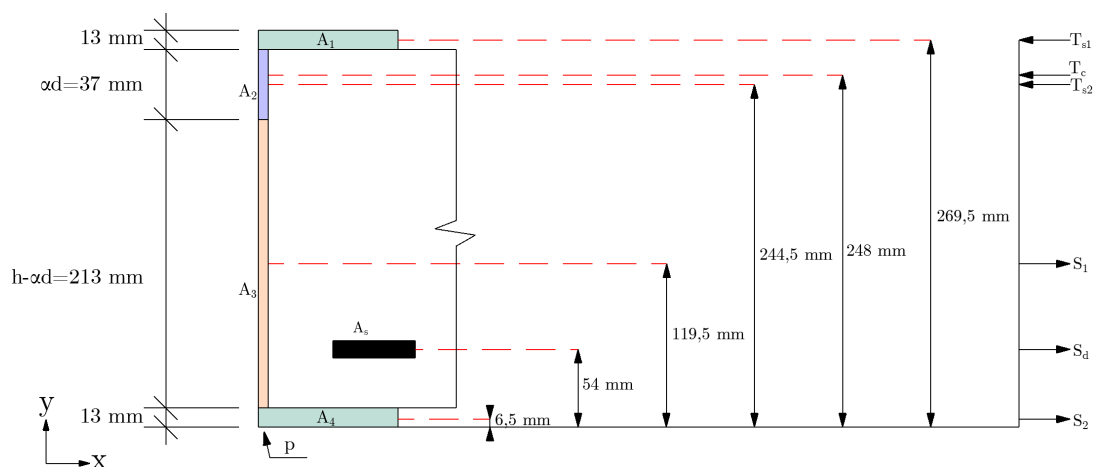
$$S_2 = f_d \times A_4 = 338 \times 1235 = 417430$$

Innsatt i ligning (7.138) kan  $\alpha$  defineres:

$$\begin{aligned} S_1 + S_d + S_2 &= T_{s1} + T_c + T_{s2} \\ 633750 - 514605\alpha + 147126 + 417430 &= 417430 + 3223640\alpha + 514605\alpha \\ 780876 &= 4252850\alpha \\ \alpha &= 0,184 \end{aligned} \quad (7.139)$$

Ettersom  $\alpha$  er kjent, kan trykksonehøyden beregnes, som videre gjør det mulig å definere momentarm for alle resultatene. Momentkapasiteten beregnes ved å kreve momentlikevekt om et vilkårlig punkt. Det er valgt å beregne momentlikevekt om punkt  $p$ , som vist nederst til venstre i figur 7.17. Tverrsnittets geometri med tilhørende momentarm er vist i figur 7.18, der det er tatt utgangspunkt i at kraftens angrepspunkt ligger i senter av arealene. Dette gjelder ikke for betongens trykkresultant, der resultanten virker i midten av spenningsblokken  $0,8\alpha d$ .





Figur 7.18: Tverrsnitt med tilhørende momentarm

Momentkapasiteten bestemmes ved å kreve likevekt om punkt  $p$ :

$$\sum M_p = M_{Rd,samvirke} \quad (7.140)$$

$$\sum M_p = -S_2 \times y_{S_2} - S_d \times y_{S_d} - S_1 \times y_{S_1} + T_{s2} \times y_{T_{s2}} + T_c \times y_{T_c} + T_{s1} \times y_{T_{s1}} \quad (7.141)$$

$$S_2 \times y_{S_2} = S_2 \times 6,5 \text{ mm} = 417430 \text{ N} \times 6,5 \text{ mm} = 2,7 \text{ kNm}$$

$$S_d \times y_{S_d} = S_d \times 54 \text{ mm} = 147465 \text{ N} \times 54 \text{ mm} = 8,0 \text{ kNm}$$

$$S_1 \times y_{S_1} = S_1 \times 119,5 \text{ mm} = 539063 \text{ N} \times 119,5 \text{ mm} = 64,4 \text{ kNm}$$

$$T_{s2} \times y_{T_{s2}} = T_{s2} \times 244,5 \text{ mm} = 94687 \text{ N} \times 244,5 \text{ mm} = 23,2 \text{ kNm}$$

$$T_c \times y_{T_c} = T_c \times 248 \text{ mm} = 593150 \text{ N} \times 248 \text{ mm} = 147,1 \text{ kNm}$$

$$T_{s1} \times y_{T_{s1}} = T_{s1} \times 269,5 \text{ mm} = 417430 \text{ N} \times 269,5 \text{ mm} = 112,5 \text{ kNm}$$

Setter inn verdiene for bøyemoment i uttrykk (7.141):

$$\sum M_p = (-2,7 - 8,0 - 64,4 + 23,2 + 147,1 + 112,5) \text{ kNm} = 207,7 \text{ kNm} \quad (7.142)$$

Sammenlignet med uavhengige materialer, bidrar samvirke til en økning i momentkapasitet:

$$\frac{M_{Rd,samvirke} - M_{Rd,felles}}{M_{Rd,felles}} \times 100 = \frac{207,7 \text{ kNm} - 174,6 \text{ kNm}}{174,6 \text{ kNm}} \times 100 \approx 19\% \quad (7.143)$$

### Skjærkapasitet

Videre beregnes skjærkapasitet for tverrsnittet. Tilsvarende som for dimensjoneringen uten tøyingskompatibilitet, beregnes skjærkapasiteten med bidrag fra både stål- og betongdel. Dermed vil fremgangsmåten og tallverdiene være identisk med beregningen for skjærkapasitet i avsnitt 7.3.2. Skjærkapasiteten for det *ikke*-preaksepterte samvirketverrsnittet er dermed gitt som:

$$V_{Rd,samvirke} = V_{Rd,c} + V_{pl,Rd} = 515,8 \text{ kN} \quad (7.144)$$

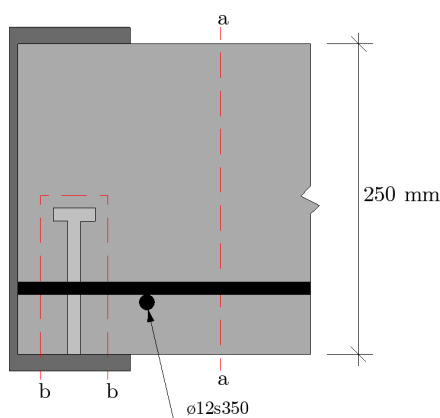
$$V_{Rd,samvirke} > V_{Ed} \rightarrow OK \quad (7.145)$$

Ettersom u-profilen er innstøp i betong, hvilket betyr at hver innsideflate av stålprofilen er i kontakt med betong, vil ikke skjærnekking eller vipning være aktuelt. Det antas med rimelig sikkerhet at betongdekket bidrar til tilstrekkelig fastholding av u-profilen, og de to feilmekanismene vurderes som neglisjerbare.

### Armeringskontroll

Armeringskontroll av den *ikke*-preaksepterte løsningen gjøres etter fremgangsmåte og bakgrunnsteori som for den preaksepterte løsningen. Vinkelen  $\theta = 26,5^\circ$  forblir uendret og videreført. Lengden  $a_v$  er avstanden fra bøyemomentets maksverdi til nullverdi, gitt som  $a_v = 2650 \text{ mm}$ . I figur 7.19 illustreres de to kontrollerte snittene.

$$A_s = \phi 12s350 = \frac{\pi \times (6 \text{ mm})^2}{0,35 \text{ m}} = 323 \text{ mm}^2/\text{m}$$



Figur 7.19: Snitt for armeringskontroll

Kontrollerer først snitt  $a - a$ :

$$v_{L,Ed,a-a} = \frac{V_{L,Ed}}{h_{f,a-a} \times a_v} = \frac{V_{L,Ed,a-a}}{h_c \times a_v} = \frac{657 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} \times 2650 \text{ mm}} = 0,99 \text{ N/mm}^2 \quad (7.146)$$

$$\frac{A_{s,a-a}}{s_f} \geq \frac{v_{L,Ed}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,a-a}}{\cot \theta} = \frac{0,99 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \times \frac{250 \text{ mm}}{\cot(26,5^\circ)} = 284 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.147)$$

$$A_{s,a-a} = 323 \text{ mm}^2/\text{m} > 284 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow OK$$

Kontrollerer deretter snitt  $b - b$ :

$$h_{f,b-b} = 2 \times h_{sc} + 1,5 \times d = 2 \times 125 \text{ mm} + 1,5 \times 22 \text{ mm} = 283 \text{ mm}$$

$$v_{L,Ed,b-b} = \frac{V_{L,Ed}}{h_{f,b-b} \times a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \times a_v} = \frac{657 \cdot 10^3 \text{ N}}{283 \text{ mm} \times 2650 \text{ mm}} = 0,88 \text{ N/mm}^2 \quad (7.148)$$

$$\frac{A_{s,b-b}}{s_f} \geq \frac{L_{Ed}}{f_{yd}} \times \frac{h_{f,b-b}}{\cot\theta} = \frac{0,88 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \times \frac{283 \text{ mm}}{\cot(26,5^\circ)} = 285 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.149)$$

$$A_{s,b-b} = 2 \times A_s = 646 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,b-b} = 646 \text{ mm}^2/\text{m} > 285 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow OK$$

Kravet til minimumsarmering forblir uendret fra avsnitt 7.2.2 og gitt som:

$$A_{s,min} = 273 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 324 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 273 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow OK$$

### Betongkontroll

Betongens trykkkapasitet kontrolleres tilsvarende som for den preaksepterte løsningen, og kapasitetskravet er identisk. Det kontrolleres mot snitt  $a - a$ , da dette snittet utsettes for størst skjærspenning.

$$v_{Rd} = 0,528 \times 20 \text{ N/mm}^2 \times \sin(26,5^\circ) \times \cos(26,5^\circ) = 4,21 \text{ N/mm}^2 \quad (7.150)$$

$$v_{L,Ed,a-a} = 0,99 \text{ N/mm}^2 < v_{Rd} = 4,21 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK$$

### 7.3.4 Bøyestivhet uten tøyningkompatibilitet

Bøyestivhet uten tøyningkompatibilitet,  $EI_{felles}$ , beregnes ved å addere bidrag fra stålprofilet og den armerte betongen. Fremgangsmåten er tilsvarende som for den preaksepterte løsningen. Bakgrunn, teori og formelapparatet er beskrevet i avsnitt 3.4.9. Betongen antas som urisett tverrsnitt i stadium I. Fullstendig og mer detaljert beregning kan sees i vedlegg 1.5.

$$\alpha d = \frac{A_c \times 0,5h + \eta_1 \times A_s \times d}{A_c + \eta_1 \times A_s} = 126 \text{ mm} \quad (7.151)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = 1292,57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (7.152)$$

$$I_s = A_s \times (d - \alpha d)^2 = 2,01 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (7.153)$$

$$E_c = 33000 \text{ N/mm}^2, E_s = 200000 \text{ N/mm}^2, E_a = 210000 \text{ N/mm}^2, I_a = 51,06 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

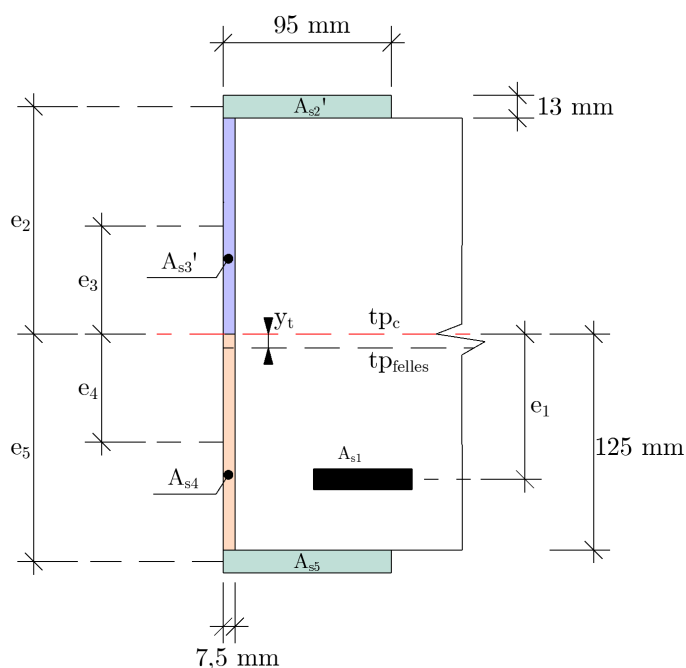
$$EI_{felles} = E_c I_c + E_s I_s + E_a I_a = 5,378 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (7.154)$$

### 7.3.5 Bøyestivhet med tøyningkompatibilitet

Beregningen av bøyestivhet med tøyningkompatibilitet,  $EI_{samvirke}$ , gjøres med bakgrunn i bak-enforliggende teori angitt i avsnitt 3.4.9. Beregningsgangen baseres på transformerte tverrsnitt og følgelig omgjøring av det sammensatte tverrsnittet til et felles homogent tverrsnitt. Det antas en oppdeling av u-profilet, der hver del bidrar til samvirketverrsnittets bøyestivhet. For beregning med denne tilnærmingen legges det til grunn lineært-elastiske materialer, og at Navier-Bernoullis hypotese er gyldig. Tverrsnittet antas også her som urisett i stadium I.

Figur 7.20 illustrerer tverrsnittet med tyngdepunktslinjer for de ulike tverrsnittsdelene, samt grunnleggende geometri. Som en forenkende tilnærming sees det bort fra u-profilets hullkiler.

For mer detaljert beregningsgang, se vedlegg 1.6.



Figur 7.20: Utgangspunkt for transformert tverrsnitt

Bøvestivheten beregnes etter uttrykk (3.52):

$$EI_{samvirke} = E_c \left[ \frac{b_c h_c^3}{12} + b_c h_c \times \left( \alpha d - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \eta_1 \times A_{s1} \times (y_1)^2 + \eta_2 \left( A_{s[2-5]} \times (y_{[2-5]})^2 + \frac{t_w \times h_c^3}{12} \right) \right]$$

Starter innledningsvis med å beregne trykksonehøyden i betongdelen,  $\alpha d$ . Trykksonehøyden er definert fra toppen av betongdelen og beregnes etter uttrykket  $h_c/2 + y_t$ . Fra figur 7.20 er  $e_i$  definert som avstanden fra betongens tyngdepunkt ( $tp_c$ ) til tyngdepunkt av hvert individuelle bidrag. Kombinasjon av transformerte stål- og armeringstverrsnitt, tilhørende arealer og  $e_i$  benyttes for å beregne avstanden til felles tyngdepunkt ( $tp_{felles}$ ). Modulforholdene er gitt som:

$$\eta_1 = \frac{E_s}{E_c} = 6,061 \wedge \eta_2 = \frac{E_a}{E_c} = 6,634$$

De ulike arealene beregnes:

$$A_{s1} = 3\phi 12 = 339 \text{ mm}^2$$

$$A_c = b_c \times h_c = 992,5 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} = 248125 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2'} = A_{s5} = 95 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} = 1235 \text{ mm}^2 \quad (7.155)$$

$$A_{s3'} = A_{s4} = 7,5 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} = 937,5 \text{ mm}^2 \quad (7.156)$$

$$A_a = \sum A_{s[2-5]} = 4345 \text{ mm}^2 \quad (7.157)$$

Videre beregnes transformert tverrsnitt:

$$A_t = A_c + (\eta_1 - 1) \times A_{s1} + (\eta_2 - 1)A_{s2'} + (\eta_2 - 1)A_{s3'} + (\eta_2 - 1)A_{s4} + (\eta_2 - 1)A_{s5} \quad (7.158)$$

$$= 273146 \text{ mm}^2$$

Beregner de individuelle avstandene angitt som  $e_i$ :

$$e_1 = \frac{h_c}{2} - c_{nom} - \phi 12 = 78 \text{ mm} \quad (7.159)$$

$$e_2 = e_5 = \frac{h_c}{2} + \frac{t_f}{2} = 131,5 \text{ mm} \quad (7.160)$$

$$e_3 = e_4 = \frac{h_c}{2} = 62,5 \text{ mm} \quad (7.161)$$

Kan dermed beregne felles tyngdepunkt for det transformerte tverrsnittet, som også definerer betongdelens trykksonehøyde  $\alpha d$ :

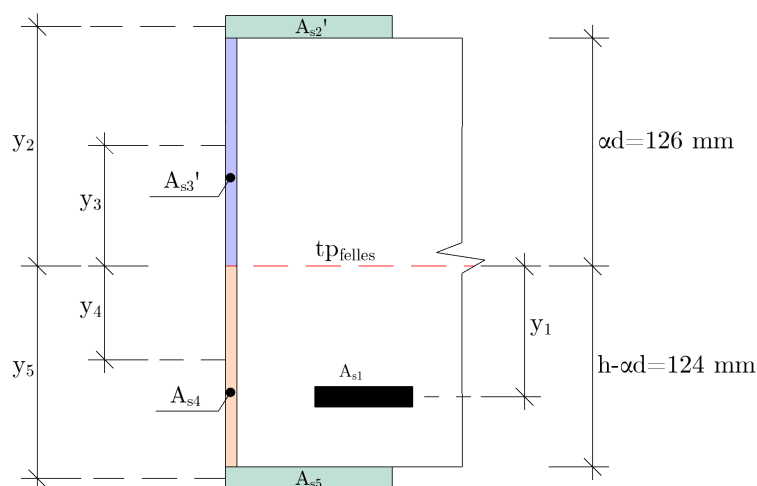
$$y_t = \left( (\eta_1 - 1)A_{s1} \times \frac{e_1}{A_t} \right) - \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s2} \times \frac{e_2}{A_t} \right) -$$

$$\left( (\eta_2 - 1) \times A_{s3} \times \frac{e_3}{A_t} \right) + \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s4} \times \frac{e_4}{A_t} \right) + \left( (\eta_2 - 1) \times A_{s5} \times \frac{e_5}{A_t} \right) \quad (7.162)$$

$$= 0,5 \text{ mm} \approx 1,0 \text{ mm}$$

$$\alpha d = \frac{h_c}{2} + y_t \approx 126 \text{ mm} \quad (7.163)$$

Ettersom endelig tyngdepunkt er kjent, bidrar dette til endret avstand mellom de individuelle bidragene i tverrsnittet. Nye avstander beregnes, selv om dette har liten innvirkning på endelig resultat. Figur 7.21 illustrerer tverrsnittet med avstander mellom tyngdepunkt, angitt som  $y_i$ .



Figur 7.21: Transformert tverrsnitt

Videre beregnes nye verdier for de individuelle avstandene  $y_i$ :

$$y_1 = (h - \alpha d) - c_{nom} - \phi 12 = 77 \text{ mm} \quad (7.164)$$

$$y_2 = \alpha d + \frac{t_f}{2} = 132,5 \text{ mm} \quad (7.165)$$

$$y_3 = \frac{\alpha d}{2} + \frac{t_f}{2} = 63 \text{ mm} \quad (7.166)$$

$$y_4 = \frac{(h - \alpha d)}{2} = 62 \text{ mm} \quad (7.167)$$

$$y_5 = (h - \alpha d) + \frac{t_f}{2} = 130,5 \text{ mm} \quad (7.168)$$

Endring i avstandene gir følgelig endring i arealene som er påvirket av trykksonehøyden:

$$A_{s3',y} = \alpha d \times t_w = 945 \text{ mm}^2 \quad (7.169)$$

$$A_{s4,y} = (h - \alpha d) \times t_w = 930 \text{ mm}^2 \quad (7.170)$$

Samvirketverrsnittets bøyestivhet, med bidrag fra stålprofil, armering og betong er gitt som:

$$\begin{aligned} EI_{samvirke} &= E_c \left[ \frac{b_c h_c^3}{12} + b_c \times h_c \times \left( \alpha d - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \eta_1 \times A_{s1} \times y_1^2 + \eta_2 \times A_{s2'} \times y_2^2 \right. \\ &\quad \left. + \eta_2 \times A_{s3',y} \times y_3^2 + \eta_2 \times A_{s4,y} \times y_4^2 + \eta_2 \times A_{s5} \times y_5^2 + \eta_2 \times \frac{t_w \times h_c^3}{12} \right] \quad (7.171) \\ &= 5,562 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Sammenlignet med uavhengige materialer, bidrar samvirke til marginal økning i bøyestivhet:

$$\frac{EI_{samvirke} - EI_{felles}}{EI_{felles}} \times 100 = \frac{5,562 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 - 5,378 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2}{5,378 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \times 100 \approx 5\% \quad (7.172)$$

### 7.3.6 Nedbøyning

Beregner nedbøyningen for den *ikke*-preaksepterte løsningen både med og uten samvirke. Fullstendig beregning kan sees i vedlegg 1.5 og 1.6. I bruksgrensetilstand er lastvirkningen gitt som:

$$\begin{aligned} q_{Ed,SLS} &= b_{eff} \times (\gamma_{g,SLS} \times g_{tot} + \gamma_{p,SLS} \times p) \\ &= 0,9925 \text{ m} \times (1,0 \times 7,59 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 9,52 \text{ kN/m} \quad (7.173) \end{aligned}$$

Ut ifra det statiske systemet, og positiv retning oppover, beregnes nedbøyningen etter [16, s. 27]:

$$\delta_{samv.} = - \left( \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,SLS} \times L^4}{EI_{samvirke}} \right) = - \left( \frac{5}{384} \times \frac{9,52 \text{ N/mm} \times (5300 \text{ mm})^4}{5,562 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right) = -1,758 \text{ mm} \quad (7.174)$$

$$\delta_{felles} = - \left( \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,SLS} \times L^4}{EI_{felles}} \right) = - \left( \frac{5}{384} \times \frac{9,52 \text{ N/mm} \times (5300 \text{ mm})^4}{5,378 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right) = -1,818 \text{ mm} \quad (7.175)$$

Nedbøyningskravet i henhold til prosjekteringsgrunnlaget av Kanalen Brygge forblir uendret:

$$\delta_{maks} = - \left( \frac{L}{150} \right) = - \left( \frac{5300 \text{ mm}}{150} \right) = -35,3 \text{ mm}$$

$$\delta_{samvirke} \ll \delta_{maks} \wedge \delta_{felles} \ll \delta_{maks} \rightarrow OK$$

### 7.3.7 Spenningsfordeling

Spenningsfordelingen over tverrsnittet beregnes i henhold til teori og bakgrunn fra avsnitt 3.4.10. Fullstendige og mer detaljerte beregninger kan sees i vedlegg 1.7. Som for den preaksepterte løsningen benyttes et nummereringssystem for inndeling av tverrsnittet, der 1 representerer overkant stålprofil og 5 representerer underkant stålprofil. For illustrasjon av inndelingen, se figur 7.22.

Beregner først tverrsnittets 2. arealmoment:

$$\begin{aligned}
 I_T &= I_{\text{samvirke}} = \\
 & \left[ \frac{b_c h_c^3}{12} + b_c h_c \times \left( \alpha d - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \eta_1 \times A_{s1} \times (y_1)^2 + \eta_2 \left( A_{s[2-5]} \times (y_{[2-5]})^2 + \frac{t_w \times h_c^3}{12} \right) \right] \quad (7.176) \\
 & = 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

### Bøyespenning

Fordelingen av bøyespenning beregnes med bakgrunn i uttrykk (3.54) og (3.55).

$$M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$$

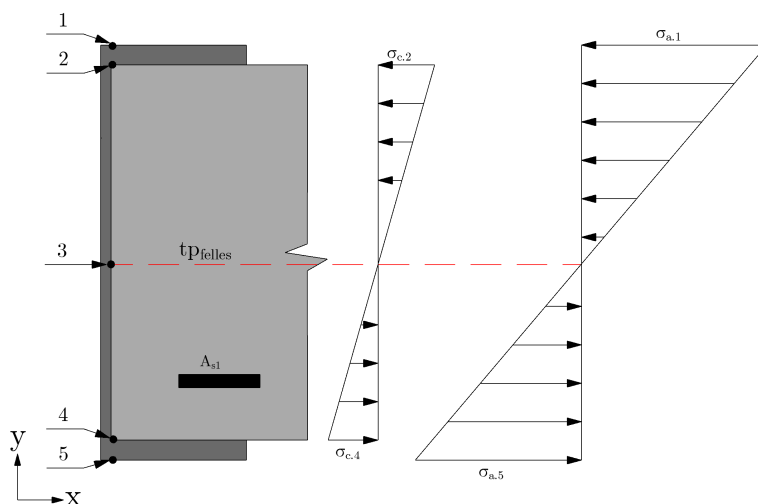
$$\sigma_{a,1} = \eta_2 \times \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y_{a,1} = 6,634 \times \frac{42,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times (-139 \text{ mm}) = -22,870 \text{ N/mm}^2 \quad (7.177)$$

$$\sigma_{c,2} = \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y_{c,2} = \frac{42,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times (-126 \text{ mm}) = -3,125 \text{ N/mm}^2 \quad (7.178)$$

$$\sigma_{c,4} = \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y_{c,4} = \frac{42,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times (124 \text{ mm}) = 3,075 \text{ N/mm}^2 \quad (7.179)$$

$$\sigma_{a,5} = \eta_2 \times \frac{M_{Ed}}{I_T} \times y_{a,5} = 6,634 \times \frac{42,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \times (137 \text{ mm}) = 22,541 \text{ N/mm}^2 \quad (7.180)$$

På grunn av det transformerte tverrsnittet som er sammensatt av både stål og betong, vil man få et sprang i spenningen ved overgangen mellom materialene. Dette skyldes forskjell i elastisitetsmodul. Fordelingen av bøyespenning er illustrert i figur 7.22.



Figur 7.22: Ikke-preakseptert løsning: bøyespenning

## Skjærspenning

Fordelingen av skjærspenning beregnes med bakgrunn i uttrykk (3.58) og (3.57). På grunn av det valgte aksesystemet, vil lastvirkningen gi negativ skjærspenningsfordeling vertikalt og over øvre flens.

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= 31,9 \text{ kN} \\
 \tau_c &= \frac{V_{Ed} \times S}{I_T \times b} \\
 \tau_{c,3} &= \frac{V_{Ed} \times (\alpha d \times b_c) \times \frac{\alpha d}{2}}{I_T \times b_c} \\
 &= \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times (126 \text{ mm} \times 992,5 \text{ mm}) \times \frac{126 \text{ mm}}{2}}{1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 992,5 \text{ mm}} = -0,149 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{7.181}$$

Ettersom betongen er antatt urisset, vil skjærspenningsfordelingen være parabelformet over hele betongtverrsnittet. Maksverdien,  $\tau_{c,3}$ , vil oppstå i felles nøytralakse. Videre beregnes fordelingen over stålprofilen, der beregningen av stålprofilens ulike 1. arealmoment ( $S$ ) er gitt i vedlegg 1.7.

$$\begin{aligned}
 \tau_a &= \frac{V_{Ed} \times S}{\eta_2 \times I_T \times b} \\
 S_1 &= 150718,8 \text{ mm}^3
 \end{aligned} \tag{7.182}$$

$$\tau_{a,1} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{\eta_2 \times I_T \times t_f} = \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times 150718,8 \text{ mm}^3}{6,634 \times 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 13 \text{ mm}} = -0,033 \text{ N/mm}^2 \tag{7.183}$$

$$S_2 = 163637,5 \text{ mm}^3 \tag{7.184}$$

$$\tau_{a,2} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{\eta_2 \times I_T \times t_w} = \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times 163637,5 \text{ mm}^3}{6,634 \times 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 7,5 \text{ mm}} = -0,062 \text{ N/mm}^2 \tag{7.185}$$

$$S_3 = 223232 \text{ mm}^3 \tag{7.186}$$

$$\tau_{a,3} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{\eta_2 \times I_T \times t_w} = \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times 223232 \text{ mm}^3}{6,634 \times 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 7,5 \text{ mm}} = -0,084 \text{ N/mm}^2 \tag{7.187}$$

$$S_4 = 161167,5 \text{ mm}^3 \tag{7.188}$$

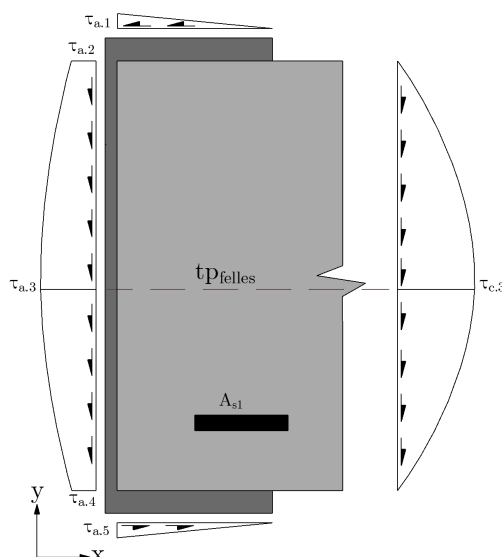
$$\tau_{a,4} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{\eta_2 \times I_T \times t_w} = \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times 161167,5 \text{ mm}^3}{6,634 \times 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 7,5 \text{ mm}} = -0,061 \text{ N/mm}^2 \tag{7.189}$$

$$S_5 = 148443,8 \text{ mm}^3 \tag{7.190}$$

$$\tau_{a,5} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{\eta_2 \times I_T \times t_f} = \frac{31,9 \cdot 10^3 \text{ N} \times 148443,8 \text{ mm}^3}{6,634 \times 1701,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \times 13 \text{ mm}} = 0,032 \text{ N/mm}^2 \tag{7.191}$$

I beregningen av skjærspenning over stålprofilen er det valgt å benytte flensenes totale lengde som utgangspunkt, for deretter å subtrahere stegtykkelsen. Andre tilnærmelser kan være å benytte total flenslengde eller lengde inn mot stegets senterlinje. Den benyttede tilnærmelsen fører imidlertid til et område som ikke er «uten verdi», men fra et ingeniørmessig perspektiv har disse utelatte verdiene ingen innvirkning på dimensjoneringsprosessen i sin helhet. Fordelingen av skjærspenninger er illustrert i figur 7.23.





Figur 7.23: Ikke-preakseptert løsning: skjærspenning

## 7.4 Numerisk analyse

For å verifisere og vurdere håndberegningene, er det valgt å modellere samvirkeløsningene med bruk av Abaqus FEA. Programvaren åpner for å utvide analyseomfanget utover forutsetningene og forenklingene som håndberegningene er basert på. Dermed kan modelleringen implementere blant annet friksjonsflate mellom materialene. Som et resultat av numeriske analyser, kan samvirkeeffekten kontrolleres og vurderes mer presist. Det er valgt å begrense modelleringssomfanget til å vurdere fullt samvirke med og uten friksjon. Denne tilnærmingen gjøres ettersom arbeidet med Abaqus FEA er omfattende og tidkrevende. Eurokode 4 foreskriver at naturlig heft mellom stål og betong neglisjeres, hvilket gjør det interessant å undersøke hvordan friksjon påvirker samvirkeløsningene. Analyseresultatene fra Abaqus FEA er hentet gjennom bruk av «probe values» fra resultatmodulen i programvaren, som muliggjør avlesing av verdier for valgte områder i modellen.

Rådata fra analysene er gitt i henholdsvis vedlegg 2.1 for preakseptert løsning, og 2.2 for ikke-preakseptert løsning.

### 7.4.1 Gjennomføring

Begge de betraktete samvirkeløsningene modelleres med hensyn til ulike egenskaper, som angitt i tabell 7.1. Som det fremkommer av tabellen er det samvirkebetingelsene som endres for de ulike modelleringstilfellene. For hver modellering benyttes Abaqus/Standard og tilhørende implisitt analyse («static, general»), som beskrevet i avsnitt 3.7.7. Analysene gjennomføres med hensyn til henholdsvis bøy- og skjærspenninger i bruddgrensetilstand, samt nedbøyning i bruksgrensetilstand. Gjennom Abaqus FEA er de vurderte bøyepeningene definert som  $S_{33}$ , og skjærspenningene som  $S_{12}$ . Nedbøyningen i y-retning er definert som  $U_2$  med hensyn til aksesystemet som er illustrert i figur 7.35. Positiv y-retning er definert oppover.

I analysene benyttes materialmodeller som er tilnærmet elastisk perfekt-plastisk. De ulike materialmodellene er beskrevet og illustrert i påfølgende avsnitt.

Tabell 7.1: Modelling av samvirkeløsninger i Abaqus FEA

Analysenr.	Løsning	Egenskaper, stål	Egenskaper, betong	Egenskaper, samvirke
1.1	Preakseptert	Lineære	Stadium I	Fastholding (*tie constraint*)
1.2	Preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,4$
1.3	Preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,2$
1.4	Preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,1$
1.5	Preakseptert	Lineære	Stadium I	Friksjonsløs kontaktflate $\mu = 0$
2.1	Ikke-preakseptert	Lineære	Stadium I	Fastholding (*tie constraint*)
2.2	Ikke-preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,4$
2.3	Ikke-preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,2$
2.4	Ikke-preakseptert	Lineære	Stadium I	Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,1$
2.5	Ikke-preakseptert	Lineære	Stadium I	Friksjonsløs kontaktflate $\mu = 0$

## 7.4.2 Materialer

Ettersom det kun gjennomføres lineære analyser, tas det ikke hensyn til ikke-lineær materialoppførsel. Denne tilnærmelsen er valgt for enklere å kunne verifisere resultatene fra håndberegningen mot analyseresultatene. De ulike materialmodellene idealiseres som elastisk perfekt-plastisk, med hensyn til Eurokode 4 avsnitt 3.1—3.3.

### Stål

Med bakgrunn i avsnitt 3.5.2, defineres materialparameterne som benyttes i modelleringsarbeidet. Egenskapene er gitt i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Materialparametere, S355

Stålkvalitet	Densitet	Flytespenning	Elastisitetsmodul	Tverrkontraksjonstall
S355	7850 kg/m <sup>3</sup>	355 N/mm <sup>2</sup>	210000 N/mm <sup>2</sup>	0,3

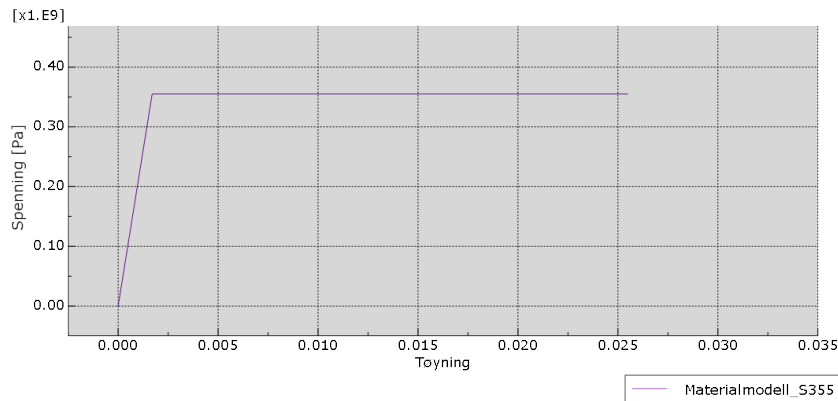
Materialmodellen for stål er definert i henhold til Eurokode 4 avsnitt 3.3, som henviser videre til Eurokode 3 avsnitt 3.1 og 3.2. Eurokode 3 avsnitt 3.2.2 angir krav til duktilitet [9, s. 25]:

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_a} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{210000 \text{ N/mm}^2} = 0,0017 \quad (7.192)$$

$$\epsilon_u = 15 \times \epsilon_y = 15 \times 0,0017 = 0,0255 \quad (7.193)$$

Verdiene fra uttrykk (7.192) og (7.193) inngår som en del av materialbeskrivelsen i Abaqus FEA, som videre gir materialmodellen vist i figur 7.24.



Figur 7.24: Benyttet spenning-tøyningskurve for S355

## Betong

Ut ifra beskrivelsen gitt i avsnitt 3.6.3, defineres materialegenskapene som benyttes i modelleringsarbeidet. Egenskapene er gitt i tabell 7.3.

Tabell 7.3: Materialparametere, B30

Betongkvalitet	Densitet	Flytespenning	Elastisitetsmodul	Tverrkontraksjonstall
B30	2500 kg/m <sup>3</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>	33000 N/mm <sup>2</sup>	0,2

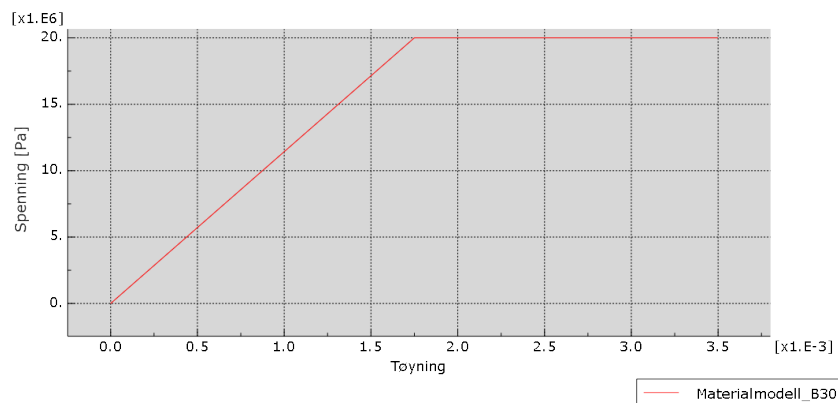
Materialmodellen for betong er definert i henhold til Eurokode 4 avsnitt 3.1, som henviser til Eurokode 2 avsnitt 3.1. I henhold til avsnitt 3.1.7 benyttes en bilinear materialmodell, der tøyningene er definert i Eurokode 2 tabell 3.1 [10, s. 26, 33], [5, s. 11–12].

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰} = 0,00175 \quad (7.194)$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰} = 0,0035 \quad (7.195)$$

Dimensjonerende fasthet og de beregnede tøyningene gir materialmodellen vist i figur 7.25.



Figur 7.25: Benyttet spenning-tøyningskurve for B30

## Armering

Beskrivelsen i avsnitt 3.5.2 definerer materialegenskapene for armering, som benyttes i modelleringen av den *ikke*-preaksepterte løsningen. Egenskapene er gitt i tabell 7.4.

Tabell 7.4: Materialparametere, B500NC

Betongkvalitet	Densitet	Flytespenning	Elastisitetsmodul	Tverrkontraksjonstall
B500NC	7850 kg/m <sup>3</sup>	500 N/mm <sup>2</sup>	200000 N/mm <sup>2</sup>	0,3

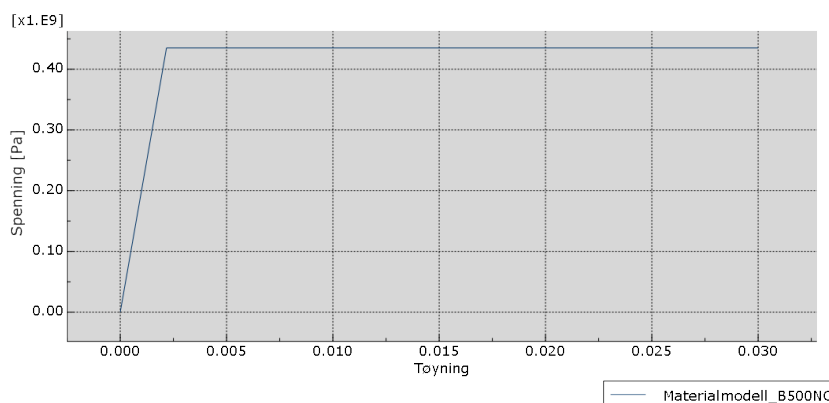
Materialmodellen for armering er definert til avsnitt 3.2 i Eurokode 4, som omhandler armeringsstål. Samvirkestandarder henviser videre til Eurokode 2 avsnitt 3.2, der materialmodellen for armeringen fastsettes etter avsnitt 3.2.7 [10, s. 38], [5, s. 18—19]:

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2} = 0,002175 \quad (7.196)$$

$$\epsilon_{ud} = 3\% = 0,03 \quad (7.197)$$

Verdiene fra uttrykk (7.196) og (7.197) benyttes for å definere armeringsstålets materialmodell i Abaqus FEA, som er illustrert i figur 7.26.



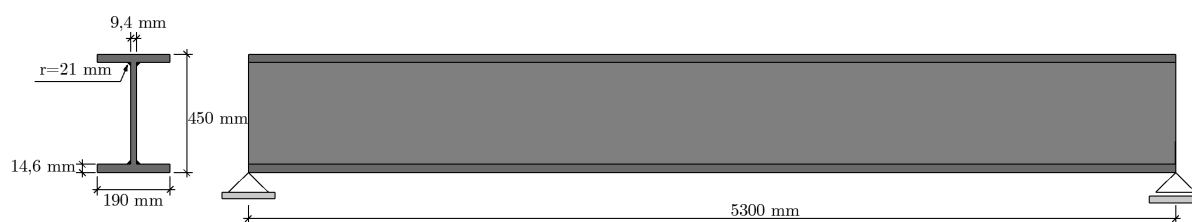
Figur 7.26: Benyttet spenning-tøyningskurve for B500NC

### 7.4.3 Geometri

Geometrien og utformingen av tverrsnittene er tilsvarende som for håndberegningen. Denne forutsetningen er vesentlig for å kunne sammenligne resultater fra modellering og håndberegning.

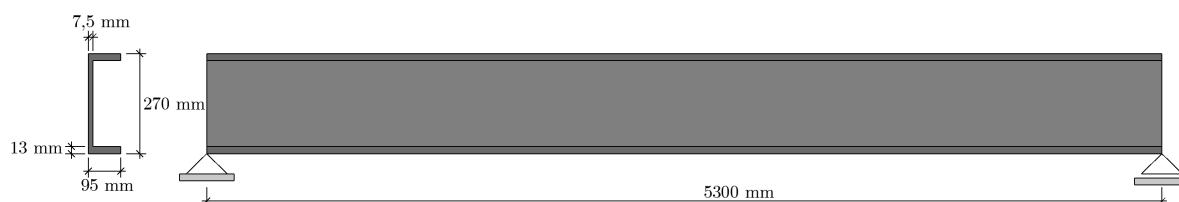
#### Stålprofil

Stålprofilene, IPE450 og UPE270, modelleres ved bruk av solide elementer og danner dermed en solid, deformert del. Det benyttes elementer av typen C3D8R med redusert integrasjon for modelleringen, som beskrevet i avsnitt 3.7.2. I figur 7.27 illustreres det betraktede stålprofil for preakseptert løsning, IPE450. Figuren illustrerer profilets geometri og avstand mellom opplager.



Figur 7.27: IPE450, utgangspunkt for modellering

Stålprofilen som er benyttet i den *ikke*-preaksepterte løsningen, UPE270, er illustrert i figur 7.28. Figuren illustrerer tverrsnittsgeometri og avstand mellom opplager.

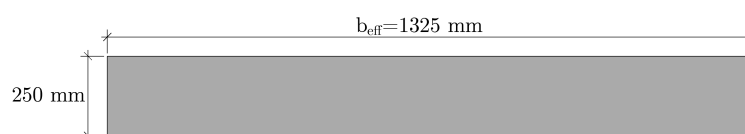


Figur 7.28: UPE270, utgangspunkt for modellering

## Betongdel

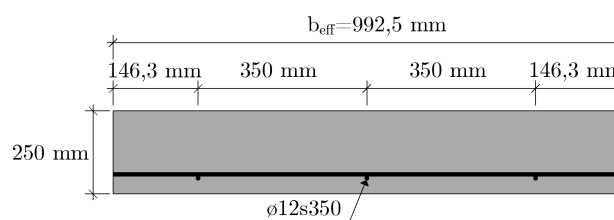
Tilsvarende som for stålprofilene, modelleres de to ulike betongdelene ved bruk av solide, deformerbare elementer av typen C3D8R. Ettersom armering neglisjeres i håndberegningen for spenninger og bøyestivhet i henhold til [13], inkluderes ikke armering i modelleringsarbeidet for preakseptert løsning. Dermed er modellering og håndberegning utført på samme premiss. Armering er derimot inkludert i håndberegning for *ikke*-preakseptert løsning og inkluderes i tilhørende modellering. Armeringen modelleres som «*wire*»-elementer av typen T3D2, med bakgrunn i avsnitt 3.7.2.

I figur 7.29 er den betraktede betongdelen for preakseptert løsning illustrert. Spennet mellom opplager er tilsvarende som for stålprofilene,  $L = 5300 \text{ mm}$ .



Figur 7.29: Betong, preakseptert løsning

Den *ikke*-preaksepterte løsningens betongdel og armering er illustrert i figur 7.30.

Figur 7.30: Armert betong, *ikke*-preakseptert løsning

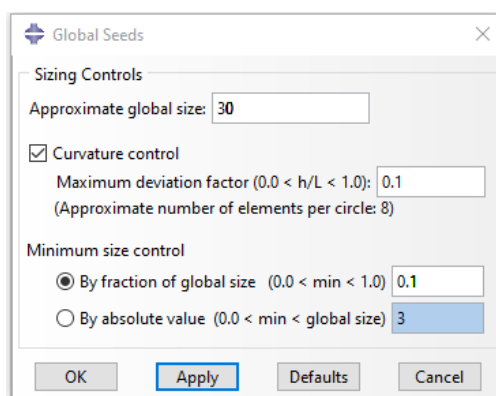
#### 7.4.4 Elementnett

Etter diskusjon med veiledere er det valgt å benytte identiske elementnett for hver modelleringssituasjon, for å redusere mulige feilkilder. Ved å benytte identiske elementnett effektiviseres modelleringprosessen, ettersom hver situasjon benytter samme elementnett.

Valg av elementnettets størrelse og tetthet har innvirkning på analyseresultatene, men påvirker også i stor grad analysens gjennomføringstid og feilmeldinger. Gjennom prøving og feiling i Abaqus FEA, har det vist seg at stålprofilenes hulakil er en kilde til feilmeldinger og spenningskonsentrasjoner. Brå overganger, slik som overgang fra steg til flens, gir ofte spenningskonsentrasjoner. Ettersom hulakilen er inkludert i beregningen for den preaksepterte løsningen, er den også inkludert i modelleringen. For den *ikke*-preaksepterte løsningen derimot, er det valgt å neglisjere hulakilen, da det antas at den har neglisjerbart bidrag til opptak av krefter.

Overgangen mellom steg og flens i Abaqus FEA er løst gjennom justering av elementnettets grovhet. I tillegg benyttes «*partition cell*», som er individuell inndeling av delene for å oppnå mest mulig rasjonell og god elementinndeling. Dette bidrar til å begrense feilmeldinger og redusere feilkilder.

Elementnettets tetthet defineres ut ifra størrelsen på markører, oftest kalt «*seeds*», som beskrevet i avsnitt 3.7.4. I modelleringsarbeidet er det valgt å benytte tilsvarende størrelse av «*global seeds*» for både stålprofil og betongdel. Utklipp av programvarens kontrollboks for valg av markører kan sees i figur 7.31. For modellering av begge samvirkeløsningene benyttes global markørstørrelse lik 30, som betyr at programvaren tilstreber å dele inn modellen i C3D8R-elementer med sidekanter på 30 mm. Som det fremgår av figur 7.31, benyttes «*curvature control*», som er programvarens egen funksjon for å oppnå jevn elementinndeling rundt krumninger. Kontroll av minste størrelse for markører er ikke definert, kun videreført med standardverdi fra Abaqus FEA.



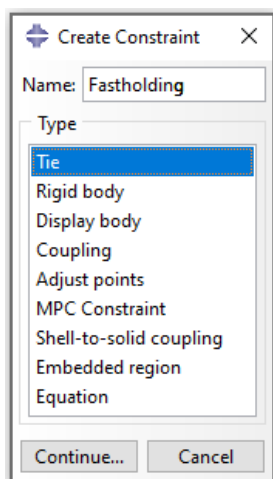
Figur 7.31: Globale markører («*Global Seeds*»)

#### 7.4.5 Samvirke

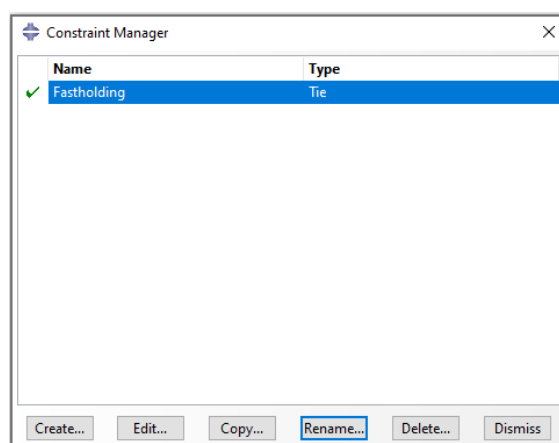
Som det fremgår av tabell 7.1, gjennomføres modelleringen av samvirke mellom stål og betong med ulik tilnærming. Den innledende modelleringen benytter fastholding av materialene gjennom bruk av «*tie constraint*». Denne tilnærmingen danner utgangspunktet for verifisering av håndberegninger, ettersom håndberegningene antar fullstendig samvirke og fastholding av materialene. Samvirke mellom materialer defineres i programvarens modul «*interaction*».

Ettersom Abaqus FEA er et svært avansert program med mange detaljeringsmuligheter, åpner dette for å modellere ulike aspekt tilknyttet samvirkekonstruksjoner. Antagelsen om full tøyningkompatibilitet og tilhørende fastholding av materialene er én tilnærming. Samvirke defineres mellom overkant toppflens og betongens anliggende kontaktflate for den preaksepterte løsningen. For den *ikke*-preaksepterte løsningen defineres samvirkeflaten som innsiden av øvre og nedre steg, samt innside av flens. De tre sidene i u-profilen angis samvirkebetingelser mot anliggende betongflate.

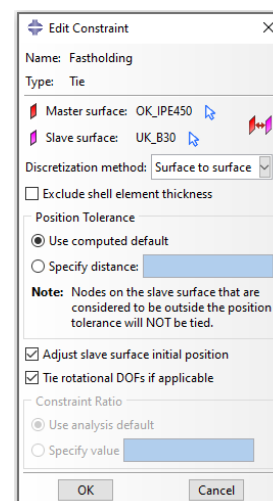
Figur 7.32 til 7.34 illustrerer rekkefølgen på hvordan fastholding defineres i programvaren Abaqus FEA. Endring av fastholdingsegenskaper gjøres i «*edit constraints*». Ettersom elementinndelingen er lik for både stål- og betongdelen, velges konstruksjonsdelen med lavest stivhet som slaveoverflate.



Figur 7.32: 1. «*Create Constraint*»



Figur 7.33: 2. «*Constraint Manager*»



Figur 7.34: 3. «*Edit Constraint*»

For å belyse effekten av friksjon på de to samvirkeløsningene, benyttes friksjonsflater. Friksjonsflater opprettes også gjennom modulen interaksjon i Abaqus FEA. Som beskrevet i 3.7.6, benyttes ulike friksjonskoeffisienter for å vurdere effekten av ulike friksjonsbetingelser. Definerings av friksjonsflater i Abaqus FEA gjøres gjennom modulen «*Create Interaction*». Tilsvarende som for fastholding, må mester- og slaveoverflate defineres. Interaksjonsegenskaper, som friksjonskoeffisient, angis i modulen «*Interaction Property Manager*». I henhold til Eurokode 4 antas det at samvirke mellom materialene bidrar til at fastholdingen er konstant, slik at separering av materialene ikke oppstår. Sikring mot separasjon defineres i interaksjonsegenskapene, der man kan angi at materialene ikke separeres etter initiell kontakt.

Fremgangsmåten for å etablere friksjonsflater er ikke illustrert, ettersom det gjøres på tilnærmet tilsvarende måte som for fastholding.

For den *ikke*-preaksepterte løsningen defineres armeringen gjennom bruk av «*Embedded region*», som vises i listen av ulike fastholdingsbetingelser i figur 7.32. Bruk av denne tilnærmingen baserer seg på å definere modellerte deler som skal inngå og virke i tilknytning til andre deler. Dermed markeres og defineres armeringen som «*Embedded region*», mens betongen angis som «*Host*».

### 7.4.6 Lastvirkninger

De ulike lastvirkningene defineres i Abaqus FEA tilsvarende som for håndberegningen. For å inkludere egenvekt i modelleringen må gravitasjon defineres, der tyngdekraften ( $G$ ) angis som  $9810 \text{ mm/s}^2$ . Lastvirkningene defineres som i beskrevet i avsnitt 7.1.3 — egenvekt, påført egenvekt og nyttelast.

Ved å definere materialenes tetthet ( $\rho$ ) beregnes virkningen av egenvekten automatisk. Videre benyttes flatelast for å definere påført egenlast og nyttelast. Fra avsnitt 7.1.3 er påført egenlast definert lik  $1,0 \text{ kN/m}^2$  og nyttelast  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Det skilles mellom modellering i brudd- og bruks-grensetilstand med hensyn til lastfaktorer. Dette medfører at tilhørende lastfaktorer benyttes for å definere riktige lastvirkninger ut ifra betraktet grensetilstand.

Lastene som angis i Abaqus FEA er dermed gitt som:

$$g_{ULS} = \gamma_g \times g = 1,2 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 1,2 \text{ kN/m}^2 = 0,0012 \text{ N/mm}^2 \quad (7.198)$$

$$g_{SLS} = \gamma_{gSLS} \times g = 1,0 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 1,0 \text{ kN/m}^2 = 0,001 \text{ N/mm}^2 \quad (7.199)$$

$$p_{ULS} = \gamma_p \times p = 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 3,0 \text{ kN/m}^2 = 0,003 \text{ N/mm}^2 \quad (7.200)$$

$$p_{SLS} = \gamma_{pSLS} \times p = 1,0 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2 = 0,002 \text{ N/mm}^2 \quad (7.201)$$

Som for håndberegningen antas det at kreftene virker fordelt over  $b_{eff}$  for begge samvirkeløsningene. Dermed fordeles lastvirkningen jevnt over betongdelen. Utgangspunktet for modelleringen er fritt opplagret statisk system, tilsvarende som for håndberegningen. Det er antatt vertikal fastholding i én ende og både vertikal og horisontal fastholding i den andre enden.

For den preaksepterte løsningen er opplagerbetingelsene definert helt i ytterkant av nedre flens. Tilsvarende for den *ikke*-preaksepterte løsningen er opplagerbetingelsene definert i ytterkant av u-profilens nedre flens. I tillegg er det, for den *ikke*-preaksepterte løsningen, lagt inn opplager i ytre nedre hjørner og i senter av betongdelen. Dette er valgt for å få gjennomført analysen, ettersom kun opplagring av u-profil resulterte i unaturlig rotasjon av tverrsnittet. Opplagringen av betongdelen er også antatt som utgangspunkt for håndberegningen av den *ikke*-preaksepterte løsningen.

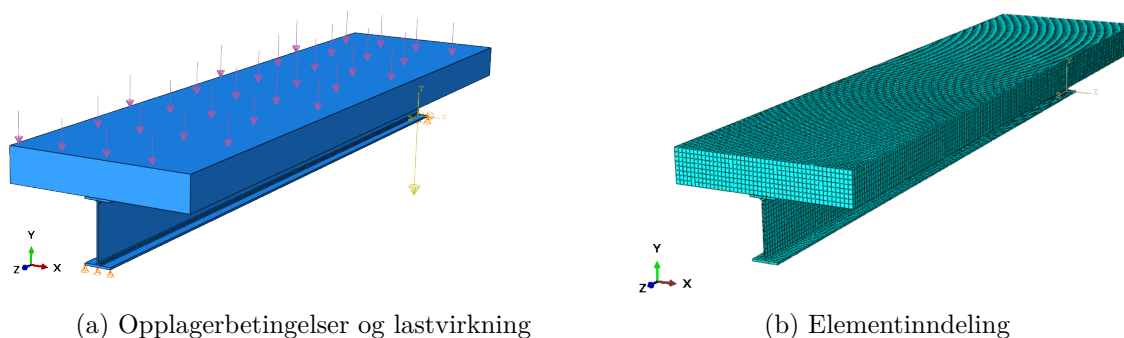
### 7.4.7 Preakseptert løsning

Som det fremgår av tabell 7.1, modelleres den preaksepterte løsningen først. Den første analysen gjennomføres med full fastholding av materialene, for deretter å inkludere friksjon i de påfølgende analysene. Analyseresultatene fra både håndberegningen og de ulike analysene er gitt i tabell 7.5. Det benyttes tilsvarende nummereringssystem som vist i figur 7.7, der 1 tilsvarer overkant betongdel og 6 tilsvarer underkant stålprofil.

#### Opplagerbetingelser og elementinndeling

Utgangspunktet for modelleringen er fritt opplagret statisk system, tilsvarende som for håndberegningen. Det er antatt vertikal fastholding i én ende og både vertikal og horisontal fastholding i den andre enden. For den preaksepterte løsningen er opplagerbetingelsene definert helt i ytterkant av nedre flens. Figur 7.35 illustrerer opplagerbetingelser, lastvirkning og elementinndeling.





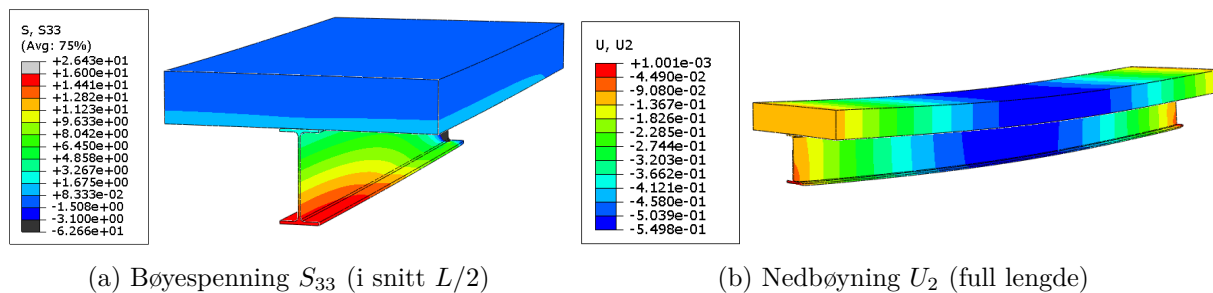
Figur 7.35: Abaqus FEA: preakseptert løsning

## Analyseresultat

Resultatene fra både håndberegningen og de ulike numeriske analysene er gitt i tabell 7.5. Analyse nr. 1.1 utgjør verifikasjonen av håndberegningen, ettersom samvirkebetingelsene er tilsvarende som for håndberegningen. Som det fremgår av tabellen antydes godt samsvar mellom bøyesspenninger og nedbøyning fra håndberegning til bruk av Abaqus FEA. Vertikal skjærspenning er derimot noe avvikende. Likevel antas det at analyseresultatene er nøyaktige nok som utgangspunkt for videre modellering med friksjon. Etter diskusjon med veiledere, antas det at avviket for skjærspenningene kan skyldes forutsetningene for håndberegningen. Formelapparatet for håndberegning av skjærspenninger er i stor grad basert på antagelser og empiri, som kan gi upresise resultater [7, s. 109–111]. Spenningskonsentrasjonen som oppstår som oppstår i overgangen mellom nedre flens og steg kan skyldes de definerte opplagerbetingelsene.

Innføringen av friksjon mellom materialene resulterer i endring av hovedsakelig bøyesspenninger og nedbøyning. Friksjonsflaten gir tilsynelatende reduksjon i samvirke mellom materialene, som dermed øker og gir uavhengig spenningsfordeling i de to materialene. Tilsvarende som for fastholdte materialer, oppstår det en spenningskonsentrasjon i overgangen mellom nedre flens og steg. Nedbøyningen øker også, som følge av redusert samvirke.

Figur 7.36 illustrerer hvordan resultater i Abaqus FEA angis med fargeplot ut ifra påkjenning. Resultatene fremkommer gjennom analyse nr 1.1, der figur 7.36 (a) angir bøyesspenninger og figur 7.36 (b) angir nedbøyning. Bøyesspenningsfordelingen er angitt i snitt  $L/2$ , mens nedbøyningen vises i modellens fulle lengde. Det er valgt å vise fargeplot av analyse nr 1.1 for å illustrere generelt hvordan resultater angis i resultatmodulen av Abaqus FEA.



Figur 7.36: Fargeplot av analyse 1.1 — bøyesspenning og nedbøyning

Tabell 7.5: Analyseresultater, preakseptert løsning

Metode og samvirkebetingelser	Bøyespennning $S_{33}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Skjærspennning $S_{12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Nedbøyning $U_2$ [mm]
Håndberegning (fra avsnitt 7.2.2) Fastholding	$\sigma_{c,1} = -1,008$ $\sigma_{c,2} = 0,384$ $\sigma_{a,2} = 2,446$ $\sigma_{a,6} = 18,401$	$\tau_{c,1} = 0$ $\tau_{c,2} = -0,080$ $\tau_{a,3} = -8,352$ $\tau_{a,4} = -11,137$ $\tau_{a,5} = -4,696$ $\tau_{a,6} = 0$	$\delta_{HB} = -0,554$ (avsnitt 7.2.6)
Abaqus FEA: nr. 1.1 Fastholding ("tie constraint")	$\sigma_{c,1} = -0,865$ $\sigma_{c,2} = 0,268$ $\sigma_{a,2} = 2,544$ $\sigma_{a,6} = 15,618$	$\tau_{c,1} = -0,002$ $\tau_{c,2} = -0,134$ $\tau_{a,3} = -1,230$ $\tau_{a,4} = -0,159$ $\tau_{a,5} = -30,167$ $\tau_{a,6} = -11,550$	$\delta = -0,550$
Abaqus FEA: nr. 1.2 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,4$	$\sigma_{c,1} = -1,372$ $\sigma_{c,2} = 1,260$ $\sigma_{a,2} = -14,619$ $\sigma_{a,6} = 17,460$	$\tau_{c,1} = -0,006$ $\tau_{c,2} = -0,059$ $\tau_{a,3} = -1,520$ $\tau_{a,4} = -0,154$ $\tau_{a,5} = -30,157$ $\tau_{a,6} = -11,549$	$\delta = -1,088$
Abaqus FEA: nr. 1.3 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,2$	$\sigma_{c,1} = -1,422$ $\sigma_{c,2} = 1,353$ $\sigma_{a,2} = -16,199$ $\sigma_{a,6} = 17,686$	$\tau_{c,1} = -0,007$ $\tau_{c,2} = -0,076$ $\tau_{a,3} = -1,446$ $\tau_{a,4} = -0,155$ $\tau_{a,5} = -30,158$ $\tau_{a,6} = -11,549$	$\delta = -1,141$
Abaqus FEA: nr. 1.4 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,1$	$\sigma_{c,1} = -1,446$ $\sigma_{c,2} = 1,399$ $\sigma_{a,2} = -16,980$ $\sigma_{a,6} = 17,772$	$\tau_{c,1} = -0,008$ $\tau_{c,2} = -0,084$ $\tau_{a,3} = -1,408$ $\tau_{a,4} = -0,155$ $\tau_{a,5} = -30,156$ $\tau_{a,6} = -11,549$	$\delta = -1,168$
Abaqus FEA: nr. 1.5 Friksjonsløs kontaktflate $\mu = 0$	$\sigma_{c,1} = -1,469$ $\sigma_{c,2} = 1,445$ $\sigma_{a,2} = -17,770$ $\sigma_{a,6} = 17,859$	$\tau_{c,1} = -0,009$ $\tau_{c,2} = -0,092$ $\tau_{a,3} = -1,380$ $\tau_{a,4} = -0,155$ $\tau_{a,5} = -30,161$ $\tau_{a,6} = -11,551$	$\delta = -1,195$ $\delta_{HB} = -1,047$ (avsnitt 7.2.6)

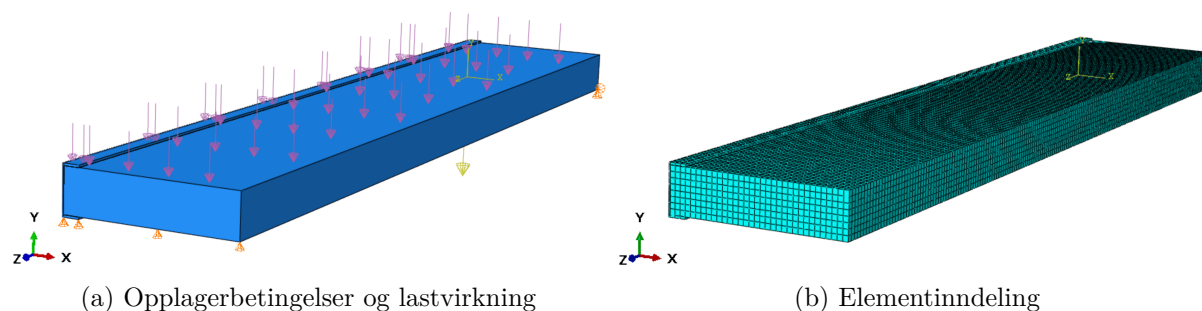
#### 7.4.8 Ikke-preakseptert løsning

Den ikke-preaksepterte løsningen er også modellert med hensyn til betingelsene angitt i tabell 7.1. For å verifisere håndberegningen, modelleres først tverrsnittet med full fastholding og tøyingskompatibilitet mellom materialene. Deretter inkluderes friksjon i analysene, med hensyn til ulike friksjonskoeffisienter. Analyseresultatene er gitt i tabell 7.6, der nummereringssystemet illustrert i figur 7.22 er benyttet. Tallet 1 tilsvare overkant av u-profilet, mens 5 tilsvare underkant.

#### Opplagerbetingelser og elementinndeling

Som for den preaksepterte løsningen er utgangspunktet et fritt opplagret statisk system med vertikal fastholding i én ende og vertikal, samt horisontal fastholding i den andre enden. Opplagerbetingelsene er definert i ytterkant av nedre stålfens og langs nedre betongrand. Valget av opplagerbetingelsene har fremkommet gjennom prøving og feiling, samt diskusjon med veiledere.

Både stålprofilen og betongdelen har definerte opplagerbetingelser for å unngå en u-naturlig rotasjon av tverrsnittet. Systemets opplagerbetingelser antas å være riktige, ettersom den reelle løsningen ved Kanalen Brygge er opplagret tilsvarende i begge ender. Opplagerbetingelser, lastvirkning og elementinndeling er illustrert i figur 7.37.



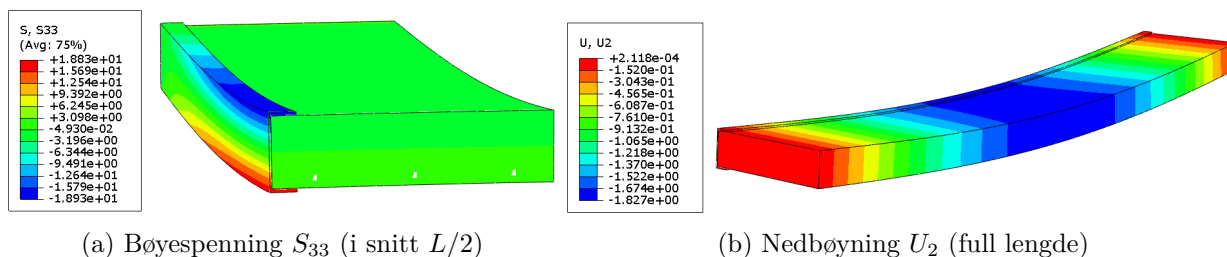
Figur 7.37: Abaqus FEA: *ikke*-preakseptert løsning

## Analyseresultat

Resultatene fra de ulike analysene er gitt i tabell 7.6. Tilsvarende som for den preaksepterte løsningen er første analyse benyttet som en verifikasjon av håndberegningen. Som det fremgår av tabellen er det relativt godt samsvar mellom håndberegning og numerisk analyse. I motsetning til den preaksepterte løsningen samsvarer tallverdiene for skjærspenning over tverrsnittet bedre, men fortegnet angir ulik retning. Tilsvarende som for beregning av den preaksepterte løsningen, baseres formelapparatet på empiri og antagelser, som også her kan gi upresise håndberegnete verdier for skjærspenning [7, s. 109—111].

Det som umiddelbart fremgår av tabellen er effekten av friksjon. For den *ikke*-preaksepterte løsningen har friksjon liten innvirkning, sammenlignet med den preaksepterte. Analyseresultatene forandres svært lite, noe som indikerer at tverrsnittet er lite påvirket av friksjonsbetingelsene. Nedbøyningen er også lite påvirket av ulike samvirkeegenskaper og friksjon. Oppbygning av det sammensatte tverrsnittet med stadium I for betong, tyder på at friksjon ikke påvirker egenskapene i særlig grad, hverken i brudd- eller bruksgrensetilstand.

Figur 7.38 illustrerer fargeplot som følge av lastvirkningen på den *ikke*-preaksepterte løsningen. De aktuelle resultatene, bøyepenninger og nedbøyning, fremkommer for analyse nr. 2.3 som innbefatter friksjonsflate og tilhørende friksjonskoeffisient  $\mu = 0,2$ . Som i forrige avsnitt er fordelingen av bøyepenninger gitt i snitt  $L/2$ , mens nedbøyningen er illustrert i modellens fulle lengde.



Figur 7.38: Fargeplot av analyse 2.3 — bøyepenninger og nedbøyning

Tabell 7.6: Analyseresultater, *ikke*-preakseptert løsning

Metode og samvirkebetingelser	Bøyespennning $S_{33}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Skjærspennning $S_{12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Nedbøyning $U_2$ [mm]
Håndberegning (fra avsnitt 7.3.7) Fastholding	$\sigma_{a,1} = -22,870$ $\sigma_{c,2} = -3,125$ $\sigma_{c,4} = 3,075$ $\sigma_{a,5} = 22,541$	$\tau_{a,1} = -0,033$ $\tau_{a,2} = -0,062$ $\tau_{a,3} = -0,084$ $\tau_{c,3} = -0,149$ $\tau_{a,4} = -0,061$ $\tau_{a,5} = 0,032$	$\delta_{HB} = -1,758$ (avsnitt 7.3.6)
Abaqus FEA - nr. 2.1 Fastholding ("tie constraint")	$\sigma_{a,1} = -18,451$ $\sigma_{c,2} = -2,481$ $\sigma_{c,4} = 2,447$ $\sigma_{a,5} = 18,658$	$\tau_{a,1} = 0,013$ $\tau_{a,2} = 0,024$ $\tau_{a,3} = -0,051$ $\tau_{c,3} = 0,096$ $\tau_{a,4} = 0,075$ $\tau_{a,5} = 0,026$	$\delta = -1,811$
Abaqus FEA - nr. 2.2 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,4$	$\sigma_{a,1} = -18,451$ $\sigma_{c,2} = -2,481$ $\sigma_{c,4} = 2,450$ $\sigma_{a,5} = 18,307$	$\tau_{a,1} = -0,098$ $\tau_{a,2} = 0,190$ $\tau_{a,3} = 0,149$ $\tau_{c,3} = 0,094$ $\tau_{a,4} = -0,168$ $\tau_{a,5} = -0,048$	$\delta = -1,826$
Abaqus FEA - nr. 2.3 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,2$	$\sigma_{a,1} = -18,488$ $\sigma_{c,2} = -2,490$ $\sigma_{c,4} = 2,458$ $\sigma_{a,5} = 18,381$	$\tau_{a,1} = -0,097$ $\tau_{a,2} = 0,192$ $\tau_{a,3} = 0,152$ $\tau_{c,3} = 0,094$ $\tau_{a,4} = -0,172$ $\tau_{a,5} = -0,045$	$\delta = -1,827$
Abaqus FEA - nr. 2.4 Kontaktflate med friksjon $\mu = 0,1$	$\sigma_{a,1} = -18,468$ $\sigma_{c,2} = -2,490$ $\sigma_{c,4} = 2,458$ $\sigma_{a,5} = 18,410$	$\tau_{a,1} = -0,096$ $\tau_{a,2} = 0,193$ $\tau_{a,3} = 0,154$ $\tau_{c,3} = 0,094$ $\tau_{a,4} = -0,175$ $\tau_{a,5} = -0,044$	$\delta = -1,827$
Abaqus FEA - nr. 2.5 Friksjonsløs kontaktflate $\mu = 0$	$\sigma_{a,1} = -18,440$ $\sigma_{c,2} = -2,491$ $\sigma_{c,4} = 2,457$ $\sigma_{a,5} = 18,439$	$\tau_{a,1} = -0,095$ $\tau_{a,2} = 0,194$ $\tau_{a,3} = 0,156$ $\tau_{c,3} = 0,094$ $\tau_{a,4} = -0,177$ $\tau_{a,5} = -0,042$	$\delta = -1,827$ $\delta_{HB} = -1,818$ (avsnitt 7.3.6)

## 8 | Diskusjon

Med bakgrunn og utgangspunkt i forprosjektet, har denne rapporten hatt som overordnet mål om å gå dypere inn i teori og dimensjoneringsgrunnlag, samt gjennomføre numerisk analyse av samvirkekonstruksjoner. Kapittelet er derfor delt inn i hensiktsmessige avsnitt for å kunne diskutere både dagens og fremtidens bruk av samvirkekonstruksjoner i boligbygg med hensyn til teori, beregnings- og modelleringsresultat.

Samvirkekonstruksjoner og oppbygningen av ulike preaksepterte tverrsnitt er generelt veldokumentert og utprøvd. Utfordringen for problemstillingen i dette arbeidet har vært å knytte faglitteratur og publikasjoner til en samvirkeløsning som *ikke* er preakseptert. Derfor er faglitteratur benyttet, med prinsipper fra Eurokode 4, for å etablere dimensjoneringsgrunnlag for den *ikke*-preaksepterte samvirkeløsningen.

I prosjektarbeidet er det betraktet to samvirkeløsninger som er fundamentalt forskjellig. Den ene løsningen er kjent, gjennomarbeidet og med dokumenterte egenskaper. Den andre løsningen er derimot helt ukjent og udokumentert. Dermed finnes det også lite beregningsgrunnlag. Beregningsgrunnlaget er derfor utviklet både gjennom forprosjektet og diskusjon med fagpersoner og veiledere. Et viktig aspekt har vært hvorvidt Eurokode 4 kan benyttes direkte for den *ikke*-preaksepterte løsningen. Mye kunnskap og teori er fremkommet ved å trekke paralleller fra gjeldende Eurokoder til faglitteratur, men også gjennom diskusjon med veildere og fagpersoner.

### 8.1 Bruddgrensetilstand

Både preakseptert og *ikke*-preakseptert samvirkeløsning ble fullstendig dimensjonert med kapasitetsberegning. Den preaksepterte løsningen er dimensjonert og modellert først, som et referansegrunnlag, før tilsvarende prosess er gjennomført for den *ikke*-preaksepterte løsningen. Der det har vært mulig og praktisk gjennomførbart, er formelapparat for dimensjonering av preaksepterte løsninger også benyttet for dimensjoneringen av den *ikke*-preaksepterte løsningen. Denne tilnærmelsen baseres på antagelse om sammenfallende beregningsgang for begge samvirkeløsninger. Kun den ene av de to betraktede samvirkeløsningene kunne beregnes direkte etter Eurokode 4. Beregningsgangen for den *ikke*-preaksepterte løsningen er derfor basert på enkelte forutsetninger, men antas å være i henhold til de prinsipper som foreskrives av samvirkestandarden.

For å kunne modellere og gjennomføre numeriske analyser, var det avgjørende å ha et beregningsgrunnlag for å kunne verifisere analyseresultatene. Prosessen for å komme frem til referanseverdier gjennom håndberegning var til tider krevende og arbeidssom.

Tidkrevende beregningsgang skyldes i hovedsak at de to samvirkeløsningene er dimensjonert gjennom håndberegning. Til tross for at den ene løsningen er kjent, viste det seg likevel at mange forhold måtte avklares og vurderes. Tilsvarende for den *ikke*-preaksepterte løsningen, selv om tankegangen og beregningsprosessen kunne overføres eller i enkelte tilfeller gjentas fra forprosjektet.

Tidlig i prosessen og utviklingen av prosjektarbeidet, ble det valgt å betrakte én preakseptert samvirkeløsning og én *ikke*-preakseptert samvirkeløsning. Defineringen av tverrsnitt for den preaksepterte løsningen ble valgt som et regneeksempel for å beregne og vurdere samvirkeprinsipper i henhold til Eurokode 4. Sammenlignet med den *ikke*-preaksepterte løsningen, kunne det preaksepterte tverrsnittet vært redusert for å illustrere et tverrsnitt som i praksis ville vært mer rasjonelt å benytte i et boligbygg. Likevel gir den preaksepterte løsningen godt referansegrunnlag for vurdering av samvirke med hensyn til ulike samvirkebetingelser.

For kapasitetsberegning i bruddgrensetilstand angir ikke Eurokode 4 eksplisitte uttrykk, men beskriver beregningstilnærming i henhold til elastisitets- eller plastisitetsteori. Beregningen av momentkapasitet er gjennomført med hensyn til både elastisitets- og plastisitetsteorien for den preaksepterte løsningen. Momentkapasitet for den *ikke*-preaksepterte løsningen er derimot beregnet kun ut ifra plastisitetsteori, ettersom det selvutviklede formelapparatet er basert på fullt utnyttede materialer. For å vurdere innvirkningen av samvirke på momentkapasitet for den *ikke*-preaksepterte løsningen, er det valgt å beregne momentkapasitet både med og uten tøyningsskompatibilitet. Betragtningen av tverrsnittet med fullt samvirke og kraftoverføring resulterte i kapasitetsøkning på cirka 20 %, sammenlignet med uavhengige materialer uten tøyningsskompatibilitet. Samvirke bidrar til økning i momentkapasitet, men økningen må likevel vurderes mot tidsbruk for dimensjonering.

Sammenlignet med Eurokode 2, er bruk av Eurokode 4 mindre konservativt. Dette skyldes den dimensjonerende trykkfastheten for betong,  $f_{cd}$ , som endrer seg mellom de to standardiseringene. I henhold til Eurokode 4 benyttes faktoren  $\alpha_{cc} = 1,0$ , mens Eurokode 2 foreskriver  $\alpha_{cc} = 0,85$ . Faktoren skal ivareta ulike virkninger av langtidslast på trykkfastheten og har direkte innvirkning på kapasitetsberegningene. I dette prosjektarbeidet er det konsekvent benyttet dimensjonerende trykkfasthet etter Eurokode 4. Dermed vil kapasitetsberegningene være høyere og mindre konservative enn ved å benytte den foreskrevne kapasiteten etter Eurokode 2. For konstruksjonsstål endres ikke dimensjonerende fasthet mellom Eurokode 4 og Eurokode 3.

Endringen i betongdimensjoneringen og tilhørende faktor  $\alpha_{cc}$  skyldes ulike dimensjoneringstilnærminger i ulike land. Tradisjonelt dimensjoneres betongkonstruksjoner etter en konservativ tilnærming i Norge, der faktoren  $\alpha_{cc} = 0,85$  benyttes. Tilsvarende benyttes verdien  $\alpha_{cc} = 1,0$  i andre land. Selv om bruken av mindre konservative tilnærminger strider mot norsk ingeniørpraksis, er dette verdier man må forholde seg til ved dimensjonering etter samvirkestandarden. Verdier og prinsipper i Eurokode 4, og Eurokodene generelt, er utarbeidet i europeisk samråd der representanter for medlemsnasjonene diskuterer og fastsetter innholdet. Dermed er faktoren overført til grunnlaget for prosjektering av samvirkekonstruksjoner og benyttet i den norske versjonen av Eurokode 4.

Tilsvarende som for momentkapasitet, beregnes skjærkapasitet både i henhold til elastisitets- og plastisitetsteori for den preaksepterte løsningen. For den *ikke*-preaksepterte løsningen er kun beregning i henhold til plastisitetsteori gjennomført. Plastisk skjærkapasitet for preaksepterte løsninger er i henhold til Eurokode 4 definert som kapasiteten av tverrsnittets ståldel.

Ved å fullstendig neglisjere betongens bidrag til vertikal skjærkapasitet benyttes en svært konservativ tilnærming. Kapasitetsberegningen av den preaksepterte løsningen er gjennomført med hensyn til Eurokode 4. For den *ikke*-preaksepterte løsningen derimot, tas det utgangspunkt i Eurokode 4, men et bidrag fra betongdelen inkluderes. Denne tilnærmingen er valgt etter diskusjon med ekstern veileder og betongforeleser ved NTNU, ettersom det fremstår i overkant konservativt å neglisjere betongens bidrag til skjærkapasitet.

Kapasitetsberegningene og modelleringen er basert på effektiv bredde og snitt av en større konstruksjonsdel. Beregningsresultatene gir en god indikasjon på samvirkeeffekten og danner utgangspunktet for vurdering og numeriske analyser. Resultatene representerer dermed samvirkeeffekten for det betraktede tverrsnittet. Dette betyr at dersom man skal gi en helhetlig vurdering av samvirkeeffekten, bør hele betongbredden og den globale konstruksjonen vurderes. Likevel gir de betraktede tverrsnittene et godt utgangspunkt for å kunne vurdere samvirkeeffekten både med og uten friksjon.

## 8.2 Bruksgrensetilstand

For å vurdere effekten av samvirke i bruksgrensetilstand ble bøyestivheten,  $EI$ , beregnet for begge samvirkeløsningene. I tillegg til verifisering av håndberegningen, er bøyestivheten viktig for å vurdere samvirkeeffekten på nedbøyning. Bøyestivheten for begge samvirkeløsningene ble beregnet både med og uten tøyingskompatibilitet. Tilnærmelsen ble valgt for å danne et beregningsmessig inntrykk av hvordan bøyestivheten påvirkes av samvirke. Vurdering av bøyestivheten uten samvirke ble gjort ved å addere bidragene fra materialene. Samvirkeberegningene baseres på antagelse om at materialene fungerer uavhengig, men allikevel bidrar til en felles bøyestivhet. Påfølgende ble begge løsningene vurdert og betraktet med fullt samvirke. Den grunnleggende tankegangen for beregning av bøyestivhet med fullt samvirke er tøyingskompatibilitet, som medfører at tøyingsendringen i stålprofilen til enhver tid tilsvarer tøyingsendringen i betongdelen.

Den forenklete tilnærmelsen, der materialene betraktes som uavhengige, baseres på addisjon av materialbidragene. Denne beregningen ble gjennomført for å danne et sammenligningsgrunnlag. Til tross for forenklet tilnærming, gir beregningen en indikasjon på felles bøyestivhet uten samvirke.

Dimensjonering og vurdering i både brudd- og bruksgrensetilstand er basert på antagelse om betong i stadium I. Denne antagelsen forutsetter at hele betongtverrsnittet er urisset, aktivert og bidrar til å oppta krefter. I tillegg forutsettes betongtverrsnittet å motstå nedbøyning som følge av de påkjente lastvirkningene. Ettersom betongtverrsnittet er urisset økes bidraget til bøyestivheten betraktelig, sammenlignet med et risset tverrsnitt. Samvirke mellom materialer bidrar, både med risset og urisset betong, til økt bøyestivhet som igjen reduserer nedbøyning i bruksgrensetilstand.

De to betraktede samvirkeløsningene er forskjellige både med hensyn til geometri og beregningsgang. Den preaksepterte løsningen er beregnet direkte etter Eurokode 4. Uttrykk for dimensjonering er utledet gjennom bruk av Eurokode 4 i kombinasjon med faglitteratur tilknyttet preaksepterte samvirkeløsninger. I henhold til Eurokode 4 inkluderes ikke armeringsbidrag i bøyestivheten for urisset tverrsnitt. Ettersom standarden er fulgt så nøyaktig som mulig, inngår ikke armeringen som en del av bøyestivheten for den preaksepterte løsningen. Til tross for at armeringen utgjør et komparativt lite bidrag til den totale bøyestivheten, er denne beregningstilnærmingen konservativ.

Ettersom den *ikke*-preaksepterte løsningen er beregnet med bakgrunn i egendefinerte uttrykk, er det valgt å ta hensyn til armeringsbidraget i bøyestivheten. Også for denne konstruksjonsløsningen har armeringsbidraget liten innvirkning på den endelige bøyestivheten. Likevel inkluderes armeringsbidraget i beregningen av bøyestivheten, da det antas for konservativt å neglisjere bidraget. Selv om tilnærmelsen ikke sammenfaller direkte med foreskrivelsen i Eurokode 4, antas beregningen og tankegangen å være tilstrekkelig for rasjonell dimensjonering av en samvirkekonstruksjon.

I motsetning til forprosjektet, er det antatt stadium I for betongdelen. Beregninger fra forprosjektet ble gjort med antatt risset tverrsnitt i stadium II. Risset tverrsnitt resulterte i omkring 30 % økning i bøyestivheten med full tøyingskompatibilitet, sammenlignet med uavhengige materialer. Beregningene fra avsnitt 7.3.5 viser svært liten økning i bøyestivhet fra uavhengige materialer til full tøyingskompatibilitet. I hovedsak skyldes dette bidraget fra den armerte betongdelen, der hele tverrsnittet er aktivert. Dette står i stor kontrast til stadium II beregninger, der kun trykksonen i betongdelen er aktivt. Følgelig gir et urisset betongtverrsnittet et betydelig større bidrag til den totale bøyestivheten, enn et risset betongtverrsnitt.

Ved å innføre samvirke mellom materialer, forventes økt kapasitet og forbedrede egenskaper. Det er derfor oppsiktsvekkende at bøyestivheten for den *ikke*-preaksepterte løsningen i liten grad påvirkes av samvirke. Likevel er det ikke helt uventet, ettersom stadium I ligger til grunn for beregningene. For et urisset tverrsnitt, der u-profilet betraktes som armering, vil kun den opprinnelige strekkarmeringen bidra til forskyvning av nøytralaksen. Dette skjer fordi tverrsnittet er symmetrisk om horisontal akse, der bidragene fra u-profilet og betongdelen kansellerer hverandre. Sammenlignet med uavhengige materialer, resulterte etablering av samvirke i kun 5 % økning av bøyestivhet. For den *ikke*-preaksepterte løsningen i bruksgrensetilstand, med betong i stadium I, har samvirke nærmest ubetydelig effekt.

Beregningen av bøyestivhet for begge tverrsnittene er basert på kjente prinsipper fra mekanikk, med utgangspunkt i parallellakse-teoremet/Steiners formel for rektangulære deler. For den *ikke*-preaksepterte løsningen med tøyingskompatibilitet, antas u-profilet å inngå som en del av armeringen. Stålprofilet deles dermed opp og bidrar som henholdsvis strekk- og trykkarmering. For beregningen av disse bidragene, er hulkilene neglisjert. Dermed vil det oppstå et avvik mellom beregningen med full tøyingskompatibilitet og uavhengige materialer, ettersom hulkilene neglisjeres. Bidraget fra hulkilenes 2. arealmoment antas likevel å være neglisjerbart og ha svært liten innvirkning på bøyestivheten. For den preaksepterte løsningen er hulkiler inkludert i beregningen av bøyestivhet både med og uten samvirke.

Effekten av samvirke er svært avhengig av tverrsnittets oppbygning og utforming. For den preaksepterte løsningen resulterte fullt samvirke i omtrent 90 % økning av bøyestivhet, som må kunne betraktes som betydelig. Økningen skyldes i hovedsak stor avstand mellom stålprofilets og betongdelens nøytralakse, som gjennom samvirke og felles nøytralakse gir betydelig bidrag til bøyestivheten. Sammenlignet med den *ikke*-preaksepterte løsningen, der fullt samvirke ga et utslag på kun 5 %, illustrerer dette betydningen av tverrsnittets oppbygning med hensyn til felles nøytralakse. Det kan derfor argumenteres for at den *ikke*-preaksepterte løsningen, med betongdel i stadium I, ikke vil ha rasjonell nytte av å etablere samvirke. Dette fremkommer som en direkte virkning av liten økning og forbedring av kapasiteter i både brudd- og bruksgrensetilstand.



### 8.3 Numerisk analyse

Modellering og numerisk analyse gjennom bruk av programvaren Abaqus FEA har inngått som en viktig del av prosjektarbeidet. Bruk av programvare for modellering og analyse ble valgt som en naturlig viderføring av arbeidet med forprosjektet. I tillegg åpner bruk av avansert programvare for å kunne analysere tverrsnitt med faktorer og innvirkninger som er svært komplekst å gjennomføre med håndberegninger. Dermed har det vært et naturlig mål fra oppstarten av prosjektet å tilegne kunnskap rundt programvaren og bruk av denne, for å både kunne verifisere håndberegningsresultat og tilføre modellen kompleksitet gjennom implementering av friksjon.

Referansemotmodellering, som beskrevet i avsnitt 6.3, har vært en nyttig og effektiv arbeidsmetode. Metoden har fungert godt for å tilegne kunnskap og utvikle analysemodeller. I tillegg har metoden bidratt til læring gjennom prøving og feiling med ulike materialegenskaper og lastvirkninger. Tilnærmingen ble diskutert med veiledere tidlig i arbeidsprosessen. Bruken av referansemotmodellering har ikke bare vært viktig for å utvikle kunnskap, men også for å knytte håndberegninger til de numeriske analysene.

En generell tommelfingerregel ved bruk av analyseverktøy er å ha et spesifikt mål eller presisert problemstilling klar før modelleringen tiltar. Ettersom analyseverktøy som Abaqus FEA er kompleks, er det viktig å ha en gjennomføringsplan for analysene. Dette er også én av grunnene til at referansemotmodellering er benyttet, ettersom metoden åpner for enklere å kunne kartlegge hva som faktisk skal undersøkes. I tillegg må man være klar over at en numerisk analyse i stor grad avhenger av hvilke data som er definert av brukeren selv, slik at analyseresultat bør alltid verifiseres eller vurderes mot for eksempel håndberegninger.

For å knytte håndberegningene mot de numeriske analysene og etablere en verifikasjon, ble det valgt å definere lineære materialegenskaper. Valget av materialegenskaper ble diskutert med veiledere tidlig i prosjektprosessen, og det ble valgt å benytte en elastisk perfekt-plastisk tilnærming for materialegenskapene. Stål, betong og armering ble definert elastisk perfekt-plastisk i henhold til anvisninger i Eurokode 4, 3 og 2. Dermed er ikke fastningskurve for stålmaterialene inkludert i analysene, hvilket gir en mindre realistisk materialoppførsel. Materialene definert etter gjeldende standarder og materialmodellene er sammenfallende for både håndberegninger og numerisk analyse.

Materialmodellene som er benyttet, med elastisk perfekt-plastisk relasjon, gir likevel en god indikasjon på effekten av samvirke med og uten friksjon. Dette skyldes at analyseresultatene verifiseres mot håndberegningene, som viser relativt små avvik i spenningsfordeling og nedbøyning. Likevel, for å oppnå en mer realistisk modellering, kunne ikke-lineære egenskaper vært inkludert. Ettersom problemstillingen og omfanget av prosjektet er knyttet til både dimensjonering og modellering, ble det valgt elastisk perfekt-plastiske materialmodeller. Slike materialmodeller benyttes også vanligvis i dimensjoneringsammenheng.

Ettersom betong i praksis har ikke-lineære materialegenskaper, gir antagelsen om elastisk perfekt-plastisk materialmodell mindre realistiske analyseresultat. Likevel er betongegenskapene definert i henhold til anvisninger i Eurokode 2, som åpner for bruk av en slik materialmodell. For å etablere en fullverdig og realistisk materialmodell for betong, bør ikke-lineære materialegenskaper inkluderes. Dette er omtalt i kapittel 10.

Som det fremgår av analyseresultatene for den preaksepterte løsningen (tabell 7.5) og *ikke*-preakseptert løsning (tabell 7.6) påvirkes de to vidt forskjellig av samvirke og friksjon. Begge løsningene oppnår positive forbedringer med hensyn til spenningsfordeling og nedbøyning ved implementering av full tøyingskompatibilitet. Forskjellene tydeliggjøres når friksjonsflater mellom materialene innføres. Friksjon mellom materialene gir en reduksjon i samvirke for den preaksepterte løsningen, mens den *ikke*-preaksepterte løsningen påvirkes i svært liten grad.

Gjennom håndberegningen ble det beregningsmessig påvist at etablering av samvirke hadde stor påvirkning på egenskapene for det preaksepterte tverrsnittet. Analyseresultatene underbygger disse resultatene, da tverrsnittets egenskaper endres markant fra uavhengige material til fastholdte materialer med full tøyingskompatibilitet. Innføringen av friksjonsflate mellom materialene gir en betydelig reduksjon i samvirke og spenningsfordelingen over tverrsnittet tilsier uavhengige materialer. Som et resultat av samvirke er det ønskelig å oppnå en felles spenningsfordeling. Med friksjonsflate for den preaksepterte løsningen oppnås én spenningsfordeling over betongdelen og en annen for stålprofilet. Dermed kan det argumenteres for at friksjon gir mindre gunstig spenningsfordeling, som kan unngås ved å etablere full fastholding mellom materialene.

Analysene av den preaksepterte løsningen gir god overensstemmelse mellom håndberegning og numerisk analyse. Både bøyepeningene og nedbøyningen samsvarer godt fra håndberegning til analyseresultatene. I overgangen mellom flens og nedre steg oppstår det en konsentrasjon av skjærspenninger, uavhengig av samvirkebetingelser. Til tross for enkelte avvik mellom håndberegningen og analysene, antas resultatene som gyldige. Etter diskusjon med intern veileder antas det at skjærspenningskonsentrasjonen i overgangen fra steg til nedre flens kan skyldes en ikke-lineær effekt.

Håndberegningen av den *ikke*-preaksepterte løsningen antyder en betraktelig mindre påvirkning ved innføring av samvirke. Tilsvarende viste seg gjennom numerisk analyse, der innføring av samvirke ga lite endring i spenningsfordeling og nedbøyning, sammenlignet med uavhengige materialer. Innføringen av friksjonsflater påvirket resultatene i liten grad og det ble kun minimale forandringer i spenningsfordelingen, både for bøy-, og skjærspenninger. Som for analysene av den preaksepterte løsningen, oppstår det uventede skjærspenninger. Til tross for å være av samme størrelsesorden, antyder skjærspenningenes fortegn at de virker i motsatt retning fra håndberegning til analysene i Abaqus FEA. Uavhengig av mindre avvik fra håndberegningen til analysen, antas analysene av den *ikke*-preaksepterte løsningen i sin helhet å gi et godt bilde på hvilken effekt samvirke har, både med og uten friksjon.

Abaqus FEA gjennomfører analyser med en helt annen tilnærming enn håndberegningen. Derfor kan direkte sammenligning av blant annet skjærspenninger gi avvik. Dette skyldes i hovedsak at resultatene fra håndberegningen benytter uttrykk som i stor grad baserer seg på antagelser og empiri. Blant annet forutsetter håndberegningen at skjærspenningen fordeles jevnt over tverrsnittsbredden. For de to betraktede tverrsnittene, med  $b > h$ , vil tverrkontraksjonseffekter ha innvirkning. I tillegg forutsetter håndberegningen av skjærspenning at randbetingelsene tilfredsstilles ved at spenningen går mot null i over- og underside av tverrsnittet. Gjennom bruk av Abaqus FEA gjøres andre forutsetninger, som avgir resultatene direkte og mer presist gjennom integrasjon.

Dimensjoneringen av begge de betraktede samvirkeløsningene er gjennomført etter direkte eller prinsipiell bruk av Eurokode 4. Dermed er boltedybler hensyntatt og kapasitetsberegnet.

For modelleringene er samvirke etablert gjennom fastholding eller friksjonsflater. Boltedyblene er dermed ikke modellert i sin helhet eller vurdert med hensyn til stivhet. Dette vil kunne ha innvirkning på både spenningsfordelingen og nedbøyning, men det antas likevel at analyseresultatene er gyldige da prinsippene for samvirke er ivaretatt gjennom dimensjonering og modellering.

Analysene for begge samvirkeløsningene tilsier at betongens strekkapasitet er overskredet i nedre del av betongtverrsnittet. Det vil derfor oppstå rissdannelser. For å ivareta et realistisk perspektiv, bør derfor videre analyser baseres på betong i stadium II eller bruk av en ikke-lineær materialmodell i Abaqus FEA.

## 8.4 Preaksepterte samvirkeløsninger

Bruken av preaksepterte samvirkeløsninger i boligbygg er sjelden eller i stor grad ikke-eksisterende. Dokumentasjon og kapasitetsberegning må foreligge for å etablere en preakseptert løsning, hvilket er kostbart og tidkrevende. Gjennom prosessen med dette prosjektet har det vist seg hvor mye arbeid som ligger bak fullstendig dimensjonering og modellering av en konstruksjonsløsning. Selv om dette arbeidet ikke dekker i nærheten av nødvendig dokumentasjon, gir det likevel en pekepinn på omfanget som kreves for å etablere en preakseptert løsning.

Den betraktede løsningen der u-profil og betongdel virker sammen, resulterte i minimal forbedring. Dette skyldes i hovedsak betongtilstanden som påvirker hele samvirketverrsnittet. Likevel er forbedringen for lav dersom man vurderer kapasitetsendring mot tiden som har medgått for å komme frem til resultatene. Dette vil være en sterk faktor for å *ikke* benytte det betraktede *ikke*-preaksepterte tverrsnittet med hensyn til samvirke.

I Eurokode 4 defineres og beskrives ulike preaksepterte samvirketverrsnitt. Felles for alle illustrerte tverrsnitt er symmetri om vertikalaksen. Det betraktede *ikke*-preaksepterte tverrsnittet er ikke symmetrisk om vertikalaksen og har gjennom både beregning og analyse påvist liten effekt av samvirkeetablering. Dette skyldes i hovedsak tverrsnittets oppbygning, og samvirke mellom u-profil og betongdel vil ha liten gevinst. Den lave gevinsten fremkommer som et resultat av at både u-profilet og betongdelen betraktet hver for seg vil ha omtrent sammenfallende nøytralakse.

Ved å betrakte materialene som fastholdte og med full tøyingskompatibilitet, oppnås den gunstigste spenningsfordelingen over tverrsnittet for begge de betraktede løsningene. Etableringen av samvirke gir, med den betraktede lastvirkningen og tilhørende opplagerbetingelser, trykk i betongdelen og strekk i ståldelen av tverrsnittet. Dette er likevel en sannhet med modifikasjoner, da den *ikke*-preaksepterte løsningen vil ha en spenningsfordeling som gir både strekk og trykk i både stål- og betongdel. Dette er likevel et tilfredsstillende resultat, da samvirke mellom de to materialene hindrer separering og gir fastlåsing, samt torsjonslås.

Etableringen av samvirke gjennom full tøyingskompatibilitet kan antas som den mest konservative, ettersom den gir en tilnærmet ønskelig spenningsfordeling. I tillegg tilfredsstillende full tøyingskompatibilitet det foreskrevne kravet om motstand med hensyn til separering og glidning i lengderetning. Det kan derfor argumenteres om at det foreskrevne kravet i Eurokode 4, der friksjon og heft mellom materialene neglisjeres, er gyldig og bør tilstrebes både ved dimensjonering og modellering av samvirkekonstruksjoner.

## 9 | Konklusjon

Samvirke mellom materialer er ensbetydende med økt kapasitet, forbedrede egenskaper og reduksjon i materialbruk. Forbedringsgraden er likevel avhengig av tverrsnittet. Sammenlignet med uavhengige materialer, økte bøyestivheten for den *ikke*-preaksepterte løsningen med 5% og den preaksepterte økte med hele 90%. Dermed må effekten av samvirke beregnes individuelt for ulike konstruksjonsløsninger. Til tross for at samvirke gir forbedrede egenskaper, er ikke nødvendigvis graden av forbedring tilstrekkelig for å konkurrere mot tradisjonelle løsninger uten samvirke.

Forskerspørsmålet for denne oppgaven er basert hovedsakelig på dimensjonering og numerisk analyse av to ulike samvirkeløsninger, med hensyn til Eurokode 4. For å kunne svare på forskerspørsmålet og samtidig innsnevre omfanget av prosjektet, er det definert tre underspørsmål. De tre underspørsmålene bidrar til å gi større innsikt, ettersom hvert spørsmål tar for seg viktige aspekter knyttet til dimensjonering, modellering og bruk av samvirkeløsninger i dag. Gjennom arbeid med prosjektet har ny kunnskap blitt til. Dette muliggjør å se sammenhenger mellom dimensjonering, modellering og viktige samvirkeprinsipp. Dermed kan forskerspørsmålet besvares:

### ***Hvordan kan samvirketverrsnitt for boligbygg dimensjoneres og modelleres med hensyn til preakseptering, bruk av Eurokode 4 og numerisk analyse?***

- Dimensjoneringsprinsippene fra Eurokode 4 kan følges for preakseptert- og *ikke*-preakseptert løsning, men enkelte beregningsmessige tilnærmelser og antagelser må gjøres.
- Abaqus FEA kan benyttes for modellering og analyse av samvirkeløsninger for verifisering av håndberegning, samt vurdering av ulike tverrsnittsutførelser og samvirkebetingelser.
- Analyseresultatene fra Abaqus FEA kan inngå som en del av dokumentasjonen for etablering av nye, preaksepterte samvirkeløsninger.

### ***I) Hvordan påvirkes samvirketverrsnittets egenskaper av friksjon mellom materialene?***

- Påvirkning av egenskaper avhenger i stor grad av tverrsnittsutførelse og felles nøytralakse.
- For den preaksepterte løsningen resulterte innføring av friksjon i redusert samvirke, økt spenningsfordeling og nedbøyning, sammenlignet med fastholdte materialer.
- For den *ikke*-preaksepterte løsningen ga innføring av friksjon kun små endringer med hensyn til både spenningsfordeling og nedbøyning, sammenlignet med fastholdte materialer.
- Dimensjonering og modellering av samvirkeløsninger bør følge anvisningen i Eurokode 4, som foreskriver full tøyingskompatibilitet og forhindring av separering og glidning i lengderetning.

**II) *Hvorfor neglisjeres som oftest samvirkeløsninger i dimensjonering av boligbygg?***

- Skyldes i stor grad mangel på preaksepterte samvirkeløsninger egnet for bruk i boligbygg.
- Tidkrevende og dermed kostbar prosjektering som i mange tilfeller blir utkonkurrert av tradisjonelle løsninger uten samvirke.
- Enkelte *ikke*-preaksepterte samvirkeløsninger, som den betraktede i dette prosjektet, vil kun gi marginal forbedring av egenskapene ved innføring av samvirke — med betong i stadium I.
- Konservativ byggeindustri som foretrekker kjente og tradisjonelle konstruksjonsløsninger.

**III) *Hvilke egenskaper og kapasiteter må dokumenteres for å muliggjøre preakseptering av en samvirkeløsning?***

- Utarbeidelse og etablering av preaksepterte løsninger baseres på testing, verifisering og dokumentasjon for å sikre at både fysisk og teoretisk kapasitet er tilstrekkelig.
- Som for tradisjonelle konstruksjoner, må også kapasiteten til samvirkekonstruksjoner påvises i henhold til Eurokode 4 med hensyn til kjente feilmekanismer i bruddgrensetilstand.
- Oppfylning av krav om kapasitetspåvisning i henhold til Eurokode 4 og dokumentasjon i henhold TEK17 muliggjør preakseptering av trygge og bestandige samvirkekonstruksjoner.

Prosjektets hovedformål har vært å belyse samvirkekonstruksjoner med hensyn til dimensjonering, modellering og preakseptering. Formålet er oppnådd gjennom litteraturstudie, dimensjonering av både preakseptert og *ikke*-preakseptert samvirkeløsning og modellering av de to løsningene. Mangel på preaksepterte løsninger for boligbygg bidrar i stor grad til at samvirkeløsninger benyttes lite i dag. I tillegg har tverrsnittsutforming og betongtilstand betydelig innvirkning på kapasitetsforbedring ved etablering av samvirke. Kapasitetsmessig forbedring som i stor grad er tverrsnittsavhengig kombinert med tidkrevende dimensjoneringsprosess bidrar også til at samvirkeløsninger benyttes i liten grad i dag. Forbedrede egenskaper — som avhenger av betraktet tverrsnitt og betongtilstand, materialreduksjon og miljøbesparelser vil ikke kunne konkurrere mot kravet om utvidet dokumentasjon kombinert med tidkrevende og kostbar dimensjonering.

For å oppnå en bærekraftig og fremtidsrettet byggeindustri er det viktig å ta samvirkeløsninger i betraktning. Samvirkeløsninger bidrar til materialbesparelser og mer rasjonelle tverrsnitt sammenlignet med tradisjonelle konstruksjonsløsninger, og bør derfor vurderes i en dimensjoneringsprosess. For å oppnå økt bruk av samvirkekonstruksjoner i boligbygg kreves preakseptering av løsninger og nytenkende ingeniører.

## 10 | Anbefalinger for videre arbeid

Ettersom dette prosjektarbeidet er gjennomført med enkelte avgrensninger, vil flere områder og aspekter være naturlig å undersøke nærmere. Samvirkeeffekten kan vurderes på et mer detaljert og inngående nivå, dersom man modellerer samvirkeløsninger deretter. En naturlig forlengelse av dette arbeidet vil være å modellere den *ikke*-preaksepterte løsningen på et mer detaljert nivå. For eksempel kan dette gjøres ved å modellere boltedybler som kontaktpunkter, som åpner for å undersøke virkningen av ulik stivhet for skjærforbindelsene. Det er tidkrevende og omfattende å benytte seg av FEA-programvare, men det åpner for detaljerte og reelle resultater. For å utvikle den numeriske analysen ytterligere kan boltedybler modelleres som solide 3D-elementer og følgelig gi svært virkelighetsnære analyser. I tillegg til de to tilnærmingene for modellering av boltedybler kan også ikke-lineære materialer vurderes.

Ettersom det kreves utfyllende dokumentasjon gjennom beregning og testing for å preakseptere nye konstruksjonsløsninger, vil det være naturlig å utvide analysen ytterligere. En naturlig forlengelse vil være å verifisere kapasitetsberegningene og utvikle den numeriske analysen til å inkludere mer virkelighetsnære materialeegenskaper. Dette kan gjøres blant annet ved å innføre ikke-lineære feilmekanismer i Abaqus FEA. For eksempel kan betongen modelleres med bruk av «*Concrete Damaged Plasticity*» eller «*Drucker-Prager*». Konstruksjonsstålet kan modelleres med en virkelighetsnær spenning-tøyningskurve, basert på fysiske tester. En slik tilnærming vil kunne gi ennå tydeligere svar på hvilken effekt samvirke mellom materialer har, og hvordan det kan utnyttes i større grad for bruk i fremtidens boligbygg.

Utviklingen og videre arbeid knyttet til preakseptering av samvirkeløsninger er et godt utgangspunkt for samarbeid mellom akademia og byggeindustrien.

Videre arbeid kan også vinkles bort fra det konstruksjonsmessige. Vurdering og analyse med hensyn til både økonomi- eller miljø vil være både aktuelt og interessant. På grunn av mer effektiv og kortere byggetid som følge prefabrikkerte deler, kan økonomi og fremdrift analyseres og vurderes mot tradisjonelle konstruksjoner. Samvirkekonstruksjoner er miljøsmarte som følge av redusert materialforbruk. Dermed åpnes det også for å kunne vurdere blant annet reduksjonen i utslipp for samvirkekonstruksjoner. Reduksjonen kan kartlegges gjennom bruk av for eksempel livsløpsanalyse.

## Litteraturliste

- [1] P. K. Larsen, «*Samvirkekonstruksjoner i stål og betong*». Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, upublisert.
- [2] R. P. Johnson, «*Composite Structures of Steel and Concrete*». Warwick: Blackwell Publishing, 3. ed., 2004.
- [3] H. Tanggaard, «*Samvirkekonstruksjoner av stål og betong i boligbygg*». BYG507 - Forprosjekt til masteroppgave, Universitet i Agder, Grimstad, Norge, 2020.
- [4] P. K. Larsen, «*Dimensjonering av Stålkonstruksjoner*». Trondheim: Fagbokforlaget, 3. ed., 2020.
- [5] S. I. Sørensen, «*Betongkonstruksjoner — Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*». Trondheim: Fagbokforlaget, 2. ed., 2013.
- [6] K. Bell, «*An engineering approach to Finite Element Analysis of linear structural mechanics problems*». Trondheim: Akademika Publishing, 1. ed., 2013.
- [7] K. Bell, «*Konstruksjonsmekanikk Del II — Fasthetslære*». Trondheim: Fagbokforlaget, 1. ed., 2014.
- [8] *Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009, 2009.
- [9] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2015, 2015.
- [10] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, 2008.
- [11] P. K. Larsen, «*Konstruksjonsteknikk — Laster og bæresystemer*». Trondheim: Fagbokforlaget, 2. ed., 2008.
- [12] Direktoratet for byggkvalitet, «*Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*». 2017.
- [13] D. Dujmović, B. Androić, and I. Lukačević, «*Composite Structures according to Eurocode 4*». Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1. ed., 2015.
- [14] *Armeringsstål — Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC*, NS 3576-3:2012, 2012.

- [15] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990-1:2002+A1:2005+NA:2016, 2016.
- [16] P. K. Larsen, A. H. Clausen, and A. Aalberg, «*Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*». Trondheim: Fagbokforlaget, 2. ed., 2014.
- [17] Simulia, «*Abaqus Analysis Users Guide Volume IV: Elements*». Hentet fra: [http://130.149.89.49:2080/v6.14/pdf\\_books/ANALYSIS\\_4.pdf](http://130.149.89.49:2080/v6.14/pdf_books/ANALYSIS_4.pdf). Lastet ned: 23.01.2021.
- [18] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner- Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*, NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019.
- [19] L. Vinje/Betongelementforeningen, «*Betongelementboken bind B — Avstivning og kraftoverføring*». Oslo: Betongelementforeningen, 4. ed., 2016.
- [20] Simulia, «*Abaqus Analysis Users Guide Volume II: Analysis*». Hentet fra: [http://130.149.89.49:2080/v6.14/pdf\\_books/ANALYSIS\\_2.pdf](http://130.149.89.49:2080/v6.14/pdf_books/ANALYSIS_2.pdf). Lastet ned: 17.03.2021.
- [21] *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, Byggforskserien 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler, 2013.
- [22] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nytte-laster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019.



# Vedlegg

## 1.0) Beregninger:

- 1.1 Preakseptert løsning: elastiske tverrsnittskapasiteter
- 1.2 Preakseptert løsning: plastiske tverrsnittskapasiteter
- 1.3 Preakseptert løsning: bøyestivhet/nedbøyning uten tøyningsskompatibilitet
- 1.4 Preakseptert løsning: bøyestivhet/nedbøyning med tøyningsskompatibilitet
- 1.5 *Ikke*-preakseptert løsning: bøyestivhet/nedbøyning uten tøyningsskompatibilitet
- 1.6 *Ikke*-preakseptert løsning: bøyestivhet/nedbøyning med tøyningsskompatibilitet
- 1.7 *Ikke*-preakseptert løsning: spenningsfordeling

## 2.0) Modellering - Abaqus FEA:

- 2.1 Analyseresultat preakseptert løsning
- 2.2 Analyseresultat *ikke*-preakseptert løsning

## 3.0) A3-poster

## 4.0) BYG507 - Forprosjekt til masteroppgave