

Ola Brende  
Lars Martin Hatlen

## Ombruk av DT-elementer

Reuse of TT-beams

Masteroppgave i bygg- og miljøteknikk  
Veileder: Vegard Alme Ulstein  
Medveileder: Magne Lysberg  
Juni 2023





Ola Brende  
Lars Martin Hatlen

# **Ombruk av DT-elementer**

Reuse of TT-beams

Masteroppgave i bygg- og miljøteknikk  
Veileder: Vegard Alme Ulstein  
Medveileder: Magne Lysberg  
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for konstruksjonsteknikk





Kunnskap for en bedre verden





## MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2023	ANTALL SIDER: 88+105
------------------------------------	---------------------	-------------------------

TITTEL: <b>Ombruk av DT-elementer</b> Reuse of TT-beams	
UTFØRT AV:  Ola Brende Lars Martin Hatlen	 

<p><b>SAMMENDRAG:</b></p> <p>Opgaven ser på fordeler og ulemper ved ombruk av forspente DT-elementer i betong for å kartlegge ombrukspotensialet. Elementers bruksområder og utfordringer blir vurdert opp mot krav og anbefalinger i dagens standarder og regelverk. Kartlegging av nødvendig dokumentasjon er i hovedsak basert på byggevareforskriften, byggeteknisk forskrift og NS 3682:2022, standarden for ombruk av hulldekker. NS 3682:2022 modifiseres for å ta hensyn til spesifikasjonene i NS-EN 13224:2011, produktstandarden for ribbedekkeelementer, slik at veiledninger og sjekklister kan etableres for ombruk av DT-elementer.</p> <p>Bane NOR Eiendoms bygg Paleet P-hus i Oslo ble brukt som studieobjekt, da de ønsket å se på mulighetene for å ombruke betongelementene i bygget. Etasjeskillerne bestående av DT-elementer ble undersøkt. Bæreevne, bestandighet, dokumentasjonskrav og gjeldende regelverk ble kartlagt for elementene. Resultater fra kapasitetsberegninger og testing av kjerneprøver sammenlignes med tillatte verdier, og gir grunnlaget for vurdering av ombrukspotensialet for DT-elementene. Erfaringer fra studieobjektet legges til grunn for å bedømme det generelle ombrukspotensialet.</p> <p>Det er uproblematisk å dokumentere elementers egenskaper og tilstand i henhold til gjeldende regelverk. Det er miljø og byggeår som vurderes til å begrense ombrukspotensialet i størst grad. DT-elementer brukes ofte i miljøer eksponert for fukt og tinesalter. Kloridinntrengning og karbonatisering er skademekanismer som er aktive i slike miljøer, og kan føre til armeringskorrosjon og begrense levetid. Elementer produsert på 1970- og 1980-tallet har ofte liten overdekning og utilstrekkelig armering. I tillegg kan alkalireaktivt tilslag brukt i betong fra denne perioden føre til skader som følge av alkali-silika reaksjoner. DT-elementer produsert på 90-tallet og utover, som er prosjektert i henhold til regelverk som hensyntar problemene og samsvarer med dagens dimensjoneringskrav, forventes av den grunn å være mer egnet til ombruk.</p> <p>Antallet tidligere ombruksprosjekter for DT-elementer er begrenset, men erfaringer fra ombruk av andre betongelementer har stor overføringsverdi. DT-elementer er vanligvis forbundet med stålplater som gjør det enkelt å separere dem fra resten av bygget. De er lette å demontere, men krever spesiallagde løfteåk. Remontering kan i hovedsak utføres likt som for nye elementer. Det anbefales på generelt grunnlag å unngå bearbeiding av elementene, da dette vil være ressurskrevende og kan redusere bæreevnen.</p>
---

HOVEDVEILEDER: Vegard Alme Ulstein MEDVEILEDER: Magne Lysberg UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk
--



Bygg- og eiendomssektoren bruker nesten halvparten av materialressursene og den produserte energien i samfunnet, hvorav betongproduksjon er den største bidragsyteren. Miljøsertifiseringer, bærekraftsmål og det grønne skiftet er med på å rette fokuset mot å redusere utslipp, avfall og materialbruk. Ombruk av betongelementer trekkes frem som en av tiltakene med størst potensiale for å redusere avfall i byggebransjen.

Oppgaven ser på fordeler og ulemper ved ombruk av forspente DT-elementer i betong for å kartlegge ombrukspotensialet. Elementers bruksområder og utfordringer blir vurdert opp mot krav og anbefalinger i dagens standarder og regelverk. Kartlegging av nødvendig dokumentasjon er i hovedsak basert på byggevareforskriften, byggeteknisk forskrift og NS 3682:2022, standarden for ombruk av hulldekker. NS 3682:2022 modifiseres for å ta hensyn til spesifikasjonene i NS-EN 13224:2011, produktstandard for ribbedekkelementer, slik at veiledninger og sjekklister kan etableres for ombruk av DT-elementer.

Bane NOR Eiendoms bygg Paleet P-hus i Oslo ble brukt som studieobjekt, da de ønsket å se på mulighetene for å ombruke betongelementene i bygget. Etasjeskillene bestående av DT-elementer ble undersøkt. Bæreevne, bestandighet, dokumentasjonskrav og gjeldende regelverk ble kartlagt for elementene. Resultater fra kapasitetsberegninger og testing av kjerneprøver sammenlignes med tillatte verdier, og gir grunnlaget for vurdering av ombrukspotensialet for DT-elementene. Erfaringer fra studieobjektet legges til grunn for å bedømme det generelle ombrukspotensialet til DT-elementer.

Erfaringer fra studieobjektet tyder at det er uproblematisk å dokumentere elementers egenskaper og tilstand i henhold til gjeldende regelverk. Det er miljøet elementene har stått i og året de er produsert som vurderes til å begrense ombrukspotensialet i størst grad. DT-elementer brukes ofte i miljøer eksponert for fukt og tinesalter, som for eksempel parkeringshus. Kloridinntrengning og karbonatisering er skademekanismer som er aktive i slike miljøer, og kan føre til armeringskorrosjon og begrensning av elementers levetid. Elementer produsert på 1970- og 1980-tallet er ofte prosjektert med liten overdekning og utilstrekkelig armering på grunn av regelverket elementene på den tiden ble produsert etter. I tillegg kan alkalireaktivt tilslag brukt i betong fra denne perioden føre til skader som følge av alkali-silika reaksjoner. Miljøet elementene har stått i vil være avgjørende for bestandigheten, og miljøet elementene skal brukes om igjen i påvirker levetiden. DT-elementer produsert på 90-tallet og utover, som er prosjektert i henhold til regelverk som hensyntar bestandighetsproblemer og svarer med dagens dimensjoneringskrav, forventes av den grunn å være mer egnet til ombruk.

Antallet tidligere ombruksprosjekter for DT-elementer er begrenset, men erfaringer fra ombruk av andre betongelementer har stor overføringsverdi. DT-elementer er vanligvis forbundet med stålplater som gjør det enkelt å separere dem fra resten av bygget. De er lette å demontere, men krever spesiallagde løfteåk. Remontering kan i hovedsak utføres likt som for nye elementer. Det anbefales på generelt grunnlag å unngå bearbeiding av elementene, da dette vil øke kostnadene knyttet til prosjektet. Det vil også være mest realistisk å ombruke DT-elementer i sine opprinnelige lengder, på grunn av bølgearmoring ved opplegg.



The construction and real estate sector uses almost half of the material resources and produced energy in society, with concrete production being the largest contributor. Environmental certifications, sustainability goals, and the green transition contribute to the focus on reducing emissions, waste, and material usage. Reuse of concrete elements is highlighted as one of the measures with the greatest potential for reducing waste in the construction industry.

This paper examines the advantages and disadvantages of reusing prestressed precast Double-T concrete elements (TT-beams) to assess their reuse potential. The applications and challenges of these elements are evaluated in relation to the requirements and recommendations in current standards and regulations. The identification of necessary documentation is primarily based on the norwegian building product regulation (byggevareforskriften), the norwegian technical building regulation (byggeteknisk forskrift) and NS 3682:2022, the standard for reuse of hollow-core elements. NS 3682:2022 is modified to consider the specifications in NS-EN 13224:2011, the product standard for ribbed floor elements, enabling the establishment of guidelines and checklists for the reuse of TT-beams.

Paleet P-hus owned by Bane NOR Eiendom in Oslo was used as a case-study to explore the possibilities of reusing the concrete elements in the structure. The floor slabs consisting of TT-beams were examined. Load-bearing capacity, durability, documentation requirements, and applicable regulations were assessed for these elements. Results from capacity calculations and testing of core samples were compared against permitted values, forming the basis for evaluating the reuse potential of the TT-beams. Insights gained from the case-study are used to assess the overall reuse potential of TT-beams.

Experiences from the case-study indicate that documenting the properties and conditions of the elements in accordance with current regulations is unproblematic. The environment in which the elements have been exposed to and the year of production are considered to be the main factors limiting the reuse potential. TT-beams are often used in environments exposed to moisture and salts, such as parking structures. Chlorides and carbonation are durability issues that are active in such environments, leading to reinforcement corrosion and limiting the lifespan of the elements. Elements produced in the 1970s and 1980s are often designed with low concrete cover and insufficient reinforcement due to the regulations in place at the time of production. Additionally, the alkali-reactive aggregate used in concrete from this period can cause damage due to alkali-silica reactions. The environment in which the elements have been exposed will be crucial for their durability, and the environment in which the elements will be reused will affect their lifespan. TT-beams produced from

the 1990s and onwards, designed in accordance with regulations that address durability issues and comply with current design requirements, are therefore expected to be more suitable for reuse.

The number of previous reuse projects for TT-beams is limited, but experiences from the reuse of other concrete elements have significant transfer value. TT-beams are typically connected by steel plates, making it easy to separate them from the rest of the building. They are easy to dismantle, but require specially made lifting equipment. Reassembly can be done mainly in the same way as for new elements. It is generally recommended to avoid repairs and modifications to the elements, as it would increase the project costs. It is also most realistic to reuse TT-beams in their original lengths due to the presence of reinforcing bars at the supports.

Masteroppgaven markerer den avsluttende oppgaven på 2-åring masterstudie i bygg- og miljøteknikk ved institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Den utgjør 30 studiepoeng og er skrevet over 20 uker våren 2023. Oppgaven er skrevet for NTNU, i samarbeid med Spenncon, Bane NOR Eiendom, Øst-Riv og SINTEF. Vi føler oss stolte og heldige som har fått være delaktige i et større prosjekt med så mange flinke og innsatsvillige aktører. Vi har lært mye og forhåpentligvis gitt noe læring tilbake.

Vi vil rette en spesiell takk til vår veileder Vegard Alme Ulstein, konstruksjonssjef i Spenncon, som hver uke har stilt opp med sin innsikt og sitt engasjement for prosjektet vi har vært en del av. Fra Spenncon vil vi også takke Øystein Rønningen og Asbjørn Hermstad for deres erfaringer og kloke ord. Takk til medveileder Magne Lysberg for hans innsikt om ombruk av betongelementer. Takk til Bane NOR Eiendom for deres engasjement i vår oppgave og deres ønske etter å finne nye og bærekraftige løsninger. Takk til Øivind Østdal ved Øst-Riv for sin bransjeinnsikt når det gjelder demontering av betongelementer. Takk til Marit Haugen, Yannick Anton og Jan Lindgård ved SINTEF for deres gode forståelse for betongteknologi og interesse for å videreformidle dette. De har stått på og fått prøvingsrapportene ferdige i tide slik at vi kunne inkludere de i oppgaven vår, og det setter vi utrolig stor pris på. Takk til Terje Kanstad ved NTNU for hans utømmelige kunnskap om betong. Han har vært spesielt bidragsytende når det kommer til beregningsmetoder for alkalireaksjoner.

Oppgaven egner seg til lesing for de som ønsker en bedre forståelse for potensialet til ombruk av DT-elementer i betong. Ved å lese oppgaven vil man kunne gjøre en vurdering av elementer til ombruk, og tilegne seg en forståelse over hvilke bestandighetsproblemer, beregninger, regelverk og forskrifter som tas hensyn til ved igangsettelse av en slik prosess.

Trondheim 11.06.2023,

*Ola Brende*

Ola Brende

*Lars M. Hatlen*

Lars Martin Hatlen

<b>Sammendrag</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Forord</b>	<b>v</b>
<b>Innhold</b>	<b>ix</b>
<b>Figurer</b>	<b>ix</b>
<b>Tabeller</b>	<b>xi</b>
<b>Forkortelser</b>	<b>xiii</b>
<b>1 Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1 Formål . . . . .	1
1.2 Problemstilling . . . . .	2
1.3 Omfang og begrensninger . . . . .	2
1.4 Oppgavens oppbygning . . . . .	3
<b>2 Teori</b>	<b>5</b>
2.1 DT-elementer . . . . .	5
2.1.1 Elementbeskrivelse . . . . .	5
2.1.2 Påstøp . . . . .	6
2.1.3 Bruksområde . . . . .	6
2.1.4 Forbindelser . . . . .	7
2.2 Ombruk av DT-elementer . . . . .	8
2.2.1 Tidligere bygg . . . . .	9
2.2.2 Miljøperspektiv . . . . .	10
2.3 Demontering av DT-elementer . . . . .	11
2.3.1 Prosjekteringsfasen . . . . .	11
2.3.2 Demonteringsfasen . . . . .	12
2.3.3 Bearbeiding . . . . .	12
2.4 Remontering av DT-elementer . . . . .	12
2.4.1 Gjenetablering av skivevirkning . . . . .	13

2.5	Skademekanismer, bestandighet og levetid . . . . .	14
2.5.1	Karbonatisering . . . . .	14
2.5.2	Kloridinntrengning . . . . .	15
2.5.3	Alkalireaktivitet . . . . .	16
2.5.4	Skademekanismenes innvirkning på levetid . . . . .	18
2.6	Regelverk og dokumentasjon . . . . .	18
2.6.1	Behovet for standardisering av ombruk . . . . .	18
2.6.2	Byggvareforskriften . . . . .	19
2.6.3	Byggeteknisk forskrift . . . . .	19
2.6.4	Eksisterende praksis . . . . .	20
2.6.5	Tilstandsvurdering . . . . .	21
2.6.6	Deklarasjon av egenskaper . . . . .	21
2.7	Dimensjonerende krefter og påkjenninger . . . . .	22
2.7.1	Tap av spennkraft . . . . .	22
2.7.2	Tøyninger fra alkalireaksjoner . . . . .	24
2.7.3	Beregninger med E-Bjelke . . . . .	24
<b>3</b>	<b>Metode</b>	<b>27</b>
3.1	Forskningsstruktur . . . . .	27
3.1.1	Forskningsspørsmål . . . . .	28
3.1.2	Litteratursøket . . . . .	29
3.1.3	Undersøkelse av studieobjekt . . . . .	29
3.2	Bruk av regelverk og dokumentasjon . . . . .	30
<b>4</b>	<b>Studieobjekt: Paleet P-hus</b>	<b>31</b>
4.1	Innledning . . . . .	31
4.1.1	Generelt om bygget . . . . .	31
4.1.2	Miljøaspektet . . . . .	32
4.1.3	Økonomiaspektet . . . . .	32
4.2	Detaljbeskrivelse . . . . .	33
4.2.1	Plantegninger og oversikt . . . . .	33
4.3	Uthenting av dimensjonerende verdier . . . . .	37
4.3.1	Befaring av Paleet P-hus og kjerneboring . . . . .	37
4.3.2	Labarbeider . . . . .	38
4.3.3	Dokumentasjon . . . . .	41
4.4	Beregningsgrunnlag . . . . .	42
4.4.1	Transformering av tverrsnitt . . . . .	42
4.4.2	Ytre laster . . . . .	43
4.4.3	Spenningsbidrag fra alkalireaksjoner . . . . .	44
4.4.4	Restlevetid . . . . .	46
4.4.5	Deformasjoner . . . . .	47
4.5	Kapasiteter . . . . .	48
4.5.1	Skjærkapasitet . . . . .	48
4.5.2	Spaltestrekk . . . . .	49
4.5.3	Momentkapasitet . . . . .	50
4.6	Demontering og remontering . . . . .	52
4.6.1	Fremdriftsplan fra riveentreprenør . . . . .	52

4.6.2	Demonteringsfasen . . . . .	52
4.6.3	Remonteringsfasen . . . . .	53
<b>5</b>	<b>Resultater</b>	<b>55</b>
5.1	Prøveresultater . . . . .	55
5.1.1	Trykkfasthet og densitet . . . . .	55
5.1.2	Karbonatiseringsdybde . . . . .	56
5.1.3	Kloridinnhold . . . . .	58
5.1.4	Alkalireaktivitet . . . . .	58
5.2	Beregningsresultater . . . . .	60
5.2.1	Kontroll av lasttilfeller . . . . .	60
5.2.2	Kapasiteter og deformasjoner . . . . .	64
5.2.3	Påkjenninger fra alkalireaksjoner . . . . .	66
5.2.4	Kontroll av spaltestrekkarmering . . . . .	68
5.2.5	Restlevetid som følge av karbonatisering . . . . .	69
5.3	Dokumentasjon for ombruk av DT-elementer . . . . .	70
5.3.1	Forslag til ombrukstandard for ribbedekke . . . . .	70
5.3.2	Forslag til sjekklister for ombruk av DT-elementer . . . . .	73
<b>6</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>75</b>
6.1	Erfaringer fra Paleet P-Hus . . . . .	75
6.1.1	Usikkerheter ved beregninger . . . . .	75
6.1.2	Prøveuttakning . . . . .	77
6.1.3	Ombrukspotensiale . . . . .	77
6.2	Vurdering av DT-elementer til ombruk . . . . .	78
6.2.1	Regler og dokumentasjon . . . . .	78
6.2.2	Demontering og remontering . . . . .	79
6.2.3	Bestandighet . . . . .	79
6.2.4	Sammenheng mellom byggeår og ombrukspotensiale . . . . .	80
<b>7</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>83</b>
7.1	Endelig vurdering . . . . .	83
7.2	Forslag til videre forskning . . . . .	84
	<b>Referanser</b>	<b>85</b>
	<b>Vedlegg:</b>	<b>89</b>
A	Oversikt over DT-elementer i Paleet P-hus . . . . .	90
B	Detaljtegning av DT3-03 i Paleet P-hus . . . . .	94
C	Undersøkelse av opprissede elementer . . . . .	96
D	Målinger av rissvidder og utvidelse . . . . .	102
E	Prøvingsrapport 1, SINTEF . . . . .	106
F	Prøvingsrapport 2, SINTEF . . . . .	119
G	Håndberegninger for DT3-03 . . . . .	134
H	E-bjelke - Beregninger for lasttilfelle 1 . . . . .	166
I	E-bjelke - Beregninger for lasttilfelle 2 . . . . .	173
J	E-bjelke - Beregninger for lasttilfelle 3 . . . . .	180
K	Kontroll av spaltestrekkarmering . . . . .	184

L	Karbonatisering og restlevetid . . . . .	187
M	Beregning av ASR-påvirkning . . . . .	191

2.1.1	Illustrasjon av et DT-element . . . . .	5
2.1.2	Opplegg av DT-element . . . . .	7
2.1.3	Utforming av sveiste stålplater for etablering av skrivevirkning . . . . .	8
2.2.1	Avfallspyramiden . . . . .	10
2.4.1	Beregningsmodell for skjærfriksjon . . . . .	13
2.4.2	Utsparinger i påstøp til gjenetablering av skivekrefter . . . . .	13
2.5.1	Utvikling av karbonatisering i betong . . . . .	15
2.5.2	Karboniseringshastighet ift. tid og relativ fuktighet . . . . .	15
2.5.3	Rissmønster i betong påkjent ASR . . . . .	17
2.5.4	ASR vs. relativ fuktighet . . . . .	17
2.6.1	Deklarasjon av hulldekker . . . . .	22
2.7.1	Beregningsmetode for ASR-tøyninger . . . . .	24
3.1.1	Forskningsstruktur . . . . .	28
4.1.1	Beliggenheten til Paleet P-hus i Oslo . . . . .	32
4.2.1	Fasader av Paleet P-hus . . . . .	34
4.2.2	Detaljtegning av tverrsnitt for DT3-03 . . . . .	35
4.2.3	Detaljtegning av lengdeprofil for DT3-03 . . . . .	35
4.2.4	Detaljtegning av armering i påstøp over elementene . . . . .	35
4.3.1	Oversiktskart borkjerner . . . . .	37
4.3.2	Brannskadde elementer . . . . .	38
4.3.3	Størrelser på sjikt i overkant av DT-elementene . . . . .	39
4.3.4	Byggevereforskriftens veiviser . . . . .	41
4.4.1	Adaptert beregningsmetode for ASR-tøyninger . . . . .	46
4.5.1	Spennings- tøyningsskruer for spennstål . . . . .	50
4.6.1	Fremdriftsplan for demontering av Paleet P-Hus . . . . .	52
4.6.2	Løfteanordning for utløfting av DT-elementer . . . . .	53
5.1.1	Borkjerne testet for karboniseringsdybde . . . . .	57
5.1.2	UV-bilde av indre riss i elementet . . . . .	59
5.1.3	Utsnitt fra tynnslip . . . . .	59
5.2.1	Lasttilfelle 1 - Spenninger over tverrsnittet . . . . .	61
5.2.2	Lasttilfelle 1 - Momentkontroll i E-bjelke . . . . .	61



5.2.3	Lasttilfelle 2 - Spenninger over tverrsnittet . . . . .	62
5.2.4	Lasttilfelle 2 - Momentkontroll i E-bjelke . . . . .	62
5.2.5	Lasttilfelle 3 - Spenninger over tverrsnittet . . . . .	63
5.2.6	Lasttilfelle 3 - Momentkontroll i E-bjelke . . . . .	63
5.2.7	ASR-tøyninger over tverrsnittshøyden . . . . .	67
5.2.8	ASR-spenninger over tverrsnittshøyden . . . . .	67
5.2.9	Spenninger over tverrsnittet med ASR-påvirkning . . . . .	68
5.2.10	Restlevetid - Bøyle- og slakkarmering . . . . .	69
5.2.11	Restlevetid - Spennarmering . . . . .	70

2.6.1	Tilstandsvurdering . . . . .	21
4.1.1	Prisanslag for labtesting hos SINTEF . . . . .	33
4.2.1	Materialdata for DT3-03, påstøp og asfalt . . . . .	36
4.4.1	Lasttilfeller . . . . .	44
5.1.1	Resultater fra testing av trykkfasthet . . . . .	56
5.1.2	Resultater fra testing av karboniseringsdybder . . . . .	56
5.1.3	Resultater fra testing av kloridinnhold . . . . .	58
5.2.1	Momentkontroll av DT3-03 . . . . .	64
5.2.2	Skjærkontroll av DT3-03 . . . . .	65
5.2.3	Nedbøyningskontroll av DT3-03 . . . . .	66
5.2.4	Kontroll av spaltestrekkarmering . . . . .	68

<b>Forkortelse</b>	<b>Forklaring</b>
NTNU	Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
HD	Hulldekke
DT	Dobbel-T-tverrsnitt
SDT	Saltaksformet dobbel-T-tverrsnitt
SIB	Saltaksformet I-bjelke
EC0	Eurokode 0 - NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [1]
EC1	Eurokode 1 - NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 [2]
EC2	Eurokode 2 - NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA [3]
Sørensen	Betongkonstruksjoner - Svein Ivar Sørensen [4]
ASR	Alkali-silika reaksjoner
CO <sub>2</sub>	Karbondioksid
OK	Overkant
UK	Underkant



## 1.1 Formål

Oppgaven gjennomføres for å undersøke muligheten for ombruk av DT-elementer av betong i samsvar med dagens regler og standardverk. Fokuset er på å utvikle retningslinjer for ombruk av DT-elementer basert på de harmoniserte standardene for hulldekker og ribbedekkeelementer. Målet er å etablere en standardisert tilnærming til ombruk av DT-elementer, som er på linje med NS 3682:2022, den nye norske standarden for ombruk av hulldekker i betong [5].

Prefabrikkerte betongelementer kommer i mange varianter som dekkes av ulike produktstandarder. I tråd med NS-EN 13369:2018 [6], som omhandler generelle regler for prefabrikkerte betongprodukter, vil grunnlaget og kravene for produksjon og fremstilling av DT-elementer bli vurdert. NS-EN 1168:2005 [7] omhandler hulldekker, mens ribbedekkeelementer dekkes av NS-EN 13224:2011 [8]. NS 3682:2022 er en norsk standard utarbeidet spesifikt for å muliggjøre ombruk av brukte hulldekker, da disse ikke oppfyller kravene til produksjonskontroll i de nevnte harmoniserte standardene.

Ved å sammenlikne måten standarden for ombruk av hulldekker er utarbeidet på, med grunnlag i den harmoniserte standarden for hulldekker, kan den harmoniserte standarden for ribbedekkeelementer brukes til å utarbeide en prosedyre for ombruk av DT-elementer. Oppgaven vil belyse hvilke utfordringer som tilknyttes utarbeidelse av en slik prosedyre og hvordan egenskapene til brukte DT-elementer kan dokumenteres på et nivå som tilsvarer grunnlaget for utstedelse av ytelseserklæring etter NS-EN 13224.

Som case-studie benyttes Paleet P-hus i Strandgata 19, 0152 Oslo. Bane NOR Eiendom planla å rive bygget for å oppføre et nytt kontorbygg med tilhørende avlastningsstasjon for reisende med buss-for-tog. Byggets etasjeskillere består av prefabrikkerte DT-elementer i betong, og Bane NOR Eiendom ønsker å undersøke om disse elementene kan ombrukes enten i det nye kontorbygget eller i et annet prosjekt.

Oppgaven utføres for NTNU, i samarbeid med Bane NOR Eiendom, Spenncon, Øst-Riv og SINTEF. Plantegninger av det Paleet P-hus, testing av elementene, regelverk og standarder gir grunnlaget for nye beregninger av det eksisterende byggets DT-elementer. Med dette som utgangspunkt, skal muligheten for ombruk avgjøres og forventet levetid estimeres. Prosjektets resultater kan gi et grunnlag

for videre forskning og standardisering av ombruk av DT-elementer.

Strengere krav for miljøbesparende løsninger rundt prosjektering, bygging og vedlikehold av betongkonstruksjoner framhever viktigheten av å standardisere ombruk og minimere avfall [9]. Utarbeidelsen av NS 3682:2022 viser potensialet i å satse på standardisering av betongelementer. Muliggjøring av ombruk av betongelementer er etterspurt i bransjen og forhåpentligvis kan denne oppgaven bidra til verdiskapning for alle involverte aktører og bransjen forøvrig.

## 1.2 Problemstilling

Dette studiet tar sikte på å undersøke ombruk av forspente DT-elementer i betong i tråd med gjeldende regelverk og forskrifter. I samarbeid med ulike aktører i byggebransjen, vil det utforskes metoder for ombruk basert på regler, standarder og testing av elementene. I en tid hvor bærekraftige løsninger er stadig viktigere, spiller ombruk av betongelementer en betydningsfull rolle som et av flere skritt mot en grønnere fremtid. Det er derfor valgt følgende problemstilling for å belyse utfordringene og potensialet:

*Hvordan kan forspente DT-elementer i betong ombrukes,  
hensyntatt dagens regelverk og forskrifter?*

Opgaven har som mål å bidra til utviklingen av bærekraftige praksiser og fremme ombruk som en viktig strategi innen betongbransjen. Kartlegging av relevante aspekter for ombruk av DT-elementer vil bidra til å finne løsninger som tar hensyn til miljø- og kvalitetskrav. Til å besvare problemstillingen er det valgt tre forskningsspørsmål for å kunne vurdere de forskjellige aspektene ved ombruk av DT-elementer:

- *Hvilke krav i regelverk og dokumentasjonskrav må oppfylles for å kunne ombruke DT-elementer?*
- *På hvilken måte blir de konstruktive og bestandighetsmessige egenskapene til et brukt DT-element vurdert?*
- *Hvordan er dagens ombrukspotensiale for DT-elementer og hva skal til for at ombruk blir et konkurransedyktig alternativ?*

## 1.3 Omfang og begrensninger

I oppgaven er det valgt å fokusere på forspente DT-elementer for ombruk i sin fulle lengde, uten bearbeiding som kapping eller utsparinger. Elementer med andre spesifikasjoner og utforminger enn DT 2400/50/5, som angir henholdsvis bredde på flens, høyde på elementet og tykkelse på flens, med en spennvidde på 16 meter er ikke inkludert i analysen. Likevel er metodene som beskrives overførbare til DT-elementer med annen geometri. Beregninger er utført med tre typiske lasttilfeller der elementene enten brukes som etasjeskiller i parkeringshus eller som takkonstruksjon, og alle beregninger er basert

på antagelsen om at elementene ombrukes med eksisterende påstøp.

Det er kun sett på jevnt fordelte belastninger over elementene, så lokale punktlaster fra for eksempel dekk på biler er ikke vurdert. Alle elementer er behandlet som fritt opplagte med sveiste stålplater som forbindelse i opplegg. Kontrollberegninger for utkrager som oppstår ved løfting av DT-elementer er ikke utført. Utkragende del av elementet ved løfting bør kontrolleres før demontering iverksettes.

Bestandighetsproblemene som undersøkes er kloridinntrengning, karbonatisering og alkali-silika reaksjoner. Reparasjon av skadet betong er ikke vurdert da dette vil føre til ekstra kostnader i en allerede ressurskrevende ombruksprosess. Brannkrav knyttet til DT-elementer i ulike typer bygg og behovet for tilleggisolering i forskjellige situasjoner er heller ikke inkludert. En grundig vurdering av omfanget og begrensningene er gjort for å besvare hvordan de utelatte faktorene påvirker oppgavens helhet og svar i forhold til problemstillingen.

## 1.4 Oppgavens oppbygning

Oppgaven er bygd opp på en måte slik at leseren steg for steg vil gå gjennom momentene som er relevante for å utarbeide en prosedyre for ombruk av DT-elementer. Først ved forklaring av den grunnleggende teorien, innebærende faglitteratur, regelverk, beregningsmetoder og utførelse. Deretter introduseres studieobjektet som en detaljert gjennomgang av hvordan DT-elementer kan vurderes og beregnes for et spesifikt tilfelle. Resultater fra tester, beregninger og gjennomgang av regelverk som gir en oversikt over omfanget av dokumentasjon nødvendig for å vurdere DT-elementer til ombruk er samlet i resultatkapittelet. Til slutt er resultatene diskutert og vurdert. Det reflekteres rundt problemer og uventede momenter oppdaget underveis i oppgaven og i hvilken grad disse påvirker resultatene. Denne fremgangsmåten legger grunnlaget for å kunne svare ut problemstillingen.





Kapittelet gir en oversikt over de forskjellige aspektene ved DT-elementer som byggevare, samt sentrale temaer rundt bruken av DT-elementer som ombruksvare. Elementenes oppbygning, bruksområder, tekniske spesifikasjoner og utvikling over tid er beskrevet, samt potensielle skademekanismer elementene er utsatt for. De ulike prosessene i et ombruksprosjekt basert på dagens regelverk og forskrifter forklares. Det gis eksempler på tidligere ombruksprosjekter og det forklares hvorfor ombruk er relevant fra et miljøperspektiv.

## 2.1 DT-elementer

### 2.1.1 Elementbeskrivelse

DT-elementer er prefabrikkerte betongelementer i form av forspente ribbeplater og er laget for å kunne bygges og monteres raskt og enkelt. Elementenes lave egenvekt tillater lange spennvidder og gir høy lastkapasitet. Bruksområdet innebærer primært tak, dekker, bruer, kaier og fasadeløsninger, men fremkommer hovedsakelig som dekker i parkeringshus og etasjeskillere i nærings- og industribygg [10]. Elementene støpes i et stabilt miljø etter standardiserte dimensjoner der risiko for geometriske avvik og svekkelse av betongens egenskaper er mindre enn for plastøpt betong. En illustrasjon av et DT-element er vist i figur 2.1.1.



**Figur 2.1.1:** Illustrasjon av et DT-element [11].

Standard DT-elementer består av en flens og to ribber støpt sammen. Elementene fungerer i praksis som en tynn plate på to bjelker. Flere slike elementer koblet sammen kalles et ribbedekke. De prefabrikkerte elementene transporteres til og monteres på byggeplass. Standard praksis er at det påføres et nytt lag med betong oppå elementene kalt påstøp som dekker over eventuelle ujevnheter fra ulike overhøyder. Som etasjeskillere i parkeringshus støpes det vanligvis et lag med asfalt over påstøpen som endelig overflate.

Spennarmering plasseres i nedre sjikt av stegene etter vanlige prinsipper for forspenning av bjelker. Slakkarmering i flens er som oftest standard armeringsnett. Tilsvarende armeringsnett brukes for å armere påstøp der nettene er lagt med omfaringsskjøt slik at krefter overføres mellom tilstøtende elementer. Behovet for skjær- og torsjonsarmering reduseres ved bruk av spennarmering, men krever normalt at elementene dimensjoneres med bøylearmering i hver stegende for å motvirke spaltstrekk og skjærkrefter. Dette kalles spaltstrekkarmering og ligger i spennkraftens forankringsone i hver stegende. Normalt legges det også bøylenett i resten av steget for å dekke behovet for minste skjærarmering.

### 2.1.2 Påstøp

Forspente DT-elementer med like dimensjoner kan gi ulike overhøyder. Vanlig praksis er å bruke overbygning for å få en jevn overflate. Anbefalt overbygning for prefabrikkerte ribbedekker er armert påstøp. For DT-elementer med flenstykkelse lik 50 mm eller mindre er det nødvendig med påstøp [12].

I prosjekteringsfasen bestemmes det om påstøpen skal ha et konstruktivt samvirke eller ikke. Ikke konstruktivt samvirke kan redusere utvikling av riss ved at sjiktet mellom påstøpen og dekket blir glidende. Her må påstøpen beregnes som en dødlast fordelt over hele elementet slik at det motvirker oppsprekking, og lekkasjer i skjøtene mellom elementene.

Konstruktivt samvirke betyr at påstøpen binder sammen elementene slik at at kraftoverføring i tverretning opprette. Det vil si at påstøpen blir en del av den bærende konstruksjonen som bidrar til økt kapasitet og stabilitet. For å oppnå denne effekten stilles det krav til riktig montering. Blastring (rengjøring og preparering av betongen), fresing eller sliping kan utføres for å rengjøre underlaget slik at det oppstår god heft og ønsket samvirke.

God heft kan videre sjekkes med en strekkfasthetstest av overflaten. Det er vanligvis nødvendig med et kraftig bindemiddel, som epoxy, mellom elementene og påstøpen for å oppnå god heft. Påstøpen må også forankres til underlaget. I praksis finnes det mellomstadier av samvirke, avhengig av tiltakene som utføres for å oppnå tilstrekkelig heft [12].

### 2.1.3 Bruksområde

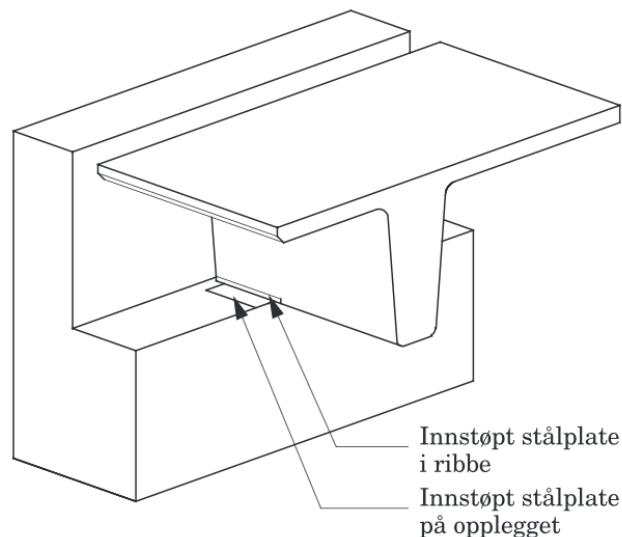
DT-elementer er hyppig brukt som etasjeskillere i parkeringshus eller større nærings- og industribygg. Betongelementene er ukompliserte å montere på byggeplass og tilbyr lange spennvidder. Dette muliggjør et bæresystem med få søyler som frigjør mer plass i bygget. Å velge det samme bæresystemet over hele konstruksjonen tilrettelegger for rask og sikker montasje. En slik løsning reduserer kostnader og øker forutsigbarhet i byggprosessen.

Bruk av ribbedekkeelementer i kontor- og leilighetsbygg forekommer, men byr på praktiske utfordringer. Den totale tverrsnittshøyden varierer fra 200 mm til 900 mm [13] kapittel 7.2. Føringsvei for tekniske installasjoner på tvers av spennretningen og eventuelle tildekkende overflater øker dekketykkelsen ytterligere og fører til en løsning med dårlig arealutnyttelse. Det kan derfor være fordelaktig å bruke andre elementer i denne typen konstruksjoner, for eksempel hulldekker.

Parkeringshus har vist seg å være en type bygning som ofte utsettes for sterk nedbrytning og kostbare skader etter kortere tid enn bygget var dimensjonert for å vare. Mekanisk belastning fra biltrafikk og eksponering for vann med høyt kloridinnhold byr på flere utfordringer som kan påvirke betongkonstruksjoners bestandighet og bæreevne. Asfalt over påstøpen på hvert etasjedekke kan til en viss grad skåne den underliggende betongen for direkte, mekanisk skade [12].

#### 2.1.4 Forbindelser

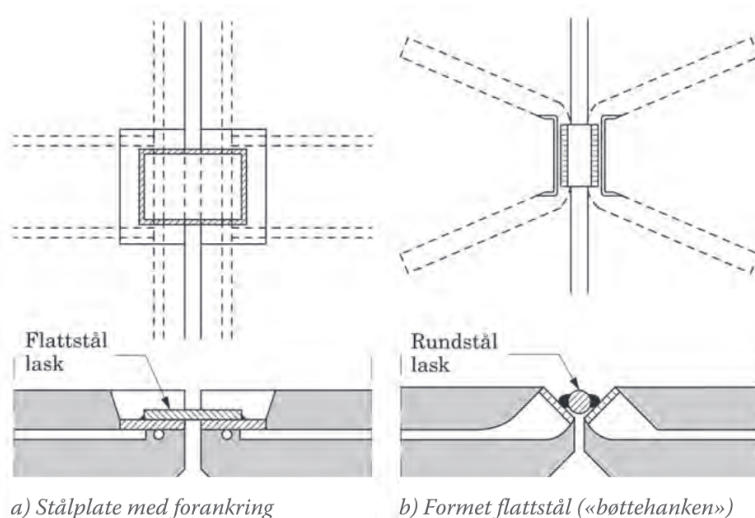
Et ribbedekke består av flere typer forbindelser. Opplegg og langsgående skjõt mellom DT-elementene er avgjørende knutepunkter for elementene og konstruksjonens stabilitet forøvring. Opplegg med rett ende er en typisk forbindelse for ribbeplater. Det vil si at underkant av stegene plasseres på en veggshylle slik at elementets tverrsnitt vender inn mot veggen. Innstøpte stålplater i ribbene og i opplegget kan enkelt sveises sammen, som vist i figur 2.1.2. Alternativt kan en avtrappet ribbeende anvendes. Det finnes ulike varianter av disse løsningene og hvilken som bør velges avhenger av hver enkelt situasjon [14].



**Figur 2.1.2:** Opplegg av DT-element med rett ende, sammenføyet ved hjelp av innstøpte stålplater i element og veggshylle [14].

Ved montering plasseres DT-elementene med en liten avstand mellom sitt eget tverrsnitt og betongveggen i opplegget, for å unngå tvangskrefter mellom tilstøtende konstruksjonsdeler. Spenntauene er eksponert i enden og smøres ofte med epoxy eller liknende for å forhindre korrosjon. Spenntauets tilstand bør likevel kontrolleres visuelt for å oppdage potensielt farlige avvik over tid som kan redusere potensialet for ombruk.

For å virke som et dekke må ribbeplatene forbindes på en slik måte at det etableres kontinuerlig skivevirkning over hele dekket. Det vil si at horisontale skjærkrefter overføres mellom elementene. Skivevirkning oppnås vanligvis ved å støpe inn stålplater i sidekantene av flensen med jevne mellomrom langs elementets lengde. Platene er forankret med armeringsjern inn i flensen, og etter at elementene er lagt inntil hverandre sveises platene sammen ved hjelp av lasker. Det finnes forskjellige utforminger for å etablere skivevirkning ved sveiste stålplater, to eksempler på utforming er vist i figur 2.1.3.



**Figur 2.1.3:** To eksempler på utforming av sveiste stålplater for etablering av kontinuerlig skivevirkning og overføring av horisontale skjærkrefter [14].

Disse festene vil kun overføre horisontale skjærkrefter og få elementene i samhandling til å oppføre seg som et dekke. Der elementene brukes som dekkelementer må vertikale skjærkrefter overføres av påstøpen. Hvis elementene brukes som takelementer, overføres vertikale skjærkrefter ved hjelp av takplata. Det er også mulig å overføre vertikale skjærkrefter kun ved bruk av sveisefester, men en slik løsning er lite praktisk i de fleste sammenhenger da dette krever mange fester langs elementets lengde, med liten senteravstand. Avretting av ribbedekker med påstøp er vanligvis den foretrukne løsningen for å overføre vertikale skjærkrefter.

## 2.2 Ombruk av DT-elementer

Med økt fokus på klimaendringer og miljøvennlige alternativer tar betongbransjen tiltak i retning av bærekraftige løsninger. Et eksempel på dette er bruken av ombrukbare hulldekker, som har ført til utviklingen av den norske standarden NS 3682:2022. Denne standarden demonstrerer interessen for å gjenbruke prefabrikkerte betongelementer. For betongelementer som ikke har oppnådd sin forventede levetid, kan det være verdi i å vurdere muligheten for ombruk. Dersom de blir kontrollert og vurdert i tilstrekkelig stand, kan de demonteres og brukes på nytt i en annen bygning. Selv om det har vært prosjekter hvor DT-elementer har blitt gjenbrukt, har det ikke vært like omfattende som med hulldekker. Derfor er det et behov i bransjen for å skaffe seg mer kunnskap om ombruk av DT-elementer for å vurdere potensialet.

### 2.2.1 Tidligere bygg

Det er lite tilgjengelig erfaring fra prosjekter som omhandler ombruk av DT-elementer. Under arbeid med denne oppgaven er det bare funnet noen få eksempler på ombruk av DT-elementer eller lignende betongelementer. Erfaringer fra disse prosjektene gir en idé om utføring av demontering og utfordringer knyttet til å gjøre ombruk av DT-elementer til et konkurransedyktig alternativ.

- **Lagerbygg i Stokke**

Da et lagerbygg oppført i 1982 på Borgeskogen industriområde i Stokke skulle rives ble det bestemt at betongelementene i bygget skulle demonteres. Byggets etasjeskillere var prefabrikkerte DT-elementer. Øvrige konstruksjonskomponenter var søyler, dragere og SDT-takelementer i betong. Demonteringen ble fullført på under 6 uker på starten av 2000-tallet og ble utført ved å brenne av sveisen mellom stålplatene. I knutepunkt mellom ribbeplatene ble påstøpen kuttet med sag. Mobilkranen som løftet ut elementene brukte et spesialutviklet åk for DT-elementer. Det ble lagt stor vekt på byggets opprinnelige tegninger under prosjektering av demonteringen [15]. I sammenheng med prosjekteringen ble det listet opp forventede utfordringer fremover mot remontering i nytt bygg. I etterkant av prosjektet ble det konkludert med at kostnader knyttet til transport, mellomagring og remontering var vanskelig å estimere grunnet manglende erfaring i bransjen. Kostnader knyttet til fjerning av påstøp var det også stor usikkerhet rundt. Tilpasning av betongelementer, knutepunktsdetaljer og monteringsrekkefølge måtte planlegges nøye. I tillegg tilfredsstillende ikke betongtaket dagens krav til snølast og det var nødvendig med spesiell dispensjon for å bruke disse om igjen, hvor forutsetningen er at det nye bygget må ha fast eierstruktur og rutiner for snømåking.

- **Demonteringsprosjekter i Sverige**

Rundt 2000 ble et parkeringshus i Solna, Sverige, bestående av prefabrikkerte betongelementer, demontert og flyttet. Dekkeelementene som ble ombrukt var SDT-elementer. Ved remontering av disse elementene var det behov for å lage nye festepunkter for utløfting. Dette ble gjort ved å bore 4 hull i flensen for å kunne feste vaiere. På slutten av 90-tallet ble også DT-elementer fra en takkonstruksjon i en fabrikk i Fors, Sverige ombrukt. Løftepunkter var ikke intakte etter første gangs montering så det måtte lages nye. Det ble brukt DEHA-løft [16] til demontering av DT-elementer, som ble lastet på biler og transportert bort fra bygget [17].

- **Ombruk av SIB-bjelker i Trøndelag**

Det er et pågående prosjekt hvor SIB-bjelker fra et stort industrianlegg i Namsos er demontert og tenkt ombrukt. Bygget ble oppført i 1977, og skulle huse Standard telefon- og kabelfabrikk. SIB-elementene ble levert av Nordenfjeldske Spennbetong AS på Verdal. Av totalt 29 bjelker kan 23 brukes om igjen, resterende ble brukt til testing. Det ble tatt boreprøver av elementene som ble testet hos SINTEF. Elementene har stått i et tett lukket bygg og testene viser få tegn til tilløp av bestandighetsproblemer. Det ble beregnet en resterende levetid av elementene på 121 år. Elementene er ikke remontert i noe nytt bygg enda, men ligger lagret i påvente av fremdrift i bygget de er tiltenkt brukt i [18].

- **Gamle Rikshospitalet, Pilestredet Park, Oslo**

Da Pilestredet Park skulle bygges i Oslo på starten av 2000-tallet ble gamle Rikshospitalet revet. En del av prosjekteringen gikk ut på å kartlegge muligheten for ombruk av prefabrikkerte betongelementer. Løfting av de ca 15 meter lange elementene i bygget på 10 tonn ble sett på som det mest kritiske punktet, der delen av flensen mellom løftepunktet og enden fungerte som en utkrager. Prosjektet konkluderer med at logistikk sannsynligvis er nøkkelen til økonomisk levedyktig ombruk av prefabrikkerte betongelementer ettersom etterspørselen for ombruk bare vil øke. Erfaringer fra prosjektet tilsier at ombruk både er energi- og materialebesparende. Grad av lønnsomhet for ombruksprosjekter er det mer usikkerhet rundt og kan variere fra prosjekt til prosjekt [17]. I en artikkel fra 2011 oppgir Aftenposten at all betong fra Rikshospitalet ble knust under riving [19]. Ombruk av betongelementene ble dermed ikke utført for dette prosjektet, men elementene ble heller brukt som tilslag i nye elementer.

### 2.2.2 Miljøperspektiv

Bygg- og eiendomssektoren bruker ca 40 % av materialressursene og den produserte energien i samfunnet, i tillegg til å stå for ca. 40 % av verdens klimagassutslipp. Produksjon og transport av materialer og byggevarer er noen av de største kildene til utslipp fra næringen, hvorav betong og sement er de fremste bidragsyterne. [20] For å nå FN's bærekraftsmål [21] og befeste tankesettet om en grønnere fremtid, er det viktig å finne alternative løsninger som reduserer utslipp og materialbruk.

Norge har fastsatt nasjonale mål for bygge- og anleggsbransjen med hensikt å redusere mengden utslipp og avfall som oppstår i byggefasen. I denne sammenhengen fokuseres det på konseptet sirkulærøkonomi, som tar sikte på å skape prosesser som unngår avfall. I den sammenheng har klima- og miljødepartementet utarbeidet en avfallspyramide der avfallshåndtering er kategorisert i rekkefølge etter hvilke tiltak som prioriteres høyest for å unngå avfall. Avfallspyramiden illustrert i figur 2.2.1 oppgir ombruk som det nest mest virkningsfulle tiltaket for å redusere avfall og som det beste alternativet dersom avfallsforebygging er for sent og avfallet allerede har oppstått.



**Figur 2.2.1:** Avfallspyramiden er en avfallsstrategi utarbeidet av klima- og miljødepartementet som rangerer avfallsforebyggende tiltak[9].

BREEAM-sertifisering er et anerkjent norsk miljøsertifiseringssystem innenfor bygg- og anleggsbransjen som vektlegger trivsel og helse. Sertifiseringen vurderes normalt for nybygg som kan framlegge konstruksjonens miljøpåkjenning fra vugge til grav. Bedrifter som kan vise til bærekraftige valg i planlegging og utførelse av prosjektene sine kan få en god BREEAM-sertifisering og oppnå gevinst gjennom positiv omdømmebygging, bygging av god miljøprofil og økt lønnsomhet.

Det er totalt fem sertifiseringsnivåer. Pass, Good, Very Good, Excellent og Outstanding. Sertifiseringskrav for et prosjekt der tomten må klargjøres ved riving er hentet fra versjon v6.0 av BREEAM NOR manualen [22]. I tillegg er et endringsblad som omfatter de viktigste endringene i BREEAM-NOR v6.0 lagt til grunne for minstekrav knyttet til de ulike sertifiseringsnivåene [23]. For eksisterende konstruksjoner stilles det minstekrav til ombrukskartlegging for alle nivåer. Hvordan en ombrukskartlegging skal utføres er beskrevet i manualen. For å oppnå Excellent eller bedre er minstekravet satt til at minst 10 av tiltakene anbefalt i ombrukskartleggingen skal gjennomføres og at minst 5 av ombrukskomponentene ombrukes. Et annet minstekrav fra excellent er at 70 % av materialavfallet er klargjort for materialgjenvinning og ombruk. Ombruk bidrar til å redusere avfallsmengden knyttet til et bygg. Et minstekrav for Outstanding er at prosjekter generer en avfallsmengde mindre eller lik 40 kg/m<sup>2</sup>. Fokus på ombruk av byggevarer i et prosjekt med eksisterende bygg på tomten som skal utbygges, er nødvendig for å oppnå en god BREEAM sertifisering [23].

Som et produkt av EUs innsats innenfor bærekraftig finans ble et nytt initiativ introdusert i 2020 [24]. For å redusere miljøavtrykk fra bygg- og anleggsbransjen ble det utarbeidet et klassifiseringssystem, kalt taksonomi, som skal avgjøre hvilke økonomiske aktiviteter som er bærekraftige. Ved å entydig definere hva som skal til for at en aktivitet eller et prosjekt er bærekraftig tilrettelegger taksonomi for at bærekraftige valg vektlegges [25]. Taksonomiforordningen er satt som et minstekrav for å oppnå excellent eller bedre BREEAM-sertifisering [23].

Sirkulærøkonomi, miljøsertifiseringer og taksonomi er bare noen av mange viktige tiltak innført i byggebransjen på veien mot en grønnere og mer bærekraftig industri. Blant avfallsreducerende tiltak trekkes ombruk av byggegjenstander fram som en av de aller viktigste bidragsyterne. Systemer som BREEAM-sertifisering og taksonomiforordningen er med på å tvinge frem ombruk i byggebransjen. Ombruk av DT-elementer kan derfor bli mer og mer relevant i årene som kommer.

## 2.3 Demontering av DT-elementer

For å ombruke DT-elementer må de demonteres fra bygget de står i. Dette kan være en krevende prosess, som må planlegges nøye. Metode for demontering må planlegges, prosjekteres og utføres på en forsvarlig måte. Det er viktig å ta hensyn til byggets stabilitet under demonteringsprosessen.

### 2.3.1 Prosjekteringsfasen

I prosjekteringsfasen av et ombruksprosjekt er det nødvendig å utarbeide en framdriftsplan for riving av konstruksjonen og etablere gangen i demontering av betongelementer. Leiing av gategrunn, frakobling av vann og strøm og tillatelse til plassering av kran, rigg, stillas og lignende må godkjennes på forhånd. For framdriftsplanen bør inneholde alle aktiviteter som påvirker prosjektets tidsplan samt disse aktivitetenes forventede tidsbruk. I tidsplanen bør rekkefølgen på aktivitetene komme tydelig

fram og kostnader bør estimeres for å bedømme økonomisk levedyktighet.

Utløfting av elementene er et kritisk punkt under riving. Det er viktig å sikre stabiliteten av bygget, og midlertidig staging og stemming må prosjekteres på forhånd. Etablering av løftepunkt i flensen danner utkragere som må kontrolleres for virkende krefter og momenter. Transport og mellomagring av elementene bør også planlegges for å optimalisere tidsbruk og kostnader. En annen viktig faktor som påvirker ombrukspotensialet er om produktet skal bearbeides før videre bruk.

### 2.3.2 Demonteringsfasen

Ved ombruk av DT-elementer bør graden av samvirke mellom dekkenene og påstøpen kartlegges før demontering. Påstøp med ikke konstruktivt samvirke har mindre heft som kan forenkle arbeidet med å fjerne påstøpen. Vanlige metoder er pigging eller fresing. Dersom det er konstruktivt samvirke vil det være god heft som vanskeliggjør fjerning av påstøpen. I slike tilfeller kan det være fordelaktig å beholde påstøpen der den behandles som en del av elementet.

For å frigjøre elementet kan sveisen mellom stålplater i knutepunkt ved opplegg enkelt kuttes og skjøtene mellom elementene kappes. Dersom påstøpen beholdes vil også påstøpen kappes parallelt med skjøtene mellom elementene. En egnet løfteanordning festes til klargjorte løftepunkter og løfter elementer ut av bygget. Slik rives bygget etasje for etasje fra øverst til nederst helt til ønsket antall elementer er hentet ut og klare for ombruk i ny konstruksjon.

### 2.3.3 Bearbeiding

Ombruk av hele DT-elementer med sine opprinnelige dimensjoner utgjør forskjeller ved prosjektering, klimaregnskap og økonomi. Det kan bli nødvendig å standardisere ombruk av hele elementer framfor kappede elementer for å introdusere en metode som er konkurransedyktig med bruk av nye elementer. Dette krever at byggeherrer og entreprenører som ønsker å motta eksisterende DT-elementer må være villig til å prosjektere nye konstruksjoner med elementenes opprinnelige dimensjoner.

Dersom kjøper av eksisterende DT-elementer skulle ønske å endre dimensjonene til elementene kan de kappes etter ønske. Hvis et element kappes for å oppnå en kortere spennvidde vil samtidig bøylearmeringen for spaltstrekk og skjær i kappede ende forsvinne. Det vil være nødvendig å beregne nytt behov for spaltstrekkarmering. Ved behov kan det brukes et karbonfibernet på uarmert ende for å gjøre opp for manglende kapasitet, men dette er en dyr løsning.

## 2.4 Remontering av DT-elementer

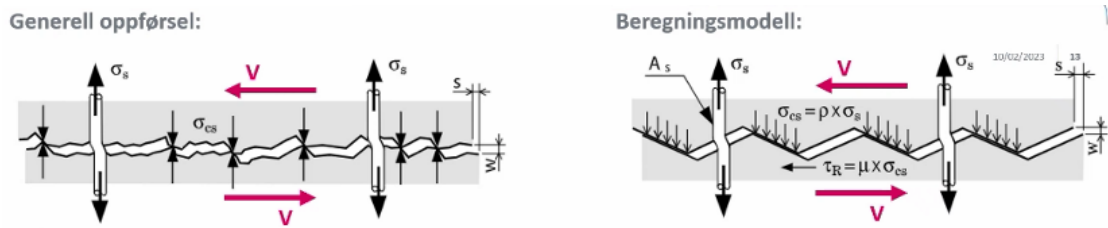
Betongelementer som godkjennes for ombruk transporteres til byggeplass. I likhet med demontering bør framdriftsplan og gang i monteringen etableres under prosjekteringsfasen. De godkjente elementene skal kunne brukes som nye prefabrikkerte DT-elementer. Oppføringen av et nytt bygg følger de samme prinsipper som om elementene skulle vært nye, med unntak av metoden som brukes for gjenetablering av skivevirkning og skjæroverføringer.



### 2.4.1 Gjenetablering av skivevirkning

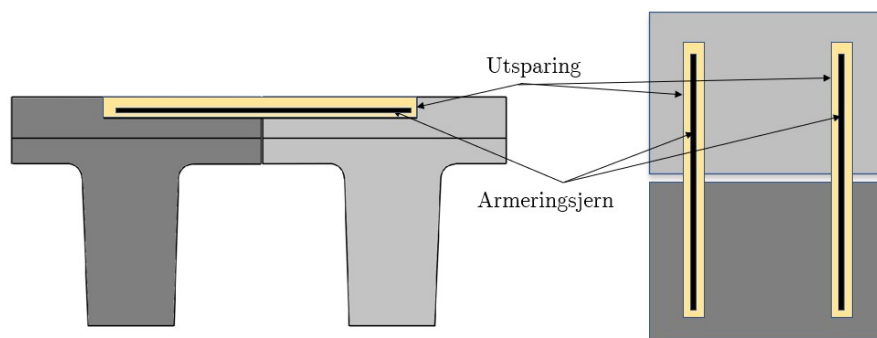
Gjenetablering av skivevirkning i støpeskjøt kan i hovedsak oppnås på tre måter. En metode er at de allerede innstøpte stålplatene som ble kappet ved demontering sveises fast igjen, dette kan være krevende og utsette elementene for skade hvis det er påstøp på elementene som må pigges helt ned. De to andre metodene går ut på å gjenetablere skivevirkningen ved hjelp av skjærfriksjon eller dybler.

For å forbinde elementer ved bruk av skjærfriksjon fuges kontaktflaten mellom DT-elementer i støpeskjøten. Som vist i figur 2.4.1 vil tverrgående armering over skjøten overføre horisontal skjærkraft i ribbedekket som resulterer i skjærforskyvninger  $s$ . Overflateruhet i skjøten fører til forskyvninger  $w$  mellom elementene, som gir strekkspenninger  $\sigma_s$ . For å reetablere likevekt i skjøten oppstår det trykkspenninger  $\sigma_{cs}$  på overflaten av fugen som motvirker strekkspenningene i armeringen. Graden av ujevnheter bestemmer størrelsen på fugeseparasjonen der økende ujevnheter resulterer i økt skjæroverføringskapasitet. Arealet av armeringen påvirker også graden av skjæroverføring da større overflateareal gir større kontaktflate som øker friksjonen [26].



**Figur 2.4.1:** Skjærfriksjon mellom betongelementer, generell oppførsel og forenklet beregningsmodell.

Bruk av dybel har flere likhetstrekk med skjærfriksjonsmetoden. Dybelskjær oppstår for kortere og kraftigere armeringsstenger. For dekkeskiver plasseres forsterkningen vanligvis i ekspansjonsfuge delvis i plastrør. Dette vil se tilnærmet likt ut som for skjærfriksjon vist i figur 2.4.1. Pigging for å fjerne påstøp krever god kompetanse, men innebærer fortsatt en risiko for å skade flensen i underkant. I slike tilfeller kan et bedre alternativ være å la påstøpen ligge og demontere DT-elementene og påstøpen som ett element. Forbinding av elementene kan gjøres på en slik måte at full skivevirkning blir reetablert. Ofte er dette hensiktsmessig med tanke på global stabilitet og overføring av krefter. Ved å pigge ut en kanal i påstøpen kan skjærfriksjon- og dybel metodene benyttes, som illustrert i figur 2.4.2. Forsterkningen plasseres i utsparingen som fylles igjen med betongmasse.



**Figur 2.4.2:** Illustrasjon av utsparinger i påstøp til gjenetablering av skivekrefter ved hjelp av skjærfriksjon eller dybler.

## 2.5 Skademekanismer, bestandighet og levetid

For å kunne vurdere muligheten for ombruk av armerende betongelementer, er det essensielt å ta hensyn til de ulike skademekanismene som påvirker elementene, samt hvordan disse mekanismene påvirker elementenes levetid. De ulike skademekanismene har en direkte innvirkning på betongens fasthet og armeringens duktilitet. Det er også verdt å merke seg at én skademekanisme kan påvirke forekomsten av en annen, noe som kan føre til større skadeomfang. Det er derfor av stor betydning å vurdere konsekvensene av alle relevante skademekanismer og betrakte dem i sammenheng med hverandre.

### 2.5.1 Karbonatisering

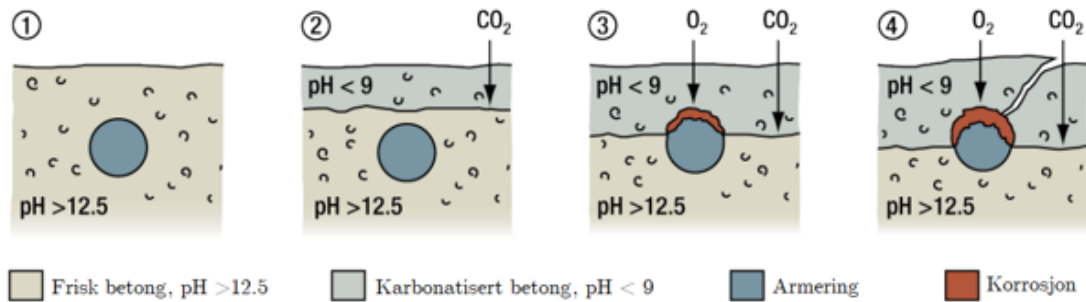
Karbonatisering er en relevant skademekanisme for armert betong, da den kan påvirke armeringen og føre til redusert duktilitet og dermed svekke bæreevnen. Karbonatisering påvirker mikrostrukturen i betongen og fører til dannelse av rust på armeringsjernet. Karbonatisering ikke bare er en skademekanisme, men det kan også ha en positiv effekt sett fra et klimaperspektiv ved å lagre CO<sub>2</sub> i betongen over tid [27].

Karbondioksid i lufta trenger inn i betongen gjennom porer og riss. Kalsiumhydroksid i betongen reagerer med karbondioksidet og gjennom en kjemisk reaksjon dannes kalsiumkarbonat og vann. Denne reaksjonen endrer pH-verdien i betongen og gjør den mer sur. Når inntrengningsdybden når armeringen, fjernes det beskyttende laget rundt armeringsjernet. Dette beskyttende laget er en oksydfilm som brytes ned når betongens pH-verdi synker under 9,5. Korrosjonsproduktet på armeringsjernet tar opp mer plass enn det opprinnelige armeringsjernet og utvider seg inn i omkringliggende betong. Denne reaksjonen fører til korrosjon av armeringsjernet og avskalling av betongoverflaten, som eksponerer armeringsjernet for ytterligere skader [28].

Fuktighetsinnholdet, permeabiliteten til betongen, tilstedeværelsen av pozzolaner og konsentrasjonen av CO<sub>2</sub> både internt og eksternt er hovedårsakene til karbonatisering i betong. Indre forhold inkluderer sementtype, v/c-tall og porøsitet. Ytre forhold refererer hovedsaklig til CO<sub>2</sub>-konsentrasjon i lufta rundt konstruksjonen, men også faktorer som humiditet, temperatur og atmosfærisk trykk. Den lave konsentrasjonen av CO<sub>2</sub> i atmosfæren på rundt 0,03-0,04 % gjør at naturlige karbonatiseringsprosesser utvikler seg svært langsomt over mange år. Dette gjør karbonatisering spesielt relevant i sammenhenger der betongelementer ombrukes, da disse elementene ofte har eksistert i lang tid og dermed er mer utsatt for denne skademekanismen.

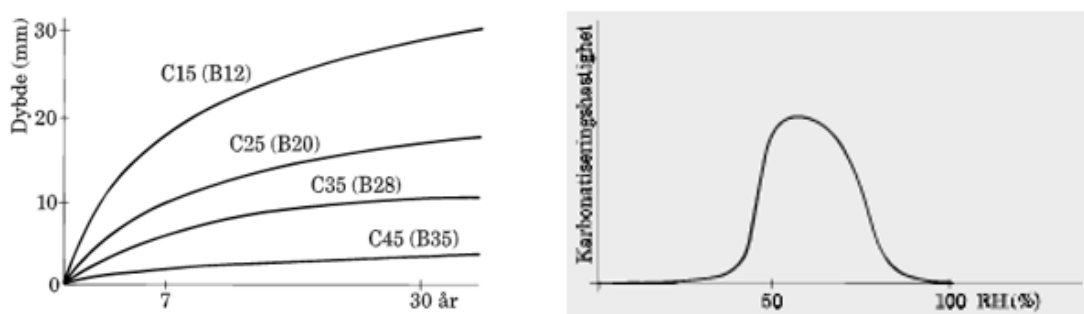
Inntrengningsdybden kan måles i henhold til NS 3682:2002 punkt 6.3.3. Basert på resultatene kan resterende tid før inntrengningsdybden når armeringen estimeres. Stadiene for resterende levetid av betongen kan beskrives i henhold til figur 2.5.1. I stadium 1 er det ingen tegn til karbonatisering i betongen. Dersom betongen befinner seg i stadium 2 kan det være nødvendig å beregne restlevetid. Restlevetid kan estimeres i henhold til rapporten "*Deterministiske modeller for beregninger av restlevetid av betongkonstruksjoner*" [29]. Metoden baseres på at karbonatiseringsdybden etter en gitt tid er målt og at armeringsoverdekningen er kjent. Rapporten anbefaler å legge inn en sikkerhetsmargin for å kompensere for usikkerheter knyttet til målingene. En nyere, hittil upublisert rapport fra Norsk forening for betongrehabilitering som venter på godkjenning, bruker en tilnærmet identisk beregningsmetode for å bedømme sannsynlig gjenværende initieringstid [30]. Den eneste forskjellen

er at det i den upublisererte rapporten inkluderes en initiell karbonatiseringsdybde som kan settes ulik null. I stadium 3 og 4 på figur 2.5.1 har karbonatiseringen allerede nådd inn til armeringen. På dette stadiet vil armeringskorrosjon som følge av karbonatisering ha startet og armeringen kan være sårbar for kloridangrep som følge av avskalling. Betongen ansees på dette stadie å ha brukt opp sin resterende levetid.



**Figur 2.5.1:** Utvikling av karbonatiseringsprosessen [31]. Viser utviklingen fra frisk betong til skadet betong med armeringskorrosjon og avskalling.

Betongkonstruksjoner som står i et miljø med høy relativ fuktighet, kan oppleve karbonatisering som påvirker deres stabilitet og bæreevne. For Portland sement vil inntrengningen skje raskest ved relativ fuktighet på rundt 50-60 % [32]. Elementer som har fått påvist karbonatisering vil, om benyttet i lignende miljø, fortsette karbonatiseringsprosessen. Denne utviklingen kan gis som en funksjon av kvadratroten av tiden, bare noe langsommere. Hastigheten er vist til venstre i figur 2.5.2 for ulike fasthetsklasser og viser en tendens til avtagende hastighet over tid. Dersom elementene ombrukes i et tørrere miljø med luftfuktighet på 20-40 %, kan man anta at karbonatiseringshastigheten avtar og til slutt stopper opp som vist til høyre i figur 2.5.2. Dette kan redusere faren for korrosjon og skader på betongen.



**Figur 2.5.2:** Til venstre: karbonatiseringshastighet som funksjon av relativ fuktighet [32]. Til høyre: Karbonatiseringshastighet for forskjellige fasthetsklasser [32].

## 2.5.2 Kloridinntrengning

Kloridinntrengning er den primære årsaken til korrosjon på armeringen i betongkonstruksjoner. På samme måte som med karbonatisering, bryter klorider ned den beskyttende oksydfilmen på armeringsjernet og initierer korrosjonsprosesser. Det skiller mellom to korrosjonsprosesser, der den første fasen er når klorider trenger inn i betongen og nedbryter den korrosjonshemmende effekten rundt

armeringsjernet, og den andre fasen er når armeringsjernet begynner å ruste og mister sin konstruktive styrke. Armeringskorrosjon forårsaket av klorider utvikler seg raskere enn ved karbonatisering, og kloridangrepene kan opptre mer lokalt [28].

Kloridangrep er vanligvis assosiert med konstruksjoner i kystområder som er eksponert for saltvann fra havet, men kan også forekomme i konstruksjoner som er i kontakt med biler som har kjørt på saltede veier. Dette innebærer hovedsakelig bruer og parkeringshus. En slik påvirkning fører til periodiske sykluser av saltvannspåvirkning på konstruksjonen, liknende som når bropæler utsettes for bølgeslag. Denne syklusen av fukting og tørking er spesielt skadelig, da den påfører betongen en alternering mellom klorider, vann og oksygen, og resulterer i hyppig utvikling av kloridinntregning i betongkonstruksjoner.

Tilstedeværelse av vann og oksygen er definerende faktorer for hyppigheten av kloridinntregning og påfølgende armeringskorrosjon. Mengden klorider er også viktig. Kloridangrep vil ikke forekomme før betongen oppnår kritisk kloridinnhold. Grensen for hva som er kritisk kloridinnhold er avhengig av mange faktorer og kan også være forskjellig lokalt i en konstruksjon. Vanligvis ligger kritisk kloridinnhold på mellom 0,1 - 2 %.

### 2.5.3 Alkalireaktivitet

Alkali-silika reaksjoner (ASR) er en utbredt skade- og nedbrytningsmekanisme i betongkonstruksjoner, spesielt i bruer og dammer. Skaden skyldes en kjemisk reaksjon mellom alkalier i sementen, silikater i tilslag og vann. Reaksjonsproduktet er en alkali-gel som ekspanderer og forårsaker intern og ekstern opprissing av betongen, samt interne strekkspenninger. Ekspansjonen har også stor påvirkning på betongens E-modul, da denne kan halveres ved kun 0,5-1,0 ‰ ekspansjon [33]. Reaksjonstiden og produksjonen av alkali-gel kan være hurtigvirkende eller svært langsom, avhengig av hvor reaktivt tilslaget er, hvilken sementtype som er brukt og betongens eksponering til fuktighet [34, 35].

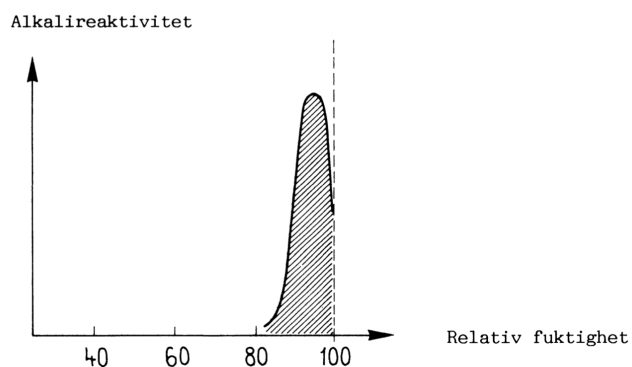
Tidligere har man antatt at betongen i norske konstruksjoner ikke hadde reaktivt tilslag og derfor ikke var utsatt for alkalireaksjoner. Imidlertid har det blitt oppdaget at slike reaksjoner faktisk forekommer, selv om utviklingen er treg. Reguleringer for å hindre alkalireaksjoner ble ikke implementert i Norge før på 90-tallet, så det kan forventes at betongkonstruksjoner som ble produsert før dette tidspunktet vil vise varierende grad av alkalireaksjoner. Andre land, som Danmark, Storbritannia og USA, opplever hyppigere utvikling av slike reaksjoner, som i hovedsak skyldes bruken av mer reaktive bergarter i tilslaget.

Når det oppstår ASR i betongen, vises et karakteristisk sprekkmønster på overflaten, kjent som krakelering, som vist i figur 2.5.3. Rissene oppstår fordi kjernen av betongen ekspanderer mer enn overflaten. Disse rissdannelsene kan utvide eksisterende riss og dermed øke forekomsten av andre skademekanismer som frostsprengning og kloridinntregning. ASR er derfor spesielt viktig å ta hensyn til i betongelementer, da de ofte er produsert med mindre nominell overdekning enn plasstøpt betong.



**Figur 2.5.3:** Distinkt rissmønster i betongkonstruksjoner utsatt for alkalireaksjoner, også kalt krakeleringsmønster [34].

Den viktigste faktoren å ta hensyn til når det gjelder alkalireaksjoner er fuktigheten betongen er utsatt for. Det vil ikke oppstå alkalireaksjoner uten en relativ fuktighet over 80 % [34]. Forholdet mellom alkalireaktivitet og relativ fuktighet er illustrert i figur 2.5.4. Erfaring fra bransjen tyder på at betong produsert med samme sement og tilslag kan ha vidt forskjellig utvikling av alkali-gel, basert på miljøet de står i. Ved ombruk av betongelementer er det viktig å vurdere både klimaet der elementet tidligere var montert og dets utvikling av alkalireaksjoner, samt hvor det skal monteres med tanke på videre utvikling. DT-elementer er mye brukt i åpne parkeringshus er spesielt utsatt for fukt fra uteluften og biler som kjører inn i parkeringshuset. Mange parkeringshus i Norge ble bygget før reguleringer av ASR ble innført. Det er derfor svært viktig å ta hensyn til ASR ved ombruk av DT-elementer.



**Figur 2.5.4:** Utvikling av alkalireaksjoner i forhold til relativ fuktighet [34].

Andre prosesser kan danne krakeleringsmønster, som for eksempel uttørking av betongoverflaten. Det er dermed nødvendig i mange tilfeller med strukturanalyser i mikroskop for å fastslå om det er utfelt alkali-gel rundt tilslaget. I noen tilfeller kan det dannes krakeleringsmønstre på betongoverflaten som følge av andre mekanismer enn ASR, for eksempel uttørking. Det kan derfor være nødvendig med mikroskopisk strukturanalyse for å undersøke om det er utfelt alkali-gel rundt tilslaget. Med både krakeleringsmønster og alkali er sjansen stor for påbegynte alkalireaksjoner.

### 2.5.4 Skademekanismenes innvirkning på levetid

For å bedømme brukte betongelementers gjenværende levetid må de overnevnte skademekanismene vurderes. Mekanismene kan individuelt eller i samspill redusere levetiden til en konstruksjon. Den viktigste faktoren er tiden det tar før korrosjonsprosessen starter, det vil si hvor langt utviklingen av de ulike skademekanismene har kommet. Det er også sekundære faktorer som bidrar til hyppigere korrosjon av armeringsjernet, for eksempel karbonatisering og kloriders nedbryting av oksydfilmen rundt armeringsjernet, alkalireaksjonenes krakeleringssiss og karbonatiseringens reduksjon av betongens styrke.

Trykkfasthet er den vanligste måten å kartlegge betongens styrke på og beskriver hvor stort trykk en kjerneprøve fra den gjeldende betongen tåler. For brukt betong som har stått i lengre tid, kan betongens initielle trykkfasthet redusert fasthet som følge av overnevnte skademekanismer. Det er derfor viktig å teste betong som vurderes til ombruk for å bestemme om den har tilstrekkelig trykkfasthet. Testing utføres ofte ved å ta bore ut betongkjerner og teste de for bruddfasthet på laboratorium. De overnevnte skademekanismene bør også testes for, slik at restlevetiden til elementene kan bestemmes.

Korrosjon av spennarmeringen i en spennarmert konstruksjon bør tas svært alvorlig. Spenntauenes virkning reduseres når heften mellom stål og betong blir påvirket. Føroppspente elementer med tilfylling til armeringskorrosjon bør derfor vurderes ekstra nøye. Hvis spennarmeringens sammenholdende effekt reduseres betraktelig blir elementet ubrukelig og kan ikke ombrukes. Et element som gradvis mister spennkraft kan også være farlig i bygget det er plassert i, siden det etterhvert ikke vil tåle de eksisterende lasttilfelle.

## 2.6 Regelverk og dokumentasjon

### 2.6.1 Behovet for standardisering av ombruk

Byggebransjen står overfor en oppfordring til endring på grunn av faktorer som miljøvern, sirkulær økonomi og sertifiseringer. Byggeindustrien står for store deler av verdens utslipp som må reduseres for å nå FN's bærekraftsmål [9]. I skrivende stund utføres det en rekke prosjekter i Norge og internasjonalt for å kartlegge ombrukspotensialet til byggevarer. Ettersom betongbygg generelt dimensjoneres for 50 eller 100 år, bør muligheten for ombruk av elementer i disse byggene vurderes dersom riving planlegges før forventet levetid er nådd. Dokumentasjon på byggevarer kan være problematisk å oppdrive for eldre bygg. Digital lagring på lagringsmedium med begrenset holdbarhet, lagring på lokale harddisker som ikke er kompatible med dagens teknologi og analog lagring av viktige dokumenter utgjør en risiko for at informasjon går tapt over tid. Manglende informasjon om bygningsselementer kan i verste fall umuliggjøre ombruk. Dette er en del av utfordringene som kan oppstå i lys av dagens regelverk og dokumentasjonskrav.

Dagens krav til byggevarer som skal anvendes i nye bygg reguleres i hovedsak av to regelverk. Byggevarerforskriften (DOK), en forskrift for dokumentasjon av byggevarer, og byggeteknisk forskrift (TEK17) som regulerer alle tekniske minstekrav til bruk av byggevarer. Disse to regelverkene legger til grunn for hvilke krav som gjelder og hva som skal til for å oppfylle dem. At en byggevare oppfyller krav til å omsettes betyr ikke automatisk at byggevaren kan brukes i et nytt bygg. Da må også de tekniske kravene i henhold til TEK17 oppfylles. [36]

### 2.6.2 Byggvareforskriften

Forskrift for dokumentasjon av byggevarer (DOK), utarbeidet av direktoratet for byggekvalitet er et regelverk for omsetning av byggevarer. Den består av fem kapitler der kapittel I og V utgjør generelle fellesbestemmelser for dokumentering av byggevarer. Byggevareforordningen utgjør kapittel II av forskriften og tar for seg krav til CE-merkede byggevarer. Produktstandarder utarbeidet av EU-kommisjonen kalles for harmoniserte produktstandarder. Byggevarer utarbeidet og kontrollert etter disse standardene kvalifiseres for CE-merking, et kvalitetsstempel på at en byggevares egenskaper er tilstrekkelig dokumentert. Kapittel III i forskriften omfatter krav til byggevarer uten CE-merking. Selv om byggevareforskriften primært er utarbeidet for nye byggevarer gir regelverket også en generell veiledning av dokumentasjon for ombruk [37].

Byggevareforskriften har utviklet en veiviser for omsetning av gamle byggevarer. Veiviseren ber brukeren om å svare på utvalgte spørsmål om byggevaren og gir et svar på hva som kreves for at byggevaren kan ombrukes. Basert på disse valgene stiller veiviseren krav til dokumentasjon av elementer som skal ombrukes. Spørsmålene som må besvares før ombruk av byggevarer kan realiseres i henhold til byggevareforskriften er som følger:

1. Er produktet en byggevare?
2. Skal produktet bearbeides?
3. Skal du omsette produktet?
4. Ønsker du å frivillig CE-merke produktet?

DT-elementer kategoriseres som en byggevare. Om elementet skal kappes eller beholde opprinnelig geometri til ombruk, eller om det skal knuses og gjenvinnes må bestemmes i punkt 2. Neste punkt omfatter hvem som skal omsette produktet. Ulike retningslinjer følger for kjøper og selger eller dersom byggevaren ikke skifter eier. Spørsmål 4 lar brukeren bestemme om produktet skal CE-merkes eller ikke. Etersom det ikke finnes en standard for ombruk av DT-elementer vil det ikke være aktuelt å CE-merke produktet.

En endring i regelverket som trådte i kraft 1.juli 2022 flyttet dokumentasjonskravet av brukte byggevarer fra omsetningsleddet til tiltakshaver og andre ansvarlige aktører tilknyttet byggesaken. Omsetningsleddet, ofte i form av produsent, importør eller distributør, trenger ikke lenger innfri kravene satt av byggevareforskriften for å omsette byggevarer. Dette må gjøres av de ledd i byggesaken som har til formål å bruke varene. For DT-elementer er det kravene i byggeteknisk forskrift som må møtes [37].

### 2.6.3 Byggeteknisk forskrift

Betongelementer skal kvalitetssikres før bruk i henhold til byggetekniske krav og norske dimensjoneringsprinsipper. Det samme gjelder for eldre betongelementer som vurderes til ombruk. Byggevareforskriften stiller krav til at DT-elementer må oppfylle kravene i den byggetekniske forskriften, og at det skal foreligge dokumentasjon som viser at elementene oppfyller disse kravene.

Forsvarlig ombruk krever en kartlegging av langtidseffekter på elementene og dokumentering av bæreevne, brukbarhet og bestandighet for å bestemme gjenværende levetid. Dette kan for eksempel omfatte krav til styrke, skademekanismer, brannsikkerhet, energiforbruk og tekniske installasjoner. Dokumentasjonen må vise at betongelementene oppfyller disse kravene, og at de er egnet for ombruk i den konstruksjonen eller bygningen som vurderes. Med en slik dokumentasjon er ikke tiltakshaver og ansvarlig aktør pålagt å bruke CE-merkede byggevarer.

Kravene til dokumentasjon for ombruk av DT-elementer kan variere fra bygg til bygg og i ulike miljø. Det kan for eksempel være strengere krav til dokumentasjon for byggevarer i høye bygg eller konstruksjoner som er utsatt for store belastninger eller eksponert for skadelige værforhold. NS-EN 13224:2011 for ribbedekker og andre konstruksjonsstandarder gir grunnlag for å oppfylle kravene i forskriften for konstruksjoner og bygningsdeler [38].

Dersom DT-elementer skal ombrukes i en konkret prosjekt er det kun egenskapene relevante for det prosjektet som må dokumenteres. Er det mer uklart hvilke egenskaper som skal dokumenteres, kan ytelseserklæringen eller den harmoniserte produktstandarden for en ny tilsvarende byggevarer brukes som et utgangspunkt. Ved å se på egenskapene som dokumenteres for et nytt element kan man avgjøre de relevante egenskapene som bør kontrolleres for brukte DT-elementer.

#### 2.6.4 Eksisterende praksis

I 2022 ble ombruksstandarden for hulldekker, NS 3682:2022, i betong publisert av Norsk Standard. Dokumentet vurderer allerede produserte hulldekker da den harmoniserte hulldekkestandarden NS-EN 1168:2005 kun tar for seg produksjonskontroll av nye hulldekkeelementer. Den harmoniserte standarden for ribbedekkelementer, derav DT-elementer, omfatter, i likhet med hulldekkestandarden, en produksjonskontroll. Det finnes i midlertid ingen ombruksstandard for DT-elementer. Skal ombruk av disse elementene normaliseres og optimaliseres er det et behov for standardisering av vurderingsprosedyrer for allerede produserte DT-elementer.

En visuell kontroll av bygget kan gi mye informasjon om forventet potensiale for ombruk. Korrosjon og korrosjonsvann fra spenntau ved fuge mellom element og vegg, riss fra oppsprekking i betongen og krakelermønstre fra kjemiske angrep kan avdekkes av en visuell kontroll og målinger. I tillegg bør byggets levetid og miljøet bygget ha stått i tas med i vurderingen. Fuktig klima eller miljø som gjør elementene vekselvis våte og tørre kan gi større skader på betongen og armeringen enn om bygget hadde stått i tørt eller ventilerende miljø. For å kontrollere de tekniske krav som er fastsatt i den byggetekniske forskriften kan det utføres tester og målinger av betongprøver.

Dersom DT-elementene vurderes i god nok stand kreves videre undersøkelser. NS-EN 1168:2005 krever fullskalatesting av hulldekker til brudd som en del av prøvingen før produktene deklarerer. Derfor er det også krav om prøving av hulldekker til brudd for eksisterende hulldekker før de kan deklarerer klare til ombruk. Standard praksis og NS-EN 13224:2011 innebærer ikke fullskalatesting av DT-elementer og det antas derfor at en slik prøve også kan unngås for eksisterende DT-elementer. Årsaken til dette er at ribbedekkelementer har bølgearmring ved opplegg og vil derfor ikke ha samme risiko for sprøbrudd som hulldekkeelementer. Kappes ribbedekkelementer, slik at bølgearmringen fjernes, bør en fullskalatest vurderes.



### 2.6.5 Tilstandsvurdering

NS 3682:2022 punkt 6 forklarer anbefalt tilstandsvurdering av brukte hulldekker. En tilsvarende tilstandsvurdering kan utføres for ombruk av DT-elementer. Tabell 2.6.1 sammenfatter relevant prøving og regelverk knyttet til tilstandsvurdering av bestandighet, miljø og bæreevne. I tillegg bør bæreevnen til DT-elementer sjekkes i henhold til EC2 og NS-EN 13224:2011. Brannsikkerhet bør kontrolleres etter NS-EN 13224:2011. NS 3682:2022 kan brukes som en veileder for hvordan de øvrige standardene bør brukes for DT-elementer.

Tilstandsvurdering	Minste antall prøver	Tekniske krav	Regelverk
Karboniseringsdybde	10	< 10 mm	NS-EN 14630
Kloridinnhold	3	< 0,2 vektprosent	NS-EN 14629
Alkalireaktivitet	3	Godkjent av fagkyndig	Fagvurdering
Betongtrykkfasthet	8	< $f_{ck, is}$ for B45	NS-EN 12504-1 NS-EN 12390-3
Forspenning	-	Kontroll av spenntauslipp	NS-EN 1168:2005+ A3:2011 tillegg A.3
Brannsikkerhet	-	Brannmotstand	NS-EN 1168:2005+ A3:2011

**Tabell 2.6.1:** Tilstandsvurdering av DT-elementer etter NS 3682:2022

NS 3682:2022 angir krav til største kloridinnhold på 0,2 % av sementvekt, mens den generelle anbefalingen fra betongelementbøkene bind D [32] beskriver at verdier under 0,4 % antyder liten fare for armeringskorrosjon.

Det er viktig å ta hensyn til når elementene er produsert, da kravene i tidligere standarder avviker fra kravene i dag. Betongkonstruksjoner bygd etter tidligere standarder kan ha utforming og armeringsmengder som ikke tilfredsstiller dagens regelverk, og kan dermed ha bestandighetsproblemer på bakgrunn av dette. Overdekningskravet har vært gjennom store endringer i løpet av de siste tiårene. I første utgave av NS 3473 i 1977 [39] var krav til nominell overdekning 25 mm og ble ikke oppjustert før den neste utgaven kom i 1989 [40]. Dette betyr at konstruksjoner produsert i dette tidsrommet er prosjektert med svært liten overdekning. Kombinert med dårlig utførelse og unøyaktighet ved montering av armering, er det påvist betydelige skader på konstruksjoner på 70- og 80-tallet som følge av armeringskorrosjon [41]. Konstruksjoner fra samme tidsrom der det ikke er undersøkt skader kan også være svært utsatt for bestandighetsproblemer, og bør vurderes nøye ved ombruk.

### 2.6.6 Deklarasjon av egenskaper

Forsvarlig ombruk stiller krav til dokumentasjon av brukte byggevarers egenskaper. For å sikre at kravene oppfylles bør det stilles minstekrav til egenskaper som skal deklarerer. Dette innebærer geometri, tilstandsvurdering, bæreevne og dokumentasjon av utførte kontroller. Deklarasjonskrav for

hulldekker etter NS 3682:2022 er illustrert i figur 2.6.1. Tilsvarende oversikt bør utarbeides for DT-elementer.

Egenskap	Enhet
Bredde	mm
Lengde	mm
Høyde	mm
Vekt	kg/m <sup>2</sup>
Betongtrykkfast	Klasse
Karakteristisk momentkapasitet	kN/m
Eksponeringsklasse	Klasse
Fravær av helse- og miljøfarlige stoffer	Bekreftelse
Standard brannmotstand	Klasse
Tilvirker	[navn]
Tidspunkt for verifisering	dato
Kontrollorgan	[navn]

Figur 2.6.1: Deklarasjon av egenskaper for montasjeklare hulldekker [5]

## 2.7 Dimensjonerende krefter og påkjenninger

Betongfasthet og betongkvalitet kan tas fra dimensjonerings tegninger dersom disse foreligger. Betongfasthet kan relativt enkelt og med fordel bestemmes fra en kjerneprøve. Betongelementer er normalt produsert med en fasthet høyere enn betongfasthet spesifisert på tegninger. Hvis det ikke finnes tegningsgrunnlag eller betongresepter, kan materialegenskaper antas etter inspeksjon av elementene og byggeår. Mangel på informasjon i et slikt tilfelle bør tilnærmes med konservative antagelser og metoder.

### 2.7.1 Tap av spennkraft

Etter hvert som spennarmert betong blir eldre vil ulike mekanismer føre til at den opprinnelige spennkraften reduseres. Redusert spennkraft vil påvirke motstandsevne mot påførte laster og endelig spenningstilstand i et betongtverrsnitt. Tap av spennkraft kan deles opp i to kategorier; initielle tap og tidsavhengige tap. De initielle tapene skjer under og rett etter produksjon av nye elementer og er engangstilfeller som gir en bestemt verdi på tapet av spennkraft. De tidsavhengige tapene er langtidsvirkende og øker sakte men sikkert i løpet av elementets levetid. Initielle tap som er relevante for føyroppsente betongelementer inkluderer:

- *Låsetap* som følge av at spennetauet glir litt på siden som jekkes opp, før det oppjekkede spennstålet låses fast. Dette kompenseres ofte for på fabrikk da tauet spennes opp over den bestemte oppspenningen, slik at den tilsiktede tøyningen etter låsing er lik bestemt oppspenningstøyning. I følge EC2 5.10.2.1 (2) [3] er overspenning tillatt hvis kraften kan måles med en nøyaktighet på  $\pm 5\%$  av forspenningskraften. Dette medfører i midlertid andre begrensninger for spennkraften.
- *Temperaturtap* som følge av at den oppspente armeringen blir varmet opp av varmen produsert under herdeprosessen i betongen, i perioden før armeringen har fullstendig heftforbindelse med betongen. Dette er spesielt relevant der flere elementer støpes med samme armering i samme

spennbenk. Under oppvarming vil betongen ha en raskere temperaturutvikling enn stålet, men under nedkjøling vil spenningene forbli uendret på grunn av at stål og betong har relativt lik temperaturutvidelseskoeffisient. Spenningsfallet i tauene ved oppvarming vil derfor gi et tap i spennkraft.

- *Trykktap* som følge av en felles trykktøyning i betongen og spennarmeringen på grunn av forspenningskraften påført elementet etter kapping av spenntauet. Før kapping er det ingen trykktøyning i betongen, men etter kapping vil heften mellom tauet og betongen overføre trykkraften. Deler av forhåndstøyningen forårsaket av spenntauet vil dermed deles med betongen, og redusere tøyningen i spennarmeringen. Dette resulterer i at strekkraften i spennarmeringen blir redusert.

Dersom redusert spennkraft etter initielle tap gir en strekkspenning lavere enn betongens strekkfasthet kan betongen antas urisset. Spenningsberegningene kan derfor utføres i stadium I for å bestemme reduksjon av spennarmeringskraften fra initielle tap. Tøyninger, spenninger og spennkraft etter initielle tap brukes videre for å bestemme virkningen av resterende mekanismer over tid. Tidsavhengige tap relevante for føyroppsente betongelementer inkluderer:

- *Kryp*, en deformasjon som oppstår i betong som utsettes for trykk over lang tid. Denne deformasjonen kommer i tillegg til den initielle sammentrykningen av betongen fra lastpåføring. Kryptall bestemmes etter EC2 tillegg B [3]. Ettersom lastene på betongelementene påføres ved ulik tid og dermed bidrar med forskjellige spenninger, benyttes en midlere E-modul. Vanligvis antas det at spenntau kappes tre dager etter at betongen er støpt. Spennkraften og egenvekten begynner da å virke på konstruksjonen og beregnes som langtidslaster. Kryp fører til en tøyningsreduksjon i spennarmeringen som igjen fører til en spenningsreduksjon. Denne reduksjonen kan bestemmes ved å se på reduksjonen i spenninger fra initiell tilstand til nye spenninger over tid på grunn av kryp. Spenningsreduksjonen fører til en redusert spennarmeringskraft.
- *Svinn*, betegnelsen for krymping av betong gjennom uttørking. Når betongen krymper fritt, tvinges armeringen til å følge etter slik at heft gjenopprettes. Dette fører til en tøyningsreduksjon i spennarmeringen. Den totale svinntøyningen består av uttørkningssvinn og autogent svinn, der uttørkningssvinn oppstår ved at fukt transporteres gjennom herdet betong over tid og autogent svinn primært inntreffer tidlig i herdefasen og utvikler seg i takt med herdingen. Svinn virker derfor uavhengig av lastnivå. Reduserte tøyninger gir reduserte spenninger som resulterer i tap av spennarmeringskraft.
- *Relaksasjon* av spennarmering som beskriver spenningsreduksjonen i spennstål utsatt for konstant tøyning over lang tid. Beregninger av relaksasjonstapet utføres etter EC2 3.3.2 (7) [3] der relaksasjonsklasse 2 for lav relaksasjon er vanlig. I beregningssammenheng tilsvarer tid etter oppspenning byggets levetid. Relaksasjonstapet brukes videre for å beregne reduksjon av spennarmeringskraft.

Ved å summere de tidsavhengige tapene fra kryp, svinn og relaksasjon kan total reduksjon av spennarmeringskraft bestemmes. Denne reduksjonen må trekkes fra den allerede reduserte spennarmeringskraften etter initielle tap. Inkluderes tidsavhengige tap må tillatt strekkspenning kontrolleres på nytt. Den reduserte spennkraften kan omregnes til langtidsspenninger som representerer spenningstilstanden over tverrsnitthøyden. De beregnede spenningene utgjør spenningsbidraget fra spennarmeringen

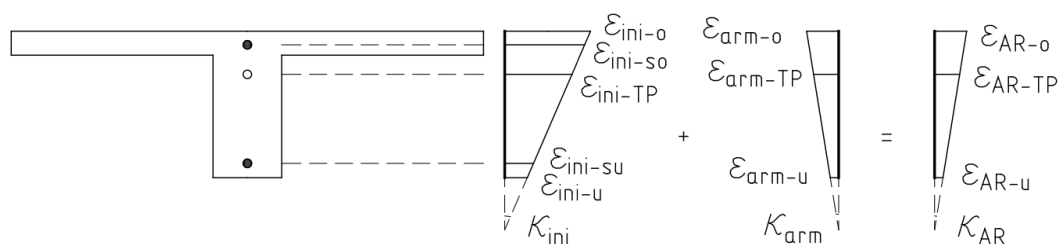
i betongtverrsnittet. Dersom langtidsspenningsene er større enn betongens strekkfasthet er det nødvendig å utføre beregninger der betongtverrsnittet må behandles som opprisset, altså i stadium II.

### 2.7.2 Tøyninger fra alkalireaksjoner

Tilleggstøyninger fra alkalireaksjoner legges på den utregnede tøyningfordelingen fra belastninger og spennkraft, der det er påvist slike reaksjoner. Initaltøyninger fra alkalireaksjoner måles der det er mulig, ellers må en antatt initaltøyning brukes. For å beregne tøyningsbidraget fra alkalireaksjoner anbefales det å benytte seg av beregningsmetodene i enten "SVV rapport 601 Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse" [42] eller "SVV rapport 855 Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner" [43]. DT-elementer er T-tverrsnitt, slik som de fleste brukonstruksjoner, så metodene i rapportene er overførbare.

Rapportene tar for seg forskjellige metoder for å bestemme tøyningsbidrag fra alkalireaksjoner. Rapport 601 gjør om tøyninger til krefter som legges sammen med andre krefter som virker på tverrsnittet og er basert på metoden for beregning av svinn etter Sørensen kapittel 6.3.2, men med motsatt fortegn. Rapport 855 regner tøyningsbidraget basert på tøyninger i tyngdepunktet og krumning av den lineære tøyningfordelingen. Det anses som lurt å forstå begge metoder for å få en bedre forståelse over hvordan bidraget fra alkalireaksjoner vurderes. Av de to metodene er rapport 855 den nyeste og baserer seg i størst grad på kjent akademisk litteratur.

I henhold til rapport 855 kapittel 3.4 velges en initiell fri utvidelse og krumning fra alkalireaksjoner, basert på målte riss over elementet eller antagelser gjort etter erfaringer fra tidligere prosjekter, angitt som  $\varepsilon_{ini}$  og  $\kappa_{ini}$ . Armeringen i tverrsnittet blir dratt med den frie utvidelsen og resulterende aksial- og momentkrefter i tverrsnittet blir regnet om til resultanter. Kraftresultantene blir så påsatt tverrsnittet i motsatt retning. Fra disse kreftene kan tilbakeholdende armeringstøyning og -krumning bestemmes, betegnet  $\varepsilon_{arm}$  og  $\kappa_{arm}$ . Ved å legge sammen den initielle utvidelsen og tilbakeholdningen av armeringen, kan endelig ASR-utvidelse bestemmes, betegnet  $\varepsilon_{AR}$  og  $\kappa_{AR}$ . Metoden er illustrert i figur 2.7.1.



Figur 2.7.1: Metode for utregning av tøyninger forårsaket av ASR [43].

### 2.7.3 Beregninger med E-Bjelke

Ove Sletten E-bjelke er et beregningsprogram for spenn- og slakkarmerte dekker og bjelker i betong utviklet av sivilingeniør Ove Sletten, som kan brukes til å gjøre beregninger for betongelementer, inkludert DT-elementer. Beregnings resultater inkluderer kontroll av moment, skjærkrefter, riss og nedbøyning som kan erstatte eller brukes i tillegg til andre beregningsprogrammer eller håndbereg-

ninger. E-bjelkes brukermanual kan brukes til å øke forståelsen for prinsipper og standard innstillinger lagt til grunne for programmets beregninger [44].

Programmet lar brukeren velge ønsket betongprofil og tverrsnittsdata som det skal gjøres beregninger på. Materialdata fylles inn etter dimensjoneringsstandarder og informasjon fra betongprodusent eller leverandør. Slakk- og spennarmering legges inn i programmet med riktig mengde og plassering i betongtverrsnittet. For spennarmering må brukeren definere verdier i oppspenning og adressere forblindinger. Eventuelle utsparinger og påstøp kan også defineres. Egenvekten påføres automatisk basert på egendefinert romvekt av betongen. Lasttilfellet bestemmes ved å fylle inn forhåndsberregnede laster og lastfaktorer. Med en ferdig modell av et betongelement utføres beregninger og programmet gir en detaljert oversikt over valgte inngangsverdier og resultater.



## KAPITTEL 3

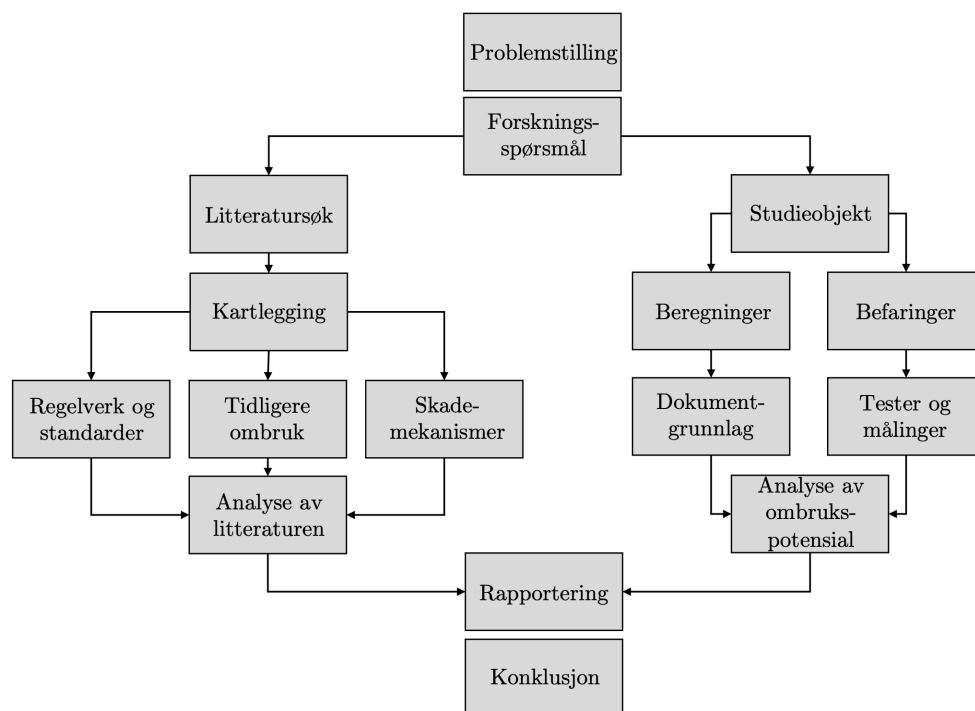
### METODE

Kapittelet forklarer framgangsmåten som er brukt for å besvare problemstillingen ved hjelp av valgte forsknings spørsmål. Det gir en beskrivelse av det overordnede forskningsdesignet, metoden og strategien som er benyttet for å samle relevant data. En litteraturstudie er brukt som utgangspunkt for å kartlegge ombruksmuligheter og -potensial med dagens forutsetninger. I tillegg er studieobjektet Paleet P-hus benyttet for å undersøke hvordan et ombruksprosjekt kan utføres i praksis. Denne kombinasjonen av metoder bidrar til å gi en helhetlig besvarelse på problemstillingen. Videre er det forklart hvordan regelverk og dokumentasjon er anvendt for å dokumentere brukbarheten til brukte DT-elementer.

### 3.1 Forskningsstruktur

For å enklere systematisere og strukturere oppgaven er det satt opp en overordnet forskningsstruktur som har til hensikt å beskrive gangen i oppgaveskrivingen. Problemstillingen i oppgaven besvares ved hjelp av tre forskningsspørsmål. Spørsmålene er utarbeidet med det formål å skape forskjellige innfallsvinkler til å besvare oppgaven på best mulig måte.

Undersøkelsen tar utgangspunkt i to separate tilnærminger basert på forskningsspørsmålene: et litteratursøk og et studieobjekt. Litteratursøket fokuserer på å utforske eksisterende praksis, regelverk og fagteori knyttet til problemstillingen. Studieobjektet analyserer et konkret prosjekt der ombruk av DT-elementer blir vurdert. Dataene som samles inn fra begge tilnærmingene blir kvantifisert, organisert og deretter analysert for å sammenfatte resultatene. Problemstillingen blir besvart ved å bruke erfaringene fra studieobjektet til å støtte og supplere litteraturen, slik at en mer helhetlig vurdering av temaet oppnås. Når begge tilnærmingene er vurdert i sin helhet, blir informasjonen tydelig presentert i en konklusjon. Figur 3.1.1 viser et flytdiagram som illustrerer den overordnede forskningsstrukturen.



**Figur 3.1.1:** Flyttdiagram av den overordnede oppbygningen av forskningsstrukturen brukt i oppgaven.

### 3.1.1 Forskningsspørsmål

Forskningsspørsmålene er utformet med sikte på å gi klare svar på problemstillingen. De tre forskningsspørsmålene som er presentert i introduksjonen, er som følger:

- *Hvilke krav i regelverk og dokumentasjonskrav må oppfylles for å kunne ombruke DT-elementer?*
- *På hvilken måte blir de konstruktive og bestandighetsmessige egenskapene til et brukt DT-element vurdert?*
- *Hvordan er dagens ombrukspotensiale for DT-elementer og hva skal til for at ombruk blir et konkurransedyktig alternativ?*

Det første forskningsspørsmålet tar sikte på å kartlegge eksisterende standarder, regelverk og veiledere som regulerer bruk og ombruk av betongelementer. Denne undersøkelsen gjennomføres primært ved å gjennomgå tilgjengelig litteratur for å få en helhetlig forståelse av kravene som må oppfylles i et ombruksprosjekt. Deretter blir den utarbeidede tilnærmingen testet på studieobjektet for å vurdere om disse kravene er gjennomførbare i praksis. Offisielt godkjente databaser, spesielt Norsk Standard og relevante tekniske organisasjoner som regulerer bygningsmaterialer, blir brukt som hovedkilder. Ved å samle informasjonen fra disse kildene, kan man få en samlet oversikt over hvilke krav som må oppfylles for å kunne ombruke de aktuelle elementene.

Det andre forskningsspørsmålet blir hovedsakelig undersøkt gjennom beregning av studieobjektet. Dette case-studiet tar for seg en spesifikk situasjon der krav og anbefalinger som er utviklet i for-



bindelse med det første forskningsspørsmålet anvendes. Beregningsmetoder er beskrevet og illustrert i neste kapittel, ved hjelp av studieobjektet som eksempel. Studieobjektet brukes til å demonstrere hva som er nødvendig for å oppfylle ulike krav og anbefalinger i standarder og regelverk.

Det tredje forskningsspørsmålet ser på hvordan bransjen kan bli motivert til å engasjere seg i ombruk av DT-elementer og hvilke tiltak som er nødvendige for å etablere en levedyktig løsning. Spørsmålet tar opp viktige aspekter som miljø og økonomi, og hvordan disse faktorene integreres i en helhetlig vurdering av ombrukspotensialet. Bærekraft er en avgjørende faktor for levedyktigheten til ombruk, og det innebærer å adressere de tre dimensjonene av bærekraft: miljø, økonomi og sosiale forhold. For å besvare dette spørsmålet, har litteraturstudier, tidligere ombruksprosjekter og erfaring fra byggebransjen blitt brukt for å identifisere hvilke kriterier som er viktige i beslutningsprosessen for om et element skal ombrukes, knuses eller på annen måte håndteres. Det også vurdert hvilke eksisterende regelverk og standarder som kan implementeres for ombruk av DT-elementer.

Gjennom besvarelsen av de tre forskningsspørsmålene er målet å få en helhetlig forståelse av ulike aspekter ved ombruk av DT-elementer, inkludert regulatoriske, praktiske og bærekraftige hensyn. Framgangsmåten er valgt for å gi en grundig og omfattende oversikt over problemstillingen. Dette gjør det mulig å undersøke om ombruk av DT-elementer kan oppfylle kravene i relevante regler og forskrifter, om det er praktisk gjennomførbart, og om det er bærekraftig med hensyn til miljømessige, økonomiske og sosiale faktorer.

### 3.1.2 Litteratursøket

NS-EN 3682:2022 og betongprøver fra studieobjektet ble tidlig valgt som grunnlag for å utarbeide en oversikt over hvilke teoretiske temaer som måtte inkluderes i oppgaven. Mye av teorien og erfaringene som er presentert i oppgaven, er basert på møter og idédugnader med veiledere og aktører tilknyttet studieobjektet. I tillegg har innsikt fra erfarne fagfolk belyst relevante problemstillinger knyttet til ombruk av DT-elementer.

Når det gjaldt omfanget av teori og bakgrunnskunnskap, ble databaser som Scopus, NTNU Open, Google Scholar og Statens vegvesens publikasjonsside, i tillegg til universitetsbiblioteket, brukt for å finne relevant faglitteratur. Forelesere ved instituttet bidro også med å finne litteratur om mer spesialiserte emner. Informasjonen ble deretter samlet inn, og en oversikt over teori og regelverk ble utarbeidet, der det mest relevante ble inkludert i oppgaven. Dette ble kombinert med erfaringer og lærdom tilegnet under arbeid med studieobjektet.

### 3.1.3 Undersøkelse av studieobjekt

Opgaven ble utarbeidet med utgangspunkt i studieobjektet, som ble initiert av BaneNOR med formålet å undersøke muligheten for å ombruke DT-elementene i deres nylig anskaffede bygg i Strandgata 19, eller i andre bygg. Dette reiste spørsmålet om hva som kreves for å kunne ombruke DT-elementer generelt, og om det faktisk er mulig å gjennomføre. I den innledende fasen av prosessen ble det vurdert hvilke bruksområder elementene kunne ha. Ombruk av elementene i et nytt parkeringshus ble identifisert som en lovende mulighet, ettersom elementer i parkeringshus normalt har standardiserte lengder slik at endring av elementenes lengder blir unødvendig. På den andre siden medfører eksponeringsmiljøet i parkeringshus faglige utfordringer som i liten grad er grundig undersøkt i tidligere

litteratur.

Tidlig i oppgaven ble det avholdt møter med BaneNOR og deres samarbeidspartnere for å diskutere problemstillingene nevnt i det foregående avsnittet. Disse samtalene resulterte i befaringer, prøvetaking og undersøkelser av DT-elementene i Paleet P-hus. Samtidig med undersøkelsene ble det gjennomgått eldre tegningsmateriale. Denne informasjonen dannet et godt grunnlag for beregninger, slik at brukbarheten til elementene kunne vurderes og resultatene kunne sammenlignes med anbefalinger i gjeldende reglerverk og standarder. Formålet var å danne en helhetlig oversikt over mulighetene for ombruk av de spesifikke elementene som ble undersøkt. Befaringer, prøver, undersøkelser, tegninger og beregninger vil bli utførlig beskrevet i neste kapittel.

Studieobjektet spilte en sentral rolle i oppgaven som et referansepunkt og et praktisk eksempel for å teste den utarbeidede fremgangsmåten som ble utviklet under litteratursøket. Det å bruke et studieobjekt avdekket også flere interessante og svært viktige faktorer som vil være avgjørende i en ombrukssituasjon, for eksempel alkalireaksjoner. Disse funnene gir metoden et sterkere grunnlag enn hvis man kun hadde basert vurdering på eksisterende litteratur.

## 3.2 Bruk av regelverk og dokumentasjon

Det ble gjennomført en undersøkelse av forskrifter og tekniske byggekrav for å identifisere gjeldende regelverk og dokumentasjonskrav knyttet til DT-elementer. Byggevareforskriften og byggeteknisk forskrift ble brukt som kilder for å finne anbefalinger og veiledninger for prosjekter som vurderer ombruk av brukte DT-elementer. NS 3682:2022 ble brukt som mal, der mindre justeringer ble foreslått for å tilpasse standarden for ombruk av hulldekker til ombruk av ribbedekker. Kapitler som er direkte overførbare fra hulldekker til ribbedekker vil ikke få noen endringsforslag. Hvis et kapittel vurderes som upresist for ribbedekker, vil det bli presentert forslag til endringer. Dette gjelder både delkapitler og sjekklister for ombruk av hulldekker, som dokumenterer kartlegging, demontering, transport, mellomlagring og bearbeiding av elementene før og etter arbeidet er utført. I tillegg inkluderes retningslinjer for prøving, vurdering og dokumentasjon av elementene.

NS 3682:2022 gir en oversikt over de standardene som ble anvendt som grunnlag for utviklingen av standarden, og det samme standardgrunnlaget blir brukt som grunnlag for utarbeidelsen av en veiledning for ombruk av DT-elementer. En viktig forskjell er at NS-EN 1168:2005, Prefabrikkerte betongprodukter - Hulldekker", må byttes ut med NS-EN 13224:2011, Prefabrikkerte betongprodukter - Ribbedekkeelementer". Forslagene til regelverk for ombruk av DT-elementer vil følge produktstandard for nye ribbedekkelementer på samme måte som NS 3682:2022 ble utviklet med utgangspunkt i produktstandard for nye hulldekker. Målet med denne tilnærmingen er å utvikle en metode for å dokumentere egenskapene til brukte DT-elementer som tilsvarer utstedelse av en ytelseserklæring i samsvar med NS-EN 13224:2011. Dette innebærer å etablere dokumentasjon som er på nivå med en nytt og CE-merket DT-element.

## KAPITTEL 4

### STUDIEOBJEKT: PALEET P-HUS

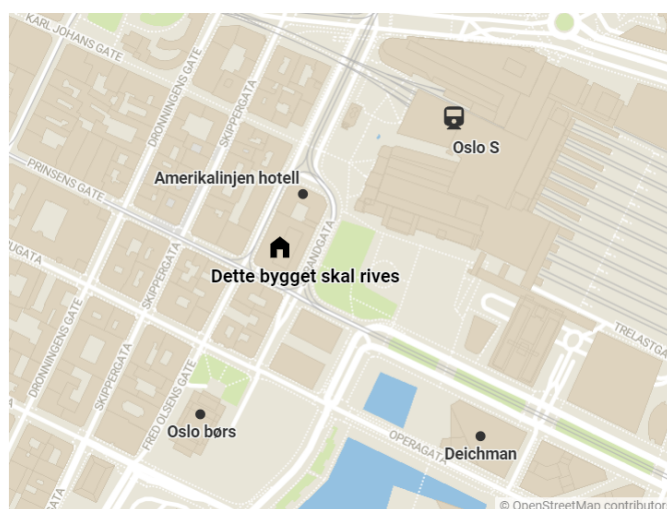
Dette kapitlet tar for seg studieobjektet som ble undersøkt i oppgaven, nemlig Paleet P-hus i Strandgata 19 i Oslo sentrum. Det gir en detaljert beskrivelse av bygget, og viser arbeidstegninger som omhandler de relevante DT-elementene. Videre blir prosessen for å innhente informasjon fra bygget gjennom befaringer og kjerneboring for testing forklart, samt hvordan disse testene ble håndtert på laboratoriet. Grunnlaget for beregningene blir presentert, inkludert valgte lastkombinasjoner og metoder for å bestemme tverrsnittstørrelser, spenningsbidrag, restlevetid og deformasjoner. Beregningsmetoder for å beregne kapasiteter i bruddgrensetilstand og for å kontrollere nødvendig armering blir også beskrevet. Til slutt blir det gitt en gjennomgang av demontering og remontering for et ombruksprosjekt med DT-elementer.

## 4.1 Innledning

### 4.1.1 Generelt om bygget

I 1986 åpnet Paleet P-hus i Strandgata 19 i Oslo. Parkeringshuset ligger inntil Amerikalinjen rett ved sentralstasjonen i Oslo sentrum, se figur 4.1.1. Bygget går over ni etasjer, der de åtte første etasjene brukes til parkering med ca 400 parkeringsplasser. I 2021 kjøpte Bane NOR Eiendom bygget for rett over en milliard norske kroner og det er prosjektert for ytterligere 600 til et nybygg. [45]. På sine egne hjemmesider oppgir Bane NOR Eiendom at planen er å rive eksisterende bygningsmasse og utvikle et nytt bygg på tomten [46].

Planen som ble lansert for Paleet P-hus var et nytt kontorbygg med tilrettelagte avlastningsplasser for buss for tog på bakkeplan [47]. Videre vurderinger viser at økt busstrafikk i Strandgata kom til å ramme trikkerutene som går gjennom den samme gata. I starten av 2023 droppet derfor Bane NOR Eiendom bussterminalen [48]. Eiendommen har skapt samfunnsengasjement og mediedekning som Bane NOR Eiendom har måttet forholde seg til under sin prosjektering. Riving og demontering av det eksisterende bygget kan begynne allerede i 2025 [46].



**Figur 4.1.1:** Beliggenheten til Paleet P-hus i Oslo sentrum [47].

Bane NOR Eiendom ser på mulige scenarier for ombruk av betongelementene i parkeringshuset. Et scenario innebærer å ombruke en andel av hulldekker og DT-elementer fra P-huset til det nye bygget som skal oppføres på samme tomt. Dette krever transport og mellomlagring av elementene etter som tomten må ryddes før bygging kan begynne. Kostnad og tid kan minimeres dersom nærliggende lagringsplass brukes. Et annet scenario går ut på å ombruke DT-elementene i et annet bygg, typisk lagerbygg eller parkeringshus. Mest aktuelt vil være ombruk i parkeringshus da potensielt samtlige ribbedekkeelementer kan brukes om uten nevneverdig bearbeiding av elementene. Her er det viktig å vurdere alle arbeidsoperasjoner fra demontering i Strandgata 19 til remontering av elementene på byggeplass for å få en fullstendig forståelse for omfanget av prosjektet.

#### 4.1.2 Miljøaspektet

Bane NOR Eiendom har en tydelig visjon om å ta miljøvennlige og bærekraftige valg i planleggingen av det nye kontorbygget og rivingen av det eksisterende parkeringshuset. Som en statlig aktør ønsker selskapet å være i frontlinjen av det grønne skiftet og øke kunnskapen mot fremtiden. Samfunnskrefter og insentiver i form av sertifiseringer og fordeler driver blant annet motivasjonen for å finne gode løsninger for riving av eksisterende bygg og ombruk av brukte bygningsdeler. I tråd med den nåværende utformingen av prosjektet, vil det nye bygget bli sertifisert i henhold til BREEAM Excellent standard, som er anerkjent for sin høye miljøstandard og bærekraftige prinsipper [46].

#### 4.1.3 Økonomiaspektet

Bærekraft i byggebransjen hviler på tre pilarer, miljø, økonomi og sosiale forhold. Følgelig er økonomi sentralt i et ombruksprosjekt. Erfaringer fra tidligere prosjekter i Norge og Sverige konkluderer med at usikkerheten rundt kostnader knyttet til ombruk av DT-elementer er til hinder for utbredt praksis. Lønnsomhet er en avgjørende drivkraft for om ombruk av brukte elementer skal kunne konkurrere med å bygge med nye.

SINTEF kom med et prisanslag for testing av eksisterende DT-elementer i Paleet P-hus. SINTEFs laboratorium i Trondheim fikk tilsendt totalt 24 kjerneprøver for testing av relevante egenskaper i

betongen og aktive nedbrytingsmekanismer. Budsjettpris knyttet til de forskjellige prøvene er angitt i tabell 4.1.1.

Type test	Beskrivelse	Prisanslag
Karboniseringsdybde:	Fem kjerner todelt og splittet = 20 flater.	ca. NOK 20 000,-
Kloridanalyse:	Pris per sjikt. Tre borkjerner x fem sjikt = 15 sjikt.	ca. NOK 20 000,-
Alkalireaktivitet:	To prøver. Visuell undersøkelse og strukturanalyse.	ca. NOK 100 000,-
Betongtrykkprøving:	Åtte prøver. Inkluderer startpris for tre stk borkjerner og tillegg per kerne utover de tre første.	ca. NOK 20 000,-
Budsjettpris:		ca. NOK 160 000,-

**Tabell 4.1.1:** Prisanslag fra SINTEF for labtesting av kjerner.

Dersom betongelementene oppfyller kravene i henhold til tilstandsvurderingen og godkjennes til ombruk påfølger det andre kostnader. Dette innebærer demontering, transport fra riveplass, mellom-lagring, transport til byggeplass og remontering. Spenncon anslår prisen på et nytt element på ca 38 kvadratmeter uten påstøp til ca kr 70.000-75.000,- og inkludert påstøp til ca kr 80.000-85.000,-. Prisoverslaget inkluderer produksjon, prosjektering, transport og montasje. For ombruk av brukte elementer vil andre kostnader gjelde. Prisforholdet mellom ombruk og tilsvarende bygg med nyproduserte DT-elementer estimerer Spenncon per våren 2023 til omtrentlig to til en. Det vil si at det kan koste opp mot dobbelt så mye å bruke om et ribbedekke sammenlignet med å bruke nyproduserte elementer.

## 4.2 Detaljbeskrivelse

### 4.2.1 Plantegninger og oversikt

Plan, fasade og detaljtegninger ble originalt tegnet for hånd og i senere tid nedfotografert. De digitaliserte tegningene brukes for å beskrive Paleet P-hus. En detaljtegning av et av byggets DT-elementer, navngitt DT3-03 i produksjonstegningene, blir brukt til kapasitetsberegninger og representerer tilstanden til DT-elementene i parkeringshuset. Figur 4.2.1 viser byggets fasader i vest, sør og øst. I nord ligger et tilstøttende bygg. Nabobyggene i vest og sør er noen etasjer lavere slik at betongelementer i de to øverste etasjene i parkeringshuset kan være mer utsatt for værpåkjennning fra disse himmelretningene. Byggets plassering i nærheten av sjø og saltvann kan også påvirke betongens bestandighet. Den østvendte fasaden er en lukket kontorfløy. Bygget har dermed kun to åpne fasader, vest og sør.

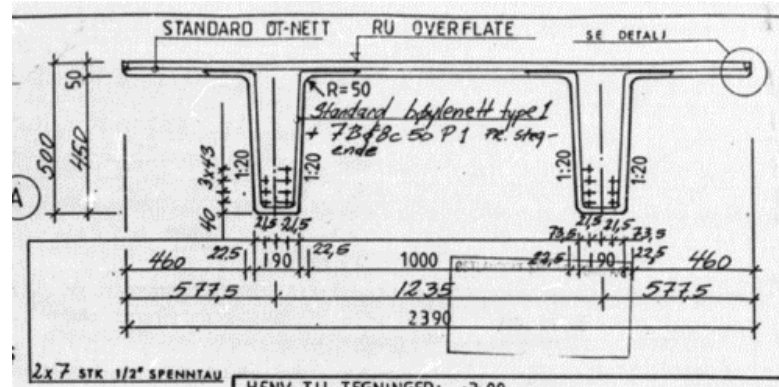


**Figur 4.2.1:** Øverst til venstre: Paleet P-hus fra fugleperspektiv. Øverst til høyre: Fasade i vest. Nederst til venstre: Fasade i sør. Nederst til høyre: Fasade i øst.

Parkeringshusets bæresystem består av et bjelke/søyle-system med prefabrickerte betongelementer som etasjeskillere. Etasjeskillene fra plan 1 til 8 består av DT-elementer med betongkvalitet C60 som med dagens standardverk og terminologi vil tilsvare en betongkvalitet på B50. Over det lengste spennet brukes  $2,4 \times 15,9$  m DT-elementer, mens over de kortere spennene som forekommer ved opp- og nedkjøringsramper, er det primært  $2,4 \times 10,5$  m DT-elementer. Totalt er det 318 DT-elementer i bæresystemet som til sammen utgjør et areal på  $10440 \text{ m}^2$ . Ribbedekke over plan 8 består av 44 elementer med totalt areal på  $224 \text{ m}^2$ . Elementene på dette planet er dekket med korrugerte plater og er ikke påført trafikklast fra oversiden. For en fullstendig oversikt av elementtypene over alle plan se vedlegg A.

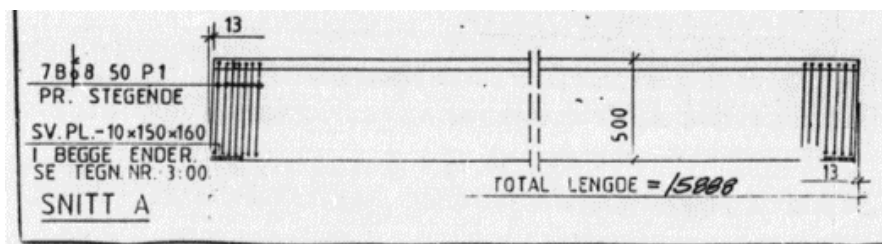
DT-elementer med ulik geometri er nummerert med hvert sitt identifikasjonsnummer i plantegningene. Det er 16 hovedtyper med rangering DT1 til DT16. Sveisefester langs sidekant og utsparinger for søyler gir mindre variasjoner i flere av hovedtypene. Disse variantene har blitt delt inn i undergrupper. For DT-element 1 vil nummereringen være DT1, DT1-01, DT1-02 osv. Kapasitetsberegninger og estimering av resterende levetid for DT-elementene i Paleet P-hus gjøres for DT3-03. Resultatene representerer alle elementer med tilsvarende spennvidde på ca. 15,9 m og vil også brukes til å bedømme elementene med kortere spennvidde som det ikke har vært mulig å fremskaffe produksjonstegninger av.

Tverrsnitt av DT3-03 på tvers av lengderetning er vist i figur 4.2.2. Elementet har bredde 2390 mm der stegene er plassert med senteravstand 1235 mm fra hverandre. Høyde på steget er 450 mm og flens har tykkelse 50 mm. Det gir en total høyde på 500 mm. Det er plassert syv spenntau i hvert steg, totalt 14 spenntau per element, med en reel diameter på 12,7 mm som tilsvarer en nominell diameter på 11,3 mm. Det er den nominelle diameteren som blir brukt i beregninger utført i sammenheng med denne oppgaven. I flens er det brukt standard DT-nett som antas å være et K131 nett. I steg ligger standard bøylenett type 1 som antas å være et K131 nett som er bøyd for å tilpasse elementet. Det er plassert bøylearmering i hver stegende, syv bøyer med diameter 8 mm og med 50 mm senteravstand. Denne bøylearmeringen kalles også spaltestrekkarmering.



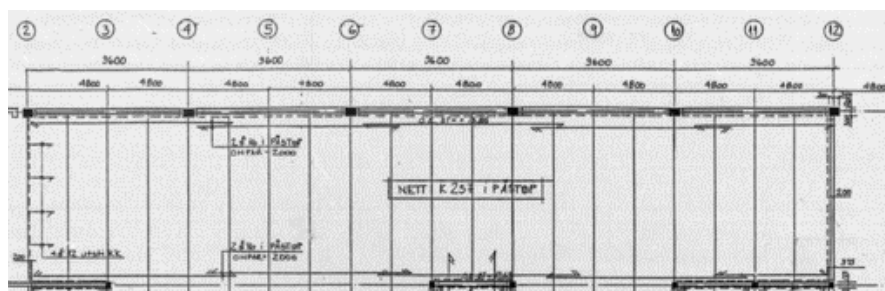
**Figur 4.2.2:** Detaljtegning av tverrsnitt for DT3-03, med informasjon om armering og lengder. Hentet fra vedlegg B.

Tverrsnitt i figur 4.2.3 er tatt i lengderetning av elementet. Nøyaktig lengde er 15,888 m. Bøylearmeringen er vist begge ender av elementet. Stålplater er støpt fast i undersiden av stegene i hver stegende. Platene sveises fast til lignende stålplater og utgjør knutepunkt i opplager. Det antas at det ikke er fastholding i knutepunktene ved opplager og at den ene enden er fri til å bevege seg i horisontal retning. Dette gir en et statisk bestemt system som kan beregnes som en fritt opplagt bjelke



**Figur 4.2.3:** Detaljtegning av lengdeprofil for DT3-03, med informasjon om bøylearmering og sveiseplater i opplegg. Hentet fra vedlegg B.

Påstøpens betongkvalitet er ukjent men antas å ha en kvalitet som tilfredsstillers dagens krav til B35. Påstøpen er armert med nett K257 og kontinuerlig randarmering, se figur 4.2.4. Det finnes ingen vertikal armering som går på tvers av den horisontale støpeskjøten mellom element og påstøp. Basert på tegningen i figur 4.2.2 som oppgir at DT3-03 har en ru overflate, antas et heftbidrag som gir samvirkepåstøp. I kapasitetsberegninger medregnes derfor påstøpen som en del av tverrsnittet med et konstruktivt bidrag. Dekke over plan 8 har ikke påstøp.



**Figur 4.2.4:** Detaljtegning av armering i påstøp over elementene.

Elementdata for DT3-03 basert på tegninger i figur 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4 og annet tegningsgrunnlag er sammenfattet i tabell 4.2.1. Kjente verdier er hentet fra vedlegg B. Der spenntau angitt til St. 1900/1750 MPa, men basert på data på spenntau som Spenncon har hatt i sitt sortement tidligere velger Spenncon å nedjustere flytespenningen til 1700 MPa. Samme verdi blir derfor brukt i denne oppgaven. Der det har vært mangelfull informasjon har antagelser blitt gjort i samarbeid med Spenncon og rådgiver knyttet til den originale dimensjoneringen av elementene på midten av 1980-tallet.

<b>Materialdata for DT3-03</b>	
Fasthetsklasse	B50
Terningfasthet	40 MPa (Avspenningskrav på tegning)
Sylindertrykkfasthet	32 MPa (0,8 · Terningfasthet)
Geometri	2390/500/50 mm
Lengde	15,888 m
Vekt	12350 kg
<b>Spennarmering:</b>	
Spenntau	7 $\phi$ 12 per steg, c/c 43/43 mm
Bruddspenning	1900 MPa
Flytespenning	1700 MPa
Overdekning	33 mm
<b>Standard DT-nett i flens:</b>	
K131 nett	$\phi$ 5, c/c 150/150 mm
Flytespenning	400 MPa
Overdekning	20 mm fra OK og UK flens
<b>Standard bøyleneitt i steg:</b>	
Bøyleneitt type 1	$\phi$ 5, c 150 mm
Flytespenning	400 MPa
Overdekning	33 mm
<b>Påstøp</b>	
Tykkelse	70 mm
Fasthetsklasse	Ukjent (antatt B35)
K257 armeringsnett	$\phi$ 7, c/c 150/150 mm
Overdekning	45 mm fra OK påstøp
Randarmering	2 $\phi$ 16
<b>Støpeasfalt</b>	
Tykkelse	50 mm

**Tabell 4.2.1:** Oversikt over materialdata for DT3-03, påstøp og asfalt.

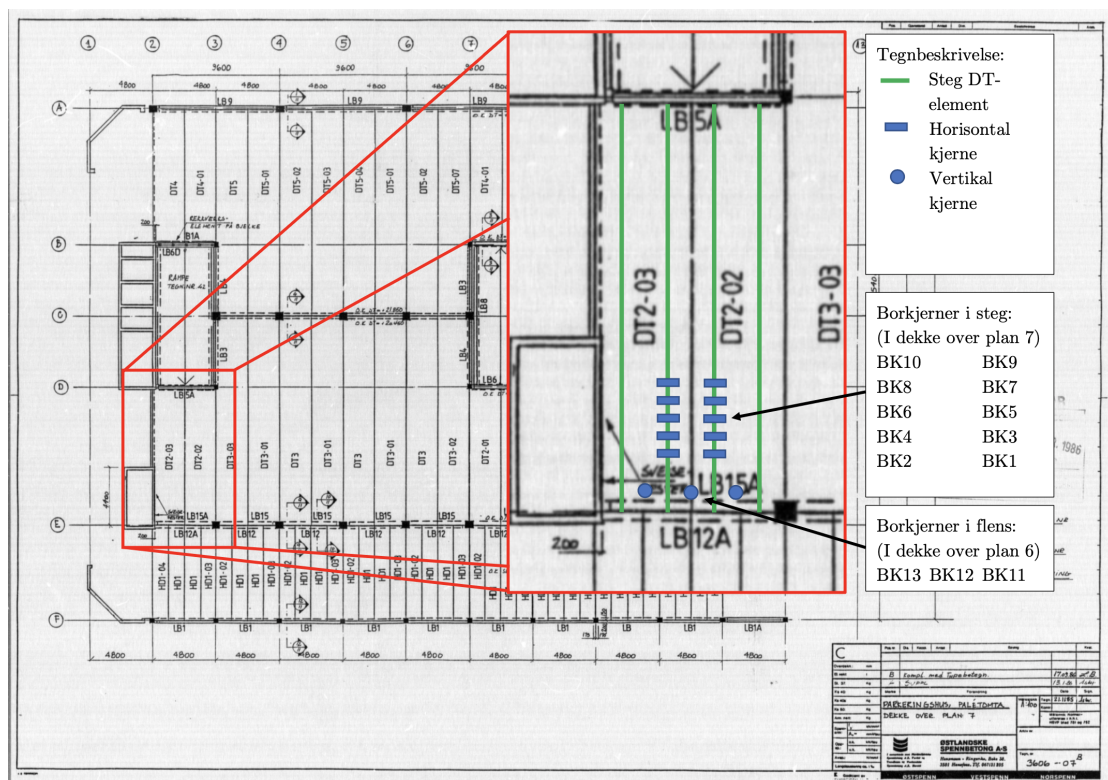


## 4.3 Uthenting av dimensjonerende verdier

For å kunne beregne de dimensjonerende størrelsene på DT-elementene fra Paleet P-hus, er det tatt sylinderprøver av elementene ved befaring på bygget. Under befaringen ble det også utført visuell kontroll av elementene. Kjerneprøvene ble sendt til Trondheim og tester ble gjennomført hos SINTEF. Resultatene fra SINTEF er samlet i to rapporter og beskriver omfanget av de undersøkte skademe-kanismene, se vedlegg E og F.

### 4.3.1 Befaring av Paleet P-hus og kjerneboring

Under befaring av bygget tok Øst-Riv AS ut kjerneprøver i steg og flens. Borkjernene ble tatt i dekket over plan 6 og 7 og ble hentet fra det sør-østlige hjørnet av bygget. Prøvene ble tatt med sylinderbor på diameter 70 mm, som resulterte i kjerner med diameter ca. 64 mm. Spenncon hadde utarbeidet en tydelig oversikt over hvor prøvene skulle tas og til hvilket formål. Antall prøver ble tatt slik at mengden samsvarte med kravene i gjeldende standarder, slik beskrevet i kapittel 2.6.5. De forskjellige borkjernene (BK) er vist i figur 4.3.1



**Figur 4.3.1:** Oversikt over borkjerner tatt ut for testing. Prøvene er tatt fra dekket over plan 6 og 7 i bygget.

Prøver for testing av trykkfasthet, karbonatisering og alkalireaktivitet ble tatt fra steg i dekket over plan 7. Prøvene ble tatt i øvre del av steget for å ikke påvirke bæreevnen til elementet, da spenntauene ligger i nedre del. Lengden på borkjernene er ca. 200 mm. Fire borkjerner ble tatt for testing av kun trykkfasthet, to kjerner fra to forskjellige elementer. Fem borkjerner ble tatt for testing av karboniseringsdybde, hvorav fire av disse også skulle testes for trykkfasthet. Prøvene ble tatt fra de to samme elementene som prøvene for kun trykkfasthet. Det ble tatt tre prøver fra det ene elementet,

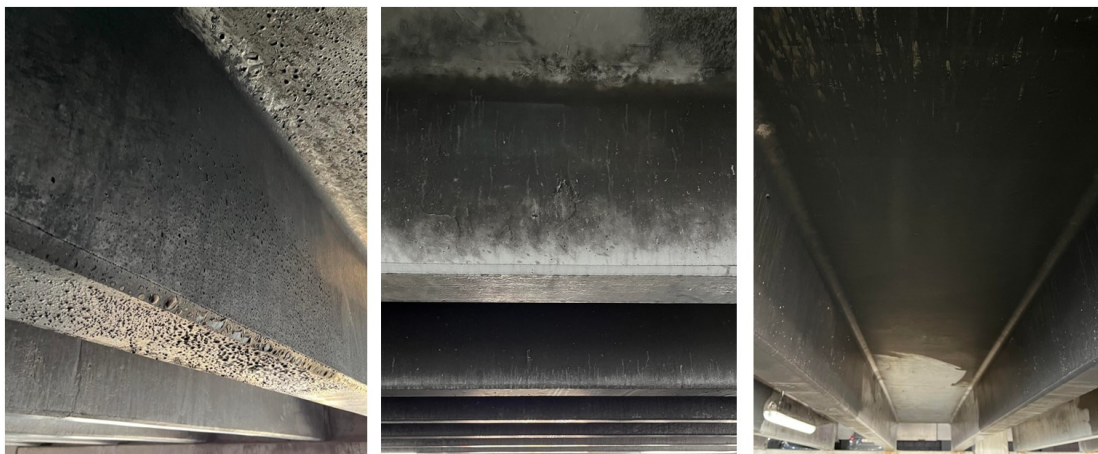
og to fra det andre for testing av karboniseringsdybde.

Prøvene i flens ble hentet fra dekket over plan 6 og ble brukt til å måle kloridinntrengning. Disse prøvene ble også tatt for å se på oppbygningen av sjiktet som består av flens på DT, armert påstøp og asfalt. Det er forskjellig resept på betong i element og påstøp. Det ble tatt tre prøver for testing av klorider, med én prøve fra hvert av elementene og én siste i skjøten mellom elementene.

Det ble også tatt en prøve for å teste alkalireaktivitet, men etter en visuell inspeksjon av SINTEF ble det bestemt at det måtte tas nye prøver til dette formålet, da det ikke var tydelige riss på overflaten av de kjernene som ble tatt ut. Å teste for alkalireaksjoner er en svært tid- og ressurskrevende prosess, og ikke minst veldig kostbart. Det gjennomføres derfor ikke tester hvis det ikke er synlige krakeleringsriss på overflaten. Under befaringen ble det oppdaget tydelige krakeleringsriss på flere elementer i dekket over plan 6 og 7 på den vestlige siden av bygget. Prøvene er tatt fra dekke over samme plan men fra den østlige delen av bygget og viser ingen tydelige krakeleringsmønstre. Det ble derfor bestemt at nye prøver måtte tas. En fullstendig oversikt over overflateriss på dekker over alle plan ble utarbeidet og kan sees i vedlegg C.

To elementer ble merket opp for å ta ut nye kjerner til testing av alkalireaktivitet. Disse kjernene ble tatt ut fra et dekke på den mer værutsatte vestsiden av bygget og sendt til SINTEF i Trondheim for testing. På de to elementene ble det målt sprekker for å bestemme utvidelsen av elementene som følge av alkalireaksjoner, i henhold til kapittel 5 i SVV-rapport 601 - Alkalireaksjoner [42]. Det ble målt både vertikale og horisontale riss på flere områder på elementene og disse ble deretter omregnet til tøyninger basert på gjennomsnittlig bredde på rissene. Målingene er vist i vedlegg D.

Under befaringen ble det oppdaget misfargede elementer. Elementene som er avbildet i figur 4.3.2 har vært utsatt for en bilbrann. Brannen har påvirket ribbedekkets utseende men bæreevnen antas å fortsatt være tilstrekkelig ettersom elementene ikke er byttet ut.



**Figur 4.3.2:** Synlig misfarging etter bilbrann i underkant av elementer fra dekke over plan 3.

#### 4.3.2 Labarbeider

Siden det er en trapesform på elementenes steg og borkjernene er tatt ut horisontalt i steget, har prøvene skrå endeflater. For å teste trykkfasthet behøves rette endeflater, og prøvene ble dermed slipt i

endene for å få rette endeflater. De ble også kappet for å produsere prøvestykker med høyde/diameterforhold på ca. 2. Det ble produsert totalt ni prøver for testing av trykkfasthet. Trykkfasthet og densitet ble bestemt etter NS-EN 12390-3 og -7 etter 3 døgns forutgående vannlagring. Resultatene fra testing av trykkfasthet ble også omregnet til karakteristisk in-situ fasthet etter NS-EN 13791:2019. Beregnet karakteristisk in-situ fasthet sammenliknes med den antatte fastheten B50 og bestemmes ved den laveste verdien av følgende uttrykk:

$$f_{ck, is} = f_{c, m(n)is} - k_n s$$

$$f_{ck, is} = f_{c, is, lowest} + M$$

Borkjernene ble også delt for å teste karbonatiseringsdybden, noe som resulterte i ti endeflater for testing. Ved testing av karbonatiseringsdybden deles endeflatene på langs, og dette gir totalt 20 flater. På flatene påføres indikatorvæsken thymolftalein. Indikatorvæsken er normalt blank, men vil endre farge hvis den kommer i kontakt med baser med en pH-verdi over 9. Frisk betong har en pH-verdi på 13, så den vil bli lilla etter påføring av indikatorvæsken. karbonatisering senker pH-verdien i betongen. Karbonatisert betong der pH-verdien er redusert til 9 lavere vil ikke gi noen fargeendring.

Ved å påføre indikatorvæsken jevnt over hele prøveflaten, kan man få en visuell representasjon av karbonatiseringsdybden. Fargen vil gradvis bli rødere jo dypere inn i prøven man kommer. Ut fra dette kan man beregne hvor lang tid det vil ta før karbonatiseringsprosessen når armeringen i elementet, basert på nåværende karbonatiseringsdybde og hvor lenge siden elementet ble produsert. Dette tidsestimatet bidrar til å bestemme elementets gjenværende levetid [29]. Betongens trykkfasthet vil påvirke karbonatisering, da tettere betong forsinker inntrengnings hastigheten og dermed forlenger betongens levetid.

To av de tre prøvene tatt fra flensen i dekke over plan 6 ble testet for kloridinntrengning i øvre og nedre del av prøven. Prøven som ble tatt i skjøten mellom elementene, har ikke en komplett betongflate og det ble derfor kun gjort testing av øvre del. Prøvene i flens ble også brukt til å verifisere at tegningsgrunnlaget og reelle forhold stemte overens. Det antas at det kan være små forskjeller i tykkelse på sjikt over elementene på grunn av overhøyde. Oppbygningen er vist i figur 4.3.3.



**Figur 4.3.3:** Størrelser på sjikt i overkant av DT-elementene. Fra venstre til høyre: 50 mm flens DT, 70 mm påstøp og 50 mm asfalt. Viser også armeringsjern med 45 mm overdekning i påstøpen.

Totalt ble fem prøvestykker produsert for å undersøke elementenes kloridprofil. Prøvene består av et lag betong fra flens på 50 mm, ett lag armert påstøp på 70 mm og ett lag asfalt på toppen. Asfalten løsnet fra påstøpen i det prøven ble tatt og er irrelevant for testen som ble gjennomført. Det var så god heft mellom elementet og påstøpen at det ikke var noen tegn på at de ville løsne fra hverandre. På undersiden av prøven er det puss og maling, men dette har ingen innvirkning på prøveresultatene. Betong og påstøp er av to forskjellige resepter, hvor det etter visuell kontroll ser ut som påstøpen er mer porøs enn betongen. Porøsitet er en drivende faktor for klorider, da det ved riss vil slippe til mer vann enn en i tett betong.

For å måle kloridinntrengning ble prøven delt opp i sjikt på ca. 10 mm. Størrelsen på sjiktene bestemmes ut i fra diameteren på kjernen, da det er viktig at hvert sjikt produserer minst 5 gram med betongstøv for å få konkluderende testresultater. Det ble valgt å teste tre sjikt i elementet og tre sjikt i påstøpen for å få en omfattende vurdering av inntrengningen. Påstøpen ble testet ettersom det vurderes som hensiktsmessig å bruke om elementene med påstøpen intakt. Avgjørelsen begrunnes med at det ville være for tid- og ressurskrevende å pigge av en påstøp med så god heft til elementet. Videre blir hvert sjikt knust til betongstøv og støvet blir testet for klorider. Resultatene hentes ut som kloridinnhold i prosent av tørr betongvekt, men oppgis også som kloridinnhold i prosent av antatt sementinnhold for ulike sjikt. Det finnes ingen resept på betongen i elementene eller påstøpen så SINTEF har antatt en konservativ betongkvalitet med antatt tørr betongdensitet  $2200 \text{ kg/m}^3$  og sementinnhold på  $350 \text{ kg/m}^3$ .

Prøvene som ble tatt for måling av ASR ble sendt til SINTEF i Trondheim og deretter til Danmark for preparering. Prøvene ble kappet i to langs midten og slipt rette. De ble deretter påført fluorescerende epoxy som trenger inn i alle små riss på flaten. Fluorescerende stoffer lyser opp under UV-lys, slik at alle riss på den undersøkte flaten blir synlige. Dette gjør det mulig å undersøke om det er utfelt alkali-gel i rissene med mikroskop. SINTEF utførte visuell analyse, fotodokumentasjon, makroanalyse av planslip, mikroanalyse av tynnslip og undersøkelse av overflateriss med risslinjal.

### 4.3.3 Dokumentasjon

Byggevareforskriftens veiviser for omsetning av gamle byggevarer ble brukt til å kartlegge hvilke dokumentasjonskrav som gjelder for ombruk av DT-elementer. Valgene som ble tatt er oppgitt i figur 4.3.4. Forutsetningene for DT-elementene i Paleet P-hus er at de er byggevarer som skal brukes på nytt uten endringer, de skal omsettes og det er ikke ønske om CE-merking. Basert på inngangsverdiene anbefaler veiviseren hvilke forskrifter som bør følges og krav som bør oppfylles og dokumenteres.

Veiviser

Selge gamle byggevarer

1. Er produktet en byggevare?
  - Ja
  - Nei
  - Usikker
2. Skal produktet bearbeides?
  - Nei, produktet skal leveres til avfallsmottak for gjenvinning
  - Ja, produktet består av gamle produkter som settes sammen til en annen produkttype
  - Ja, produktet skal vesentlig endres
  - Nei, produktet skal brukes på nytt uten endringer (ombruk)
3. Skal du omsette produktet?
  - Ja, jeg skal omsette byggevaren
  - Nei, byggevaren skifter ikke eier (gjelder for eksempel for lokalt og internt ombruk)
  - Nei, jeg skal kun kjøpe en gammel byggevare (gjelder for innkjøper i et byggeprosjekt eller sluttbruker)
4. Ønsker du å frivillig CE-merke produktet?
  - Ja, jeg ønsker å CE-merke produktet mitt gjennom å skaffe meg en EAD/ETA
  - Nei, jeg ønsker ikke å CE-merke produktet mitt

Figur 4.3.4: Byggevareforskriftens veiviser for omsetning av gamle byggevarer [37]

## 4.4 Beregningsgrunnlag

Kapasitetsberegninger av DT-elementet DT3-03 ble utført med håndberegninger og i beregningsprogrammet E-bjelke. DT-elementene består av to identisk speilvendte T-tverrsnitt, derfor utføres håndberegninger for halve elementet, altså for ett T-tverrsnitt. Verdier kalkulert for T-tverrsnittet dobles for å representere hele elementet. Se vedlegg G for fullstendige beregninger av element DT3-03. I E-bjelke modelleres og kontrolleres DT-elementet i sin helhet. Beregningsmetoder og dimensjoneringsregler er basert på betongkonstruksjoner av Sørensen og EC 2. Opprinnelig dimensjonering av Paleet P-hus ble utført etter den gamle betongstandarden NS 3473, som siden den gang har blitt erstattet av EC2.

Utforming av modell og valg av inngangsparametre i E-bjelke for de valgte lasttilfellene beskrives i vedlegg H, I og J. Basert på valgene utfører programmet nødvendige kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand for DT3-03. Håndberegningene inkluderer blant annet langtids spenningstilstand over betongtverrsnittet. Spenningsbidrag fra spennarmering og ytre laster resulterer i de endelige spennin-gene i betongtverrsnittet. Ulik betongkvalitet i DT-elementet og påstøpen krevde tilpassede beregningmetoder som hensyntar flere E-moduler. Framgangsmåten for å bestemme betongspenningene fra de forskjellige bidragene er beskrevet og utført i vedlegg G. De viktigste formelene fra framgangs-måten er vist i kapittel 4.4.1.

### 4.4.1 Transformering av tverrsnitt

Beregninger av spennbetong i bruksgrensetilstanden gjøres etter Sørensen kapittel 6 for å kartlegge spenninger i betong og armering. Visuell inspeksjon av parkeringshuset avslørte ingen strekkriser i underkant av DT-elementene. Spenningsberegningene utføres derfor for urisset betong, altså stadium I. Med denne metoden er det nødvendig å etablere tyngdepunktsaksen til det armerte elementtverrsnittet. Ved transformering av tverrsnittet ble forskjellen i betongkvalitet for B50 betong i DT3-03 og B35 i påstøpen hensyntatt ved å etablere forhold mellom elementkomponenter med ulik E-modul. Forholdene implementeres med  $\eta$ -verdier, der de ulike komponentene er betong i DT3-03 ( $E_{c1}$ ), betong i påstøp ( $E_{c2}$ ), slakkarmering ( $E_s$ ) og spennarmering ( $E_p$ ). E-modulen til DT-elementet ble brukt som referansem modul. De forskjellige  $\eta$ -verdiene vil påvirke videre beregninger på følgende måte.

$$\eta_c = \frac{E_{c2}}{E_{c1}} \quad \eta_s = \frac{E_s}{E_{c1}} \quad \eta_p = \frac{E_p}{E_{c1}}$$

Bruken av de forskjellige forholdene i E-modul gir følgende formel for å beregne det transformerte tverrsnittsarealet:

$$A_t = A_{c1} + (\eta_p - 1) \cdot A_p + (\eta_s - 1) \cdot A_s + (\eta_c) \cdot A_{c2}$$

Formelen for arealet av det transformerte tverrsnittet beskriver hver komponent sitt arealbidrag i henhold til sine respektive  $\eta$ -verdier. Verdien  $\eta - 1$  tar hensyn til at armeringsarealet overlapper med

betongarealet i et armert tverrsnitt. Justeringen kompenserer for at armeringen medfører hull i betongen og gir et mer nøyaktig areal. Tverrsnittsarealet av DT3-03 ( $A_{c1}$ ) tas med i sin helhet, mens spennarmeringsarealet ( $A_p$ ) og slakkarmeringsarealet ( $A_s$ ) multipliseres med reduserte forholdstall. Det skal ikke trekkes fra et areal av påstøpens tverrsnittsareal ( $A_{c2}$ ) ettersom påstøpen ligger utenfor DT3-03 sitt tverrsnitt. Derfor multipliseres påstøpens arealbidrag med  $\eta$  i stedet for  $\eta - 1$ . En unøyaktighet med denne metoden er at slakkarmeringen i påstøpen tas med som en del av slakkarmeringsarealet i flens på DT-elementet. Avviket vurderes i en den størrelsesorden at det kan neglisjeres. Avstand fra DT-elementets tyngdepunktakse til det transformerte tverrsnittets tyngdepunktsakse er:

$$y_t = \frac{(\eta_p - 1) \cdot A_p \cdot e_p + (\eta_s - 1) \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2}) + (\eta_c) \cdot A_{c2} \cdot e_c}{A_t}$$

Formelen for  $y_t$  tar hensyn til arealforholdet over elementet og introduserer eksentrisitetene  $e_p$ ,  $e_{s1}$ ,  $e_{s2}$  og  $e_c$  som er avstander fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til tyngdepunktsaksen i henholdsvis spennarmeringen, slakkarmering i flens, slakkarmering i påstøp og påstøpen. Det transformerte tverrsnittets tyngdepunktakse blir DT3-03 sin tyngdepunktakse,  $y_{tpb1}$ , forskjøvet med avstanden  $y_t$ . Tyngdepunktsaksen,  $y_{tpb1}$ , beregnes på vanlig måte for et betongtverrsnitt med formelen:

$$y_{tp} = y_{tpb1} - y_t$$

Arealregghetsmomentet om det transformerte tverrsnittets tyngdepunktsakse  $y_{tp}$  der  $I_c$  er arealregghetsmomentet om DT3-03 sin tyngdepunktsakse, bestemmes ved:

$$I_t = I_c + A_{c1} \cdot y_t^2 + (\eta_p - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 + (\eta_s - 1) \cdot (A_{s1} \cdot (e_{s1} - y_t)^2 + A_{s2} \cdot (e_{s2} - y_t)^2) + \eta_c \cdot A_{c2} \cdot (e_c - y_t)^2$$

Langtidsspenninger som skyldes spennarmeringens spenningsbidrag har med mindre modifikasjoner samme beregningsmetode som den beskrevet over for korttidsspenninger. Tap av spennkraft bestemmes i henhold til kapittel 2.7.1. Langtids E-modulene for betongen i påstøp og DT-elementet beregnes etter EC2 tillegg B, der det antas at egenvekten på elementet begynner å virke etter 28 dager ved utløfting av støpeform. Langtids E-modulene  $E_{cL28}$  for B50 betong og  $E_{cL28.2}$  for B35 betong erstatter henholdsvis  $E_{c1}$  og  $E_{c2}$  i beregningene av nytt transformert tverrsnitt. Den reduserte spennarmeringskraften og transformert tverrsnitt med langtids E-modul brukes for å finne langtids spenningstilstand fra spennarmering i betongtverrsnittet.

#### 4.4.2 Ytre laster

DT-elementets egenvekt ble hentet fra detaljtegning for DT3-03. Elementets vekt bestemmes som en linjelast fordelt over elementets lengde. Permanente laster som behandles er påstøp, støpeasfalt og taklast, der taklast inkluderer tekking, isolasjon og mindre tekniske installasjoner. Både trafikklaster og snølast ble valgt som potensielle nyttelaster. Trafikklast for parkeringshus ble valgt etter tabell

6.8 i EC1 del 1 og snølast ble beregnet etter EC1 del 3. Det er tatt utgangspunkt i et scenario der DT-elementene monteres i Oslo 0-150 moh.

Dimensjonerende lastkombinasjoner ble beregnet etter EC 0 for ugunstig situasjon med parametere fra tillegg A1. Tre lasttilfeller ble kontrollert med håndberegninger og i E-bjelke. Lasttilfellene ble valgt basert på en tilstandsvurdering tidlig i prosjektfasen og ut i fra standard praksis for dagens bruksområde av DT-elementer. Lastene som inngår i de ulike lasttilfellene er beskrevet i tabell 4.4.1.

Lasttilfelle	Lastbidrag
1	Egenvekt DT3-03, påstøp, støpeasfalt og trafikklast
2	Egenvekt DT3-03, påstøp, taklast og snølast
3	Egenvekt DT3-03, påstøp, støpeasfalt, trafikklast og snølast

**Tabell 4.4.1:** De tre valgte lasttilfellene som brukes til kapasitetsberegninger for DT3-03

Lasttilfelle 1 baserer seg på et scenario der DT-elementene blir montert som ribbedekke i et nytt parkeringshus. Det antas at ny støpeasfalt tilsvarende den eksisterende blir benyttet. Lasttilfelle 2 gjelder for DT-elementer som ønskes brukt som takelementer. I lasttilfelle 3 vurderes muligheten for å bruke elementene som ribbedekke i et parkeringshus der det er tilrettelagt for parkering på taket. Her påføres både snølast og trafikklast som nyttelaster. Lastene påføres som jevnt fordelte.

Kritisk lastkombinasjon der nyttelaster er påført som jevnt fordelte laster ble brukt for å finne dimensjonerende skjærkraft og moment til DT-elementet etter beregningsprinsipper som for en fritt opplagt bjelke. Dimensjonerende påført moment,  $M_{Ed}$ , og elastisk motstandsmoment,  $W$ , brukes så til å beregne spenningstilstanden over tverrsnittshøyden. Dette blir spenningsbidraget fra ytre laster.

#### 4.4.3 Spenningsbidrag fra alkalireaksjoner

I tillegg til spennkraft og ytre laster, viser noen elementer tegn til ASR, som bidrar til den samlede tøyings- og spenningsbalansen. Hvis det ikke påvises ASR i noen av elementene, blir dette bidraget neglisjert for de aktuelle elementene. Metoden for å beregne tøyninger og spenninger fra ASR er ny og relativt uprøvd og baserer seg på andre anderkjente beregningsmetoder for alkalireaksjoner.

Alkalireaksjoner er beregnet etter SVV rapport 885 [43]. Metodene i rapporten måtte justeres noe for å kunne kompensere for den tilbakeholdende effekten av påstøpen på elementene. Nødvendige endringer ble gjort i samarbeid med Terje Kanstad. En fri utvidelse ( $\varepsilon_0$ ) er antatt basert på en kombinasjon av målte utvidelser og kvalifiserte vurderinger av fagkyndige. Tøyningene er deretter linearisert for å finne den antatte frie utvidelsen over tverrsnittshøyden. Det antas også at det ikke er forekommer alkalireaksjoner i påstøpen, slik at den ikke har noen fri utvidelse. Deretter opprettes en fiktiv initialtilstand ( $\varepsilon_{ini}$ ) hvor den lineære tøyingsfordelingen i DT-elementet videreføres opp i påstøp, slik at ASR-tøyningene påstøp og armeringskreftene kan inkluderes.

Armeringene og påstøpen blir dratt med av utvidelsen og gir hvert sitt bidrag til kraftresultantene. I dette tilfellet er det totalt fire bidrag til resultantene, spennarmering, slakkarmering i DT-elementet, slakkarmering i påstøpen og påstøpens betongareal. Bidragene baseres på den fiktive initialtilstanden



i høyde med hvert bidrag, samt areal, E-modul og eksentrisitet for de gitte bidragene. I påstøpen der det ikke er noen fri utvidelse, antas en fortsettelse av den lineære fordelingen av tøyninger ettersom påstøpen dras med elementet. Tøyningene i høyde med armeringene multipliseres med deres respektive nominelle arealer og E-moduler. Siden det er snakk om langtidstøyninger må tøyningene i høyde med senter av påstøpen multipliseres med langstids E-modul og arealet for å finne kraftbidraget fra påstøpen. Bidragene summeres før de påføres initialtilstanden. Kraftbidragene og -resultantene beregnes som:

$$F_{arm,i} = \varepsilon_{ini,i}(y) \cdot E_i \cdot A_i \quad N_{arm} = \sum F_{arm,i} \quad M_{arm} = \sum (F_{arm,i} \cdot e_i)$$

Deretter legges kraftresultantene på den initielle utvidelsen med motsatt fortegn. Fra kraftresultantene beregnes tøyningmotstanden ( $\varepsilon_{arm}$ ) fra armering og påstøp, samt den tilhørende krumningen. Disse påvirkningene resulterer i en negativ tøyning i tyngdepunktet og en positiv krumning. Tøyningen blir negativ i tyngdepunktet fordi den aksiale resultant påføres som en trykkresultant, mens krumningen blir positiv fordi motstandsbidragene er størst i toppen av tverrsnittet, og dermed genererer et positivt moment som fører til strekk i underkant når det blir lagt til med motsatt fortegn. For å beregne tøyningen og krumningen må de tidligere beregnede langtidstverrsnittsstørrelsene brukes, da alkalireaksjoner er en langtidseffekt. Langtidsarealet og arealtreghetsmomentet beregnes i henhold til metodene beskrevet i kapittel 4.4.1. Langtids E-modul som brukes er referansemodulen, i dette tilfellet E-modulen til DT-elementet.

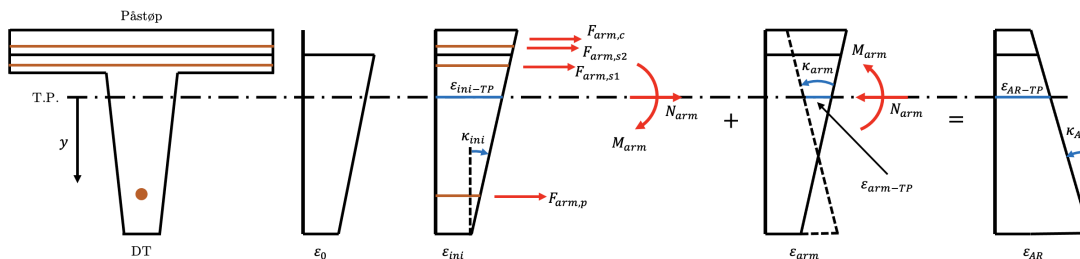
Videre settes kraftresultantene på den initielle utvidelsen med motsatt fortegn. Fra kraftresultantene regner man tøyningmotstanden ( $\varepsilon_{arm}$ ) fra armering og påstøp og den tilhørende krumningen. Disse påvirkningene gir en negativ tøyning i tyngdepunktet og en positiv krumning. Tøyningen blir negativ i tyngdepunktet fordi aksialresultanten er påført som en trykkresultant og krumningen blir positiv fordi motstandsbidragene er størst i toppen av tverrsnittet. Dette gir et positivt moment som fører til strekk i underkant. Siden alkalireaksjoner er en langtidseffekt må langtids tverrsnittsstørrelser benyttes for å finne tøyningen og krumningen. Langtids areal og arealtreghetsmoment finnes ved metodene beskrevet i kapittel 4.4.1. Langtids E-modul som benyttes er referansemodulen, i dette tilfellet E-modulen til DT-elementet. Armeringstøyning i tyngdepunktet og krumning finnes ved:

$$\varepsilon_{arm-TP} = \frac{N_{arm}}{E_L \cdot A_{t,L}} \quad \kappa_{arm} = \frac{M_{arm}}{E_L \cdot I_{t,L}}$$

Endelige tøyninger ( $\varepsilon_{AR}$ ) og krumninger ( $\kappa_{AR}$ ) finnes ved å legge sammen de initielle tøyningene og tøyningbidraget fra armeringen og påstøpen. De endelige ASR-tøyningene skal alltid være positive, da det er fysisk umulig at armeringene og påstøpen holder igjen utvidelsen så mye at det blir sammentrykning. Det er verdt å bemerke seg at sammentrykningen forårsaket av spennarmeringen og momentet ikke er inkludert i denne beregningen, men inkluderes senere når man skal finne den totale tøyningfordelingen. Det er antatt at utvidelsen er større i toppen av elementet enn i bunn, men de initielle tøyningene fra alkalireaksjoner er fortsatt positive over hele tverrsnittet. Størrelsen på armeringsbidragene bestemmer også om det blir positive eller negative endelige krumninger. I de fleste tilfeller vil den endelige krumningen være negativ, men siden disse beregningene inkluderer påstøp som holder tilbake utvidelsen i overkant betydelig er det logisk å anta positiv krumning i den endelige tilstanden. Den endelige tøyningen i tyngdepunktet og krumningen blir da:

$$\varepsilon_{AR-TP} = \varepsilon_{ini-TP} + \varepsilon_{arm-TP} \quad \kappa_{AR} = \kappa_{ini} + \kappa_{arm}$$

For å oppsummere tøyingsberegningene, fremvises hele fremgangsmåten i figur 4.4.1. Metoden er en revidert versjon av den som er foreslått i SVV rapport 855 for å ta hensyn til en påstøp uten alkalireaksjoner og med annen E-modul enn DT-elementet.



**Figur 4.4.1:** Adaptert beregningsmetode for ASR-tøyninger, som tar hensyn til en tilbakeholdende påstøp med forskjellig E-modul enn referanseelementet. Tegningen viser de tre nødvendige stegene for å bestemme tøyninger forårsaket av ASR i elementet.

Spenninger bestemmes deretter etter Hookes lov ( $\sigma = E\varepsilon$ ), hvor tøyningene i vilkårlige punkter i tverrsnittet finnes ved ( $\varepsilon_{AR}(y) = \varepsilon_{AR-TP} + \kappa_{AR} \cdot y$ ), hvor  $y$  er avstanden fra tyngdepunktet til området der tøyningen skal måles, med positivt fortegn nedover slik vist på figur 4.4.1. Det er viktig å bruke riktig E-modul og tøyingsbidrag i hver del av tverrsnittet. I DT-elementet bestemmes spenninger ved å bruke DT-elementets langstids E-modul og tøyninger beregnes som utregnede endelige tøyninger minus den antatte frie tøyningen. For påstøp brukes påstøpens langstids E-modul, og siden påstøpen ikke har noen antatt fri ASR-tøyning, benyttes kun den endelige utregnede tøyningen. Dette gir et spenningsdiagram med et hopp i spenninger mellom element og påstøp. Legges disse spennin-gene til spenningsfordelingen fra spennkraft og ytre laster kan et endelig langtids spenningsdiagram for et alkalireaktivt element bestemmes. Spenninger fra alkalireaksjoner i DT-element (1) og påstøp (2) finnes som beskrevet ved:

$$\sigma_{AR,1}(y) = E_{c1,L} \cdot (\varepsilon_{AR}(y) - \varepsilon_0(y)) \quad \sigma_{AR,2}(y) = E_{c2,L} \cdot \varepsilon_{AR}(y)$$

Spenninger fra ASR kan gi redusert strekkfasthet i betongen, men er kun relevant i bruksgrensetilstand. I bruddgrensetilstand stadium III er betongen opprisset og strekkraftene i underkant har gått over fra å bli motvirket av betongen til å bli motvirket av armeringen. Utvidelsen som følge av ASR blir dermed irrelevant. Trykkfastheten kan være redusert, men som regel så lite at det ikke har betydning på momentkapasiteten. Dermed kontrolleres dimensjonerende bøyemoment i bruddgrensetilstand på vanlig måte, uavhengig av om det er ASR-påvirkning eller ikke [43].

#### 4.4.4 Restlevetid

Karbonatiseringsdybde målingene gjort av SINTEF beskriver dagens alvorlighetsgrad av karbonatisering. Målingene fra SINTEF angir inntrengningsdybden i alle prøvene. Middelerverdier er anslått basert

på de målte verdiene prøvingsrapporten i vedlegg E. Beregningsmetoden er hentet fra rapporten DD-terministiske modeller for beregninger av restlevetid av betongkonstruksjoner" utgitt av SINTEF i 1997 [29]. Formelen for å estimere resterende levetid er beskrevet under og fullstendige beregninger kan sees i vedlegg L.

$$t_{ri} = t_1 \cdot \left( \frac{a^2}{k_1^2} - 1 \right)$$

Der  $t_{ri}$  = resterende initieringstid,  $t_1$  = betongens alder på beregningstidspunktet,  $k_1$  = karbonatiseringsdybde ved tidspunkt  $t_1$  og  $a$  = armeringsoverdekning. DT3-03 har armeringstyper med ulike armeringsoverdekning der resterende levetid enkelt kan estimeres for hver enkelt overdekning. Dersom det er sprik i målingene av karbonatiseringsdybde ved tidspunkt bør valg av parameteren  $k_1$  ta hensyn til dette. Gjennomsnittsdybder for minste- maksimale- og middel verdier for de ti prøvestykkene ble utregnet. Alle tre brukes som  $k_1$  - verdier til å beregne grenseverdier av karbonatiseringsdybden for å legge inn en sikkerhetsmargin i kalkulasjonene. Resultatene beskriver estimert resterende tid før karbonatiseringsdybden når de ulike armeringene i betongen.

#### 4.4.5 Deformasjoner

Deformasjoner i bruksgrensetilstand kontrolleres for DT3-03. Vertikal nedbøyning i midten av spennet beregnes som summen av nedbøyninger for hver påførte last. Deformasjonene beregnes med følgende formel, da alle belastningene er jevnt fordelte laster:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI}$$

Spennarmeringens deformasjonsbidrag gir en motvirkende oppbøyning. Beregning med hurtigintegrasjon gir følgende uttrykk for oppbøyning fra spennarmeringen:

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{M\bar{M}L}{EI} = \frac{P(e - y_t)L^2}{8EI}$$

$P$  er den reduserte spennkraften etter initielle og tidsavhengige tap,  $e$  er avstanden fra tverrsnittets tyngdepunktakse til spennarmeringens tyngdepunktakse og  $y_t$  er avstanden fra DT-elementets tyngdepunktakse til tverrsnittets tyngdepunktakse som beskrevet i kapittel 4.4.1 etter lang tid.

Summen av deformasjoner fra egenvekt, permanente laster, nyttelaster og oppspenning fra spennarmering utgjør langtidsdeformasjon for full nyttelast. Deformasjonen sjekkes opp mot maksimale anbefalte deformasjoner i betongelementboken tabell C 1.6 [14]. Anbefalingen sjekkes for nedbøyning etter lang tid med full nyttelast for ribbeplater i industribygg.

## 4.5 Kapasiteter

Dimensjonerende kapasiteter for skjær og moment beregnes likt som for en fritt opplagt bjelke. For å beregne elementene som nye brukes informasjonen gitt i detaljtegning for DT3-03, se vedlegg B. De testene som er utført av SINTEF gir ikke dekkende verdier for alle nødvendige parametere, og derfor er det gjort noen kvalifiserte antagelser. Elementene er dimensjonert i samsvar med gjeldende regelverk på tidspunktet for skrivingen av oppgaven, med forståelse for at elementene opprinnelig ble dimensjonert etter reglene som var gjeldende i 1986. For oppgavens relevans er det kun hensiktsmessig å se på dagens gjeldende regelverk.

I bruddgrensetilstanden beregnes skjærkapasitet etter EC2 punkt 6.2 og momentkapasitet etter Sørensen kapittel 4. Spaltestrekk beregnes etter foreslått fremgangsmåte i betongelementboken [14]. Som nevnt tidligere ombrukes elementene med påstøpen, og siden påstøpen har antatt tilstrekkelig heft i henhold til EC2 punkt 6.2.5 vil den virke konstruktivt. Dermed er en armert 70 mm tykk påstøp tatt med i alle beregningene. Ved bestemmelse av belastning vil vekten av påstøpen inkluderes som en permanent last.

Kapasiteter i bruddgrensetilstanden er også kontrollert med E-Bjelke [44]. Programmet beregner skjærkapasitet etter EC2 punkt 6.2 og det tas hensyn til aksialt trykk. For DT-elementer benyttes en bredde  $b_w = 2 \cdot \text{midlere stegbredde}$ , siden det er trapesformet bjelkesteg. Programmet gir kapasitet for trykkbrudd og strekkbrudd uten skjærarmering og oppgir nødvendig statisk skjærarmingsareal. Trykkbruddkapasitet kontrolleres for full skjærkraft og strekkbrudd for redusert skjærkraft. Minimumsarmering og maks bøyelavstand er også oppgitt. Spaltekrefter og nødvendig spaltestrekkarmering beregnes etter norsk betongforenings publikasjon nr. 1 [49]. Programmet tar automatisk med forblindinger hvis beregnet betongtøyning er større enn  $\varepsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$  for fasthetsklasser  $\leq B50$ . Ved programmets kontroll av moment benyttes oppspenning redusert for kryp og svinn etter 5000 døgn. Momentkapasitet beregnes med hensyn på to bruddkriterier, enten når betongens trykktøyning når bruddtøyningen eller ved maks tillatt strekktøyning i armeringen. Det regnes ikke med spenningsøkning i spennarmering etter flytespenning er nådd.

### 4.5.1 Skjærkapasitet

For å bestemme skjærkapasiteten ved bjelkeopplegg for brukte DT-elementer må all eksisterende bøyelarmering hensyntas. Det er viktig med et godt dokumentasjonsgrunnlag slik som bøyelister, armeringstegninger eller liknende. Skjærarmeringens tverrsnittsstørrelse, senteravstand og mengde bør dokumenteres før beregninger. Skjærkapasiteten for konstruksjoner med vertikal bøyelarmering dimensjoneres etter EC2 punkt 6.2.3, hvor den minste av likningene under gir kapasiteten:

- Skjærstrekkkapasitet for konstruksjoner med vertikal skjærarmering:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

- Skjærtrykkkapasitet for konstruksjoner med vertikal skjærarmering:

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

Skjærkapasiteten påvises ved en avstand  $d$  fra kanten av opplegg etter EC2, punkt 6.2.1 (8).

I en dimensjoneringsammenheng må vinkelen på skjærriss antas, siden disse ikke kan måles uten at elementet allerede er opprisset ved opplegg. Etter EC2 punkt 6.2.3 (6.7N) begrenses  $\cot \theta$  til  $1 < \cot \theta < 2.5$ , som gir en vinkel på skjærriss mellom  $45^\circ$  og  $21.8^\circ$ . Valg av  $\cot \theta = 1$  gir lavest skjærkapasitet, og er dermed mest konservativ å bruke. En annen vinkel  $\theta$  kan velges, men da må minimum skjærarmeringstverrsnitt og hovedarmeringens forankring kontrolleres.

Indre momentarm  $z$  bestemmes som avstanden mellom trykk- og strekkresultanten. For bjelker med T-tverrsnitt antas trykkresultanten å ligge i midten av flensen og strekkresultanten ligger i tyngdepunktet til spennstålet. I enkelthet kan den antas til  $z = 0.9 d$ . Forenklingen forutsetter at aksialkraften forårsaket av spennarmeringen er neglisjerbar.

I tillegg til skjærkapasitet i enden må minimum skjærarmering over hele elementets lengde kontrolleres. Dette kravet dekkes ofte ved å legge et bøylenett langs hele elementet. Minimum skjærarmering er beskrevet i EC2 punkt 9.2.2. Brukte elementer som er dimensjonert etter eldre standarder er nødvendigvis ikke armert for skjær over hele bjelkens lengde. Anbefalt minimums armeringsmengde har også økt. Det er derfor viktig å kontrollere skjærarmeringen i elementer som vurderes til ombruk. Skjærarmeringsforholdet for en armert konstruksjon og minimum skjærarmeringsforhold beskrives som følgende:

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

Ved å kreve at armeringsforholdet må være større enn minimum armeringsforhold får vi et uttrykk for nødvendig minimumsarmering og senteravstand:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

Her er  $\alpha$  vinkelen mellom skjærarmeringen og lengdeaksen, som bør være mellom  $45^\circ$  og  $90^\circ$  etter EC2 punkt 9.2.2 (1) [3]. Bredden  $b_w$  beskriver stegbredden og tas som nedre mål ved trapesformet steg, noe som er vanlig i DT-elementer.

Det er mulig å unngå kravet til minimum skjærarmering. EC2 punkt 6.2.1 (4) sier at minste skjærarmering kan utelates i plater, inkludert ribbedekker, der omfordeling av laster i tverretning er mulig. Fra et ombruksperspektiv vil dette si at minimum skjærarmering kan ses bort fra i de tilfellene der gjenetablering av skivekrefter og vertikal skjæroverføring er gjort. NS-EN 13224:2011 punkt 4.3.3.3 anbefaler at armeringen kun kan utelates i tilfeller der elementene brukes som takkonstruksjon.

#### 4.5.2 Spaltestrekk

Spaltestrekk betegnes som tverrspanninger i forankringssonen forårsaket av spenntauene. Det kan forekomme tre forskjellige tverrspanninger i forankringssonen, som det må kontrolleres for. De forskjellige tverrspanningene inkluderer spalting på grunn av spredning av spennkraften, spalting mot

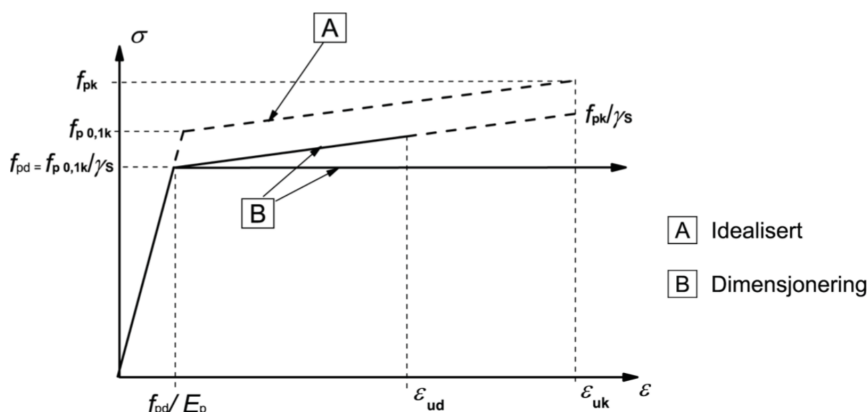
bjelkeenden på grunn av lokalt trykk og spaltebrudd på grunn av armeringsforankring. Den siste spenningstypen trenger ikke å kontrolleres hvis de to første er kontrollert og armert for [14]. En samlet vurdering av disse beregningene og beregninger for skjærkraft gir nødvendig antall bøylere og senteravstand ved opplegg. Begge kraftpåkjenningene kan armeres for med de samme bøylene.

Betongelementboken bind C, kapittel 8.1.3 [14] gir en forenklet metode for å kontrollere nødvendig armering for spaltekrefter, denne metoden er basert på Norsk betongforenings publikasjon nr. 1 [49]. Metoden kontrollerer nødvendig armering innenfor to kritiske snitt, i bjelkeenden og innover i bjelken. Krefter som opptrer innenfor de to snittene beregnes, og disse kreftene bestemmer nødvendig armeringsmengde som deretter kan sjekkes opp mot den eksisterende bøylearmeringen. Det er viktig å vurdere om området det er armert innenfor i den eksisterende konstruksjonen samsvarer med lengden på det kritiske snittet.

Håndberegningene for spaltetrekk sjekkes opp mot resultatene gitt av E-Bjelke, der programmet automatisk tar med forblinding av spenntau. Spenntau med forblindinger får ikke heft med betongen i en gitt forblindingslengde, og det vil ikke påføres krefter fra spenntauet til betongen i området med forblindinger. Når det forekommer forblindinger på noen av tauene i et betongelement, fører det til en reduksjon av spaltekreftene i opplegget. Som en konsekvens av dette, reduseres nødvendig mengde bøylearmering.

### 4.5.3 Momentkapasitet

Metoden for utregning av momentkapasitet er hentet fra Sørensen kapittel 4. Kapasiteten tar utgangspunkt i bruddkriteriet ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ), altså at betongtrykkføyningen i trykksonen når sin bruddtøyning. I et T-tverrsnitt vil dette kun oppnås ved store belastninger og det er sannsynlig at armeringen når sin bruddtøyning før betongen, siden armeringen allerede har en forhåndstøyning i en spennarmert konstruksjon. For å kunne anvende metodene er det dermed nødvendig å anta en spennings- tøyningsfordeling slik som beskrevet i tilfelle B i EC2 punkt 3.3.6 (7). Denne fordelingen er mer konservativ enn den idealiserte spennings- og tøyningskurven, men vil være uten begrensning i armeringstøyningen slik at metodene blir anvendbare. Både den idealiserte og den dimensjonerende fordelingen er illustrert i figur 4.5.1.



Figur 4.5.1: Idealisert og dimensjonerende spennings- tøyningskurver for spennstål [3].

Beregning av momentkapasitet i bruddgrensetilstanden utføres på to forskjellige måter, avhengig av hvor i tverrsnittet tyngdepunktet befinner seg. Hvis tyngdepunktet til tverrsnittet ligger i steget

beregnes kapasiteten ved å anta en konstant betongtrykkspenning i flensen, slik at trykkresultanten virker i midten av flensen. Kapasiteten regnes deretter ut ved:

$$M_{Rd} = f_{pd} \cdot A_p \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)$$

Det er mulig å inkludere slakkarmeringen i overkant i uttrykket over, men det vil kun gi et lite bidrag til kapasiteten. Det er også viktig å kontrollere at dimensjonerende betongtrykkspenning i flens ikke overskrider dimensjonerende betongtrykkfasthet. Dimensjonerende betongtrykkspenning finnes ved:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{t \cdot b_{eff} \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)}$$

Bredden  $b_{eff}$  vil i dette tilfellet beskrive flensbredden. Hvis spenningen er lavere enn fastheten ( $\sigma_{cd} \leq f_{cd}$ ) vil kapasiteten være på den sikre siden. Spenningen bør sjekkes opp mot påstøpens fasthet, da denne er den lavere av fasthetene.

Hvis tyngdepunktet til tverrsnittet befinner seg i flensen vil kapasiteten beregnes som et vanlig rektangulært tverrsnitt, men med bredde lik flensbredden og høyde lik hele tverrsnittets høyde. Trykksone og trykksonerresultant finnes da på vanlig måte og indre momentarm bestemmes. Kapasiteten verifiseres tilstrekkelig hvis følgende krav er oppfylt:

$$A_p \geq \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z}$$

## 4.6 Demontering og remontering

### 4.6.1 Fremdriftsplan fra riveentreprenør

På oppdrag fra BaneNOR har Øst-Riv utarbeidet en fremdriftsplan for demontering av Paleet P-hus. Fremdriftsplanen, som er illustrert i figur 4.6.1, gir en oversikt over rekkefølgen på nødvendige operasjoner og angir forventet tidsbruk. Prosessen begynner med rigging av demonteringsutstyr og kartlegging av avfallshåndtering. Riveselskapet prosjekterer for at det tar 95 dager å demontere DT-elementene. Det må tas forbehold om at fremdriftsplanen er en kladd fra tidlig fase av prosjektet og endringer kan forekomme.

ID	Aktivitetsnavn	Duration	Start	Finish	Predecessors
1					
2	<b>Strandgata19 - Demontering av dekkelementer/riving</b>				
3	IG/godkjenning leie av gategrunn mm., frakobling strøm og vann, tillatelse til å sette stillas hos nabo				
4	<i>Prosjektering:Stemplings og stagingsplan for demontering</i>				
5	Rigg	2 days	Mon 4/22/24	Tue 4/23/24	
6	Oppstilling mobilkran F-E (100 tonner)	1 day	Wed 6/12/24	Wed 6/12/24	
7	Etablering av avfallssjakt	3 days	Mon 4/22/24	Wed 4/24/24	
8	Montering fasadestillas	20 days	Wed 4/3/24	Tue 4/30/24	
9	Riving av takkonstruksjon	6 wks	Mon 4/22/24	Fri 5/31/24	
10	Lettriving/rensk/fasade akse F-E	7 wks	Fri 5/10/24	Thu 6/27/24	
11	Lettriving/rensk/fasade resterende	8 wks	Fri 6/7/24	Thu 8/1/24	10SS+4 wks
12	Oppstilling mobilkran 200-300 tonner inne i byggegrøp etter oppfylling	2 days	Tue 9/17/24	Wed 9/18/24	
13	<b>Hulldykker akse F-E</b>	<b>45 days</b>	<b>Wed 6/26/24</b>	<b>Tue 8/27/24</b>	
26	<b>Riving av kjeller med gravemaskin, oppfylling med knust betong for rigg mobilkran</b>	15 days	Wed 8/21/24	Tue 9/10/24	25SS
27	<b>DT elementer</b>	<b>95 days</b>	<b>Mon 8/12/24</b>	<b>Fri 12/20/24</b>	
44	<b>Riving av kjeller med gravemaskin, klargjøring for fundamentering</b>	<b>30 days</b>	<b>Wed 1/15/25</b>	<b>Tue 2/25/25</b>	<b>43SS</b>
45					

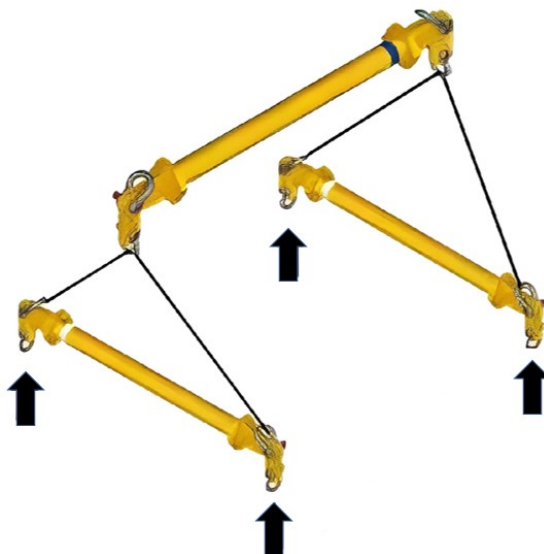
Figur 4.6.1: Førsteutkast av fremdriftsplanen til Øst-Riv AS for demontering av Paleet P-Hus.

### 4.6.2 Demonteringsfasen

Øst-Riv har også kartlagt gangen i demonteringsfasen spesifikt for DT-elementene. I en detaljert beskrivelse forklares prosessen med å løsne elementene fra hverandre og fra forbindelsene ved opplager. De originale løftepunktene er skjult under påstøpen og det er derfor nødvendig å etablere nye løftepunkt. Gjennomføringen baserer seg på følgende:

- Lettriving av tekniske installasjoner og miljøavfall.
- Betongsaging mellom elementene og forberedende arbeid.
- Anhuke elementer i kjerneborede hull, bruke et løfteåk-system som illustrert i figur 4.6.2, men med bjelker under stegene på elementet.
- Kapping av sveiseplater ved opplegg. Demonteringen må følge en plan fra rådgivende ingeniør bygg for å ivareta byggets stabilitet.
- Etter en etasje med DT-elementer er demontert, kappes, pigges eller tygges bjelker og søyler ned før neste etasje påbegynnes.
- Elementer løftes ned på lastebil. Kun ett element per bil på grunn av vekten.





**Figur 4.6.2:** Løfteanordning for utløfting av DT-elementer, med lastkomponenter for fire løftepunkter.

### 4.6.3 Remonteringsfasen

Etter elementene er lastet på lastebiler følger en transportetappe til byggeplass. Mellomlagring må vurderes dersom byggeplassen ikke er klar for å ta i mot elementene. Remontering vil følge samme prosess som for nye elementer. Løftepunktene som ble etablert under demontering kan benyttes ved løfting av elementene fra lastebil til ønsket plass i konstruksjonen. Stålplater brukes i knutepunkt ved opplager og hensiktsmessig skjæroverføringsmetode mellom elementene kan benyttes for å reetablere skivevirkning. Etersom påstøpen allerede er til stede gjenstår etterfylling av betong i knutepunkt mellom elementene og et avsluttende lag med asfalt på overflaten. Et ferdig montert brukt ribbedekke i et nytt parkeringshus forventes å ha en fornyet forventet levetid på minst 50 år.



Kapittelet tar for seg resultatene fra prøving av borkjerner hos SINTEF for trykkfasthet, densitet, karbonatisering, klorider og alkalireaktivitet. Det beskriver også resultatene fra beregninger av DT-elementet i Paleet P-Hus, med både håndberegninger og beregningsprogrammet E-Bjelke. Resultater er fremvist i tabeller og diagrammer, og det beskrives hvordan de forskjellige resultatene begrenser bruken av elementene. Til slutt fremvises et forslag til revidering av NS 3682:2022, slik at den kan representere ribbedekker, med både mulige punkter i standarden og en egen sjekklister til ombruk.

## 5.1 Prøveresultater

Etter alle borkjernene fra Paleet P-hus ble levert til SINTEF ble det gjennomført tester og resultatene ble fremvist i to rapporter. Rapportene tar for seg prøveresultater for karboniseringsdybde, kloridinntrengning, trykkfasthet, densitet og alkalireaksjoner. De fire første temaene er beskrevet i den første rapporten og alkalireaksjoner i den andre. Resultatene er fremvist i tabeller i sammenheng med bilder av prøvene. Prøvsrapportene vises i sin helhet i vedlegg E og F. Dette delkapittelet belyser de viktigste verdiene fra testingen, som gir et grunnlag for å vurdere skadeforløpet i elementene. Resultatene kan svare ut generelle problemer som må tas hensyn til når ombrukbarheten av DT-elementer skal vurderes, og gi svar på begrensninger i bruksområder til elementene undersøkt i studieobjektet.

### 5.1.1 Trykkfasthet og densitet

Etter testing av trykkfasthet og densitet ble de forskjellige trykkfasthetene omregnet til sylindertykkfasthet med høyde/diameter-forhold på 2, dette for å få et likt sammenlikningsgrunnlag. Deretter ble det tatt et gjennomsnitt for å bestemme middeltrykkfastheten til de forskjellige borkjernene. En mideldensitet ble også bestemt ved gjennomsnitt av de målte densitetene. Resultater fra testing av trykkfasthet og densitet er vist i tabell 5.1.1

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diameter	Netto volum	Netto densitet	Brudd-last	Trykk-fasthet	Omregn. trykk-fasthet
#	mm	mm	dm <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kN	MPa	MPa
1	128,5	64,5	0,419	2390	200,3	61,3	61,3
2	123,5	64,5	0,403	2390	207,6	63,5	62,9
3	129,5	64,7	0,422	2400	187,9	57,2	57,2
4	128,9	64,6	0,421	2390	211,1	64,4	64,4
6	128,8	64,6	0,421	2380	200,6	61,2	61,2
7	115,2	64,5	0,374	2400	187,2	57,3	56,2
8	126,5	64,6	0,412	2390	187,7	57,3	57,3
9	95,5	64,6	0,312	2400	188,8	57,6	54,7

**Tabell 5.1.1:** Resultater fra testing av trykkfasthet og densitet.

Et gjennomsnitt av verdiene gir en middeltrykkfasthet på 59,4 MPa og en middeldensitet på 2390 kg/m<sup>3</sup>. Karakteristisk in-situ fasthet etter NS-EN 13791 er beregnet til 52,4 MPa, som samsvarer fint med oppgitt betongkvalitet C60/B50. Middeldensiteten samsvarer også bra med teoretisk verdi for normalbetong på 2400 kg/m<sup>3</sup> [50].

### 5.1.2 Karbonatiseringsdybde

Målte karbonatiseringsdybder fremkommer i tabell 5.1.2. Prøvene er markert X-1 og X-2, hvor X representerer nummer på kjerneprøve. 1 og 2 beskriver henholdsvis venstre og høyre side prøvestykke av kjernen i forhold til boreretning.

Del:	X-1			X-2		
Kjerne nr.	Min	Max	Middel	Min	Max	Middel
X	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	10	18	14	9	18	13
6	9	21	13	10	15	13
7	9	20	14	10	21	15
8	10	18	14	8	19	14
9	12	20	13	10	25	15

**Tabell 5.1.2:** Resultater fra testing av karbonatiseringsdybder.

Gjennomsnittlig inntrengningsdybde på nåværende tidspunkt for de ti prøvene som ble testet har en middelerdi på 13,8 mm. Middelerdien av laveste målinger er 9,7 mm og middelerdien for høyeste målinger er 19,5 mm brukes som grenseverdier. Middelerdiene brukes for å estimere resterende levetid for to tilfeller. Estimert av gjenværende tid før karbonatiseringen når armeringen er beregnet i vedlegg L.

Etter testing av kjernene og påføring av indikatorvæske er skillet mellom skadet og frisk betong tydelig. Den skadde betongen er uten fargeendring, mens den friske betongen skifter farge til en blå-lilla tone. Dette gjør det enkelt og presist å måle inntrengningsdybde på de forskjellige borkjernene undersøkt. Fargeendringen kan ses i figur 5.1.1.



**Figur 5.1.1:** Eksempel på borkjerne påført indikatorvæske under etter testing av karbonatiseringsdybder. Skadet betong er uendret i fargen, mens frisk betong er blitt blå-lilla. Hentet fra vedlegg E.

I kjerneprøve 9 registrerte SINTEF et armeringsjern 20 mm fra overflaten i kjernedel 9-1 og 60 mm kjernedel 9-2. Armeringsjernet stammer fra standard bøylenett i steget av DT-elementene. Målinger av jernet etter prøvetaking avslørte en diameter på 5 mm. Bøylenettet går over hele lengden av DT-elementet og har som funksjon å kunne dekke minimum skjærarmoring. Verdiene brukes for å se om elementet har tilstrekkelig minste skjærarmoring.

### 5.1.3 Kloridinnhold

Prøvingsrapporten fra SINTEF oppgir målte verdier som vektprosent klorider av tørr betongvekt. Resultatene regnes om til vektprosent klorider av antatt sementinnhold i betongen. Innholdet sement i betongstøvet er ukjent for prøvene, derfor antar SINTEF en tørr betongdensitet på 2200 kg/m<sup>3</sup> og et antatt sementinnhold på 350 kg/m<sup>3</sup>. Omregnede verdier står oppført i tabell 5.1.3. Det er omregnede verdier som kontrolleres opp mot anbefalingene i NS 3682:2022. Alle målte verdier er mindre enn anbefalingen gitt som 0,2 % av sementvekt, og faren for armeringskorrosjon som følge av kloridinntrengning anses derfor som svært liten.

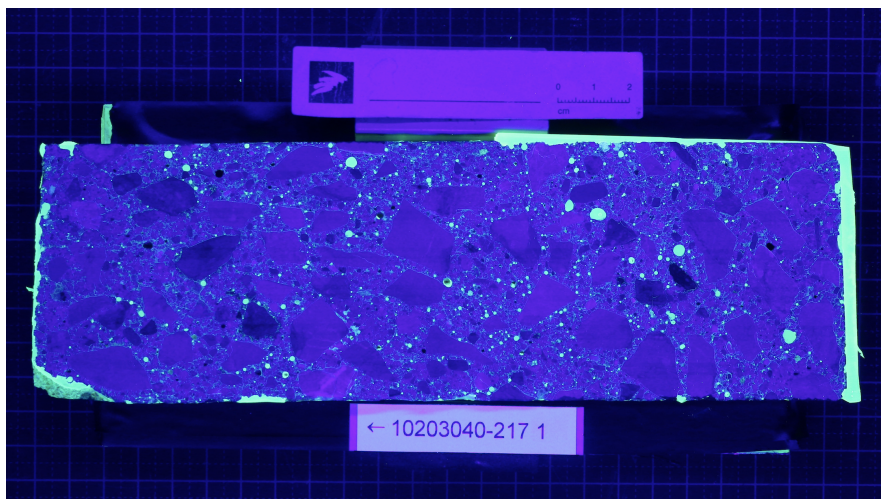
Plassering:		Prøve nr:		
Del	Sjikt	11	12	13
Verdier omregnet til % Cl <sup>-</sup> av antatt sementinnhold i betongen:				
Øvre del	0 - 10 mm	0,088	0,088	0,088
	10 - 20 mm	0,088	0,088	0,088
	20 - 30 mm	0,063	0,075	0,082
Nedre del	0 - 10 mm	0,189	-	0,107
	10 - 20 mm	0,189	-	0,082
	20 - 30 mm	0,044	-	0,088

**Tabell 5.1.3:** Resultater fra testing av kloridinnhold hos SINTEF.

### 5.1.4 Alkalireaktivitet

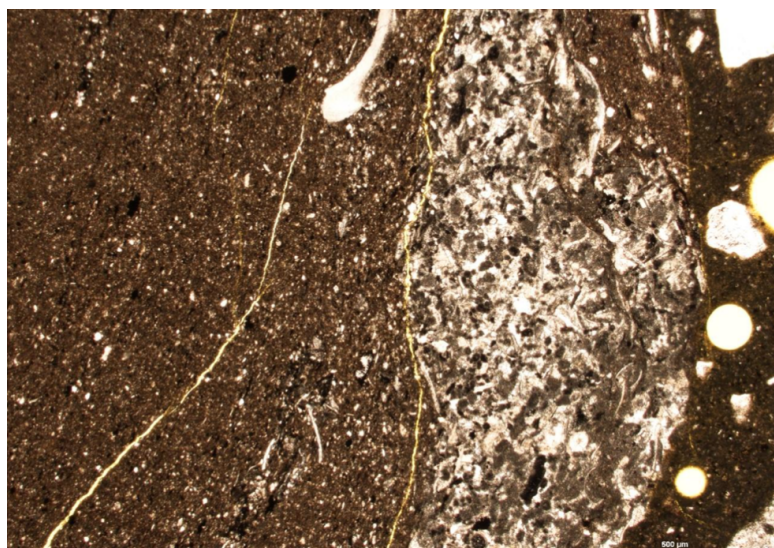
Elementenes påkjenning fra alkalireaksjoner ble tidlig antatt til å være betydelige i de elementene som viste tydelige rissmønstre på overflaten. Målingene av riss over spesifikke lengder på elementene avslørte mange riss både i vertikal og horisontal retning. Dersom de målte rissene hadde blitt brukt ville tøyningene fra alkalireaksjoner blitt usannsynlig store sammenlignet med målte tøyninger i andre ASR-påkjente betongkonstruksjoner. Målinger i vedlegg D viser at det ville vært en utvidelse i størrelsesorden 3,3 ‰ i høyde med spennarmeringen og 7,9 ‰ i høyde med slakkarmeringen i DT-en. Elgeseter bru har til sammenlikning en utvidelse på 0,5-1,0 ‰ [42]. Etter samtaler med fagmiljøet på NTNU og SINTEF ble det antatt at disse rissmønstrene ikke skyldes kun alkalireaksjoner.

Den 23.05.2023 kom prøvingsrapporten fra SINTEF angående testing for ASR. Prøveresultatene viste at antagelsene stemte, da det ikke var like store riss innad i elementet som utenpå. Analyse av indre flater i elementene viste svært liten utvikling av alkalireaksjoner. Det ble dermed konkludert med at rissmønstrene på overflaten skyldes flere faktorer. En mulighet er at malingen på elementene får rissene til å se større ut enn de er. Rapporten konkluderte med at det ikke var mulig å påvise ASR i elementene, da det ikke syntes noe alkali-silika-gel i betongen, men at opprissingen gjorde at det ikke kunne utelukkes at det pågikk alkalireaksjoner i tidlig stadie. Planslip av en av borkjernene undersøkt er vist i figur 5.1.2.



**Figur 5.1.2:** Planslipp av fluorescensimpregnert borkjerne under UV-lys for å tydeliggjøre indre riss i elementet.

Det ble ikke observert alkalireaksjoner fra noen av kontrollene, men det ble observert riss i tilslagskorn og riss fra tilslaget ut i sementpastaen fra planslipene. Det samme gjelder tynnslipene, her ble det observert svært fine riss som kan indikere alkalireaksjoner i uren kalkstein og metamergel, vist i figur 5.1.3.



**Figur 5.1.3:** Utsnitt fra tynnslipet av den ene borkjernen for testing av ASR. Bildet viser riss i en steinpartikkel bestående av både metamergel og uren kalkstein.

Det ble også undersøkt halvkjerner etter fjerning av maling, for å undersøke om overflaterissene kun opptrer i malingen. Rissene ble observert på betongens overflate etter fjerning av maling, men få av rissene ledet lengre inn i betongen. I kun én av fire flater undersøkt ble det observert at overflaterissene fortsatte inn i betongen, med en lengde på mellom tre og fire millimeter. SINTEF sin endelige anbefaling er at elementene ikke ombrukes i fuktige omgivelser da det er en mulighet for at det pågår ASR i tidlig stadie.

Det er heller ikke mulig å bestemme reell utvidelse av elementet fra analysene, da de er tatt av en

vilkårlig flate i en borkjerne, slik at retning på rissene i forhold til elementet er ukjent. Selv om retning på kjernen hadde vært kjent, er diameteren for liten til å få et godt nok grunnlag til å bestemme utvidelse. Dette kombinert med de usannsynlige verdiene målt på elementets overflate, gjør det ikke mulig å bestemme reell utvidelse av elementet. Utvidelse fra alkalireaksjoner måtte dermed antas i beregningene. Det kan likevel antas at utvidelsen er større i toppen av elementet enn i bunn, da det er betydelig flere riss øverst på steget enn nederst. Dette samsvarer fint med at spennarmeringen holder tilbake utvidelsen.

I likhet med en bru hvor plata ekspanderer mer enn steget, kunne det på grunn av spennarmeringen antas en liknende tøyingsfordeling. Det ble dermed antatt en utvidelse på 0,5 ‰ i høyde med spennarmeringen og 1,0 ‰ i høyde med slakkarmeringen i DT-elementet. Dette blir dermed kun en antagelse siden ASR ikke kunne bekreftes av undersøkelsene gjort hos SINTEF. Beregningene blir derfor en veiledning for konsekvenser av små forekomster av ASR i betongelementer.

SINTEF har samlet inn informasjon om betongen som er brukt for å lage elementene som forekommer i Paleet P-hus. Det antydes at sand og pukk kom fra Svelviksand og Langøya. Denne typen tilslag har i senere tid vist seg å være alkalireaktivt.

## 5.2 Beregningsresultater

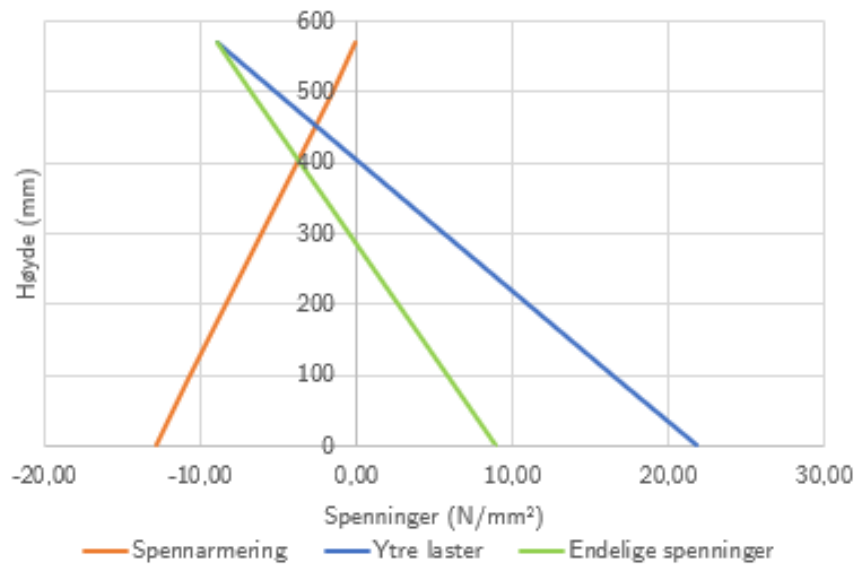
Kapittelet tar for seg alle beregninger gjort på elementet DT3-03. Kapasiteter og laster fra tre valgte lasttilfeller er illustrert, og endelig spenningstilstand og deformasjoner fra de tre tilfellene vises. I tillegg vises tøyninger og spenninger basert på den antatte utvidelsen på grunn av alkalireaksjoner. Det fremvises også resultater fra beregning av nødvendig spaltestrekkarmering og restlevetid som følge av karbonatisering.

Teoretiske beregninger av DT3-03 er utført etter Sørensen og EC2 og finnes i vedlegg G. Tilsvarende beregninger gjort med E-bjelke finnes i vedlegg H, I og J. De tre lasttilfellene beskrevet i tabell 4.4.1 er undersøkt. Elementets vekt på 12350 kg fordelt over elementets lengde på 15888 meter gir en egenlast på 7,77 kN/m. Romvekten for elementet er ukjent men ble satt til 2450 kg/m<sup>3</sup> i E-bjelke. Dette ga en egenvekt på 7,79 kN/m som er tilstrekkelig lik egenlasten beregnet med elementets vekt. Trafikklast ble påført som jevnt fordelt last. Lasttilfelle 3 inkluderer to nyttelaster, men E-bjelke tillater kun en nyttelast i sine beregninger, så dette lasttilfellet ble derfor utregnet for hånd og inkludert i E-Bjelke med lastfaktor 1,0.

### 5.2.1 Kontroll av lasttilfeller

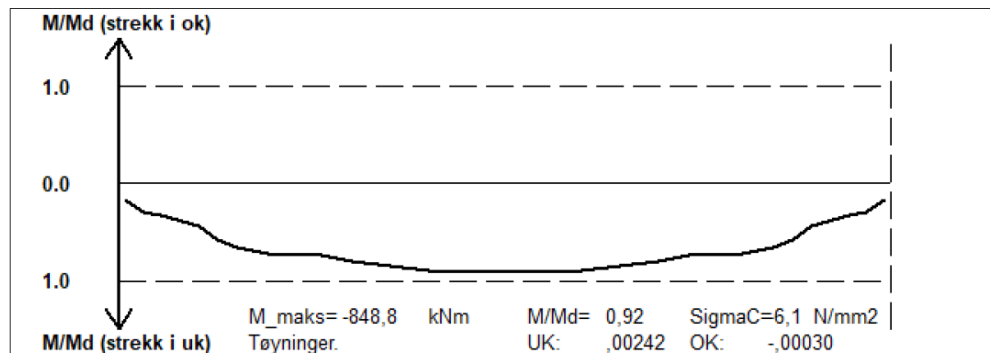
Spenninger for lasttilfellene ved håndberegninger er grafisk framstilt i figur 5.2.1, 5.2.3 og 5.2.5. Spenninger fra oppspenningen og spenninger fra alle belastninger i det gitte lasttilfellet, omtalt som ytre laster, er vist. Spenninger forårsaket av spennarmeringen og ytre laster representeres henholdsvis av den oransje og den blå linjen. Endelige spenninger i betongen er representert med den grønne linjen. Momentkontroller i E-bjelke får resultater som vist i figur 5.2.2, 5.2.4 og 5.2.6.



**Lastilfelle 1 - Spennkraft, egenlast, påstøp, asfalt og trafikklast**

**Figur 5.2.1:** Langtidsspenninger over tverrsnittet fra lastilfelle 1, med bidrag fra spennarmering og ytre laster.

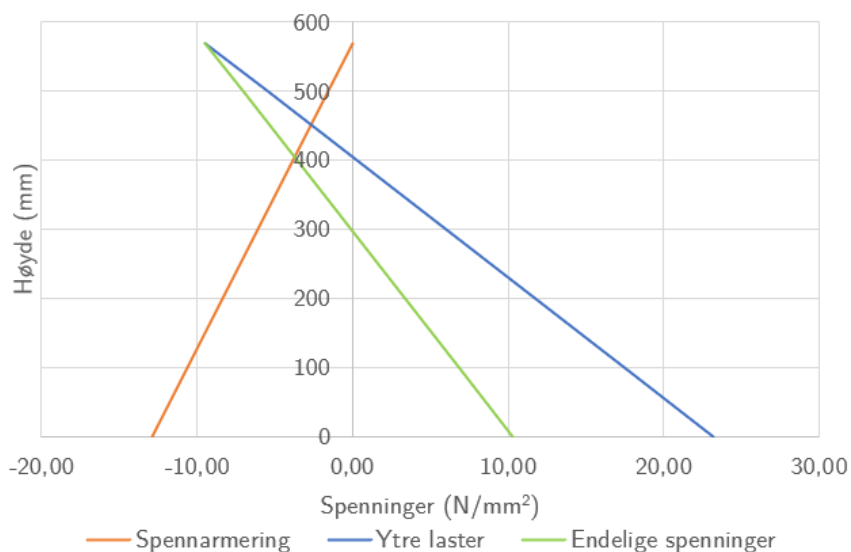
Beregningene gir strekkspenning i underkant på 9,00 MPa og trykkspenning i overkant på 8,95 MPa. Strekkspenninger i høyde med spennarmeringen er 6,00 MPa.

**5.2 Momentkontroll**

**Figur 5.2.2:** Moment kontrollert i E-bjelke for lastilfelle 1.

E-bjelke gir momentbelastning på midten av elementet på ca. 850 kNm med en utnyttelse av elementets momentkapasitet på 0,92 prosent. Største betongspenning i snittet er 6,1 MPa. Trykktøyning i overkant er 0,30 ‰ og strekktøyning i underkant er 2,42 ‰.

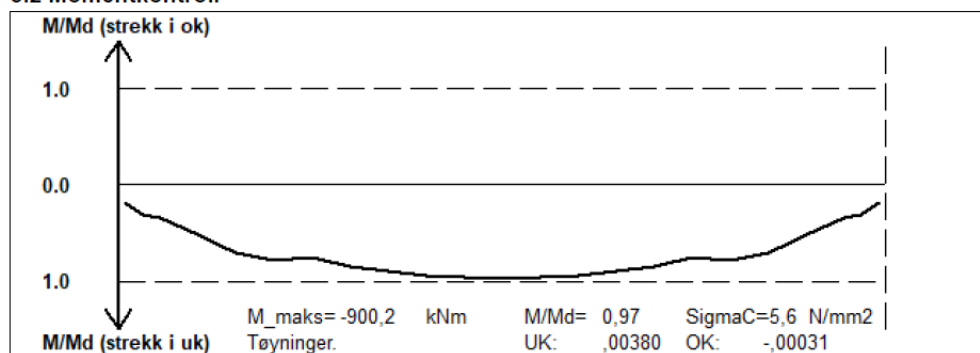
### Lasttilfelle 2 - Spennkraft, egenlast, påstøp, tak- og snølast



**Figur 5.2.3:** Langtidsspenninger over tverrsnittet fra lasttilfelle 2, med bidrag fra spennarmering og ytre laster.

Beregningene gir strekkspenning i underkant på 10,33 MPa og trykkspenning i overkant på 9,49 MPa. Strekkspenninger i høyde med spennarmeringen er 7,01 MPa.

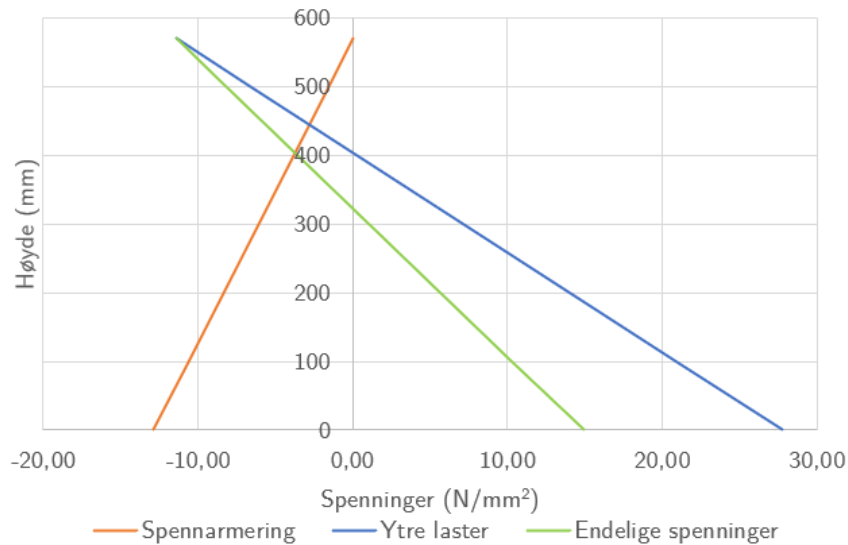
#### 5.2 Momentkontroll



**Figur 5.2.4:** Moment kontrollert i E-bjelke for lasttilfelle 2.

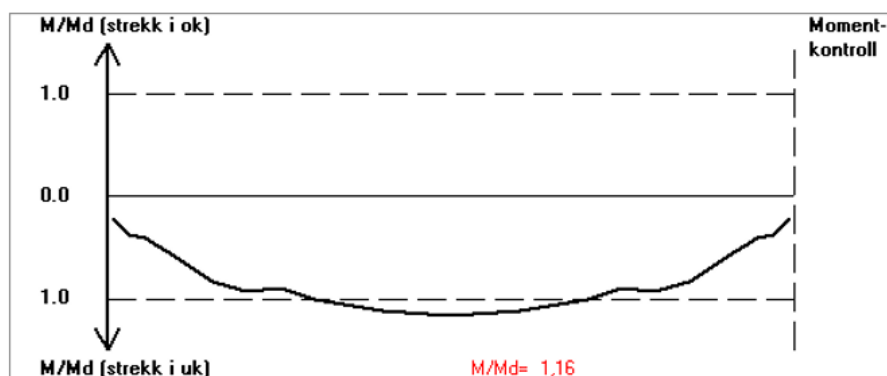
Programmet gir momentbelastning på midten av elementet på ca. 900 kNm med en utnyttelse av elementets momentkapasitet på 0,97 prosent. Største betongspenning i snittet er 5,6 MPa. Trykk-tøyning i overkant er 0,31 ‰ og strekk-tøyning i underkant er 3,80 ‰.

### Lasttilfelle 3 - Spennkraft, egenlast, påstøp, asfalt, trafikk- og snølast



**Figur 5.2.5:** Langtidsspenninger over tverrsnittet fra lasttilfelle 3, med bidrag fra spennarmering og ytre laster.

Beregningene gir strekkspenning i underkant på 14,92 MPa og trykkspenning i overkant på 11,37 MPa. Spenninger i høyde med spennarmeringen er på 10,52 MPa.



**Figur 5.2.6:** Moment kontrollert i E-bjelke for lasttilfelle 3.

Ved kontroll for moment i E-Bjelke for lasttilfelle 3 er belastningen større enn kapasiteten. Programmet gir dermed kun informasjon om utnyttelsen av elementet. Siden kapasiteten er lik for alle lasttilfeller, kan utnyttelsen brukes til å finne belastning. En utnyttelse på 1,16 gir en momentbelastning på 1078 kNm.

Siden momentkapasiteten er mindre enn momentbelastningen i lasttilfelle 3, gir E-bjelke ingen øvrige resultater og det er dermed ikke mulig å fremvise skjærbelastning, -kapasitet og utnyttelse for dette lasttilfellet ved bruk av dataprogrammet. Det vises heller ingen spenninger og tøyninger over tverrsnittet.

## 5.2.2 Kapasiteter og deformasjoner

### Momentkapasitet

Dimensjonerende moment, momentkapasitet og utnyttelsesgrad for de tre lasttilfellene er oppført i tabell 5.2.1. Dimensjonerende moment blir likt med begge beregningsmetodene. Med håndberegninger ligger tverrsnittets tyngdepunkt i steget, slik at momentkapasiteten regnes ut etter foreslått metode i kapittel 4.5.3. Beregningsmetoden gir en lavere momentkapasiteter enn de beregnet med E-bjelke, fordi programmet bruker en spennings-tøyningsfordeling med fastning. Utnyttelsesgraden for samtlige lasttilfeller blir følgelig høyere for håndberegninger.

<b>Momentkontroll</b>						
Beskrivelse	ID	Enhet	Lasttilfelle			Metode
			1	2	3	
Belastning	$M_{Ed}$	(kNm)	849	900	1078	Håndberegning
Belastning	$M_{Ed}$	(kNm)	849	900	1078	E-bjelke
Kapasitet	$M_{Rd}$	(kNm)	860	860	860	Håndberegning
Kapasitet	$M_{Rd}$	(kNm)	924	924	924	E-bjelke
Utnyttelse	$\mu_M$	-	0,99	1,05	1,25	Håndberegning
Utnyttelse	$\mu_M$	-	0,92	0,97	1,16	E-bjelke

**Tabell 5.2.1:** Momentkontroll av DT3-03, utført ved hjelp av håndberegninger og E-bjelke. Tar for seg tre forskjellige lasttilfeller og vurderer utnyttelsesgrad i forhold til kapasiteten.

Begge beregningsmetodene konkluderer med at lasttilfelle 1 har tilstrekkelig momentkapasitet, mens for lasttilfelle 2 er det kun E-bjelke som gir tilstrekkelig kapasitet. I resterende tilfeller overskrider belastningene kapasiteten.

**Skjærkapasitet**

Dimensjonerende skjærkrefter, skjærkapasitet og utnyttelsesgrad for de tre lasttilfellene er oppført i tabell 5.2.2. Dimensjonerende skjærkraft blir tilnærmet lik ved begge beregningsmetodene. For håndberegninger brukes en avstand  $d = 475$  mm, som lengde på sone fra kanten av opplegg uten behov for skjærkapasitetskontroll. E-bjelke bruker en avstand på 500 mm, som gir en forskjell på 0,5 kN beregnet skjærkraft.

<b>Skjærkraftkontroll</b>						
Beskrivelse	ID	Enhet	Lasttilfelle			Metode
			1	2	3	
Belastning	$V_{Ed}$	(kN)	203	215	258	Håndberegning
Belastning	$V_{Ed}$	(kN)	203	215	-	E-bjelke
Kapasitet	$V_{Rd,s}$	(kN)	299	299	299	Håndberegning
Kapasitet	$V_{Rd,c}$	(kN)	292	292	-	E-bjelke
Utnyttelse	$\mu_V$	-	0,68	0,72	0,86	Håndberegning
Utnyttelse	$\mu_V$	-	0,70	0,74	-	E-bjelke

**Tabell 5.2.2:** Skjærkontroll av DT3-03, utført ved hjelp av håndberegninger og E-bjelke. Tar for seg tre forskjellige lasttilfeller og vurderer utnyttelsesgrad i forhold til kapasiteten.

Kapasiteten ( $V_{Rd,s}$ ) fra håndberegninger er for konstruksjoner med beregningsmessig behov for skjærarmoring, og er beregnet til 299 kN. E-bjelkes skjærkraftkontroll oppgir at det ikke er behov for skjærarmoring. Skjærkapasiteten ( $V_{Rd,c}$ ) beregnes derfor for en forspent konstruksjonsdel over et felt uten skjærarmoring og er beregnet til 292 kN. Tilstrekkelig skjærkapasitet er påvist i alle konkluderbare lasttilfeller ved begge beregningsmetodene. Det er også tilstrekkelig skjærtrykkapasitet for alle tilfeller.

Nødvendig minimum skjærarmoring er beregnet etter EC2 punkt 9.2.2 og i E-Bjelke. Begge metoder konkluderer med at det ikke er tilstrekkelig minimum skjærarmoring. Dette betyr at hvis elementene skal ombrukes må enten vertikal skjæroverføring mellom tilstøtende elementer gjenetableres slik at omfordeling av laster i tverretning er mulig, eller så begrenses bruken av elementene utelukkende til takkonstruksjoner.

### Deformasjoner

Håndberegnet deformasjon i bruksgrensetilstand med full nyttelast for DT3-03 etter 37 år er framvist i tabell 5.2.3. Ifølge E-bjelkes manual kontrollerer beregningsprogrammet langtids nedbøyning etter 5000 døgn, som tilsvarer ca. 14 år. Nedbøyningene etter 14 år stemmer lineært overens med nedbøyningene beregnet etter 37 år og kan sees i vedlegg H og I for henholdsvis lasttilfelle 1 og 2. Grenseverdiene er hentet fra betongelementboka bind C, Tabell C 1.6 og representerer anbefalt maksimal nedbøyning etter lang tid med full nyttelast for nye ribbedekker i industribygg.

Nedbøyningskontroll						
Beskrivelse	ID	Enhet	Lasttilfelle			Metode
			1	2	3	
Utregnet deformasjon	$\delta_{tot}$	(mm)	32,3	37,5	61,5	Håndberegning
Maksimal deformasjon	$\delta_{max}$	(mm)	40,0	40,0	40,0	[14] Tabell C 1.6

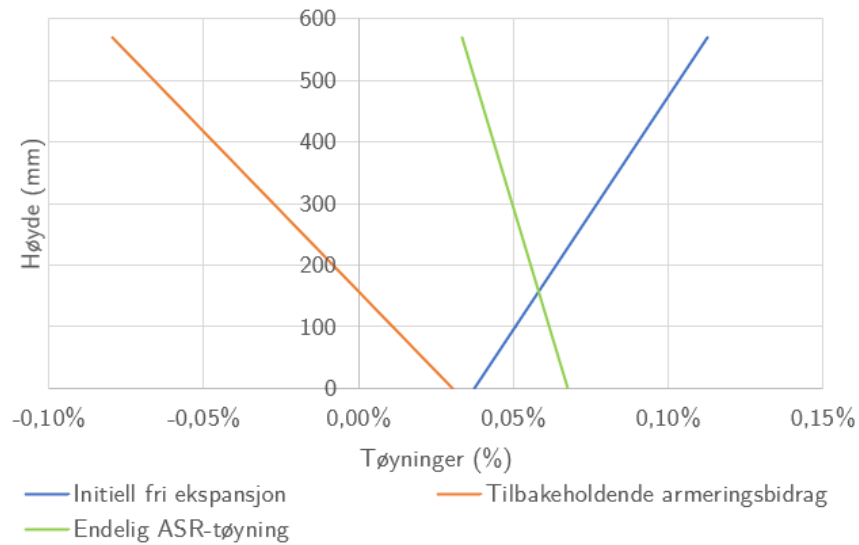
**Tabell 5.2.3:** Nedbøyningskontroll av DT3-03, utført ved hjelp av håndberegninger og E-bjelke. Tar for de tre lasttilfellene og vurderer nedbøyningen opp mot anbefalte maksimale deformasjoner for nye elementer.

Nedbøyning for lasttilfelle 1 og 2 er mindre enn maksimalt anbefalt deformasjon for nye elementer, mens nedbøyning for lasttilfelle 3 overskrider denne grenseverdien. Grenseverdien på 40 mm gjelder for nye ribbeplater i industribygg. Anbefaling for maksimal deformasjon for nye ribbedekker i kontorbygg og boligbygg er henholdsvis 25 og 20 mm, og ingen av lastkombinasjonene gir lavere nedbøyninger enn dette.

### 5.2.3 Påkjenninger fra alkalireaksjoner

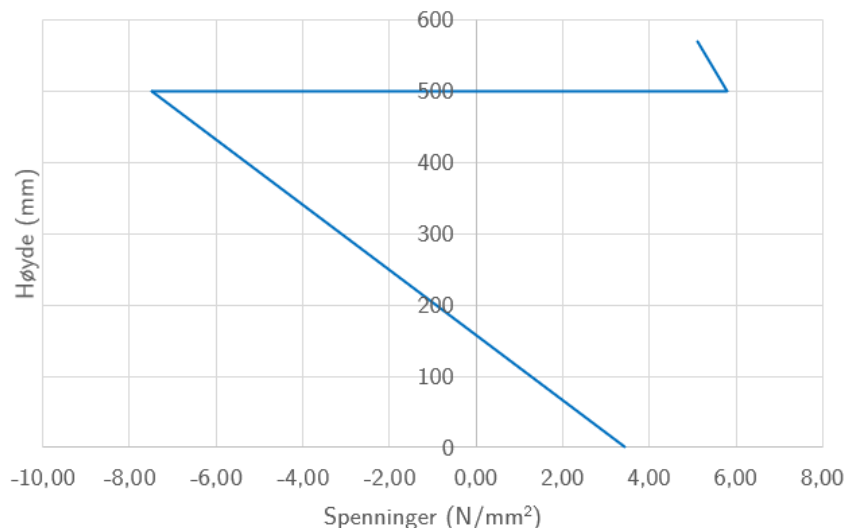
Etter beregninger med metodene beskrevet i kapittel 4.4.3 er endelige tøyninger og spenninger forårsaket av alkalireaksjoner bestemt. Disse er beregnet med en antagelse om en ekspansjon på 0,5 ‰ i høyde med tyngdepunktet av spennarmeringen og 1,0 ‰ i høyde med slakkarmeringen i flensen på DT-elementet. Tøyning- og spenningsfordelingene er beregnet over hele tverrsnittets høyde, både i elementet og påstøpen.

I figur 5.2.7 under er den initielle tøyningen vist med den blå linjen. Den tilbakeholdene effekten fra armeringer og påstøp er vist med den oransje linjen. Disse to legges sammen og resulterer i den endelige ASR-tøyningen vist ved den grønne linjen. Den endelige tøyningfordelingen får som antatt en positiv krumning, da påstøpen holder utvidelsen betydelig tilbake i toppen av tverrsnittet.



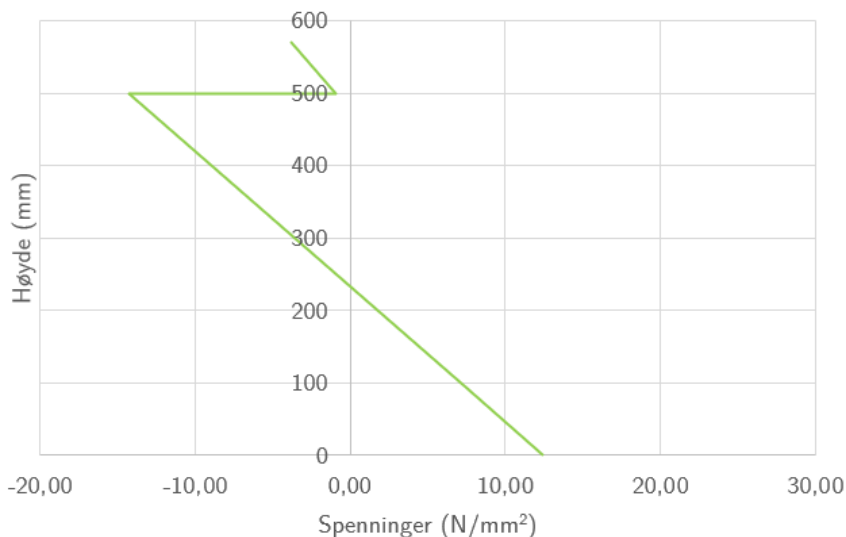
**Figur 5.2.7:** Tøyninger over tverrsnittshøyden av elementet, forårsaket av alkali-silika reaksjoner.

Spenningsfordelingen vist i figur 5.2.8 blir realistisk i forhold til antatte utvidelser. Det er strekk i påstøpen da denne ikke har noen egen utvidelse fra alkalireaksjoner, og blir dermed dratt med DT-elementet. Det blir trykk i overkant av DT-elementet, da dette holdes tilbake av påstøpen og dermed ikke får utvidet seg fritt. I underkant blir det strekk, fordi utvidelsen er større enn tilbakeholdingen av armeringen i underkant. Det er verdt å nevne at armeringsbidraget i underkant kun er basert på heft mellom spennarmering og betong. Bidraget fra oppspenningen inkluderes når spenningene for spennkraft, ytre laster og alkalireaksjoner legges sammen for å finne endelige spenninger over tverrsnittet.



**Figur 5.2.8:** Spenninger over tverrsnittshøyden av elementet, forårsaket av ASR.

For å vise et eksempel på en endelig spenningstilstand med ASR-påvirkning, kombineres spenningstilstanden forårsaket av spennarmering og ytre laster i figur 5.2.1 med spenningsbidraget fra ASR i figur 5.2.8. Resultatet gir en antatt endelig spenningstilstand over tverrsnittet, som vist i figur 5.2.9. Her er lasttilfelle 1 benyttet, slik at kun trafikklaster er inkludert som nyttelast.



**Figur 5.2.9:** Endelige spenninger over tverrsnittshøyden i midtsnitt av bjelken forårsaket av spennarmering, ytre laster og ASR basert på lasttilfelle 1.

Strekkspenningen er 12,4 MPa i underkant og går over til en trykkspenning på 14,2 MPa i overkant av DT-elementet. I overgangen mellom DT-elementet og påstøpen reduseres trykkspenningen til 1,0 MPa og i overkant av påstøpen er den 3,8 MPa.

#### 5.2.4 Kontroll av spaltestrekkarmering

Beregning av spaltestrekkarmering ble gjort for DT3-03 etter forenklet metode i betongelementboken bind C punkt 8.1.3 [14]. Armeringsmengde, senteravstand og armeringssone er kontrollert i vedlegg K og sammenfattet i tabell 5.2.4. Tabellen gir en oversikt over reelle og nødvendig beregnede forhold ved kontroll av armering for spaltekrefter.

Kontroll av spaltestrekk		
Beskrivelse	Snitt 1	Snitt 2
Armert lengde	100 mm	350 mm
Nødvendig armeringslengde	100 mm	441 mm
Eksisterende armering	2 x $\phi_8$ bøylor	7 x $\phi_8$ bøylor
Nødvendig armering	1,89 x $\phi_8$ bøylor	4,09 x $\phi_8$ bøylor
Reell senteravstand	50 mm	50 mm
Maksimal senteravstand	53 mm	108 mm

**Tabell 5.2.4:** Kontroll av spaltestrekkarmering i forankringsområde. Viser nødvendig bøyearmering og senteravstander.

De kritiske snittene er henholdsvis 100 og 441 mm innover i steget fra opplegg. I begge armeringssone-



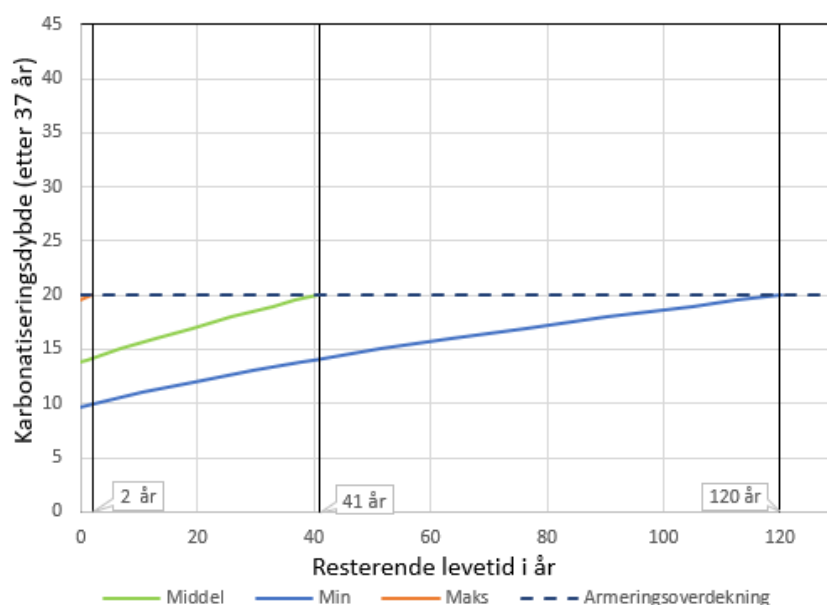
ne er eksisterende armeringsmengde større enn nødvendig armeringsmengde. Bøylens senteravstand på 50 mm er mindre enn maksimalt tillatte senteravstander innenfor stegende, og innover i steget. Med 50 mm overdekning fra stegende til første bøyel og med 50 mm senteravstand mellom bøyelene er bjelken armert 350 mm innover i bjelken. Dette er mindre enn nødvendig armeringslengde innover i bjelken, men er vurdert tilstrekkelig da det er nesten dobbelt så mye armeringsareal innenfor det gitte snittet. Elementene vurderes dermed tilstrekkelig armert for spaltekrefter.

### 5.2.5 Restlevetid som følge av karbonatisering

Forskjellig overdekning for bøyel- og slakkarmering, og for spennarmering, gir ulik resterende tid før betongen er karbonatisert inn til armeringen. Under beskrives restlevetid for de to tilfellene.

#### Tilfelle 1: Bøyel- og slakkarmering

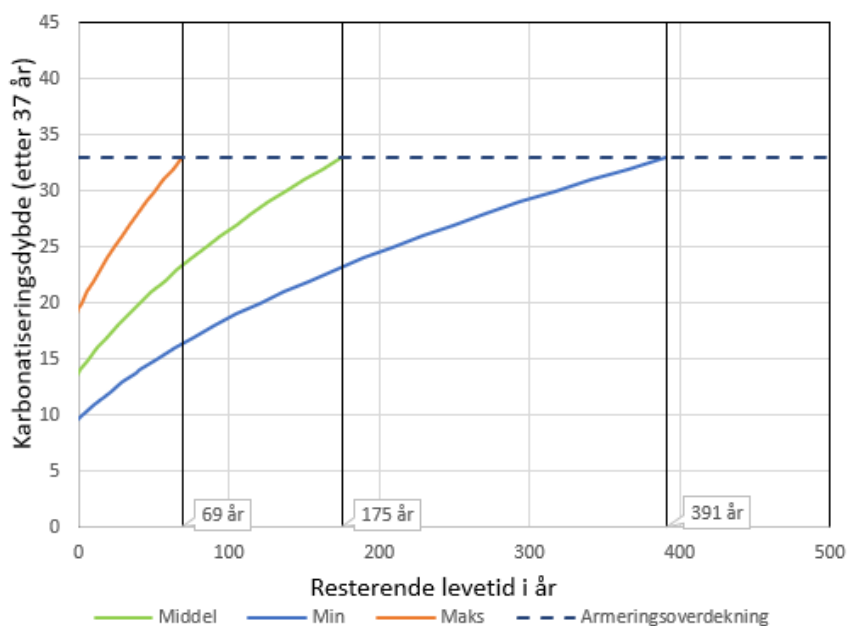
Armeringsnett i flens og bøyelarmoring i stegende har en armeringsoverdekning på 20 mm. I tillegg er det oppdaget at deler av bøylenettet som strekker seg over hele elementets lengde kun har 20 mm overdekning i noen områder. Tabell 5.2.10 viser en restlevetid på 41 år hvis gjennomsnittet av karbonatiseringsdybdene fra testede borkjerner benyttes. Grenseverdiene minimum og maksimum inntrengningsdybde antyder at restlevetiden kan ligge et sted mellom 2 og 120 år.



Figur 5.2.10: Estimering av restlevetid for bøyel og slakkarmering med overdekning 20 mm.

#### Tilfelle 2: Spennarmering

Spennarmeringen har en overdekning på 33 mm. Som illustrert i figur 5.2.11 anslås en restlevetid på 175 år med nedre og øvre grenseverdi på henholdsvis 69 år og 391 år.



**Figur 5.2.11:** Estimering av restlevetid for spennarmering med overdekning 33 mm.

Ved konservative anslag, altså ved bruk av maksverdier, vil elementets levetid være brukt opp. Middelverdiene, som er mer realistisk å bruke i dimensjoneringshensyn, gir en restlevetid på 41 år. Restlevetiden er mindre enn 50 år, som er minste praktiske verdi for levetid på nye elementer. Det vil dermed ikke være mulig å dokumentere at elementenes tilstand er på linje med nyproduserte elementer.

## 5.3 Dokumentasjon for ombruk av DT-elementer

Det anbefales at byggevareforskriften og byggeteknisk forskrift følges for å sikre tilstrekkelig dokumentasjon av DT-elementer før ombruk. Byggevareforskriftens veiviser krever brukerdefinerte inngangsverdier som kartlegger dokumentasjonskravene knyttet til elementene. For DT-elementer i Paleet P-hus henviser veiviseren til byggeteknisk forskrift. Der stilles det ikke krav til omsetter om å bruke CE-merkede produkter såfremt byggevaren oppfyller kravene i forskriften. Kravene innebærer at egenskapene til byggevaren dokumenteres, og kan verifiseres med testing eller annen form for kontroll som definerer byggevarens ytelsesgrad.

### 5.3.1 Forslag til ombrukstandard for ribbedekke

Med utgangspunkt i NS 3682:2022 er det utarbeidet et forslag til standardisering av dokumentasjonskrav og regelverk for ombruk av DT-elementer. Forslagene er oppgitt punktvis under, der utdrag fra NS 3682:2022 står i kursiv tekst. Tekst som er vurdert til å ikke gjelde for ribbedekker er streket over, mens tilleggstekst er oppgitt under hvert enkelt avsnitt. Forslagene baseres på erfaringer innhentet under arbeid av denne oppgaven. Deler av kapitler i NS 3682:2022 med direkte overførbarhet til ribbedekker nevnes ikke her.

- **3.7 Fullskalaprøving av hulldekker**

- **5.4 Bearbeiding**

*"All eksisterende påstøp og fugebetong skal fjernes. Skader bør utbedres og hull bør tettes. Skråskjærte hulldekker kan kuttes i rette lengder. Alt arbeid på det angitte hulldekke (ribbedekke) skal dokumenteres."*

Tillegg: All eksisterende fugebetong og asfalt skal fjernes. Graden av samvirke mellom påstøp og ribbedekke avgjør om påstøpen bør fjernes. Er det ikke samvirke kan påstøpen enkelt fjernes. Med samvirke bør påstøpen ikke fjernes.

Utføres tilskjæring eller kapping av elementer kan spalttestrekkarmering ved opplager forsvinne. Resterende kapasitet må kontrolleres for å bestemme om forsterkning av kappet ende er nødvendig.

- **6.2 Mål og vekt**

*"Måltaking som er nødvendig for beregning av hulldekkene (ribbedekkene), skal utføres."*

*"Montasjeklare hulldekker (ribbedekker) skal måles opp i henhold til NS-EN 1168:2005+A3:2011, 5.3.1.1 (NS-EN 13224:2011, 5.3). Karakteristiske dimensjoner skal angis som beregnet innenfor toleransene angitt i NS-EN 1168:2005+A3:2011 (NS-EN 13224:2011)."*

*"Hvert montasjeklare hulldekke skal veies i henhold til NS-EN 1168:2005+A3:2011, 5.4."*

Kommentar: Det stilles ikke krav til veiing av nyproduserte ribbedekker etter NS 13224:2011.

- **6.3.1 Generelt**

*"Hulldekker (Ribbedekker) som har skader som påvirker deres bestandighet og dimensjonerende brukstid skal ikke klassifiseres som montasjeklare hulldekker (ribbedekker) Hulldekker med skader som antas ikke å påvirke bæreevnen kan benyttes i fullskalaprøving."*

Tillegg: Det er ikke vanlig praksis å fullskaleteste ribbedekker. Ribbedekker med skader som antas å ikke påvirke bæreevnen må kontrolleres med egnet metode før ribbedekkene kan klassifiseres som montasjeklare.

- **6.3.3 Karbonatisering**

*"Prøving av karbonatiseringsdybde skal gjøres i henhold til NS-EN 14630. Karbonatiseringsdybde skal bestemmes fra underkant av hulldekkene."*

Tillegg: Karbonatiseringsdybde bestemmes fra hver side av steg i DT-element.

*"Karboniseringsdybder på inntil 10 mm tillates. Dersom det måles karboniseringsdybder på mer enn 10 mm, skal det gjennomføres en egen vurdering av gjenværende brukstid."*

Kommentar: Beregningsmetode fra kapittel 4.4.4 kan benyttes til å estimere resterende levetid. Det vil si gjenværende tid før karbonatiseringsdybden når helt inn til armering i dekkene.

*"Analyse kan gjennomføres i kartleggingsfasen gitt at det er sporbart hvilket hulldekke (ribbedekke) som ble undersøkt. Betongkjernene kan tas fra de samme hulldekkene som skal brukes til fullskalaprøving."*

Kommentar: Borekjernene kan kuttes i mindre segmenter slik at trykkfasthet og karbonatisering kan måles med den samme prøven.

#### • 6.3.5 Alkalireaktivitet

*"Det skal gjennomføres en vurdering av faren for skadelige alkalireaksjoner. Petrografisk analyse av tilslaget kan benyttes."*

Kommentar: Dynamisk analyse av ribbedekkets mekaniske egenskaper kan benyttes. Ved å påføre en prøve fra et ribbedekke en syklisk last kan elastisiteten til betongen måles. Betydelig redusert E-modul er en indikator på tilstedeværelse av alkalireaksjoner.

#### • 6.4.2 Betongtrykkfasthet

*"Betongtrykkfasthet dokumenteres ved uttak, tildanning og prøving av borkjerner, enten før eller etter demontering av gammelt bygg. Betong fra påstøp, fugestøp eller avretting skal være fjernet fra kjernene før videre tildanning. Betongkjernene kan tas fra de samme hulldekkene som skal brukes til fullskalaprøving."*

Tillegg: Betongkjernene tas i steg over spennarmeringen. Kjernene bør med fordel tas i betongen der det ikke ligger bøylene, for å ikke få jern i prøven som kan ha innvirkning på testresultatet.

*"Prøver med prellhammer skal foretas i henhold til ISO 1920-2. Prøvene bør tas over steg eller i endeflate. Prøveomfanget kan reduseres til 3 avlesninger per hulldekke."*

Kommentar: ribbedekker må ha minimum styrkeklasse B20/25 i følge EN 13369:2004 punkt 4.2.

*"Dersom steget ikke er stort nok for uttak av kjerneprøver fra over eller underside kan kjerneprøven tas ut langsmed hulldekkene fra enden."*

- **6.4.4 Fullskalaprøving**

Kommentar: Ikke nødvendig å fullskalateste brukte ribbedekker, da det ikke er krav til å teste nye i henhold til NS 13224:2011.

### 5.3.2 Forslag til sjekkliste for ombruk av DT-elementer

Tillegg A i NS 3682:2022 inneholder standardiserte sjekklister for hulldekker til ombruk. Sjekklister A1-A7 kan brukes som en veileder i prosjekter som ønsker å vurdere ombrukspotensialet til hulldekker. Sjekklistene kan tilpasses til å også gjelde for ribbedekker. Punkter i sjekklister med direkte overførbarhet fra hulldekket til ribbedekke nevnes ikke her. Nødvendige endringer foreslås under.

- **A.1 Sjekkliste for kartlegging av hulldekker til ombruk.**

Tillegg: Er det tegn til krakeleringssiss eller er ribbedekkene plassert i et miljø med relativ fuktighet som krever kontroll av alkalireaksjoner?

Kommentar: DT-elementer brukes normalt i fuktigere miljøer enn hulldekker, så alkalireaksjoner er en mer relevant skademekanisme og bør adresseres tydeligere i en eventuell sjekkliste. Tilleggspunktene foreslås ettersom labtesting av borkjerner for alkalireaksjoner er en dyr og tidkrevende prosess. Av krav til minste prøveomfang av betongprøver for å vurdere ribbedekkers egenskaper vil som regel alkalireaksjoner være den mest omfattende prøven. Det kan være gunstig å avgjøre om det er behov for å vurdere alkalireaksjoner i ribbedekker i forkant av demonteringsarbeidet.

Tillegg: Kan byggeår, tilslag og sementtype dokumenteres?

Kommentar: Kunnskap om byggeår, tilslag og sementtype kan brukes til å vurdere om betongen inneholder alkalireaktivt tilslag eller alkalieholdig sement.

- **A.2 Sjekkliste for demontering av hulldekker til ombruk - i forkant av arbeider**

Tillegg: Skal ribbedekkene ombrukes med opprinnelig geometri uten kapping eller større tilskjæringer?

Tillegg: Er det samvirke mellom ribbedekke og påstøp i den grad at påstøp ikke skal fjernes?

Tilleggene om opprinnelig geometri og samvirke kan gi et tydeligere bilde av arbeidsomfanget knyttet til ombruk av ribbedekker. Punktene gir en formening om nødvendig klargjøring av elementene før demontering og behov for bearbeiding.

- **A.3 Sjekkliste for demontering av hulldekker til ombruk - etter utført arbeid**

*"Er elementer som har vannskader, synlige riss eller skader i sonen som skal brukes, sortert ut?"*

- **A.4 Sjekkliste for transport og mellomlagring av hulldekker til ombruk - i forkant av arbeider**

*"Er krav til stegbredde for elementer til fullskalaprøving mottatt?"*

- **A.5 Sjekkliste for transport og mellomlagring av hulldekker til ombruk - etter utført arbeid**

*"Er stegbredde for mottatte elementer tilfredsstillende sammenlignet med stegbredde for fullskalatestede elementer?"*

- **A.6 Sjekkliste for bearbeiding - i forkant av arbeider**

*"Er det mottatt et tegningsgrunnlag for angivelse av geometrisk utforming av dekker og etablering av festepunkter som grunnlag for bearbeiding?"*

Tillegg: Foreligger det en plan for å reetablere kontinuerlig skivevirkning over hele dekket ved remontering som gir grunnlag for bearbeiding?

Kommentar: Reetablering av kontinuerlig skivevirkning bør vurderes tidlig i prosjekteringsfasen da det er nødvendig for ribbedekketts stabilitet og bæreevne.

Tillegg: Skal lastfordeling i tverretning reetableres ved remontering som gir grunnlag for bearbeiding?

Kommentar: Lastfordeling i tverretning må vurderes der bruksområdet til elementene krever det.

- **A.7 Sjekkliste for bearbeiding - etter utført arbeid**

Tillegg: Er reetablering av kontinuerlig skivevirkning utført i samsvar med utarbeidet plan.

Tillegg: Er reetablering av lastfordeling i tverretning utført i samsvar med utarbeidet plan.

## 6.1 Erfaringer fra Paleet P-Hus

Studieobjektet tar for seg muligheten for å ombruke DT-elementer i Paleet P-hus. Erfaringer fra studieobjektet anses som et av mange nødvendige bidrag til bransjen for å kartlegge DT-elementers ombrukspotensiale. Resultatene viser at det er mulig å ombruke DT-elementer, men at regelverket og spesielt bestandighet begrenser bruken i varierende grad. Det er også observert at det kreves gode insentiver fra bygginnehaver eller utbygger for å igangsette en slik prosess, da ombruk fortsatt er betydelig dyrere enn å bygge nytt. Ønsket om høy grad av miljøsertifisering er en drivende faktor.

Veiledende anbefalinger, standardverk og skademekanismer begrenser bruksområdet for brukte DT-elementer i diverse bygg og miljø. Uten større reparasjoner begrenses bruken av elementene i Paleet P-hus til takkonstruksjoner på grunn av minimum skjærarmering og til bygg med relativ fuktighet mindre enn 40 %, på grunn av karbonatisering og muligheten for alkalireaksjoner. Elementene må også ombrukes i sine opprinnelige lengder på grunn av bøylearmeringen i opplegg. Momentkapasiteten i bruddgrensetilstand er nesten fullt utnyttet, og elementene tåler ikke særlig mye mer belastning.

### 6.1.1 Usikkerheter ved beregninger

Alle beregninger er utført for DT3-03, der geometri, betongprofil og materialdata er hentet fra originaltegningene datert tilbake til da Paleet P-hus ble bygd i 1986. Ved manglende informasjon ble det gjort antagelser i samarbeid med Spenncon, der en av de involverte deltok i prosjekteringen av det opprinnelige bygget. Dette forenklet innsamlingen av nødvendig informasjon ikke dekket av tegningene. For påstøpen ble B35 valgt basert på kunnskap fra bransjen.

Ribbedekkenes oppbygning og dimensjoner ble undersøkt visuelt under befarings. Informasjonen samlet for elementene og borkjerner ble sammenlignet med verdier angitt på de opprinnelige tegningene. Det ble antatt at standard bøylene er plassert midt i steget med lik overdekning på hver side. Observasjon av kjerneprøve 9 avslørte at bøylene er plassert unøyaktig slik at overdekningen er betydelig mindre på den ene siden. Det kan ikke utelukkes at prosjektert overdekning for de andre armeringstypene også avviker fra faktiske overdekninger. Tilvirkningsavvik i ugunstig retning kan brukes for å estimere redusert overdekning. En slik konservativ tilnærming kan brukes til å kompensere

for reell overdekning av armering som antas å være mindre enn den dimensjonerte.

Grad av samvirke mellom element og påstøp er oppgitt som ru på detaljtegning. Dersom det er usikkerhet rundt samvirkegraden bør prøver fra kjerneboring testes for å fastslå det faktiske heftbidraget. Kapasitetsberegninger for DT3-03 er gjort med samvirkepåstøp, slik at påstøpen virker kontinuerlig over ribbedekket. Platen blir dermed tykkere og bedre armert noe som vil gi økt kapasitet i tverretning. Kapasitetsberegninger viser at elementet er nært fullt utnyttet for lasttilfellet med minst belastning. Hvis heftbidraget er mindre enn antatt kan elementets kapasitet være mindre enn beregnet. Dersom dette er tilfellet bør nye vurderinger av kapasiteten utføres.

Av opprinnelige tegninger av DT-elementene i Paleet P-hus var det kun mulig å oppdrive detaljtegning for DT-element DT3-03. Beregningsresultater knyttet til ombrukspotensialet for DT3-03 må derfor brukes som et grunnlag for å bedømme resterende 317 DT-elementer i Paleet P-hus. Elementene over plan 1-7 er brukt som etasjeskillere med påstøp og støpeasfalt og er dimensjonert for bilparkering. Dekke over plan 8 er påført korrugerte plater og er ikke brukt til å bære billaster. Lasttilfellet for de 44 elementene i taket forventes å være annerledes enn for dekkene over resterende plan. Mer informasjon er nødvendig for å bedømme om resultater for DT3-03 er overførbare for disse elementene. For elementer over resterende dekker antas det at resultatene er overførbare mellom elementer med lik spennvidde dersom visuell kontroll ikke tilsier noe annet. Basert på beregningsmetodikken antas det at elementene med kortere spennvidde har større kapasitet, lavere spenninger og tøyninger og mindre deformasjoner enn DT3-03. De kortere elementene bør vurderes i lys av dette.

Som etasjeskillere i et parkeringshus var det forventet at lasttilfelle 1 skulle gi resultater representative for den faktiske lastsituasjonen. Håndberegninger av strekkspenninger i underkant overskrider betongstrekkfastheten for alle de tre lasttilfellene, men visuell kontroll av DT-elementene ga ingen funn av strekkriser i underkant. Resultatene tyder på at det faktiske lasttilfellet er mindre enn de valgte lastene i lasttilfelle 1 brukt i beregninger. Trafikklasten er påført som full nyttelast. Det kan tenkes at dekkene i et parkeringshus, slik som Paleet P-hus vil ha avtagende belastning fra biler oppover i bygget. I et slikt tilfelle vil mest sannsynlig ribbedekker over flere av planene i bygget ha vært påført mindre last enn beregningene tilsier. En annen mulighet er at beregnet reduksjon av spennkraft er mindre enn reell reduksjon. Det er mange faktorer å ta hensyn til ved bestemmelse av totalt tap i spennkraft, og resultater etter 37 år kan avvike fra faktiske forhold.

Ved momentkontroll i E-Bjelke oppgis blant annet største betongspenning i tverrsnittet. Største betongspenning i tverrsnitt er større for lasttilfelle 1 enn for lasttilfelle 2. Det vil si at betongspenningen økte selv om lastpåkjenningen ble mindre. Ettersom E-bjelke ikke oppgir hvor i tverrsnittet største betongspenning er målt er det vanskelig å sammenligne spenningene med håndregnede resultater. Manualer og brukerveiledninger ga heller ingen tydelige svar på om det er spenning i overkant, underkant eller et annet sted i tverrsnittet som fremvises. E-bjelke bruker en spennings-tøyningsfordeling med fastning, som forklarer at momentkapasiteten beregnet med programmet blir høyere enn den håndregnede. E-bjelkeberegningene spesifiserer et behov for forblinding av enkelte spenntau ved opplegg. Dette reduserer spenningene fra spennarmeringen i stegendene, som igjen reduserer spaltekraftene. Ved å øke avspenningsfastheten kan beregningene gjennomføres uten forblindinger og resultatene vil samsvare mer med håndberegninger. Akkumulasjonen av antagelser, forenklinger og sikkerhetsfaktorer over mange beregningsledd gir en usikkerhet i beregningene, og resultatene bør vurderes deretter.



### 6.1.2 Prøveuttakning

De øverste etasjene i Paleet P-hus er mer utsatt for værpåkjenninger, enn lenger ned i bygget. I vedlegg C ser man at det kun er synlige riss på elementene i dekket over plan 6 og 7 og mest ut mot siden av bygget som er eksponert for regn. Alle kjerneprøvene ble tatt fra de øverste dekkene i parkeringshuset. Området er en av de mindre trafikkerte plassene i bygget, og vann og salter fra biler renner gradvis av på bilenes tur oppover i etasjene. De nedre etasjene vil derfor mest sannsynlig utsettes for større konsentrasjoner av klorider og karbondioksid fra biler, spesielt ved innkjørselen til parkeringshuset og ved de første rampene som leder opp i etasjene. For å vite hvordan dette påvirker kloridinntrengning og karbonatisering av elementene nederst i bygget kan det tas nye prøver. Det er usikkert om nye prøver ville gitt mer representative resultater. På den andre siden kan disse resultatene gi et for konservativt svar som ikke representerer resterende elementer.

I et DT-element vil spennarmeringen holde tilbake utvidelsen fra alkalireaksjoner i elementets lengderetning, men reaksjonene kan utvide betongen fritt på tvers og i vertikal retning i elementet. Bjørner som tas ut bør derfor merkes slik at kjernens orientering i forhold til elementet er kjent når den ankommer lab. Kjernen bør også være av betydelig størrelse, slik at man får tilstrekkelig stort plan å undersøke. En alternativ metode for å påvise alkalireaksjoner kan være å påvise reduksjon i Elastisitetsmodul på kjerneprøver. En slik test er mye rimeligere, og kan være et godt alternativ for lavere budsjetterte prosjekter. Hovedproblemet med denne typen test er at E-modulen som måles må sammenliknes opp mot en referansemodul, som blir problematisk i gamle prosjekter med manglende detaljgrunnlag.

### 6.1.3 Ombrukspotensiale

Trykkfastheten etter 37 år er tilnærmet like god som da elementet var nytt. Store beregnede kapasitetsutnyttelser, deformasjoner og manglende skjærarmering i steg begrenser elementenes bruksområde. Elementene bør følgelig ikke utsettes for lasttilfeller med større påkjenning enn dagens situasjon. For å gjenetablere overføring av vertikale skjærkrefter mellom ribbedekkerne ved remontering, kreves enten svært tette forbindelser i skjøten langs lengderetningen av elementene eller at en ny påstøp legges over den eksisterende. For å etablere forbindelsene må store deler av den eksisterende påstøpen pigges vekk langs skjøtene. Det krever mye arbeid og innebærer en risiko for at elementene kan bli skadet. Økt permanent last som følge av en ny påstøp vil redusere maksimal nyttelast. Ved bruk som takelementer kreves ingen tiltak. Dette kan spare tid og redusere kostnader, men reduserer bruken av elementene til kun ett område.

Resultatene ved beregning av deformasjoner overskrider anbefalingene for maksimal nedbøyning av nye ribbedekker i bolig- og kontorbygg. Elementene kan likevel ombrukes i disse byggtypene, fordi deformasjon vurderes annerledes for brukte og nye elementer. Ved ombruk i bolig- eller kontorbygg bør sannsynligheten for strekkrisis i underkant og tiltak som for eksempel avretting av elementene vurderes. Anbefalte maksimale nedbøyninger er større for ribbeplater i industribygg. Det er nærliggende å forvente tilsvarende anbefalinger for ribbeplater i parkeringshus.

Liten overdekning gir utfordringer med restlevetid som følge av karbonatisering, siden karbonatiseringsdybden nesten har nådd inn til armeringen i overkant. Som følge av dette har elementene mindre enn 50 år gjenværende brukstid, hvis de ombrukes i samme miljø som de har stått i. Selv om testresultatene indikerer at kloridinntrengning ikke er problematisk, kan faren for armeringskorrosjon fra

klorider øke dersom elementene blir stående i fuktig miljø. Basert på antagelsen om alkalireaktivt tilslag og alkaliholdig sement i betongen vil elementene, dersom de forsetter å bli utsatt for fuktig miljø, kunne utvikle alkalireaksjoner i framtiden. Dersom DT-elementene skal ombrukes bør det være i et tørt miljø med lav relativ fuktighet som bremser ned og stopper opp skademekanismene.

Det viste seg å være mulig å produsere tilstrekkelig mengde dokumentasjon for DT-elementene etter anbefalingene i byggevareforskriften, byggeteknisk forskrift og NS 3682:2022. Byggevareforskriftens veiviser ansees som et enkelt og effektivt verktøy for å kartlegge elementenes dokumentasjonskrav. At byggevarerne ikke krever CE-merking er med på å gjøre dokumenteringen enklere. Originaltegnningene og supplementert informasjon fra Spenncon var til stor hjelp for å dokumentere elementenes egenskaper. Med mindre modifikasjoner hadde NS 3682:2022 stor overføringsverdi til ribbedekker.

Selv om muligheten for ombruk av DT-elementene fra Paleet P-hus er til stede, vil eksisterende begrensende faktorer redusere ombrukspotensialet betydelig. Det mest økonomiske alternativet vil være å unngå løsninger som krever at DT-elementene må behandles, endres eller tilføres noe for å oppnå ønsket virkemåte, men uten reparasjoner og modifikasjoner vil bruksområdet bli svært lite. Basert på resultater fra denne oppgaven anbefales ombruk av DT-elementene kun i takkonstruksjoner i et tørt miljø. Kostnadsdrevne investeringer inn i ombruksprosjektet kan øke bruksområdet. Det anses som uproblematisk å dokumentere elementenes egenskaper og tilstand i henhold til gjeldende regelverk. Det er elementens bæreevne og bestandighet som vurderes til å begrense ombrukspotensialet i størst grad.

## 6.2 Vurdering av DT-elementer til ombruk

Det finnes ikke et entydig svar for hvordan forspente DT-elementer i betong kan ombrukes. Likevel er det mulig å gi en anbefalt handlingsforløp for ombruksprosjekter. Kartlegging av regelverk, standarder og dokumentasjonskrav bør utføres tidlig i prosjekteringsfasen. Både tid og kostnader kan spares ved å identifisere potensielle hindringer og utfordringer tidlig i prosjektet. Det bør foreligge en tydelig plan for hvordan demontering og remontering skal gjennomføres. I tillegg bør bestandighet og bæreevne dokumenteres for å vurdere resterende brukstid.

### 6.2.1 Regler og dokumentasjon

Byggevareforskriftens oversikt over byggevarer og dokumentasjonskrav omfatter ikke DT-elementer. Forskriftens veiviser ble derfor brukt til finne dokumentasjonskravene knyttet til omsetning av byggevarer uten CE-merking. Veiviseren henviser til byggeteknisk forskrift som gjeldene regelverk for elementene fra Paleet P-hus. I andre ombruksprosjekter kan dokumentasjonskravene variere hvis inngangsverdiene i veiviseren er annerledes. Brukte DT-elementer vil gjennomgå forandringer over tid som påvirker produktinformasjonen. Kjerneboring og prøveuttaking ble utført for å dokumentere elementenes faktiske tilstand i tråd med byggeteknisk forskrift.

NS 3682:2022 ble fulgt for bestemme prøveomfang og deklarasjon av egenskaper. Standarden ble ansett som den mest relevante og overførbare for å håndtere ombruk av ribbedekker. Oppgavens innfallsvinkel avhenger av at tilstandsvurdering og dokumentasjonskrav for ombruk av hulledekker, med mindre modifikasjoner, kan overføres direkte til å gjelde for ombruk av ribbedekker. NS 3682:2022

ga et godt grunnlag for å komme med tilsvarende veiledning for DT-elementer. Befaring av bygget, kjerneboring og tilstandsvurdering belyste nødvendige tilpasninger av regelverket. Det bør tas høyde for at andre ombruksprosjekter kan møte på problemstillinger som ikke har forekommet for DT-elementene i Paleet P-hus, slik at ytterligere tilpasninger av regelverket er nødvendig.

NS 3682:2022 stiller krav til brukte elementer basert på NS-EN 1168:2005. Det ble derfor sett på som hensiktsmessig å bruke NS-EN 13224:2011 for å kartlegge nødvendig innhold i en veileder for ombruk av DT-elementer. Framgangsmåten tydeliggjorde forskjellen i anbefalinger for de to elementtypene. NS-EN 13224 anbefaler for eksempel ikke fullskalatesting av ribbedekker. Det foreslås derfor at brukte ribbedekker heller ikke trenger å fullskalatestes før ombruk. Visuell kontroll er nødvendig for å kartlegge brukte DT-elementer. Registrering av skader eller avvik hos elementene i tidlig fase av prosjektet er fordelaktig. Slik får tiltakshaver tidlig oversikt over antall elementer med potensiale for ombruk.

### 6.2.2 Demontering og remontering

Antallet tidligere ombruksprosjekter for DT-elementer er begrenset og det er behov for mer kunnskap i bransjen. Basert på erfaringer fra ombruksprosjektene beskrevet i kapittel 2.2.1 er det relativt enkelt å demontere DT-elementer. Det er mulig å adaptere løftemetoder for andre betongelementer som bransjen har mer erfaring med. Dette gir et grunnlag for å planlegge gangen i demonteringsfasen og etablere fremdriftsplaner. Sveiste stålplater som forbindelser i opplager og elementene seg i mellom, gjør demonteringen uproblematisk. Sveisefestene kan enkelt kuttes for å separere elementene. For ribbedekker dekkes originale løftepunkter av påstøp slik at det må etableres nye før utløfting kan utføres. Det er ingen standard praksis for dette, så egne spesialtilpassede løfteanordninger må utformes. Effektiviteten på demontering anses dermed å være direkte tilknyttet til hver enkelt riveentreprenørs erfaring og kompetanse.

På grunn av de betydelige størrelsene på DT-elementene, anbefales det kun ett element per lasteplan. Dette gjør transport av elementene til en tidkrevende prosess. Mellomlagring av elementene krever tilgang til store lagringsområder. Hvis det ikke er tilgjengelig egnet lagringsplass i nærheten av demonterings- eller remonteringsstedet, eller på strekningen imellom, kan transportdelen bli lengre enn nødvendig. Dett kan resultere i unødvendige kostnader og klimagassutslipp. I verste fall kan mangelen på egnet lagringsplass for mellomlagring hindre hele prosjektet.

Det finnes allerede godt etablerte prosedyrer for montering av DT-elementer. Gamle elementer som skal brukes om igjen vil derfor enkelt kunne monteres etter samme prinsipper som for nyproduserte elementer. Eventuelle tilleggslaster som påstøp og støpeasfalt kan påføres som for et nytt ribbedekke. Det vil være hensiktsmessig å bruke de samme løftepunktene som under demontering til å løfte elementene på plass, ettersom disse allerede er etablert. For å sikre en effektiv monteringsprosess bør det forligge en klar plan for knutepunkter og påstøp for gjenetablering av skivevirkning. Det samme gjelder hvis det er bestemt at kraftoverføring i tverretning skal gjenetableres.

### 6.2.3 Bestandighet

De ulike skademekanismene som er vurdert i oppgaven, kan ha varierende begrensende effekter på ombrukspotensialet til DT-elementer. Hvor avgjørende hver enkelt mekanisme er, avhenger av de

forholdene elementene har vært eksponert for eller vil bli eksponert for. Det er mulig å måle og beregne den påvirkningen disse faktorene har hatt på elementene i tiden før ombruk. Imidlertid må man også ta hensyn til hvordan disse påvirkningene vil utvikle seg videre, basert på hvor elementene skal monteres.

Det er nødvendig med testing av prøver for å bedømme effekten av skademekanismer på resterende levetid og nåværende bæreevne. Betongkonstruksjoner dimensjoneres vanligvis med en levetid på 50 eller 100 år. Gamle elementer som skal brukes om i et nytt bygg bør vurderes etter samme kriterium. Beregnes resterende levetid til minst 50 år kan elementene i teorien bedømmes tilstrekkelige. Karbonatisering og alkalireaksjoner har størst skadevirkning ved ulik relativ fuktighet. Miljøfaktorene som elementene er eksponert for, kan derfor gi en indikasjon på utviklingen av skademekanismer. Gamle elementer med resterende levetid mindre enn 50 år, basert på miljøet de har stått i, kan potensielt brukes om igjen i et tørrere klima. I slike situasjoner gir nye elementer større fleksibilitet. Rehabilitering og reparasjoner kan utføres for å øke fleksibiliteten til elementer med redusert bestandighet, men frarådes fra et kostnadsperspektiv da det kan være dyrt å gjennomføre.

Elementer utsatt for betydelig karbonatisering kan også brukes om igjen i bygninger med svært høy relativ fuktighet, da karbonatiseringsprosessen avtar ved en fuktighet på 60 %. Dette er kun hvis ingen andre skademekanismer som virker ved høyere relativ fuktighet er aktive. Det er viktig å bemerke seg at gjennomsnittlig fuktighet kan variere lokalt innenfor et gitt klima og med sesongene. Det bør derfor gjøres grundige undersøkelser av de klimatiske forholdene hvis man skal vurdere elementer til ombruk.

DT-elementer brukes ofte i konstruksjoner som parkeringshus, der de er utsatt for fuktighet og saltbelastning, som kan resultere i kloridpåkjenning. I betydelig karbonatisert betong kan det være fare for armeringskorrosjon som følge av klorider, selv om målinger av kloridinnhold er lave. Dette skyldes at avskallinger forårsaket av karbonatisering kan øke eksponeringen for klorider, noe som igjen fører til mer alvorlig armeringskorrosjon. Hvis karbonatiseringsdybden er betydelig, kan det være nødvendig med ytterligere testing for å forsikre seg om at armeringen ikke allerede har begynt å korrodere på grunn av disse to bestandighetsproblemene.

Selv mindre utvidelser på grunn av ASR kan føre til betydelige spenninger over tverrsnittet i betongelementer. Disse tilleggsspenningene, sammen med tap av spennkraft og ytre belastninger, påvirker elementenes ytelse. Alkalireaksjoner bidrar til tidligere opprissing og større deformasjoner i bruksgrensetilstand. Imidlertid er det vanskelig å nøyaktig bestemme bidraget fra alkalireaksjoner på grunn av usikkerheter i målinger, testing og beregninger. Riktig måling av indre rissvidder er også viktig, men det mangler standardiserte retningslinjer for prøvetaking. For å få pålitelige resultater må analyser eller alternative metoder som redusert elastisitetsmodul utføres korrekt. Generelt sett anbefales det gjøre konservative antagelser og legge til tilstrekkelig sikkerhetsmargin, da nøyaktigheten til metodene kan være begrenset.

#### 6.2.4 Sammenheng mellom byggeår og ombrukspotensiale

Standarder og regelverk for prosjektering av betongkonstruksjoner er under konstant utbedring. Nye erfaringer og økt kunnskap gir grunnlag for å endre dimensjoneringsprinsipper og anbefalinger. Byggeår og dimensjoneringsgrunnlag kan si mye om hvilken kvalitet som kan forventes av et DT-element. Bestandighet, armeringskrav, sikkerhetsfaktorer og kapasitet er noen av faktorene som varierer.

Elementer produsert på 70- og 80-tallet er prosjektert med svært liten overdekning og ofte med dårlig utførelse av armering. Lav overdekning påvirker karbonatisering og kloriders initieringstid før armeringen nås, og dermed reduseres levetiden. Elementer produsert på 90-tallet og utover er produsert med større overdekning og etter 1995 kom nye regler for sikring av overdekning og utførelse av armering. I tillegg er det i mange konstruksjoner fra samme tidsperiode brukt alkalireaktivt tilslag, før skademekanismen ble tatt seriøst i Norge på 90-tallet og retningslinjer ble etablert. Det er dermed på generell basis større ombrukspotensiale i elementer produsert etter dette.

Elementer produsert etter tidligere betongstandarder kan ha armering som ikke tilfredstiller armeringskravene i EC2. Ved ombruk må nåtidens gjeldende standardverk legges til grunn, og DT-elementer prosjektert etter annet regelverk kan få begrenset sine bruksområder. Dette omhandler spesielt minimumsarmering i lite påkjente områder av elementet, slik som den generelle bøylearmeringen over elementers lengde.



## 7.1 Endelig vurdering

Oppgaven er skrevet med mål om kartlegge hvordan forspente DT-elementer i betong kan ombrukes, hensyntatt dagens regelverk og forskrifter. Byggevereforskriften, byggeteknisk forskrift og NS 3682:2022 ga et godt grunnlag for å komme med et forslag til dokumentering av DT-elementer til ombruk. Veiledninger og sjekklister kan enkelt etableres for DT-elementer til ombruk ved å modifisere NS 3682:2022 for å ta hensyn til spesifikasjonene i NS-EN 13224:2011. Det er derimot ressurskrevende å utføre tilstandsvurdering, kontroller og testing av prøver, samt innhente byggevedokumentasjon og deklarasjon av egenskaper. Standardisering av regelverk forventes å redusere ressursbehovet. Bedre rutiner, tilgjengelige veiledninger og et større informasjonsgrunnlag kan bidra til å redusere både tidsbruk og kostnader. Dette er viktig med tanke på dagens usikkerheter rundt ombruk av DT-elementer og for å jevne ut prisforskjellen mellom nye og brukte elementer. For å oppnå økonomisk levedyktig ombruk av DT-elementer er effektiv planlegging og utførelse avgjørende.

Elementene er lette å demontere, da de forbindes med innstøpte stålplater som enkelt kan kappes. Imidlertid er det mangel på standardiserte løfteanordninger for brukte DT-elementer, noe som kan påvirke effektiviteten. Remontering av elementene er også komplisert på grunn av utfordringer med å sikre kraftoverføring i tverretning, og bruken av elementene kan begrenses som et resultat av dette. På grunn av bølgearmoring i opplegg er det anbefalt å bruke DT-elementene i deres fulle lengde. Det frarådes å ombruke elementer som krever reparasjoner eller modifikasjoner, da dette vil øke kostnadene knyttet til prosjektet.

DT-elementer er hovedsakelig brukt i miljøer utsatt for fukt og tinesalter, hvor utvikling av bestandighetsproblemer er betydelige. Elementer produsert på 1970- og 1980-tallet er ofte prosjektert med liten overdekning og utilstrekkelig armering på grunn av regelverket elementene på den tiden ble produsert etter. Konsekvensen av dette er at elementene er mer utsatt for bestandighetsproblemer, som påvirker resterende levetid og bæreevne. DT-elementer produsert på 90-tallet og utover, som er prosjektert i henhold til regelverk som hensyntar bestandighetsproblemer og samsvarer med dagens dimensjoneringskrav, forventes av den grunn å være mer egnet til ombruk.

## 7.2 Forslag til videre forskning

Oppgaven er skrevet fra et konstruksjonsteknisk perspektiv, og det er fokusert på elementenes bæreevne, bestandighet og regelverk tilknyttet ombruk. Det er derimot i liten grad undersøkt markedspotensiale og bransjeinteresse for ombruk av DT-elementer. Derfor vil et godt supplement til oppgaven være en studie av bransjens synspunkter og bekymringer ved ombruk av betongelementer, samt hvilke utfordringer som veier tyngst og hvordan å overkomme disse. Relevante temaer er miljø, økonomi, logistikk, holdninger og motivasjon, samt potensiale for å etablere et velfungerende og effektivt marked for ombruk av betongelementer.

Undersøkelsen av hvor ambisiøse miljømål som må settes for å gjøre ombruk av betongelementer til en økonomisk ekvivalent løsning til nye elementer er også interessant. Det vil gjøre det lettere å bruke om alle typer elementer, selv de med litt mer komplisert oppbygning og begrenset bruksområde. Gunstigere miljøsertifiseringer og høyere CO<sub>2</sub>-skatt er relevante temaer som bør undersøkes.

Utfordringer knyttet til mangelen på kunnskap rundt ombruk av DT-elementer er hovedsakelig økonomi og logistikk. Standardisering av regelverk og veiledere for DT-elementer forventes å gi en økt forutsigbarhet i et ombruksprosjekt. Flere involverte aktører betyr større press på gode rutiner. Logistikk og forutsigbarhet vil mest sannsynlig være nøkkelen til en økonomisk levedyktig framtid for ombruk av DT-elementer.



- [1] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.*
- [2] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.*
- [3] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*
- [4] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2.* Fagbokforlaget, 2013.
- [5] Standard Norge. *NS 3682:2022 Hulldekker av betong til ombruk.*
- [6] Standard Norge. *Norsk Standard NS-EN 13369:2018 Allmenne regler for prefabrikkerte betongprodukter.*
- [7] Standard Norge. *Norsk Standard NS-EN 1168:2005+A3:2011 Prefabrikkerte betongprodukter. Hulldekker.*
- [8] Standard Norge. *Norsk Standard NS-EN 13224:2011 Prefabrikkerte betongprodukter. Ribbedekkeelementer.*
- [9] Norsk betongforening. «*Sirkulærøkonomi for betong*». I: *Rapport nr.10* (des. 2022).
- [10] Betongelement foreningen. *Betongelementboken Bind A. Bygging med betongelementer.* 2020. Kap. 7.2 Ribbeplater.
- [11] Progress Group. *TT-beams.* Sist besøkt 30.05.2023. URL: <https://www.ebawe.de/en/applications/structural-precast-elements/tt-beams>.
- [12] Norsk betongforening. «*Parkeringshus i betong. Prosjektering - Bygging - Vedlikehold*». I: *Rapport nr.8* (jun. 2020).
- [13] Betongelement foreningen. *Betongelementboken Bind A. Bygging med betongelementer.* 2020.
- [14] Betongelement foreningen. *Betongelementboken Bind C. Elementer og knutepunkter.* 2020.
- [15] Stein Rognlien. *Gjenbruk i byggebransjen - State of Art.* Des. 2002.
- [16] HALFEN. *DEHA kuleanker.* Sist besøkt 25.05.2023. URL: <https://www.halfen.com/no/1382/product-ranges/konstruksjon/transportankersystem/deha-kuleanker/introduction/>.
- [17] Sivilark. Bente Nuth Leland. *Prosjektering for ombruk og gjenvinning.* Mar. 2008.

- [18] *Personlig kommunikasjon*. Samtale via e-post med Magne Lysberg i Arcon Prosjekt AS, den 01.06.2023.
- [19] Brit Myhrvold. «Gammelt ble nytt». I: (okt. 2011).
- [20] Grønn Byggallianse. «*Klimakur for bygg og eiendom*». I: (). Sist besøkt: 04.06.2023. URL: <https://byggalliansen.no/kunnskapscenter/publikasjoner/infopakkeklimakjempen/#1610543297137-52626392-aa00>.
- [21] FN-sambandet. «*FNs bærekraftsmål*». I: (). Sist oppdatert: 04.04.2023. URL: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>.
- [22] BREAAAM-NOR v6.0 for nybygg. *Teknisk manual SD5076NOR*. Grønn Byggallianse, 2022.
- [23] *De viktigste endringene BREEAM-NOR v6.0*. Grønn Byggallianse, mar. 2022.
- [24] Live Sjøli Hanna Engesæth. «Innlegg: Taksonomiens innvirkning på bygg- og anleggsbransjen». I: *Byggeindustrien, bygg.no* (feb. 2023).
- [25] Finansdepartementet. «Taksonomien for bærekraftig økonomisk aktivitet». I: (jan. 2023).
- [26] Betongelement foreningen. *Betongelementboken Bind B. Avstivning og kraftoverføring*. 2020. Kap. B16 Skjæroverføring.
- [27] Norsk Betongforening. *Betong og miljø – karbonatisering*. 2018.
- [28] Morten Opsahl Pål Gjerp. *Grunnleggende betongteknologi*. 1998.
- [29] SINTEF. «*Deterministiske modeller for beregninger av restlevetid av betongkonstruksjoner*». I: *Sement og betong* (des. 1997).
- [30] Jan Lindland m.fl. «*Tilstandsanalyse av betongkonstruksjoner*». I: *NFB Publikasjon nr.3* (2022).
- [31] MAPEI AS. «Betongrehabilitering, Reparasjon av betongskader». I: (okt. 2017).
- [32] Betongelement foreningen. *Betongelementboken Bind D. Brannmotstand, bestandighet og tetting*. 2020.
- [33] Simen Sørgaard Kongshaug m.fl. «*Experimental investigation of ASR-affected concrete*». I: (feb. 2020).
- [34] Vidar Nebdal Svendsen og Eivind Torblaa. «*Alkalireaksjoner i norske betongdammer*». I: (jun. 1989).
- [35] Eva Rodum og Bård M. Pedersen. «*SVV rapport 852 - Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner*». I: (des. 2022).
- [36] Resirqel. *Forsvarlig ombruk av byggevarer, DiBK FoU-prosjekt*. 2019.
- [37] Direktoratet for byggekvalitet. *Forskrift om dokumentasjon av byggevarer(DOK)*. Jan. 2014.
- [38] Direktoratet for byggekvalitet. *Byggeteknisk forskrift (TEK17)*. Jul. 2017.
- [39] Standard Norge. *NS3473:1977 - Prosjektering av betongkonstruksjoner — Beregnings- og konstruksjonsregler*.
- [40] Standard Norge. *NS3473:1989 - Prosjektering av betongkonstruksjoner — Beregnings- og konstruksjonsregler*.
- [41] Reidar Kompen. «*SVV publikasjon 78 - Nye regler for sikring av overdekning*». I: (mai 1995).
- [42] Statens vegvesen. «*SVV Rapport 601 Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse*». I: (jul. 2016).
- [43] Statens vegvesen. «*SVV Rapport 855 Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner*». I: (feb. 2023).

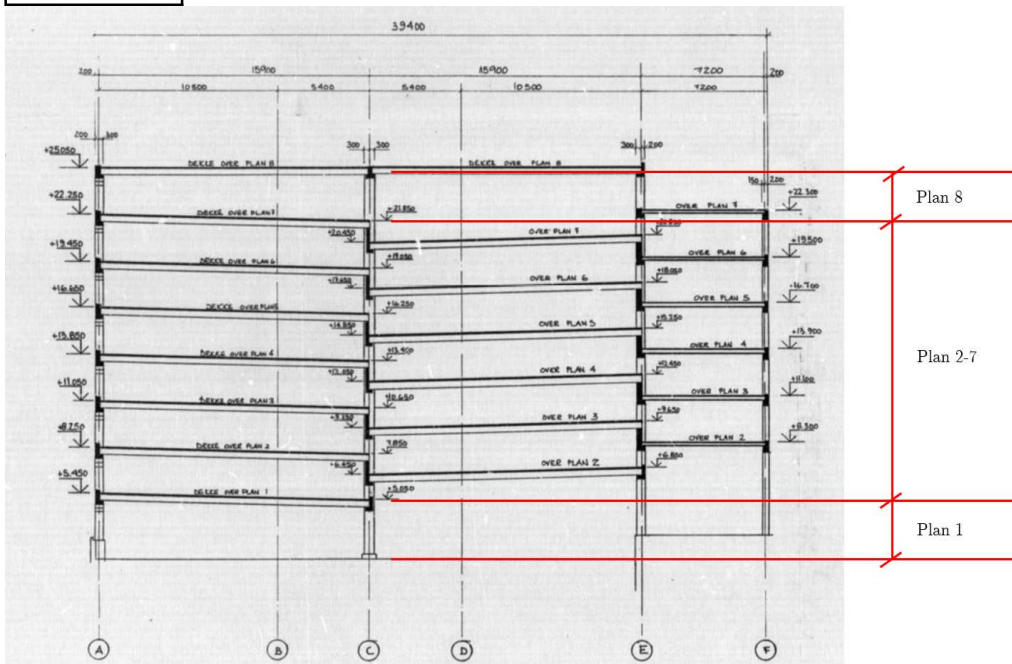
- [44] Siv.ing. Ove Sletten. *E-Bjelke*. Sist besøkt 27.05.2023. 2010. URL: <https://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/EBJELKE-EN.pdf>.
- [45] Hilde Lundgaard. «Arkitekter starter eget arkitektur-opprør». I: (nov. 2022).
- [46] Bane NOR Eiendom. «Strandgata 19, Oslo - kontor- og næringsbygg». I: (). Sist besøkt 06.06.2023. URL: <https://www.banenoreiendom.no/strandgata-19-oslo-kontor-og-naringsbygg>.
- [47] Hilde Lundgaard. «River P-hus og satser på klassisk stil». I: (okt. 2022).
- [48] Hilde Lundgaard. «Må tenke nytt om milliardbygg». I: (jan. 2023).
- [49] Norsk betongforening. «*Dimensjonering av spennbetong, Dimensjoneringsprosedyre for strengebetongbjelker*». I: *Publikasjon nr.1* (okt. 1974).
- [50] Unicon. *Hva veier betong?* Sist besøkt 31.05.2023. URL: <https://www.unicon.no/vanlige-sporsmal/betongteknologiske-forhold/hva-veier-betong/>.



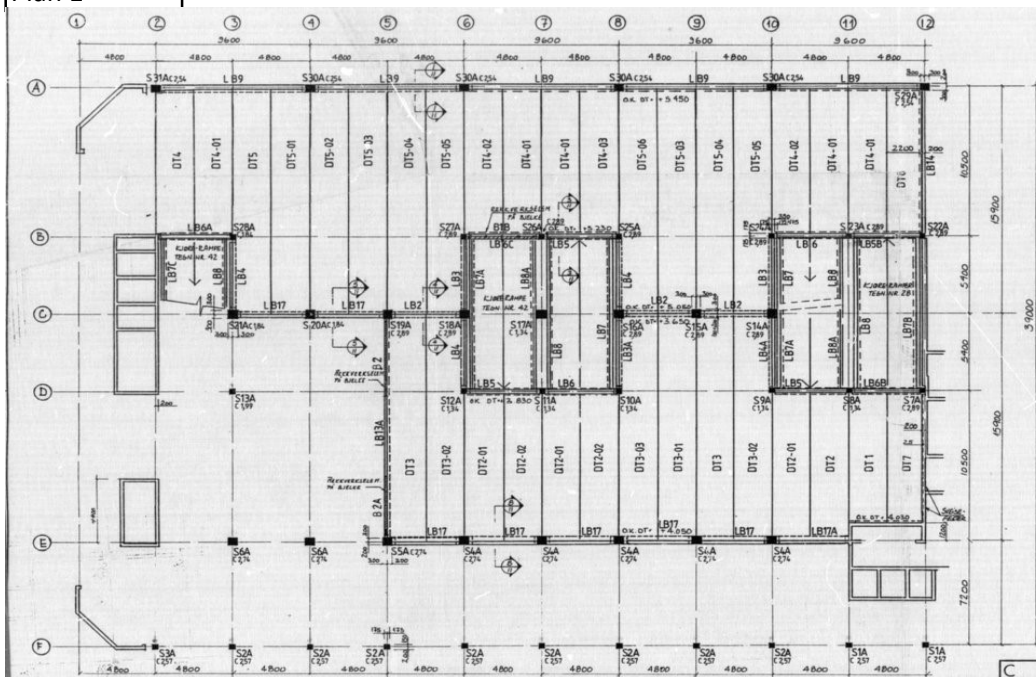
VEDLEGG

TILLEGG A \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_ OVERSIKT OVER DT-ELEMENTER I PALEET P-HUS

## Planoversikt

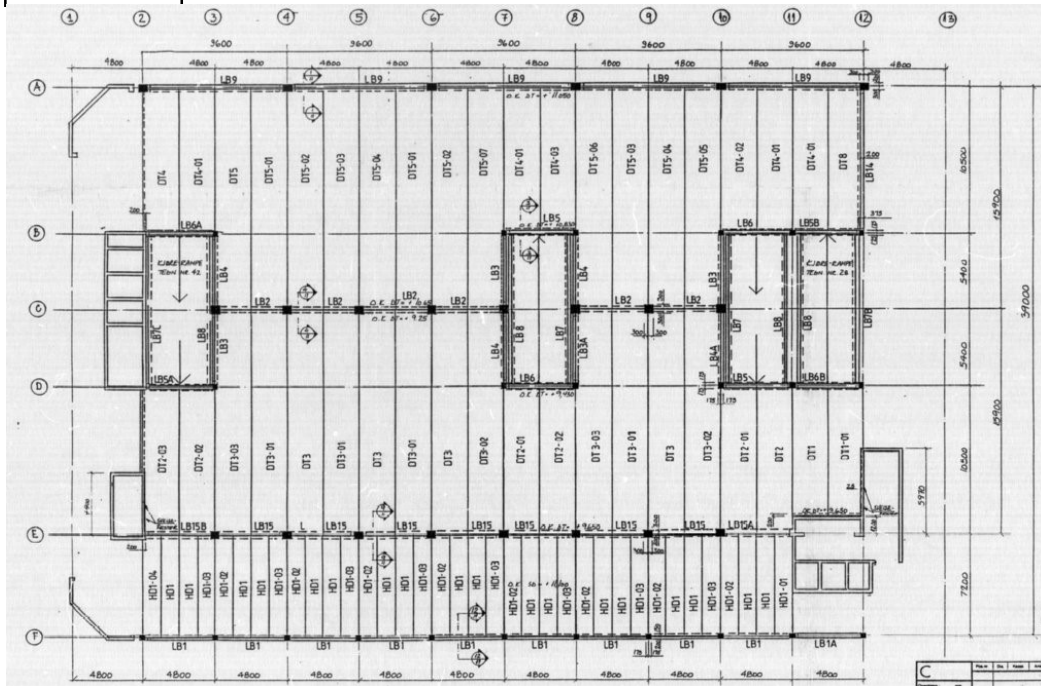


## Plan 1



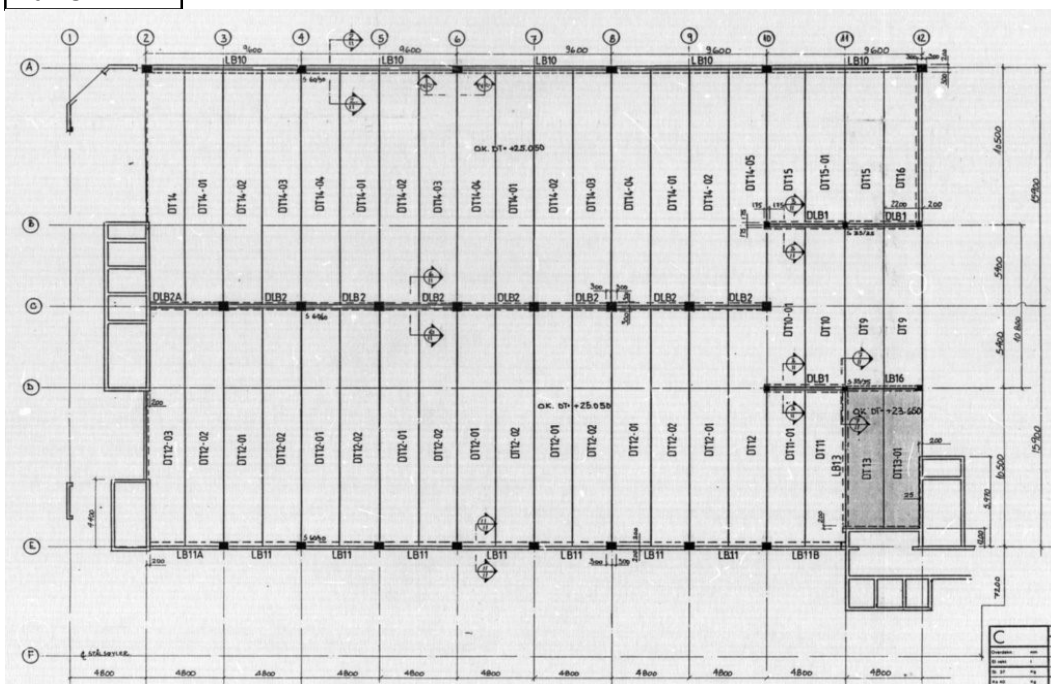
ID	Bredde (m)	Lengde (m)	Antall	Areal (m <sup>2</sup> )	Totalt areal (m <sup>2</sup> )
DT1	2,4	9,3	1	22	22
DT2	2,4	10,5	6	25	151
DT3	2,4	15,9	6	38	229
DT4	2,4	10,5	9	25	227
DT5	2,4	15,9	10	38	382
DT6	2,2	10,5	1	23	23
DT7	2,2	9,3	1	20	20
SUM			34	193	1054

Plan 2-7



ID	Bredde (m)	Lengde (m)	Antall	Total antall	Areal (m <sup>2</sup> )	Totalt areal (m <sup>2</sup> )
DT1	2,4	9,3	2	12	22	268
DT2	2,4	10,5	6	36	25	907
DT3	2,4	15,9	12	72	38	2748
DT4	2,4	10,5	7	42	25	1058
DT5	2,4	15,9	12	72	38	2748
DT8	2,2	10,5	1	6	23	139
SUM			40	240	172	7867

Plan 8



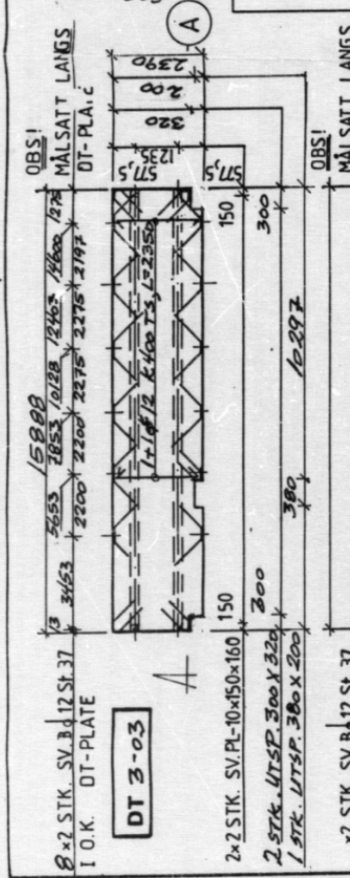
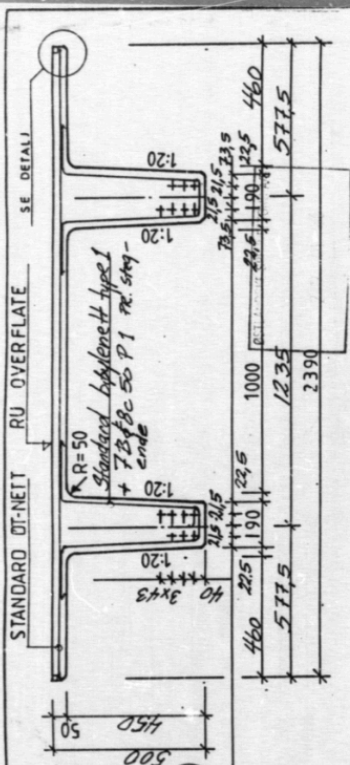


ID	Bredde (m)	Lengde (m)	Antall	Areal (m <sup>2</sup> )	Totalt areal (m <sup>2</sup> )
DT9	2,4	10,8	2	26	52
DT10	2,4	10,8	2	26	52
DT11	2,4	10,5	2	25	50
DT12	2,4	15,9	16	38	611
DT13	2,4	9,3	2	22	45
DT14	2,4	15,9	16	38	611
DT15	2,4	10,5	3	25	76
DT16	2,2	10,5	1	23	23
SUM			44	224	1519

Total over alle plan	
Antall	Areal (m <sup>2</sup> )
318	10440

TILLEGG B

DETALJTEGNING AV DT3-03 I PALEET P-HUS



HENV. TIL TEGNINGER: -3:00  
 OBS! SV. PL. 10x150x160 SKAL HA 15 AN TREKKNINGSLIST  
 SOM FJERNES VED AVFØRINGEN.

DT 2400 / 500	Standard	21.01.85	7.4
---------------	----------	----------	-----

ANMERK.  
 Stegbredde i underkant 190mm

BYG. RETTELSER	SIGN.	DATE

BYGGER		BYGGER		BYGGER	
BYGNINGSKOM.	BYGNINGSKOM.	BYGNINGSKOM.	BYGNINGSKOM.	BYGNINGSKOM.	BYGNINGSKOM.

FORSKRIFTER		FORSKRIFTER	
Type	løfteanordning	Type	løfteanordning
C 60	42Mpa	C 60	42Mpa
Min. avsp. fasthet	Utvridet	Min. avsp. fasthet	Utvridet
Kontroll	Hovedutførelse	Kontroll	Hovedutførelse

Litara	Ant.	Varek. nr.	Lengde mm	Vekt Kg	Ant. flisser
DT 3-03	13	4873703	15888	12350	2x7

ANDRÅD: SVIRBEFERSE  
 A. 01.01.02  
 Ansettelse av arbeidskraft må påregnes til kontraktens start. Arbeidsgiver er i kontrakt med ansvar for å sørge for tilstrekkelig utrustning og utstyr til alle arbeidende bygghjelpere.

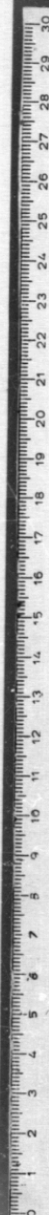
B 88 P1 K400TS

**B. BRYNILDSEN & SØNNER A.S.**  
 BETONGVAREFABRIKK • MOSS • TLF. (032) 55 065

Legn.	Kontr.	PALE - TOMTA, OSLO
Saksbehandler:	E. ERIKSEN	PARKERINGSHUS:
Moss, 28.01.86	M.stokk MB1	DT 3-03, DT
Prosjekt nr.	IKKE	35437
Legn. nr.	MM	404

788 50 P1  
 PR. STEGENDE  
 SV. PL. 10x150x160  
 I BEGGE ENDER  
 SE TEGN NR. 3:00  
 SNITT A

TOTAL LENGDE = 15888

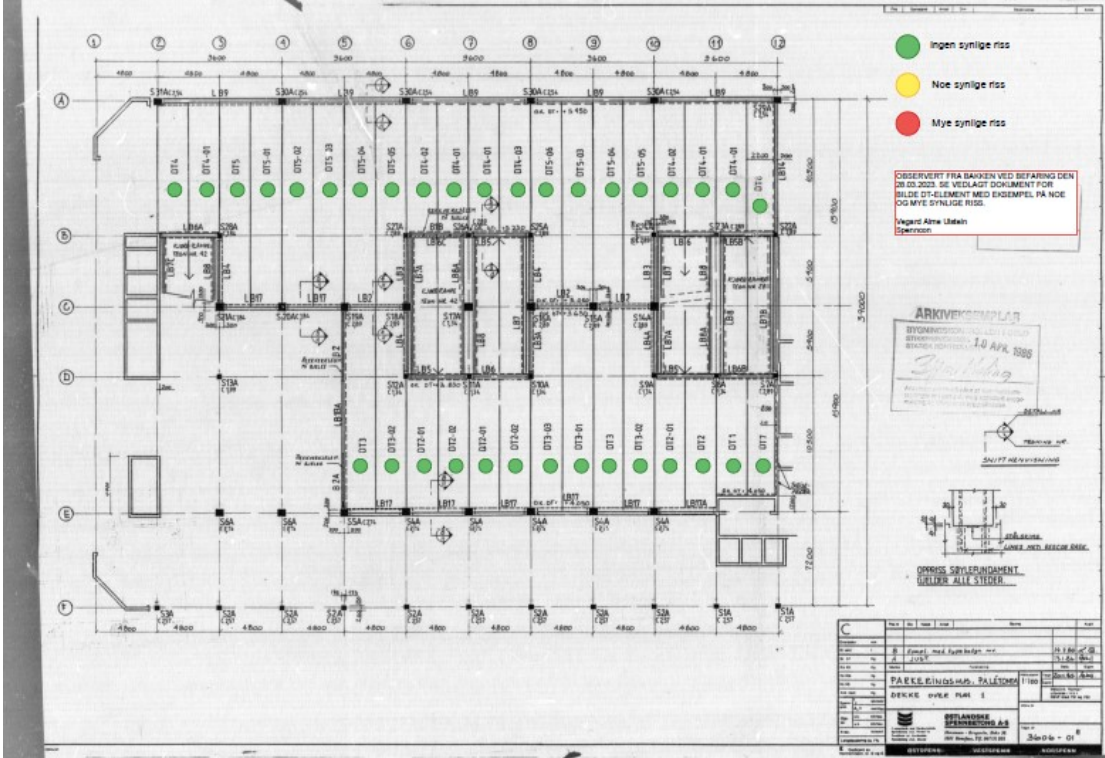


TEGNINGENE ER  
 NEDFOTOGRAFERT - 14,8 X

TILLEGG C

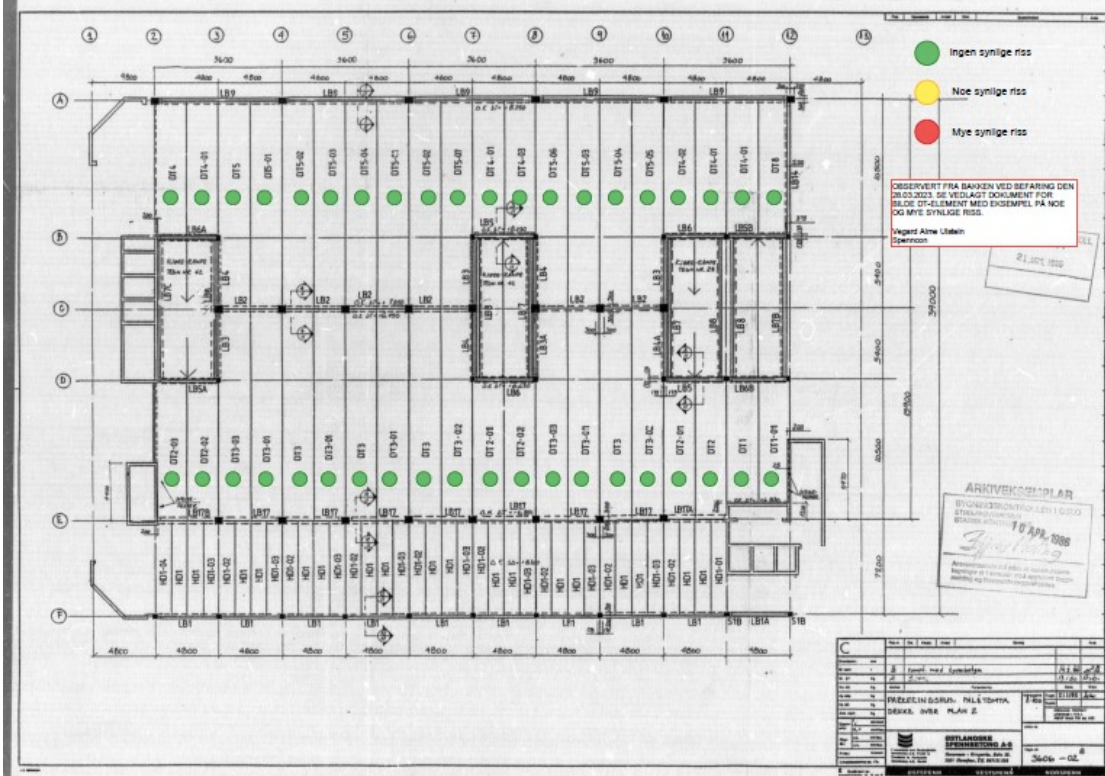
UNDERSØKELSE AV OPPRISEDE ELEMENTER

# Dække over plan 1



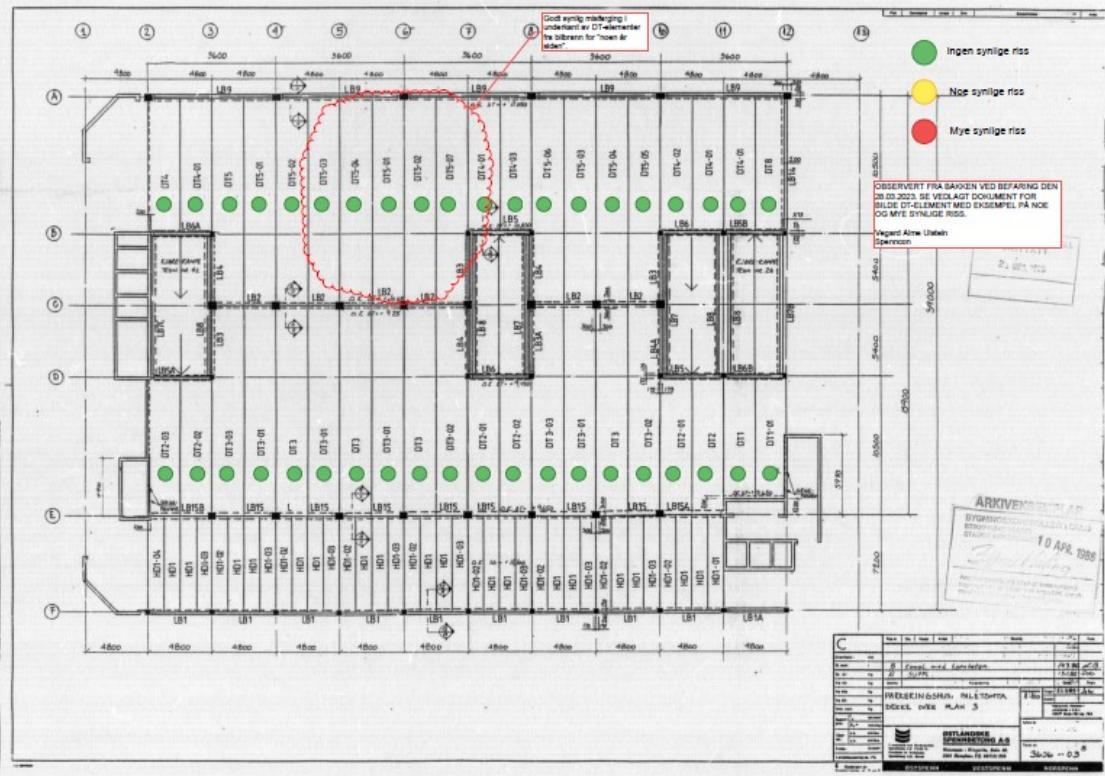
TEGNINGENE ER NEDFOTOGRAFERT - 21 X

# Dække over plan 2



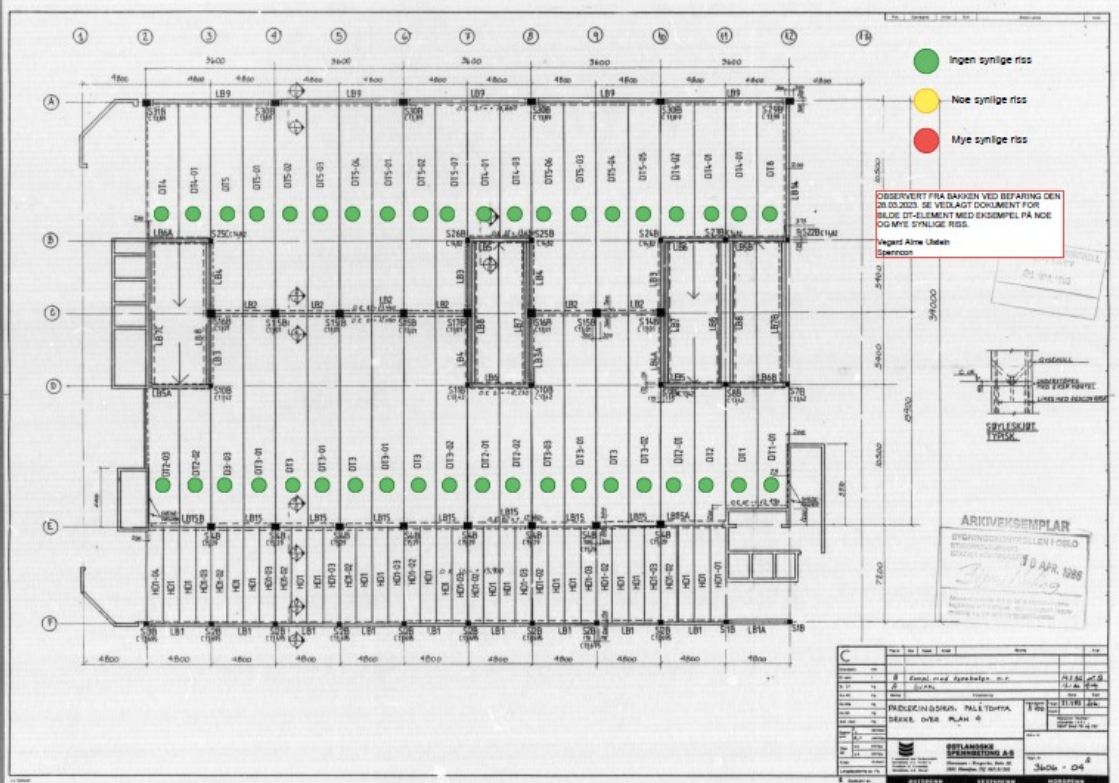
TEGNINGENE ER NEDFOTOGRAFERT - 21 X

### Dekke over plan 3



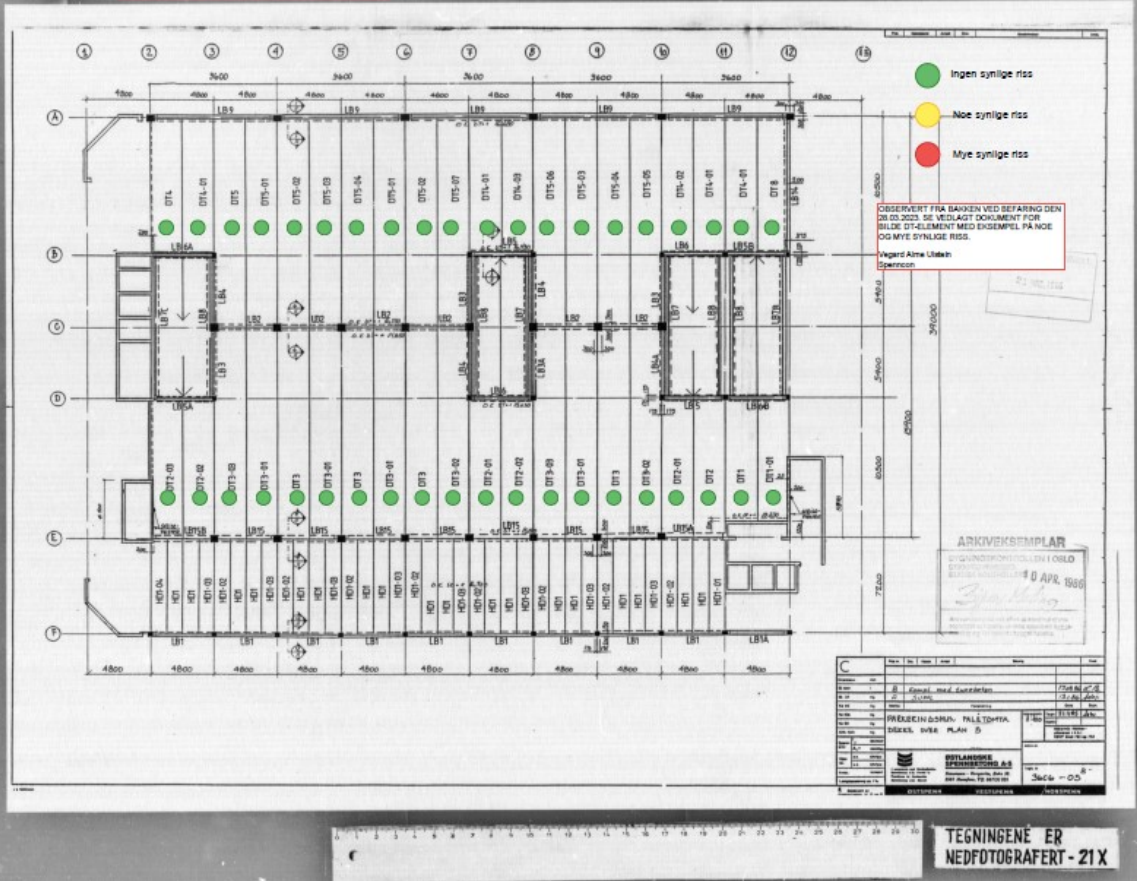
TEGNINGENE ER NEDFOTOGRAFERT - 21X

### Dekke over plan 4

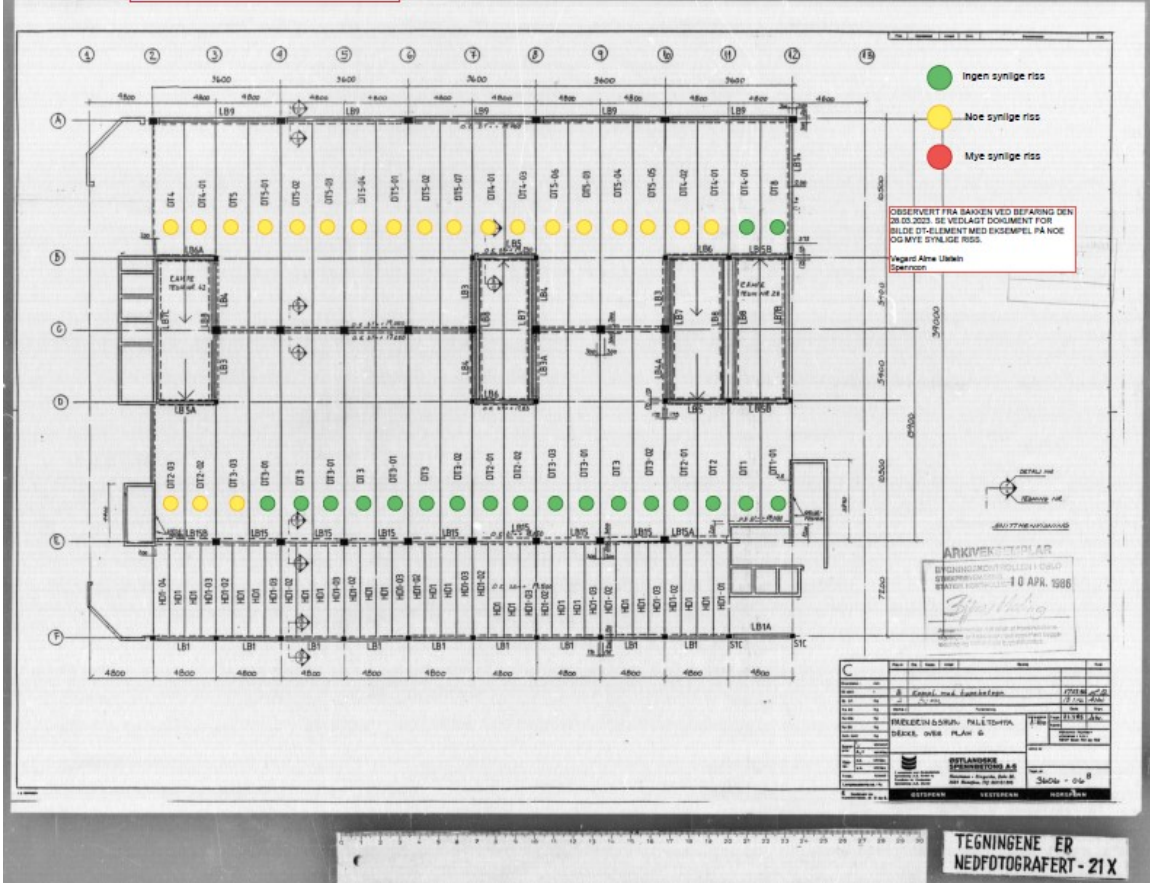


TEGNINGENE ER NEDFOTOGRAFERT - 21X

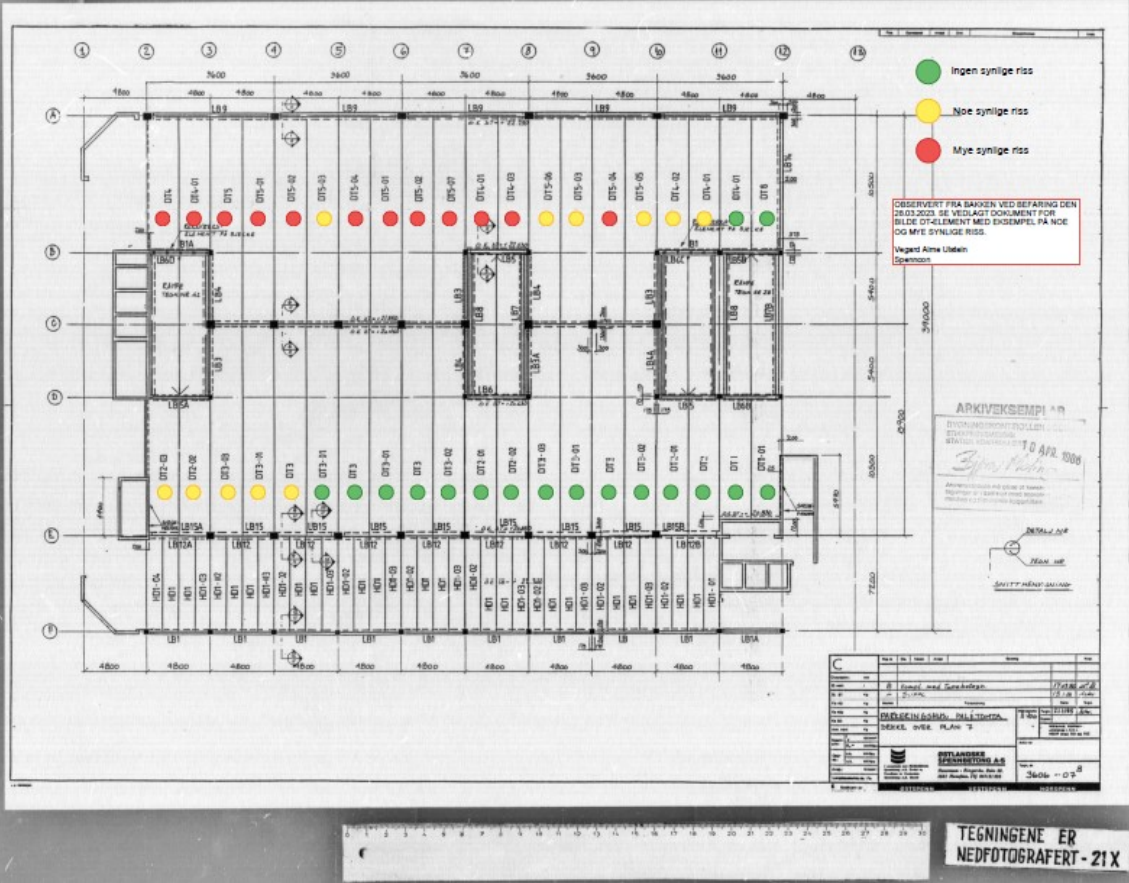
### Dekke over plan 5



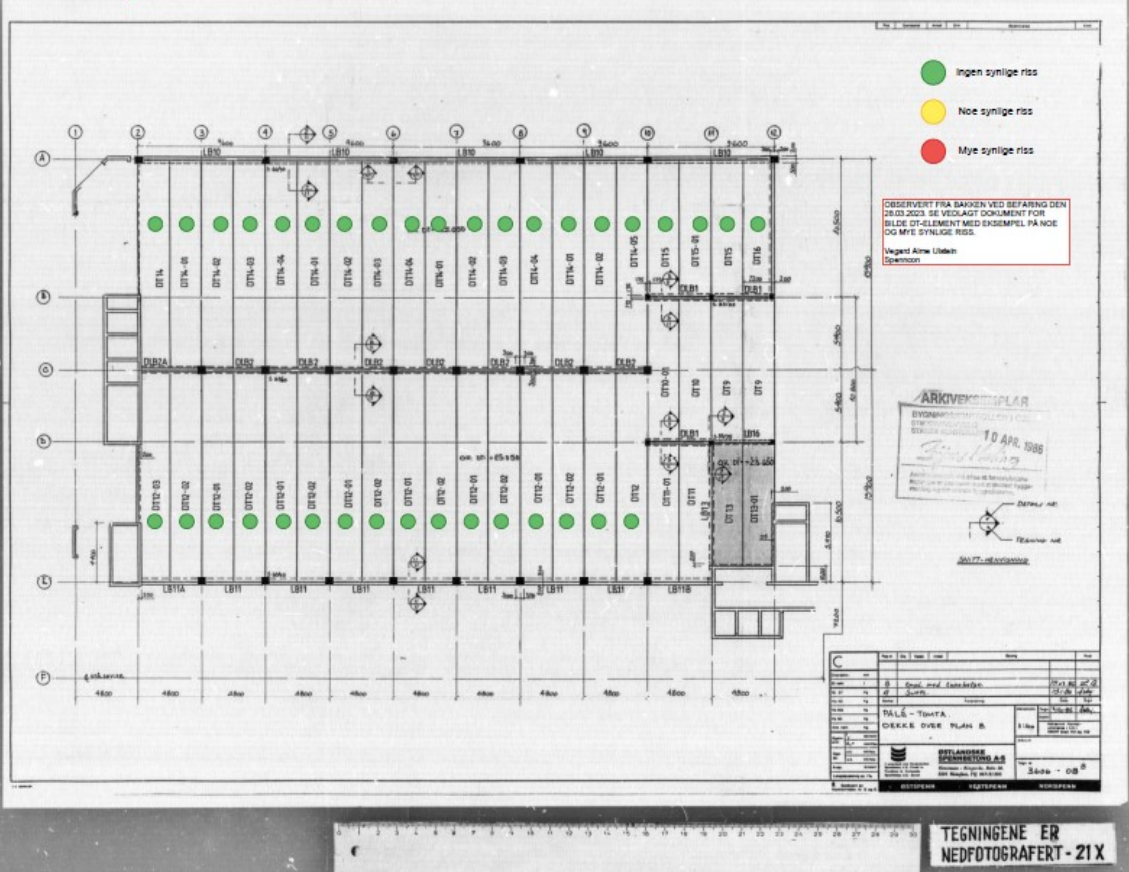
### Dekke over plan 6



### Dekke over plan 7



### Dekke over plan 8







Eksempel på mye riss



Eksempel på lite riss

TILLEGG D

MÅLINGER AV RISSVIDDER OG UTVIDELSE

Rissvidder og utvidelse på DT-elementer med synlige krakelingsriss, Paleet P-Hus Strandgata

Horisontale riss målt fra bunn til topp av steget (450 mm). Verdiene er målt på tre forskjellige punkter i venstre ende av elementene når man ser på oversiktstegningen fra venstre til høyre. I hvert punkt er det telt riss på tre områder ved siden av hverandre. Område én til tre er telt fra venstre til høyre på tegningene under.

Element	Lokasjon	Seksjon	Antall riss (telte verdier)			Sum rissvidder (mm)				
			Område 1	Område 2	Område 3	Gjennomsnitt områder	0,1	0,2	0,3	Gjennomsnitt utvidelse
Element 1		Høyre	23	25	27	25,00	2,50	5,00	7,50	5,00
		Midtre	22	21	27	23,33	2,33	4,67	7,00	4,67
		Venstre	25	24	25	24,67	2,47	4,93	7,40	4,93
Element 2		Høyre	23	19	20	20,67	2,07	4,13	6,20	4,13
		Midtre	15	17	16	16,00	1,60	3,20	4,80	3,20
		Venstre	21	23	23	22,33	2,23	4,47	6,70	4,47
Gjennomsnitt:			21,50	21,50	23,00	22,00	2,20	4,40	6,60	4,40

Original høyde steg (mm)	Rissvidde (mm)	Høyde etter utvidelse (mm)	Prosentvis utvidelse av element	Utvidelse per meter (mm/m)
450,00	0,10	452,2	0,489 %	4,89
	0,20	454,40	0,978 %	9,78
	0,30	456,60	1,467 %	14,67

Ved å anså varierende rissvidder mellom 0,1 - 0,3 mm vil endelig vertikal gjennomsnittlig utvidelse være 0,978 %

Vertikale riss målt over én meter bjelkelengde, på to forskjellige elementer. Antall riss er telt i fire forskjellige høyder på steget. Område én representerer den nederste streken og område 4 den øverste på tegningene under.

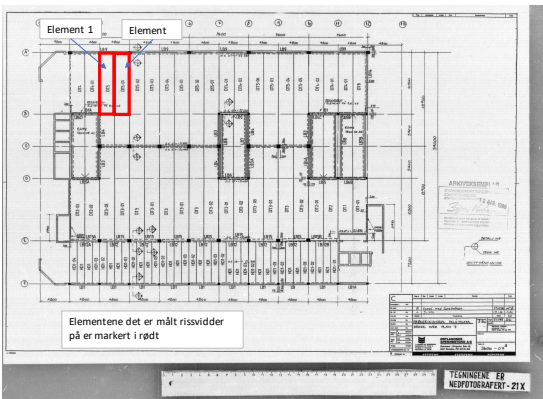
Element	Lokasjon	Antall riss (telte verdier)				Sum rissvidder (mm)				
		Område 1	Område 2	Område 3	Område 4	Gjennomsnitt områder	0,1	0,2	0,3	Gjennomsnitt utvidelse
Element 1		21,00	22,00	26,00	38,00	26,75	2,68	5,35	8,03	5,35
Element 2		18,00	18,00	22,00	29,00	21,75	2,18	4,35	6,53	4,35
Gjennomsnitt		19,50	20,00	24,00	33,50	24,25	2,43	4,85	7,28	4,85
Sum rissvidder (0,2 mm):										
Element 1		4,20	4,40	5,20	7,60					
Element 2		3,60	3,60	4,40	5,80					
Gjennomsnitt		3,90	4,00	4,80	6,70					
Lengde etter utvidelse (0,2 mm):										
Element 1		1004,20	1004,40	1005,20	1007,60					
Element 2		1003,60	1003,60	1004,40	1005,80					
Gjennomsnitt		1003,90	1004,00	1004,80	1006,70					
Prosent utvidelse (%):										
Element 1		0,42 %	0,44 %	0,52 %	0,76 %					
Element 2		0,36 %	0,36 %	0,44 %	0,58 %					
Gjennomsnitt		0,39 %	0,40 %	0,48 %	0,67 %					
Høyde målt (mm):		90,00	180,00	270,00	360,00					

Lengde (mm)	Rissvidde (mm)	Lengde etter utvidelse (mm)	Prosentvis utvidelse av element	Utvidelse per meter (mm/m)
1000,00	0,10	1002,4	0,242 %	2,43
	0,20	1004,85	0,485 %	4,85
	0,30	1007,28	0,727 %	7,28

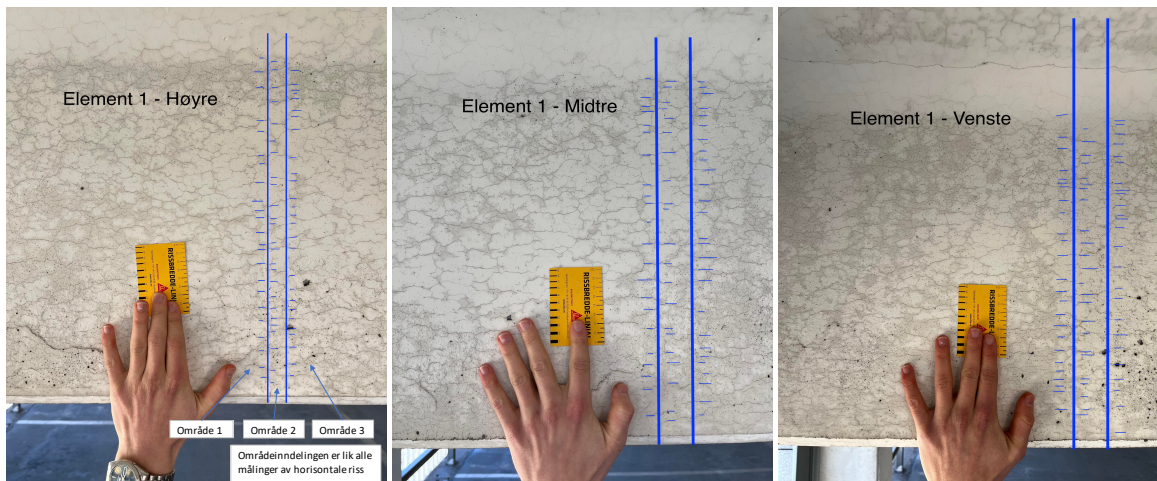
Ved å anså varierende rissvidder mellom 0,1 - 0,3 mm vil endelig gjennomsnittlig horisontal utvidelse være 0,475 %, men det vil være varierende utvidelse over stegets høyde

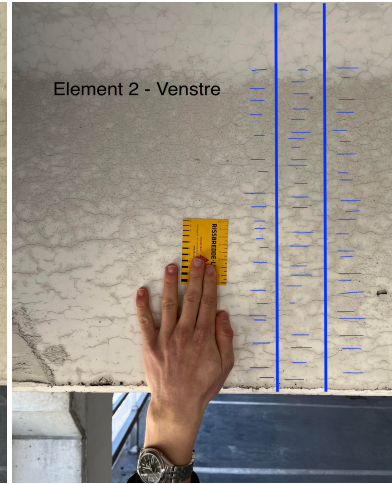
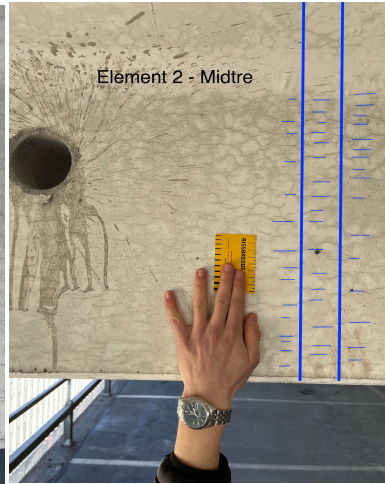
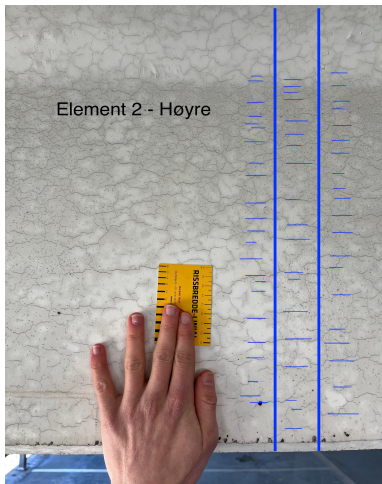
Tegninger og diagrammer:

Hvor rissene er målt i dekket over plan 7:

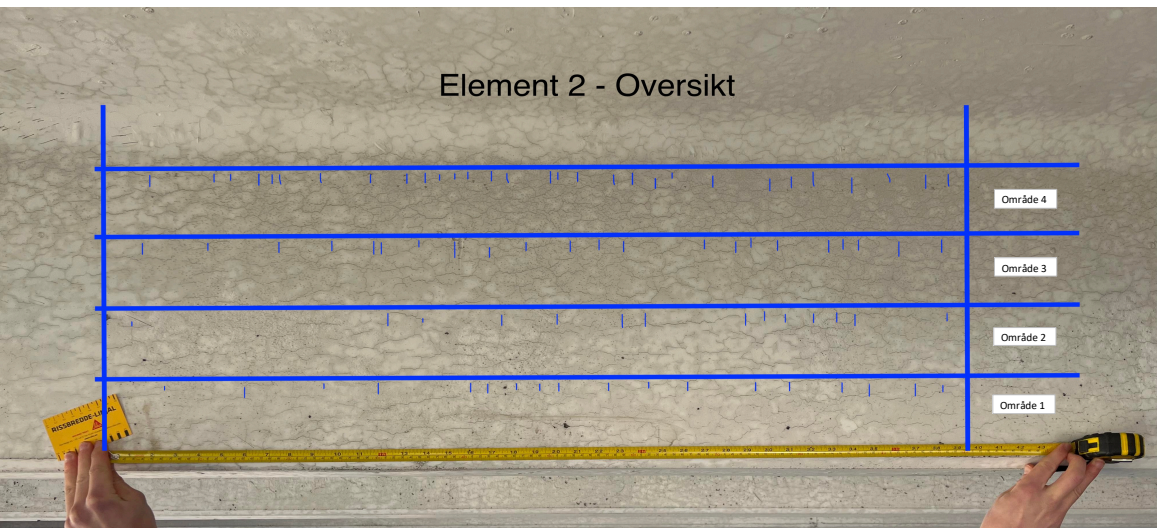
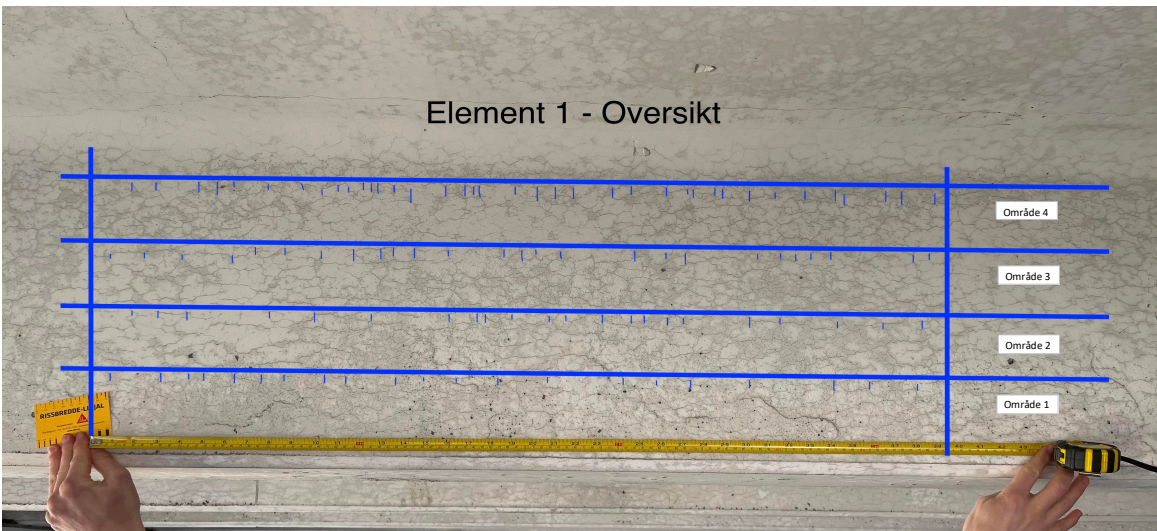


Målinger horisontale riss:

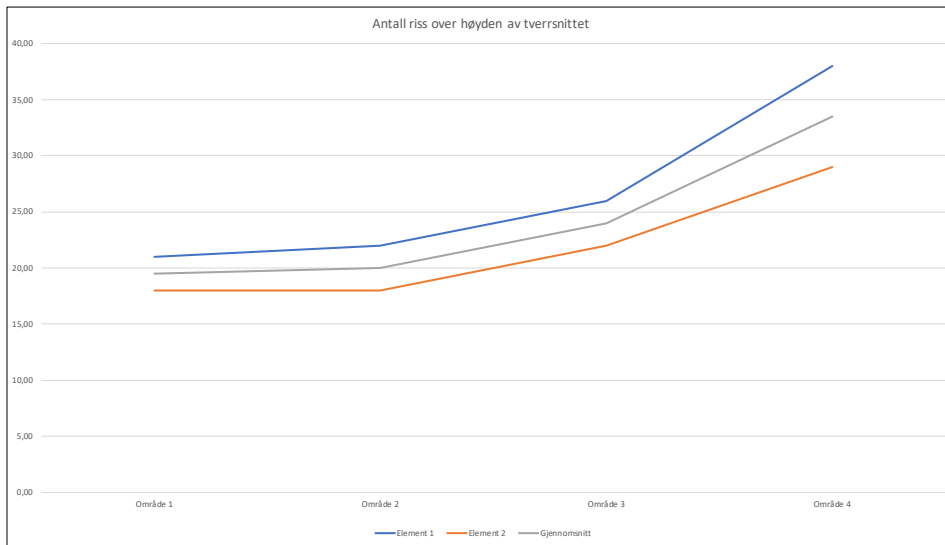




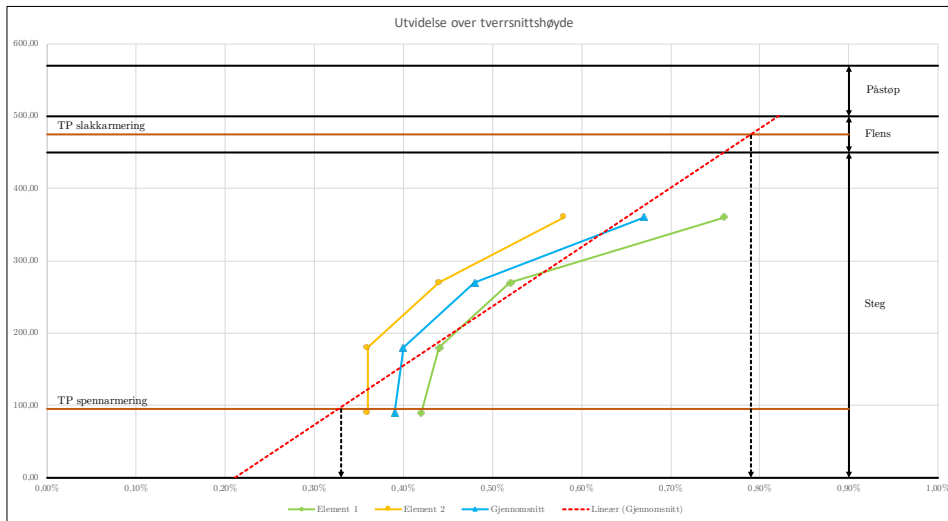
Målinger vertikale riss:



Antall vertikale riss over tverrsnittshøyden:



Utvidelse av elementet over tverrsnittshøyden, basert på målinger av vertikale riss på utsiden av elementet:



Utvidelse i høyde med spennarmøringen: 3,3 %    Utvidelse i høyde med slakkarmøringen i DT-elementet: 7,9 %

TILLEGG E \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_ PRØVINGSRAPPORT 1, SINTEF

SINTEF AS  
Postadresse:  
Postboks 4760 Torgarden  
7465 Trondheim

Besøksadresse:  
Richard Birkelands veg 3  
Trondheim

Sentralbord: 400 50 100

info@sintef.no  
sintef.no/betong

Foretaksregister:  
NO 919 303 808 MVA



Sertifisert laboratorium U16

# Prøvingsrapport

## Prøving av utboret betong – Bestemmelse av trykkfasthet, karbonatiseringsdybde og kloridprofil

### Betonglaboratoriet

**Dato:**  
2023-03-29

### Prosjektleder/forfatter(e):

Yannick Anton

### Oppdragsgivers referanse:

Pr. nr. 1327  
Vegard Ulstein

### Oppdragsgiver(e):

BNE Strandgata 19 AS  
Postboks 4350  
2308 Hamar

### Prosjektnummer:

102003039-370

### Antall sider og vedlegg:

12 inkl. vedlegg

### Sammendrag:

SINTEF mottok 2023-02-15 13 stk. borkjerner med diameter 64 mm og lengde 155 – 220 mm. Kjernene er tatt ut fra DT-elementer uten SINTEFs medvirkning. Kjernene var merket ved ankomst som vist i tabell 1 på side 2. Bilder av kjernene, se vedlegg.

Det ble bestemt karbonatiseringsdybde utvendig og innvendig for utvalgte borkjerner. Ved splitting av de utvalgte prøvestykkene ble det bestemt karbonatiseringsdybder på ferske bruddflater. Bilder er vist i Tabell 2 og resultatene er angitt i Tabell 3 på side 3-5.

Ved såging og plønsliping ble det tildannet prøvestykker med h/d-forhold likt 2,0 eller så stor høyde som mulig. Trykkfasthet og densitet ble bestemt iht. NS-EN 12390-3 og -7 2023-03-17 etter 3 døgns forutgående vannlaging. Prøvingsresultatene er gjengitt på side 5.

I tillegg ble det målt kloridinnhold. Det ble frest tre sjikt à 10 mm inn til 30 mm fra begge ender for tre prøvestykker (unntatt kerne mrk 12). Kloridinnholdet i alle sjikt ble bestemt med Metrohm automatisk titrator med sølvelektrode 2023-03-18. Prøvingsresultatene er gjengitt på side 6.

<b>Utstys ID</b>	B-181 (vekt), B-62 (trykkpresse), B-9 (fres), B-258 (vekt), B-347 (titrator)
------------------	--

### Prosjektleder/forfatter:

Yannick Anton



### Kontrollert av:

Ola Skjølvold



### Rapportnr:

3039-370

### Gradering:

Fortrolig

## 1 Prøvemottak, merking og prøving

SINTEF mottok 2023-02-15 13 stk borkjerner fra oppdragsgiver. Prøvene er merket som vist i Tabell 1 samt prøvingskjema. Bilder av prøvene ved ankomst finnes som vedlegg.

Tabell 1: Prøvemerkning og prøvingskjema

Prøve-merking	Trykkfasthet	Karbonatiseringsdybde	Kloridprofil
1	X	-	-
2	X	-	-
3	X	-	-
4	X	-	-
5	-	X	-
6	X	X	-
7	X	X	-
8	X	X	-
9	X	X	-
10 <sup>[1]</sup>	-	-	-
11	-	-	X
12	-	-	(X) bare øvre del
13	-	-	X

[1] Kjerne 10 ble ikke prøvd på grunn av evt strukturanalyse for denne kjernen

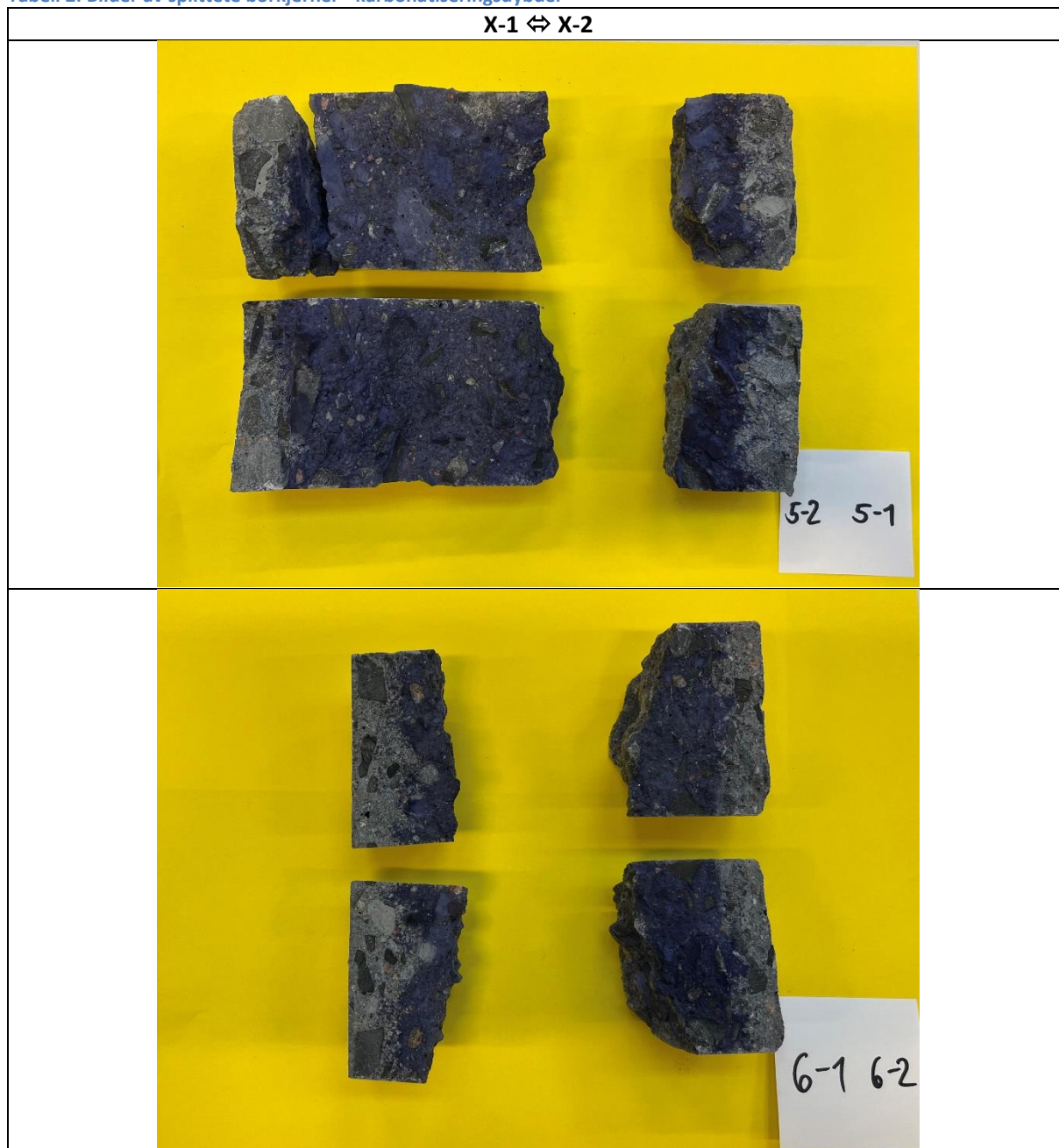


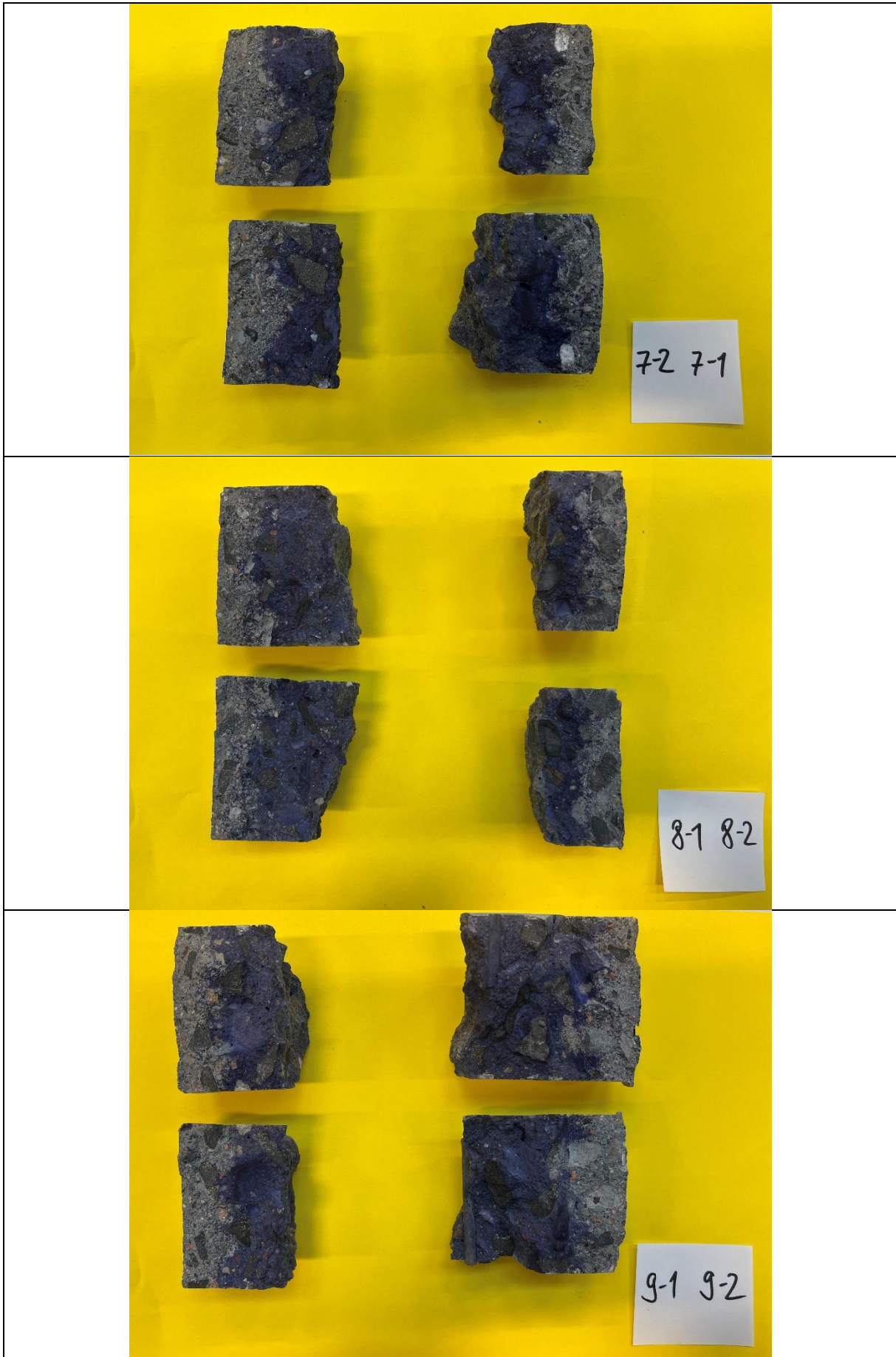
## 2 Bestemmelse av karbonatiseringsdybde

Det ble bestemt karbonatiseringsdybde for utvalgte borkjerner ved påføring av fargeindikatoren thymolftalein. Det ble prøvd 5 stk. borkjerner merket "5", "6", "7", "8" og "9". Kjernene er merket X-1 og X-2 og boreretning på bilder. Karbonatiseringsdybde ble bestemt på begge ender av borkjernen.

Kjernene ble splittet og de ferske bruddflatene ble påført fargeindikatoren thymolftalein. Bilder er vist i Tabell 2 og karbonatiseringsdybde målt på ferske bruddflater er vist i Tabell 3.

Tabell 2: Bilder av splittede borkjerner - karbonatiseringsdybder





**Tabell 3: Karbonatiseringsdybder på utvalgte kjerne**

Kjerne	X-1			X-2		
	Min	Maks	Middel <sup>[1]</sup>	Min	Maks	Middel <sup>[1]</sup>
	[mm]					
5	10	18	14	9	18	13
6	9	21	13	10	15	13
7	9	20	14	10	21	15
8	10	18	14	8	19	14
g <sup>[2]</sup>	12	20	13	10	25	15

[1] Middelveiene er vurdert visuelt ut fra målte verdier langs tverrsnittet

[2] Armeringsjern 20 mm fra overflaten (9-1) og 60 mm (9-2)

### 3 Bestemmelse av densitet og trykkfasthet

Fra til sammen 4 stk. borkjerne merket som vist i Tabell 1 i kapittel 1 ble det ved saging og plansliping tildannet prøvestykker med h/d-forhold tilnærmet likt 2,0. Armeringsjern i prøvene ble i størst mulig grad sagt bort, hvor dette ikke var mulig ble prøvestykket prøvd med jern.

Bestemmelse av densitet og trykkfasthet ble utført i henhold til NS-EN 12390, del 7 og del 3. Prøvingen ble utført 2023-03-17 etter 3 døgn vannlagring. Resultatene er gjengitt i Tabell 4.

**Tabell 4: Resultater trykkfasthet**

Prøve nr.	Høyde etter planslip	Diam.	Netto volum	Netto densitet	Middel densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	Omregn. trykkfasthet <sup>[1]</sup>	Middel trykkfasthet
	mm	mm	dm <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kN	MPa	MPa	MPa
1	128,5	64,5	0,419	2390	2390	200,3	61,3	61,3	59,4
2	123,5	64,5	0,403	2390		207,6	63,5	62,9	
3	129,5	64,7	0,422	2400		187,9	57,2	57,2	
4	128,9	64,6	0,421	2390		211,1	64,4	64,4	
6	128,8	64,6	0,421	2380		200,6	61,2	61,2	
7	115,2	64,5	0,374	2400		187,2	57,3	56,2	
8	126,5	64,6	0,412	2390		187,7	57,3	57,3	
9	95,5	64,6	0,312	2400		188,8	57,6	54,7	

[1] Omregnet til fasthet for sylindere med høyde/diameterforhold lik 2,0 (NS3465:2003)

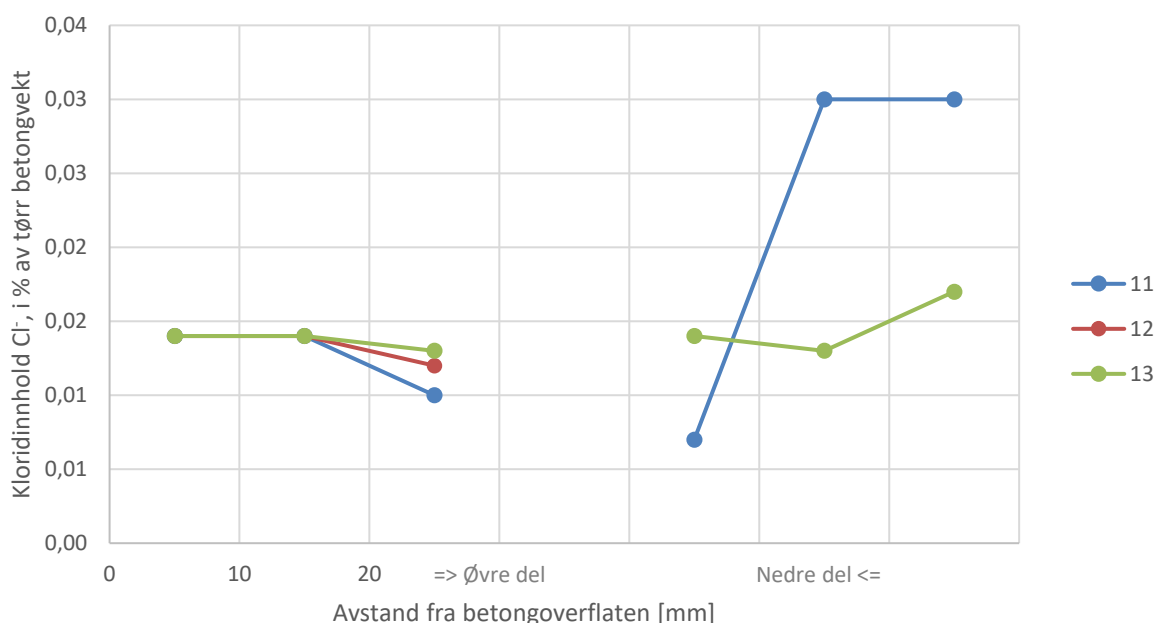
## 4 Bestemmelse av kloridprofil

Det ble frest tre sjikt inn til 30 mm fra begge sider, merket øvre del og nedre del på valgte kjerner "11", "12" og "13". Nedre del på kjerne "12" ble ikke frest på grunn av skjøt mellom elementene. Kloridinnholdet i alle sjikt ble bestemt med Metrohm automatisk titrator med sølvelektrode. Prøvingen ble utført 2023-03-18.

Resultatene, oppgitt som % Cl<sup>-</sup> av tørr betongvekt, er gjengitt i Tabell 6 og Figur 1.

Tabell 5: Bestemmelse av kloridinnhold

Prøve		11	12	13	
Kloridinnhold, Cl <sup>-</sup> , i % av tørr betongvekt for ulike sjikt	0-10 mm	0,014	0,014	0,014	øvre del
	10-20 mm	0,014	0,014	0,014	
	20-30 mm	0,010	0,012	0,013	
	0-10 mm	0,030	-	0,017	nedre del
	10-20 mm	0,030	-	0,013	
	20-30 mm	0,007	-	0,014	



Figur 1: Visuell framstilling kloridinnhold

Tabell 5 ovenfor viser målt kloridinnhold i "% av betongvekt", da sementinnholdet i betongstøvet er ukjent. Sementinnholdet er ofte ukjent spesielt hvis det er eldre konstruksjoner. Det kan derfor antas en konservativ betongkvalitet med for eksempel en antatt tørr betongdensitet på 2200 kg/m<sup>3</sup> og et antatt sementinnhold på 350 kg/m<sup>3</sup>. Tabell 6 viser vurderingen i forhold til det antatte sementinnholdet.

Tabell 6: Vurdering kloridinnhold

Prøve		11	12	13	
Kloridinnhold, Cl <sup>-</sup> , i % av antatt sementinnhold for ulike sjikt	0-10 mm	0,088	0,088	0,088	øvre del
	10-20 mm	0,088	0,088	0,088	
	20-30 mm	0,063	0,075	0,082	
	0-10 mm	0,189	-	0,107	nedre del
	10-20 mm	0,189	-	0,082	
	20-30 mm	0,044	-	0,088	

Prinsipielt kan faren for armeringskorrosjon på grunn av kloridinnhold i % av sementvekt vurderes som følgende:

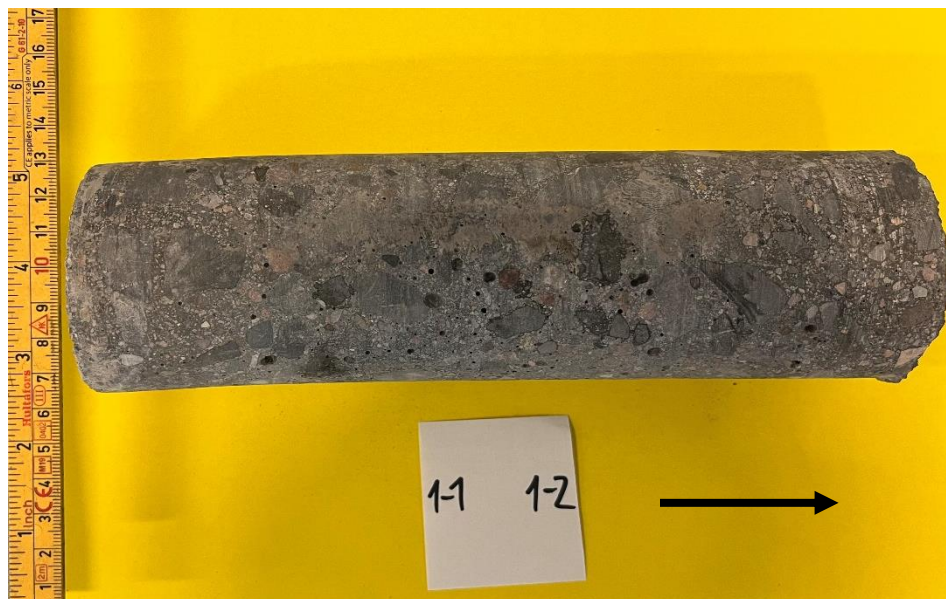
0-0,4 % av sementvekt = liten fare for armeringskorrosjon

0,4 - 1 % av sementvekt = fare for armeringskorrosjon

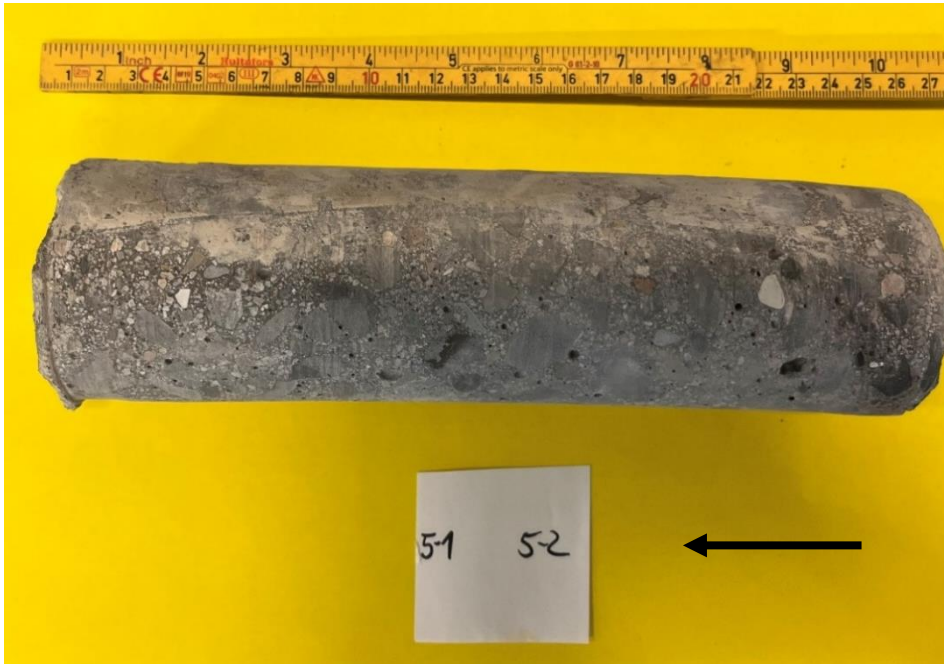
>1 % av sementvekt = sannsynlig armeringskorrosjon

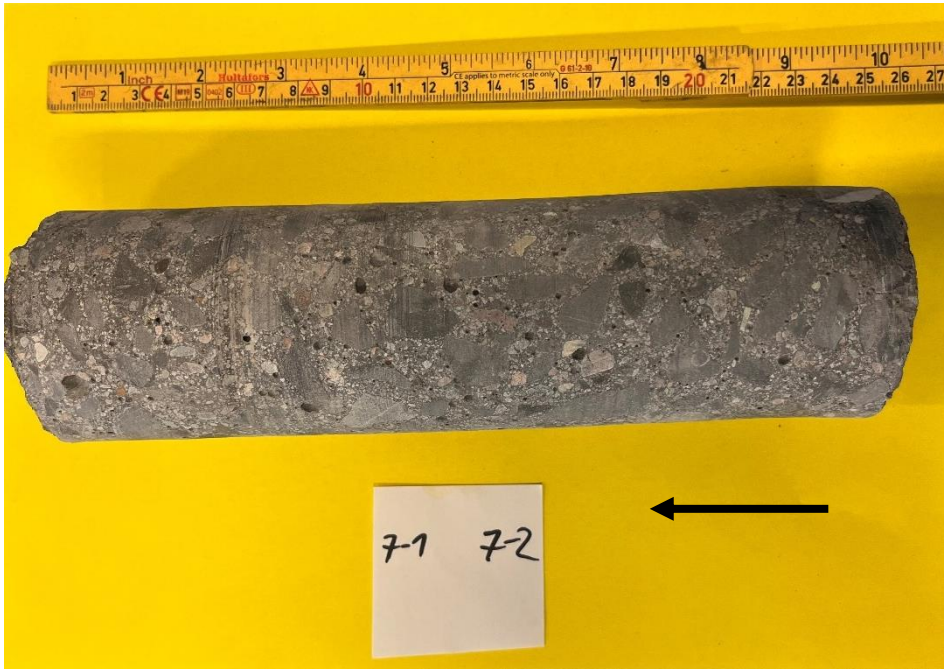
## Vedlegg

Prøver ved ankomst. Piler indikerer boreretning.

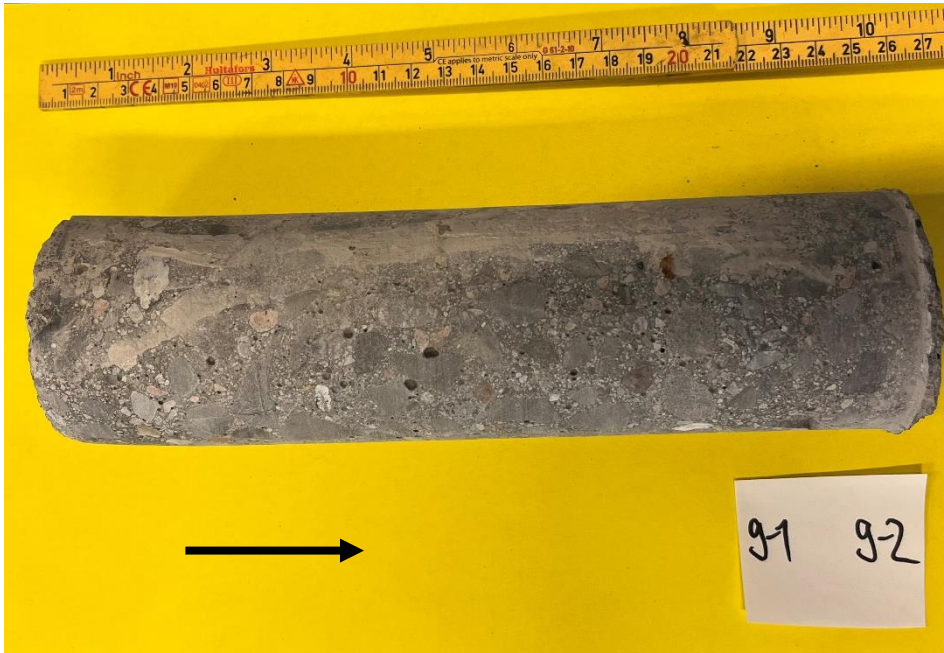














TILLEGG F

PRØVINGSRAPPORT 2, SINTEF

**SINTEF AS**Postadresse:  
Postboks 4760 Torgarden  
7465 TrondheimBesøksadresse:  
Richard Birkelands veg 3  
Trondheim

Sentralbord: 400 05 100

info@sintef.no  
<http://www.sintef.no/Betong/>  
Foretaksregister:  
NO 919303808 MVA

# Prøvingsrapport

## Visuell undersøkelse og strukturanalyse av utborede betongkjerner fra elementer i parkeringshus

**Betonglaboratoriet****Dato:**

2023-05-23

**Prosjektleder/forfatter(e):**

Marit Haugen

**Oppdragsgiver(e):**BNE Strandgata 19 AS  
Postboks 4350  
2308 Hamar**Oppdragsgivers referanse:**

Joakim Bøhn

**Prosjektnummer:**

102003040-217

**Antall sider og vedlegg:**

14 + 0 vedlegg

**Sammendrag:**

SINTEF mottok 2023-03-30 to utborede betongkjerner med diameter 72 mm og lengde 225-230 mm fra Consolis Spenncon ved Vegård Alme Ulstein. Kjernene er ifølge Ulstein boret ut fra elementer i parkeringshus, og de er boret ut uten SINTEFs medvirkning. Oppdragsgiver ønsker å få undersøkt om det er alkalireaksjoner i betongen.

I henhold til avtale med oppdragsgiver er det utført en visuell undersøkelse og strukturanalyse av begge kjernene. Prøvingen ble utført i perioden 2023-03-30--05-16. Resultatene er presentert på side 2-14.

Ved strukturanalysen kan det ikke påvises alkali-silika-gel i betongen, men opprissingen er av en slik karakter at det ikke kan utelukkes at det pågår alkalireaksjoner i et tidlig stadium. Rissene er svært fine.

<b>Utstyrs ID</b>	B-242, B-295
-------------------	--------------

**Prosjektleder/forfatter:**

Marit Haugen

*Signatur***Kontrollert av:**

Jan Lindgård

*Signatur***Rapportnr:**

3040-217

**Gradering:**

Fortrolig

## 1 PRØVEMATERIALET

SINTEF mottok 2023-03-30 to utborede betongkjerner med diameter 72 mm og lengde 225-230 mm fra Consolis Spenncon ved Vegard Alme Ulstein. Kjernene er ifølge Ulstein boret ut fra elementer i parkeringshus i Oslo (Strandgata 19), og de er boret ut uten SINTEFs medvirkning.

Ulstein opplyser at kjernene er boret ut fra to betongelementer, hhv DT5 og DT5-01, og at disse ligger ved siden av hverandre. I følge mottatte tegninger ble parkeringshuset bygd i 1986, og de to DT-elementene ligger over plan 7. Vi har fått opplyst at disse elementene stedvis kan bli utsatt for fuktpåkjønning når det samtidig regner og blåser.

Kjernene ankom umerket til SINTEF, men SINTEF kalte kjernene hhv "1" og "2".

Videre har Ulstein fått opplyst at elementene ble produsert hos Brynhildsen & Sønner i 1986, og at "sand og pukk kom fra Svelviksand og Langøya på Vestfoldsida". Betongen er også iht. mottatte opplysninger en C60-betong.

Oppdragsgiver ønsker å få undersøkt om det er alkalireaksjoner i betongen.

## 2 UTFØRTE UNDERSØKELSER

Det er utført følgende analyser av begge de innsendte borkjernene:

- \* Visuell undersøkelse inkl. fotodokumentasjon
- \* Makroanalyse av fluorescensimpregnerte planslip undersøkt i UV-lys. Undersøkelsen er også utført i stereomikroskop påmontert UV-filtre
- \* Mikroanalyse av tynnslip undersøkt i polarisasjonsmikroskop påmontert UV-filtre
- \* Ved preparering av planslip og tynnslip blir kjernene søget over på langs og sendt til eksterne laboratorier. Etter preparering ble restmaterialet returnert. Dette inkluderte én hel halvkerne samt en overflatedel fra begge kjernene. Restmaterialet ble undersøkt visuelt med risslinjal mht. overflateriss etter fjerning av malingen på hhv overflaten og endeflatten. For å følge rissene innover i betongen ble stereomikroskop benyttet

## 3 RESULTATER

### 3.1 Visuell undersøkelse

Tabell 1 viser observasjoner som er gjort i den visuelle undersøkelsen av kjernene, mens foto nr 1-6 viser bilder av dem.

**Tabell 1 Visuell undersøkelse av borkjernene**

Kjerne (merket av SINTEF)	Riss i "overflaten" og endflaten? ("Overflaten" er definert som der boringen startet)	Tegn på mulige alkalireaksjoner?
1	Krækeleringsriss med vidde 0,10 mm i malingen på overflate og endeflate (målt med risslinjal). Rissene kan ikke følges innover i betongen (se også kap 3.4)	Ikke observert  (Krækeleringsriss <i>kan</i> imidlertid være tegn på at det pågår alkalireaksjoner i betongen, men disse rissene kan også skyldes svinn)
2	Krækeleringsriss med vidde 0,10 mm i malingen på overflate og endeflate (målt med risslinjal). Rissene kan ikke følges innover i betongen (se også kap 3.4)	Ikke observert  (Krækeleringsriss <i>kan</i> imidlertid være tegn på at det pågår alkalireaksjoner i betongen, men disse rissene kan også skyldes svinn)



Foto nr 1. Oversiktsfoto av borkjerne nr 1 (kjernelengde 230 mm – "overflaten" (der boringen startet) til venstre på bildet).

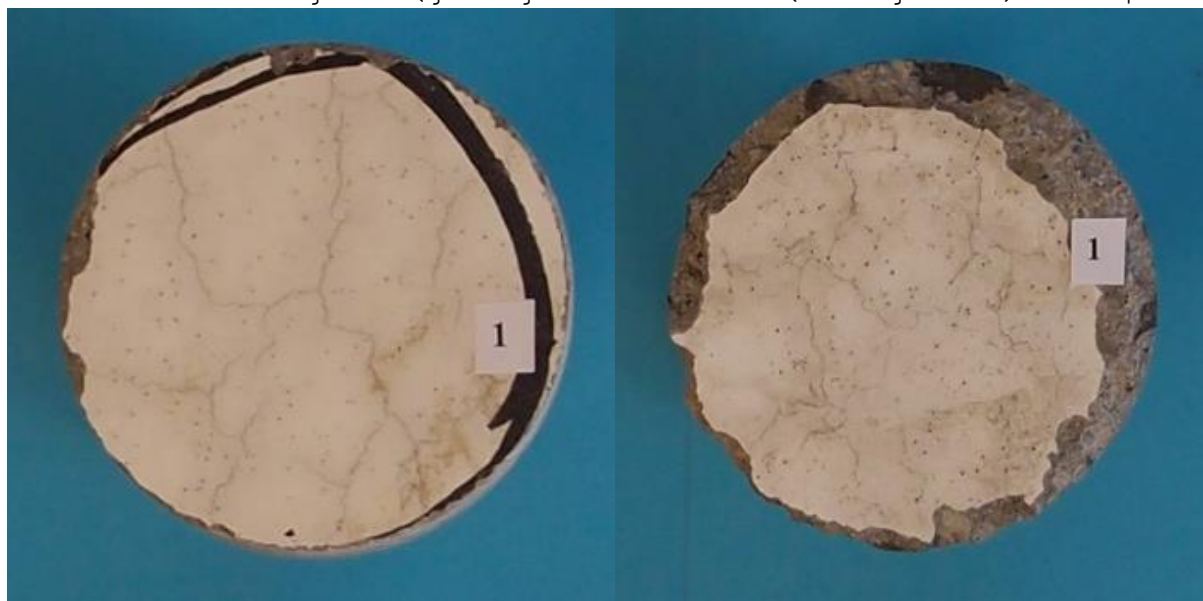


Foto nr 2 og 3. Bildet til venstre viser "overflaten" til kjernen, mens bildet til høyre viser endeflaten. På begge disse flatene er det krækeleringsriss (i malingen).



Foto nr 4. Oversiktsfoto av borkjerne nr 2 (kjernelengde 225 mm – overflaten til venstre på bildet).

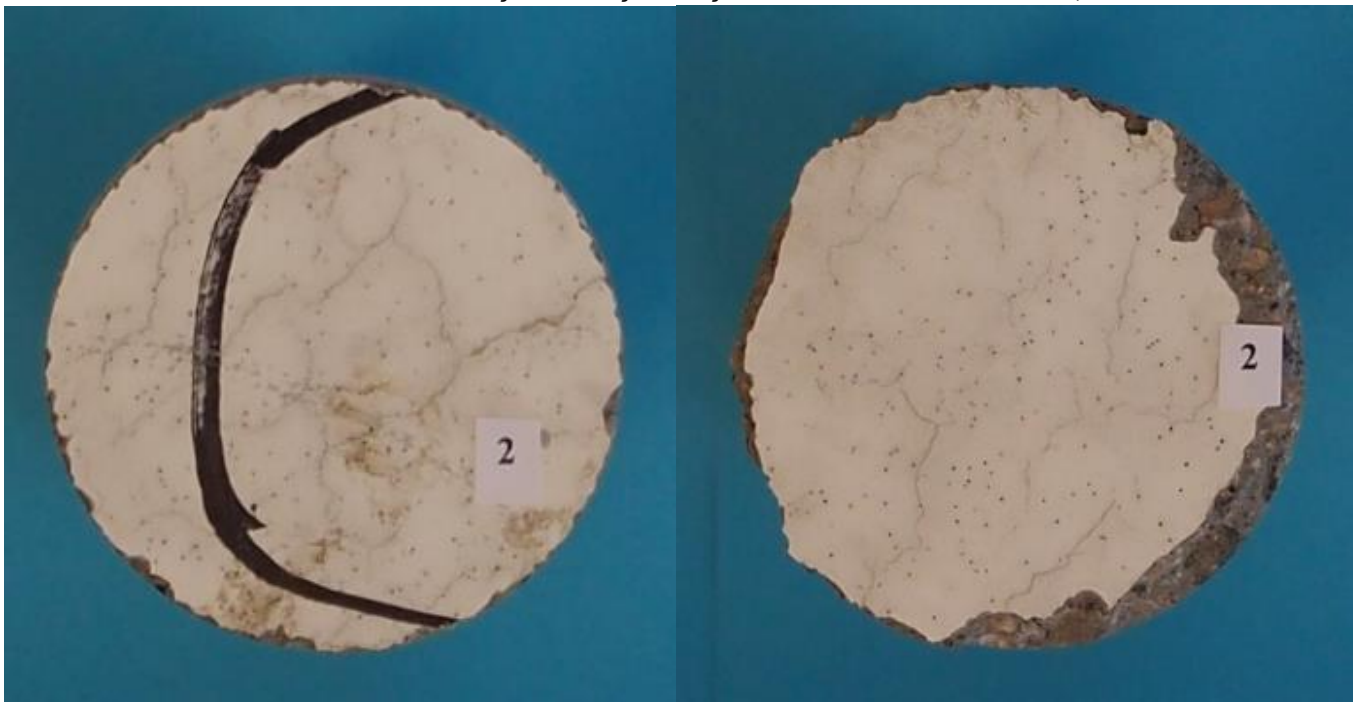


Foto nr 5 og 6. Bildet til venstre viser "overflaten" til kjernen, mens bildet til høyre viser endeflaten. På begge disse flatene er det krakerleringsriss (i målingen).

### 3.2 Planslipanalyse

Det ble framstilt 1 stk fluorescensimpregnert planslip fra begge kjernene. Resultatene fra planslipobservasjonene er presentert i Tabell 2 og 3, samt i foto nr 7-10.

**Tabell 2 Observasjoner i planslipet fra kjerne 1**

Planslip fra kjerne	1 (foto nr 7-8)
Plassering av planslip	0-225 mm fra overflaten
Riss i overflaten	Ett riss med vidde 0,075 mm kan følges 4 mm inn i betongen
Riss i betongen	En del riss i mørteløndel, en del riss i tilslag og enkelte riss som går fra tilslag og ut i sementpastaen. Rissene er svært fine
Steintilslaget	Pukk. Normalt innhold. Steintilslaget er jevnt fordelt. Maks tverrmål 14 mm
Tegn på alkalireaksjoner	Riss i en del tilslagskorn samt enkelte riss fra tilslag og ut i sementpastaen

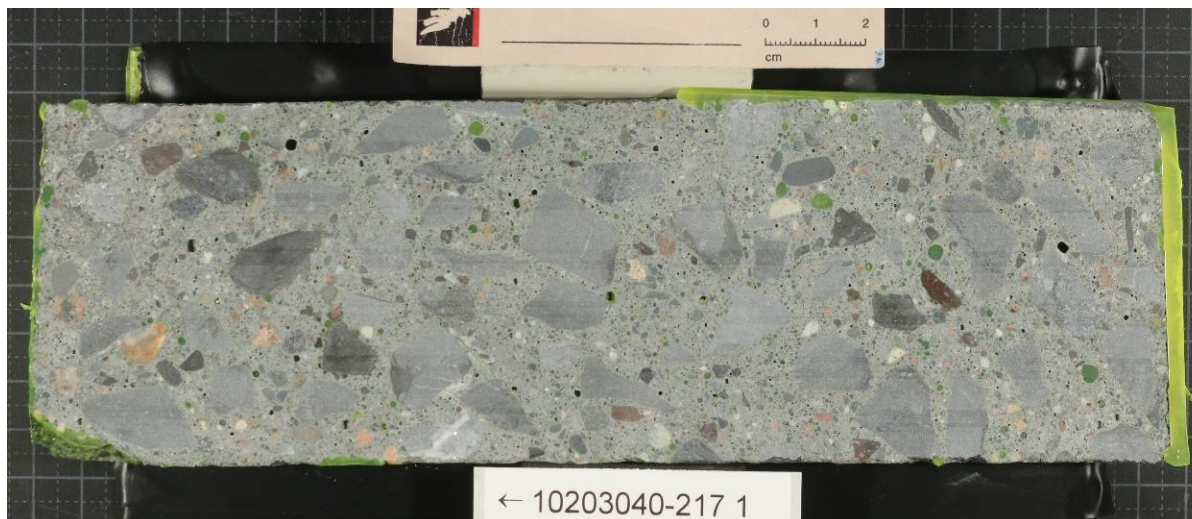


Foto nr 7. Planslipet fra kjerne 1 (total plansliplengde 225 mm – "overflaten" til venstre på bildet).

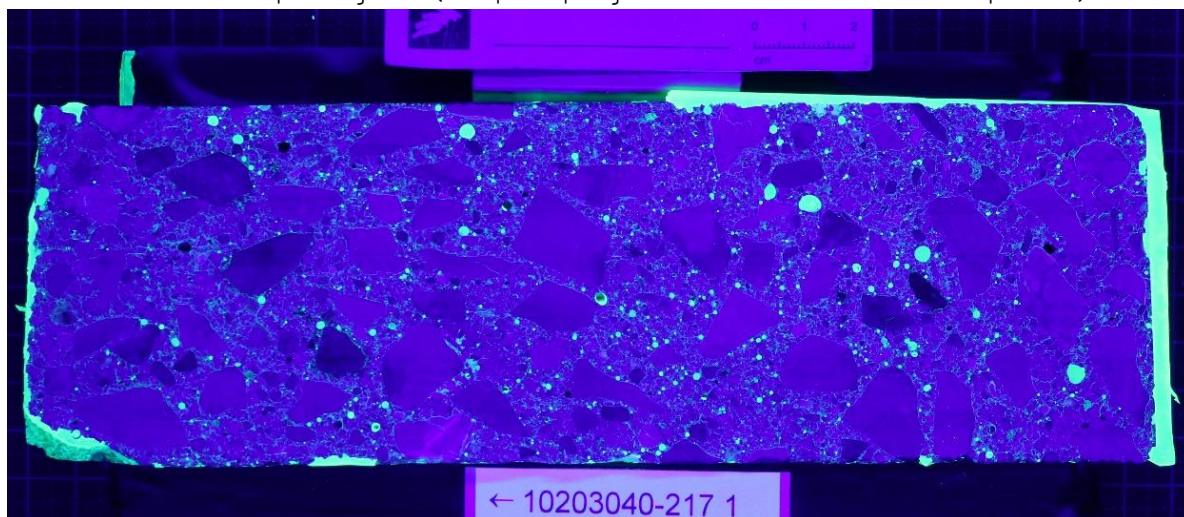


Foto nr 8. Planslipet fra kjerne 1 fotografert i UV-lys ("overflaten" til venstre på bildet). Rissene er svært fine og best synlige i stereomikroskop.



**Tabell 3 Observasjoner i planslipet fra kjerne 2**

Planslip fra kjerne	2 (foto nr 9-10)
Plassering av planslip	0-220 mm fra overflaten
Riss i overflaten	Ett riss med vidde 0,075 mm kan følges 3 mm inn i betongen
Riss i betongen	En del riss i mørteløndel, en del riss i tilslag og enkelte riss som går fra tilslag og ut i sementpastaen. Rissene er svært fine
Steintilslaget	Pukk. Normalt innhold. Steintilslaget er jevnt fordelt. Maks tverrmål 19 mm
Tegn på alkalireaksjoner	Riss i en del tilslagskorn samt enkelte riss fra tilslag og ut i sementpastaen

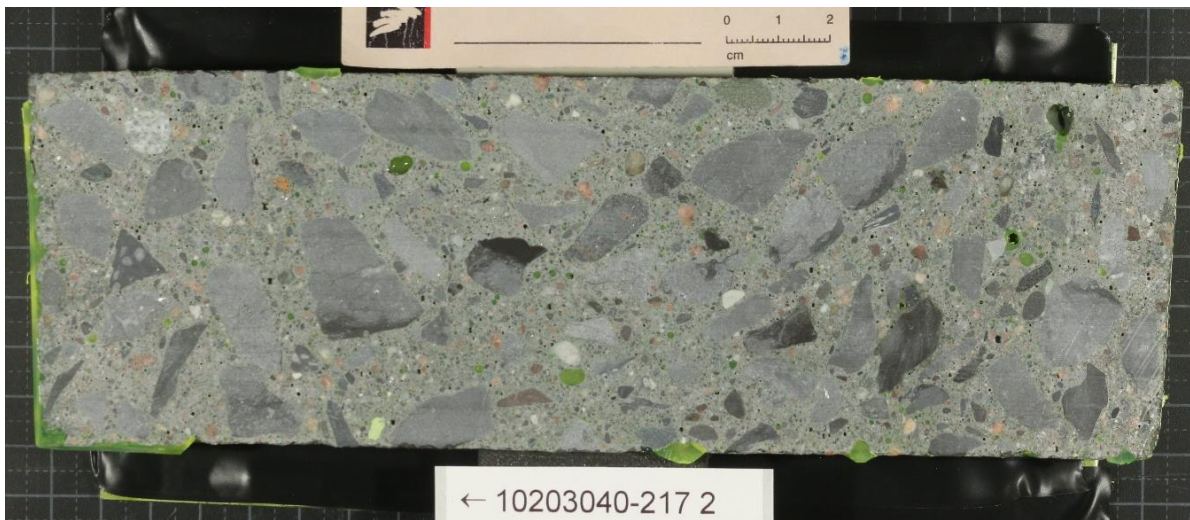


Foto nr 9. Plønsliplet fra kjerne 2 (total plønsliplengde 220 mm - "overflaten" til venstre på bildet).

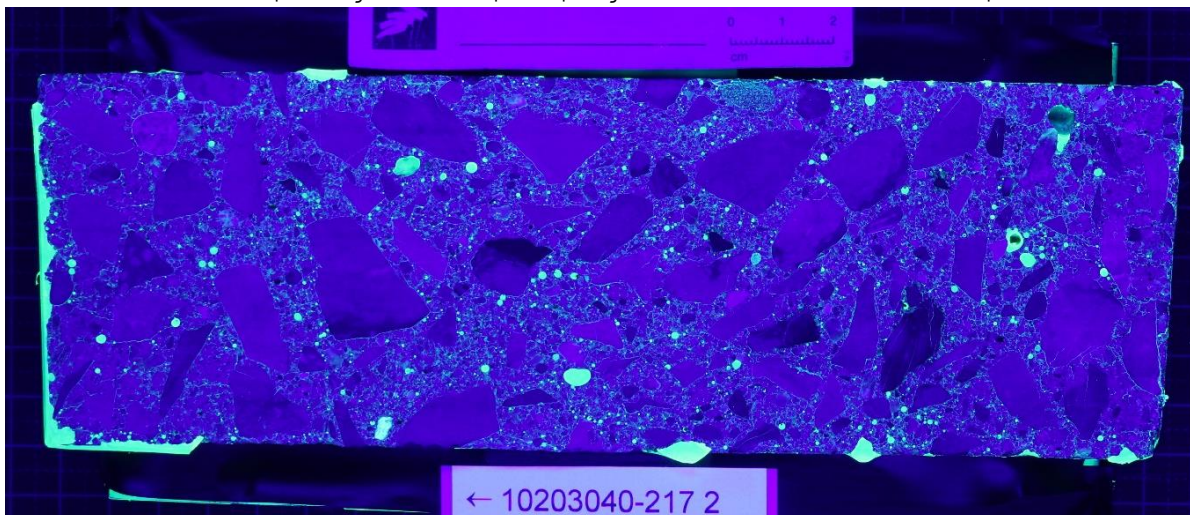


Foto nr 10. Plønsliplet fra kjerne 2 fotografert i UV-lys ("overflaten" til venstre på bildet). Rissene er svært fine og best synlige i stereomikroskop.

### 3.3 Tynnslipanalyse

Det ble framstilt 1 stk fluorescensimpregnert tynnslip fra begge kjernene. Tynnslipenes størrelse er 45 mm x 30 mm, og Tabell 4 og 5 angir hvor tynnslipet ble plassert i kjernene. Resultatet fra tynnslipobservasjonene er presentert i Tabell 4 og 5, samt i foto nr 11-21.

**Tabell 4 Observasjoner i tynnslipet fra kjerne 1**

Tynnslip fra kjerne	1 (foto nr 11-15)
Dybde fra overflaten	160-205 mm inn i betongen
Porøsitet i mørtelfasen	Litt inhomogen
Luftinnbløndet	Trolig
Mikroriss	Mange
Fine riss i betongen	En del, inkl heftriss
Grove riss	Ikke observert
Utfelling i luftpører og riss	Ikke observert
Type steintilslag	Pukk, hovedsakelig uren kalkstein og metamergel
Alkalireaksjoner	Alkali-silika-gel er ikke observert, men rissmønsteret i betongen <i>kan</i> tyde på at det pågår alkalireaksjoner i et tidlig stadium. Rissene er svært fine
Reagert tilslag	Riss som <i>kan</i> indikere alkalireaksjoner observeres i uren kalkstein og metamergel

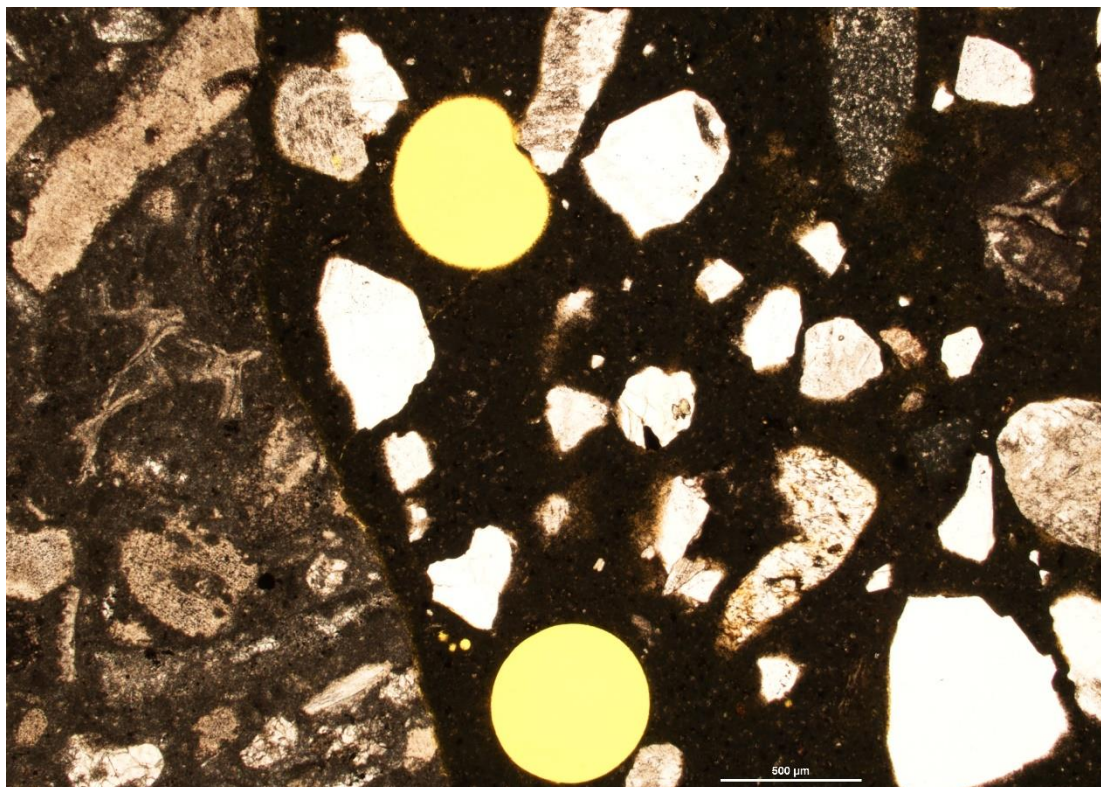


Foto nr 11. Kjerne 1 - utsnitt fra tynnslipet. En steinpartikkel er synlig til venstre på bildet, mens de mindre partiklene er sandkorn. Sementpastaen framkommer som brun, mens luftporene er gule.

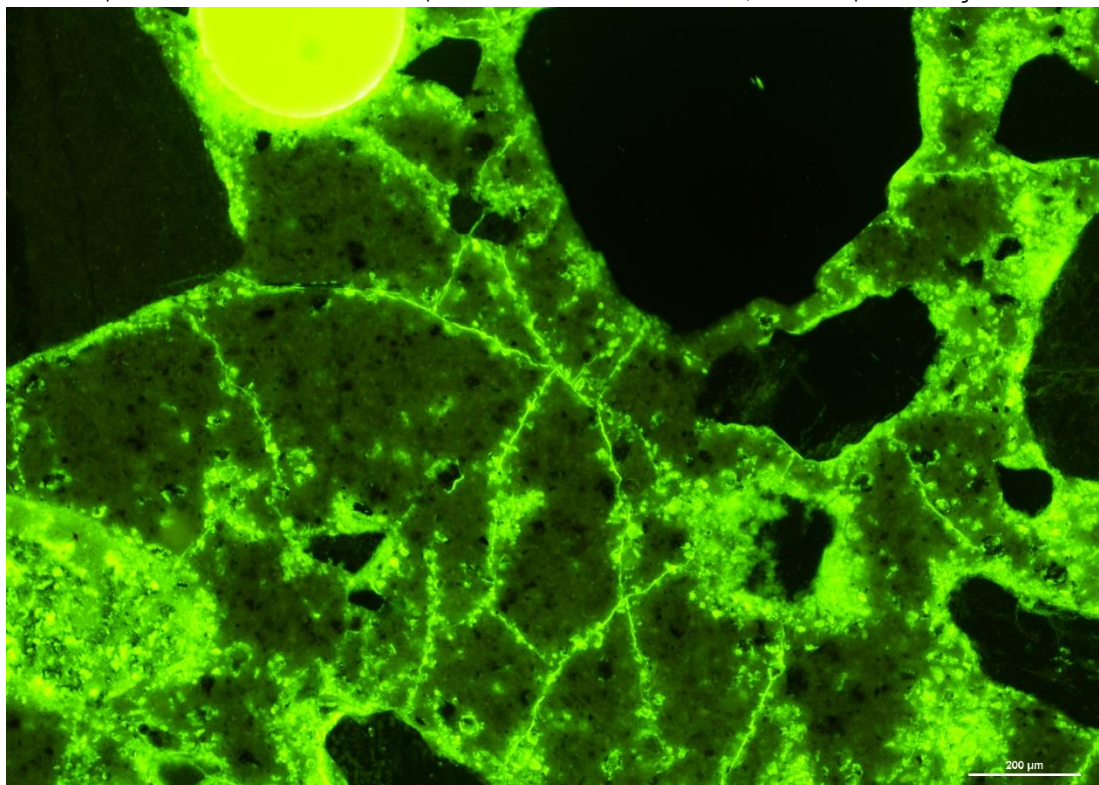


Foto nr 12. Kjerne 1 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Med denne belsningsformen framkommer tilslagskorn som mørk grønne-svarte, mens sementpastaen er lysere grønn. Hulrom er gule, mens riss og områder av sementpastaen med relativt høy porøsitet er lysegrønne. Bildet viser mikroriss og varierende porøsitet i sementpastaen.

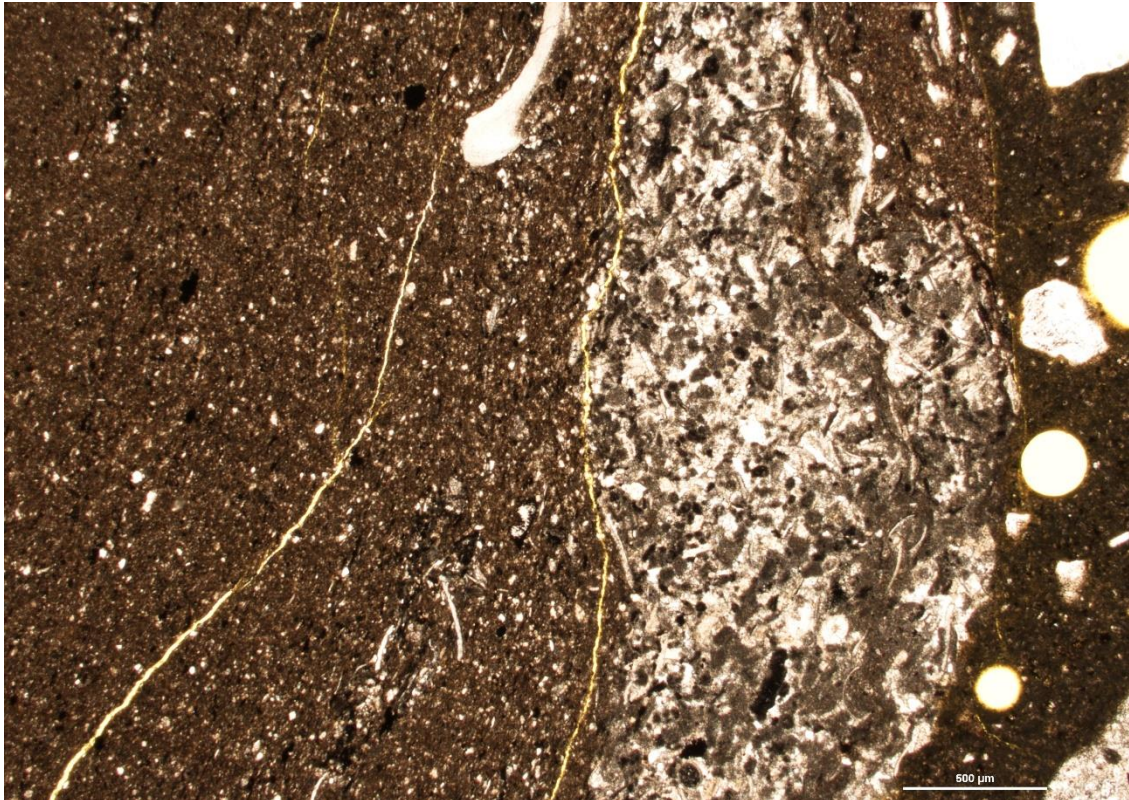


Foto nr 13. Kjerne 1 - utsnitt fra tynnslipet. Bildet viser riss i en steinpartikkel som består av både metamerger (til venstre på bildet) og uren kalkstein.

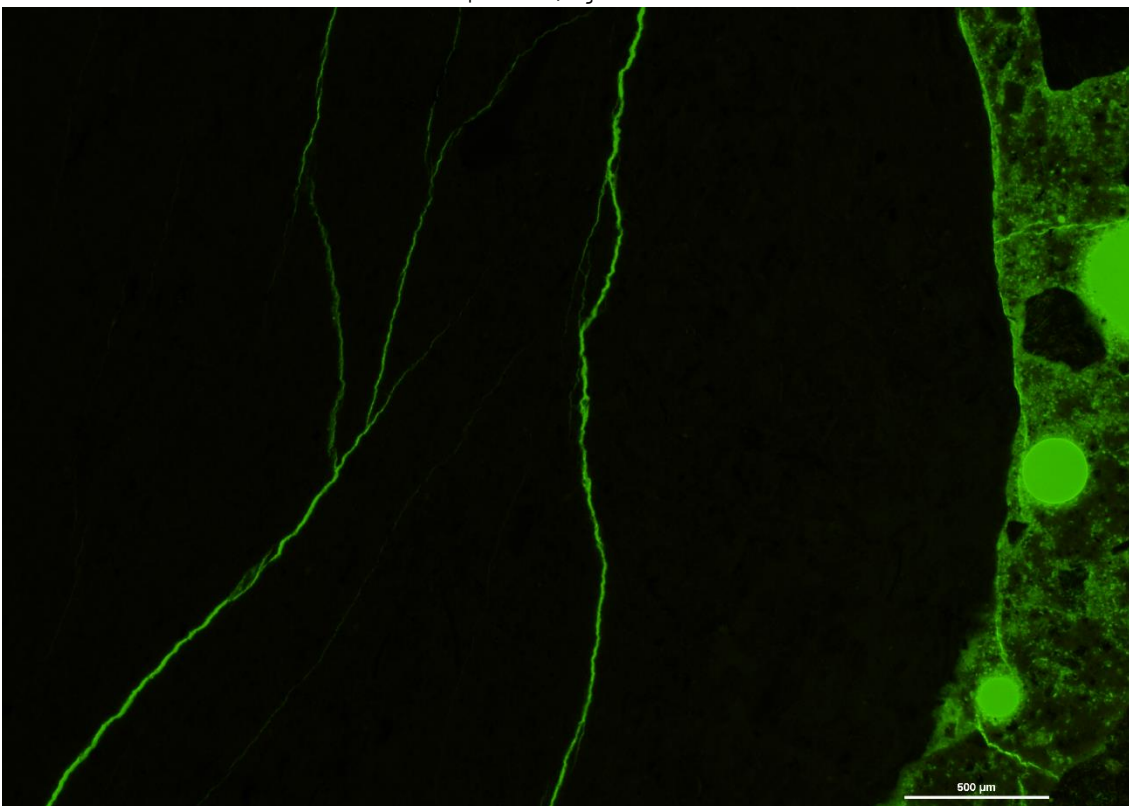


Foto nr 14. Kjerne 1 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Utsnittet er det samme som i Foto nr 13.

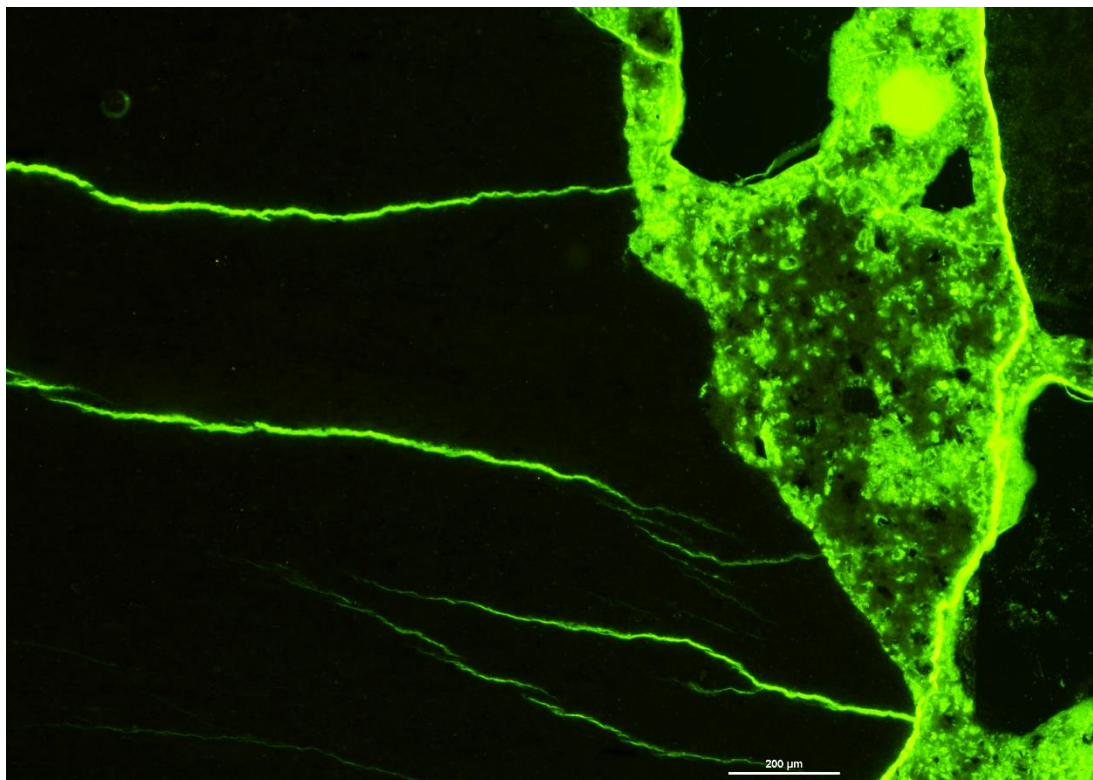


Foto nr 15. Kjerne 1 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser riss i en steinpartikkel bestående av metamergel.

**Tabell 5** Observasjoner i tynnslipet fra kjerne 2

Tynnslip fra kjerne	2 (foto nr 16-21)
Dybde fra overflaten	160-210 mm inn i betongen
Porøsitet i mørtelfasen	Litt inhomogen
Luftinnblandet	Trolig
Mikroriss	Mange
Fine riss i betongen	En del, inkl heftriss
Grove riss	Ikke observert
Utfellinger i luftporer og riss	Ikke observert
Type steintilslag	Pukk, hovedsakelig uren kalkstein og metamergel
Alkalireaksjoner	Alkali-silika-gel er ikke observert, men rissmønsteret i betongen <i>kan</i> tyde på at det pågår alkalireaksjoner i et tidlig stadium. Rissene er svært fine
Reagert tilslag	Riss som <i>kan</i> indikere alkalireaksjoner observeres i uren kalkstein og metamergel

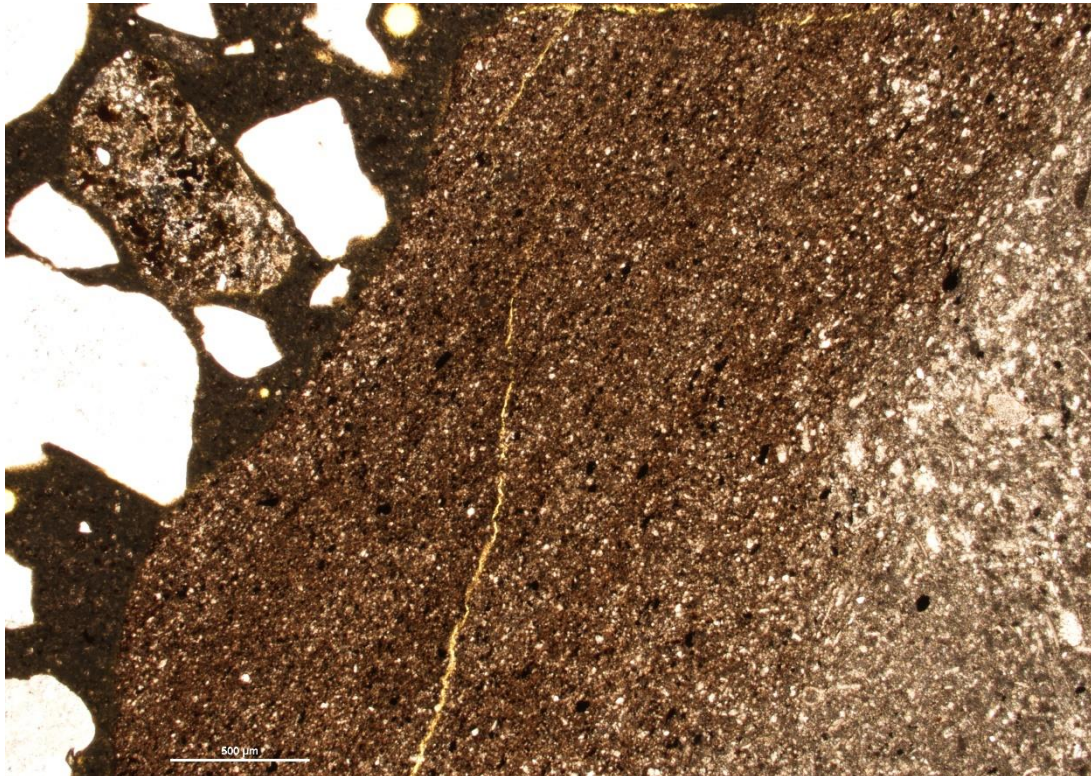


Foto nr 16. Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet. Bildet viser riss i i en steinpartikkel bestående av både metamergel og uren kalkstein.

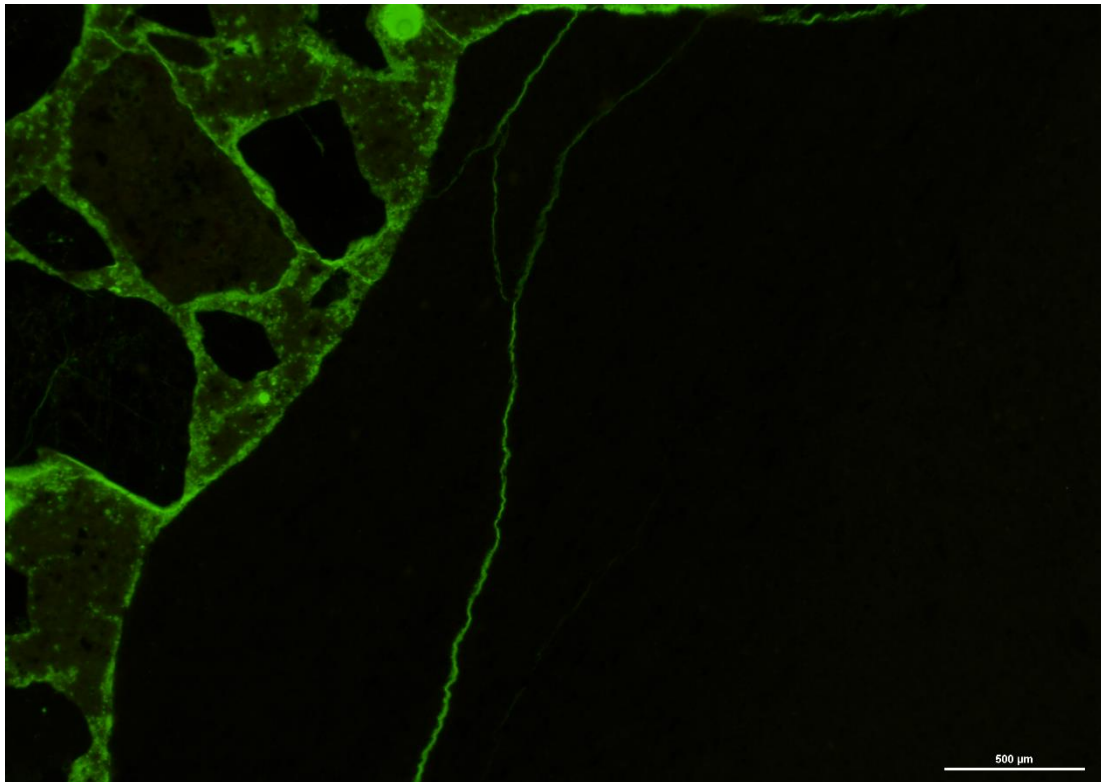


Foto nr 17 . Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser det samme utsnittet som i Foto nr 16.

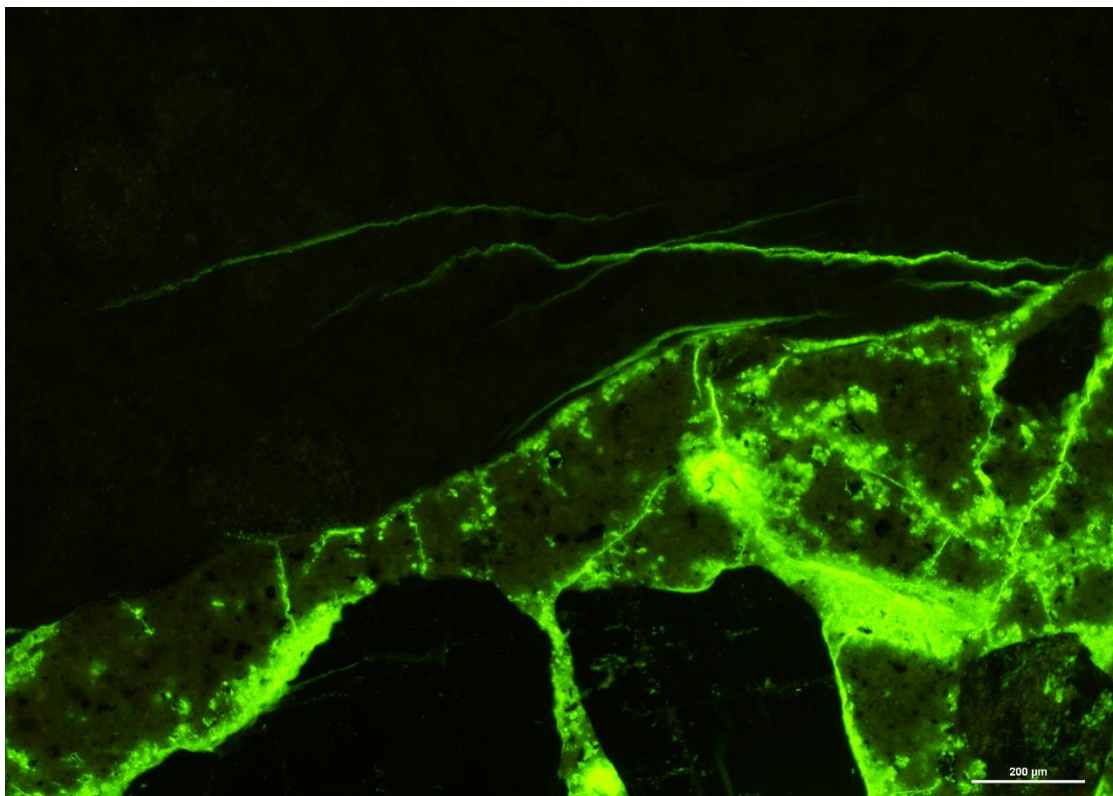


Foto nr 18. Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser riss i den samme steinpartikkelen som i Foto nr 16 og 17.

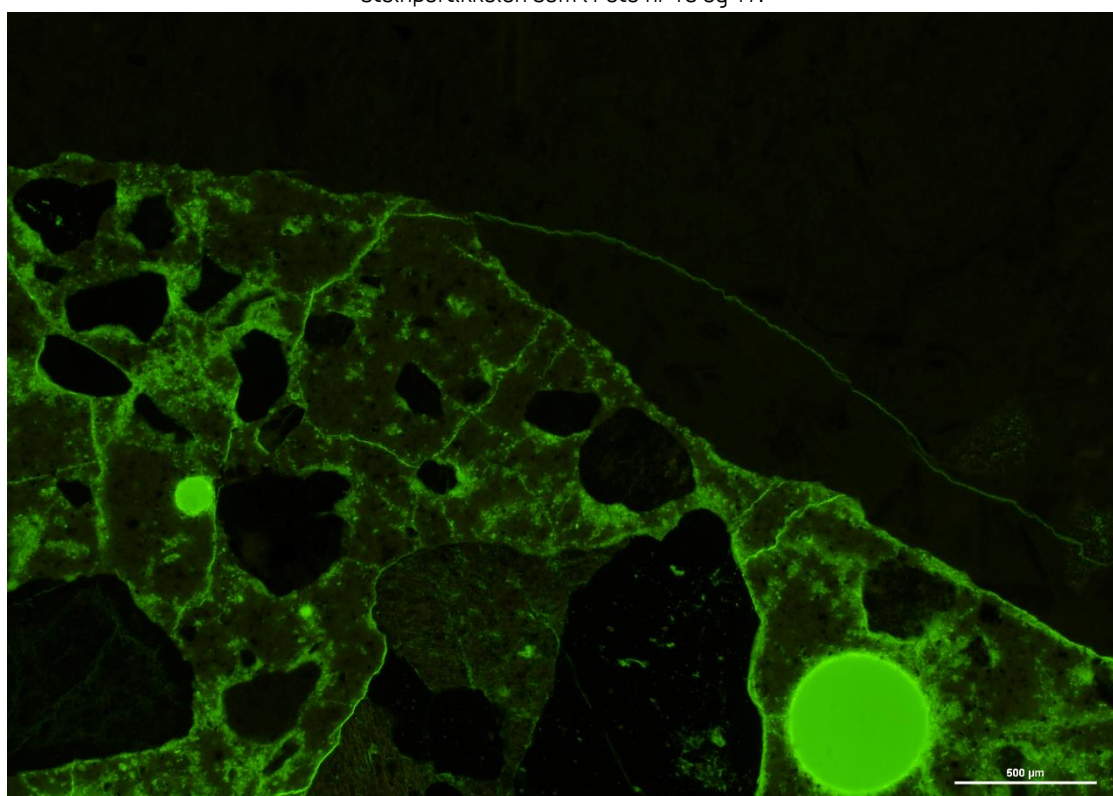


Foto nr 19. Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser riss i uren kalkstein.

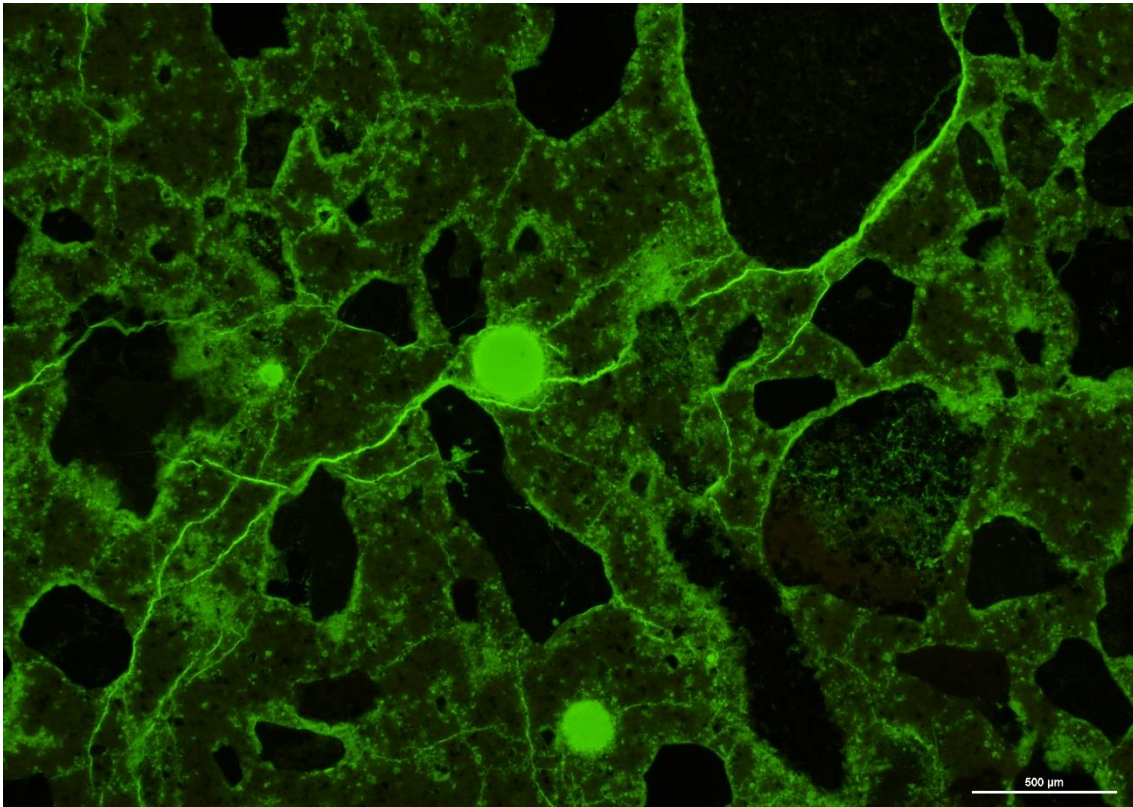


Foto nr 20. Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser riss i sementpastaen og delvis i heftsonen til tilslagskorn.

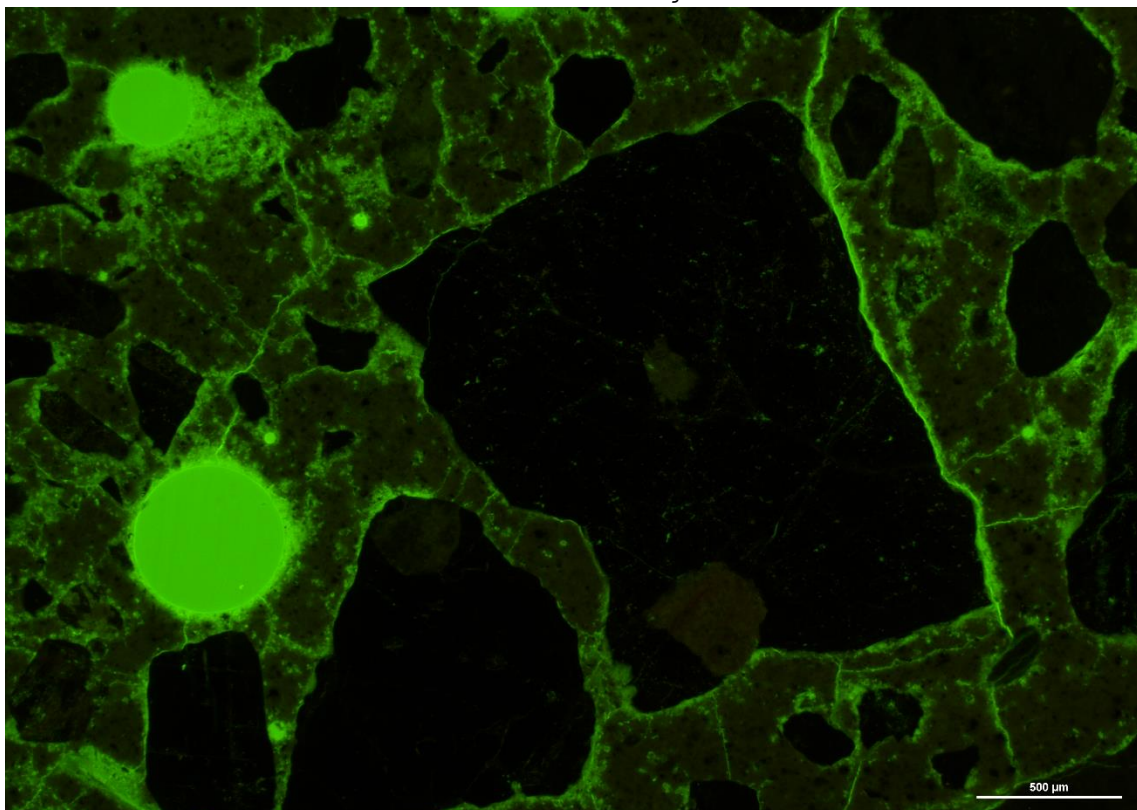


Foto nr 21. Kjerne 2 - utsnitt fra tynnslipet fotografert i fluorescerende lys. Bildet viser et heftiss mellom et tilslagskorn og sementpastaen (til høyre på bildet).



### 3.4 Visuell undersøkelse av halvkjerner etter fjerning av maling

For å undersøke om overflaterissene kun opptrer i malingen, eller om de kan observeres på betongens overflate og endeflate, ble restmaterialet etter planslip- og tynnslipframstilling returnert til SINTEF etter preparering. Dette inkluderte én hel halvkjerne samt overflatedelen fra begge kjernene. Malingen på både overflate og endeflate ble fjernet ved sliping. Rissvidder på overflate og endeflate ble så målt med risslinjal, og i tillegg ble halvkjernene undersøkt i stereomikroskop for å se om rissene kunne følges innover i betongen.

Resultatene ble som følger:

**Tabell 6 Visuell undersøkelse av halvkjerner der malingen er fjernet**

Kjerne (merket av SINTEF)	Riss i "overflaten" og endeflaten?	Dybde av riss inn i betongen, mm
1 (hel halvkjerne med både overflate og endeflate)	Krakeleringsriss med vidde 0,075 mm på begge flater	Ingen riss kan følges inn i betongen fra noen av flatene
1 (bare med overflate)	Krakeleringsriss med vidde 0,075 mm	Ett riss kan følges maks 3,5 mm inn i betongen
2 (hel halvkjerne med både overflate og endeflate)	Krakeleringsriss med vidde 0,075 mm observert på overflaten	Ingen riss kan følges inn i betongen fra noen av flatene
2 (bare med overflate)	Krakeleringsriss med vidde 0,075 mm	Ingen riss kan følges inn i betongen

## 4 VURDERING AV LABORATORIERESULTATER

Ved strukturanalysen av de to undersøkte kjernene boret ut fra to betongelementer kan det ikke påvises alkali-silika-gel, selve "beviset" på at det pågår alkalireaksjoner i betongen. Selve rissmønsteret indikerer imidlertid at det *kan* pågå reaksjoner i et tidlig stadium. Typisk for de antatt reagerte bergartene som er påvist er ofte mange svært fine riss, men fravær av reaksjoneprodukter (alkali-silika-gel). Dersom en undersøker denne betongen i elektronmikroskop med større forstørrelse er sjansen for å påvise alkali-silika-gel større enn det som er mulig å se i et polarisasjonsmikroskop som benyttes ved tynnslipanalyse.

Ved fjerning av malingen kunne det visuelt påvises at rissene også opptrer i betongen under malingen. Rissvidden er 0,075 mm (0,10 mm påvist i malingen), men rissene går ikke langt innover i betongen. Planslipanalysen viser at de går 3-4 mm inn.

Fravær av utfelling i luftporer viser at betongen ikke er særlig fuktbelastet, men i og med at det er mistanke om alkalireaksjoner må imidlertid betongen ha vært utsatt for noe fukt.

Det anbefales at denne betongen ikke ombrukes i fuktige omgivelser, all den tid at det er et potensiale for videre reaksjoner (spesielt hvis det er benyttet vanlig Portlandsement som var standardsementen i Norge på det tidspunktet elementene ble produsert (1986)).

TILLEGG G

HÅNDBEREGNINGER FOR DT3-03

# Kapasitetsberegninger for DT3-03

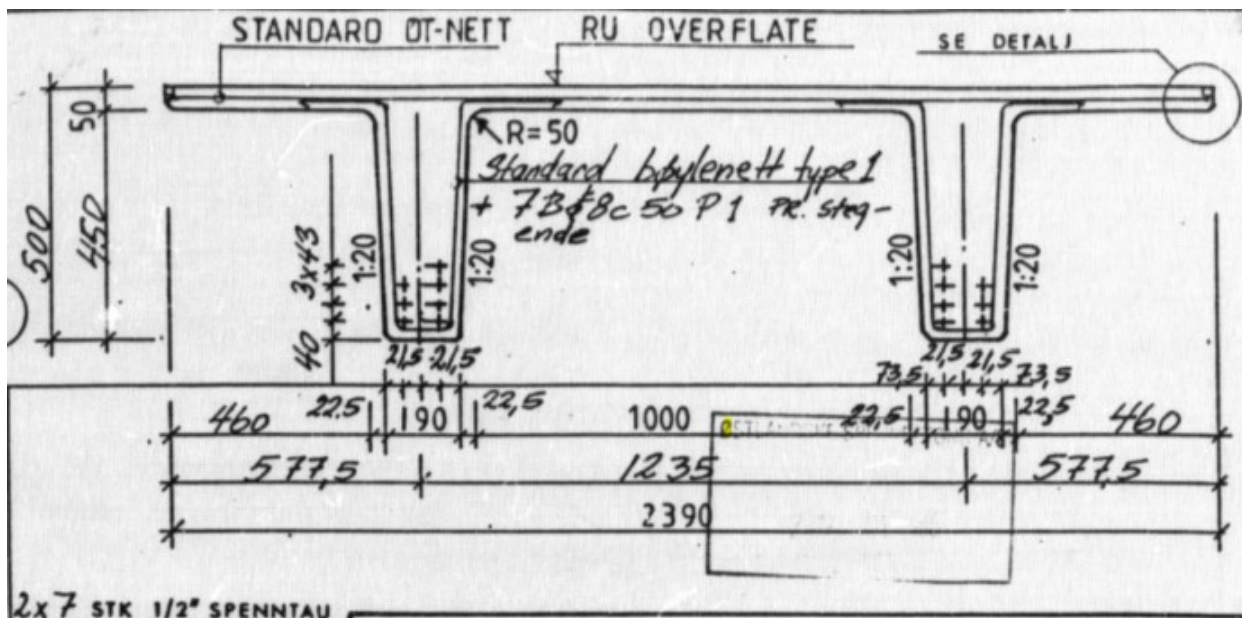


Figure 1: Detaljtegning av DT3-03

## Innholdsfortegnelse:

1. Referanser
2. Materialegenskaper
3. Generelt
4. Geometri
5. Laster
6. Spenningsberegninger for urisset betong
7. Tap av spennkraft
8. Alkalireaksjoner
9. Langtids spenningstilstand
10. Kapasitet
11. Deformasjon

## 1. REFERANSER

[EC0]	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
[EC1-1]	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
[EC1-3]	NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018
[EC2]	NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018
[Sørensen]	Betongkonstruksjoner 2.utgave av Svein Ivar Sørensen
[BEB]	Betongelementboken
[SVV]	SVV Rapport 885 Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner
[Binab]	Binab AB 2023, Spesialdekker, Binab støpeasfalt

## 2. MATERIALEGENSKAPER

### 2.1 Material faktorer

$$\gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15 \quad \gamma_m := 1.3 \quad \text{[EC2] Tabell NA.2.1N}$$

$$a_{cc} := 0.85$$

### 2.2 Betong

DT3-03 har fasthetsklasse C60. Med dagens standardverk og terminologi tilsvarer dette B50. Fasthetsklassen til påstøpen er ukjent men antas som B35. For videre beregninger har verdier for B50 betong standard benevning mens verdier for B35 betong benevnes med indeks 2.

Karakteristisk in-situ fasthet beregnes etter NS-EN 13791:2019 og målt trykkfasthet for 8 prøvestykker er hentet fra SINTEF sin prøvingsrapport (se vedlegg E i hovedrapporten).

Fra SINTEF sin prøvingsrapport:

$n := 8$	Antall prøver
$f_{c.m.n.is} := 59.4 \text{ MPa}$	middelverdi av prøvenes trykkfasthet
$f_{c,i}$	trykkfasthet for hver prøve
$f_{c.is.lowest} := 57.2 \text{ MPa}$	Laveste trykkfasthet
$s := \left( \sum_{n=1}^n \frac{(f_{c,i} - f_{c.m.n})^2}{(n-1)} \right) 0.5$	$s := 3.5 \text{ MPa}$ Standardavvik

Fra NS-EN 13791:2019:

$$k_n := 2.00 \quad M := 4.00 \text{ MPa}$$

Karakteristisk in-situ fasthet er den laveste av følgende uttrykk:

$$f_{ck, is} := f_{c, m, n, is} - k_n \cdot s = 52.4 \text{ MPa}$$

$$f_{ck, is} := f_{c, is, lowest} - M = 53.2 \text{ MPa}$$

Tabellverdier for betongkvalitet B50 og B35 hentet fra [EC2] Table 3.1:

B50 Betong:

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cu1} := 0.00245$$

$$f_{ck, cube} := 60 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cu1} := 0.0035$$

$$f_{cm} := 58 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{c2} := 0.002$$

$$f_{ctm} := 4.1 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cu2} := 0.0035$$

$$f_{ctk0.05} := 2.9 \text{ MPa} \quad n := 2$$

$$f_{ctk0.95} := 5.3 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{c3} := 0.00175$$

$$E_{c1} := 37000 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cu3} := 0.0035$$

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28.33 \text{ MPa}$$

B35 Betong:

$$f_{ck2} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cm2} := 43 \text{ MPa}$$

$$E_{c2} := 34000 \text{ MPa}$$

$$f_{cd2} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa}$$

Romvekt DT3-03:

$$\gamma_{betong, armert} := 24.5 \frac{kN}{m^3}$$

Romvekt påstøp:

$$\gamma_{betong} := 24 \frac{kN}{m^3}$$

Relativ fuktighet:

$$RH := 80\%$$

[EC2] 3.1.4

## 2.3 Stål

Spennarmering:

7 stk 1/2" tau

$$A_p := 7 \cdot \pi \cdot \left( \frac{11.3 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 702 \text{ mm}^2$$

Areal spenntau

$$P_{tau} := 120 \text{ kN}$$

Oppspenning per tau

$$P_0 := P_{\tau} \cdot 7 = 840 \text{ kN}$$

Spennkraft

$$E_p := 1.95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

E-modul spenntau

$$f_{p0.1k} := 1700 \text{ MPa}$$

0.1% - grense

$$f_{pk} := 1900 \text{ MPa}$$

Fasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1478 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende fasthet

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1520 \text{ MPa}$$

Største spenning påført kabelen

[EC2] 5.10.2.1 (1)

$$\sigma_{p0} := \frac{P_0}{A_p} = 1197 \text{ MPa}$$

Forhåndsspenning i initialtilstand

$$\varepsilon_{p0} := \frac{P_0}{E_p \cdot A_p} = 6.14 \cdot 10^{-3}$$

Forhåndstøyning i initialtilstand

$$c_p := 40 \text{ mm}$$

Avstand fra grunnlinje til senter av spenntau

Lav relaksjon (klasse 2)

[EC2] 3.3.2 (7)

Slakkarmering:

$$f_{yk} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

[EC2] 3.2.7(4)

Slakkarmering i flens:

Slakkarmering i påstøp:

$$c_{s1} := 20 \text{ mm}$$

$$c_{s2} := 45 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\phi 5 := 5 \text{ mm}$$

$$\phi 7 := 7 \text{ mm}$$

Diameter

$$A_{s1} := 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := 308 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal

Totalt slakkarmeringsareal:

$$A_s := A_{s1} + A_{s2} = 465 \text{ mm}^2$$

Total slakkarmering

### 2.3 Støpeasfalt

$$\gamma_{asfalt} := 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Romvekt

[Binab]

### 3. GENERELT

Forspente DT 2400/500/50 elementer med spennvidde på 15.9 meter og en vekt på 12350 kg.

Elementene ble oppført i 1986 med en styrkeklasse som tilsvarer dagens B50 og påført en påstøp med ukjent betongkvalitet som antas å tilsvare dagens B35.

Konstruksjonsdeler består av prefabrikkerte elementer med to ribber per flens

Beregninger blir gjort for et T-tverrsnitt som representerer halve DT-tverrsnittet.

### 4. GEOMETRI

#### 4.1 Dimensjoner og areal

Dimensjoner og arealer for DT3-03 og påstøp er beregnet under og illustrert i figur 2.

Dimensjoner for halve DT-element DT3-03:

$h := 500 \text{ mm}$	Høyde DT3-03
$h_1 := 50 \text{ mm}$	Høyde flens
$b_1 := 1195 \text{ mm}$	Bredde av halve flensen
$h_2 := 450 \text{ mm}$	Høyde ribbe
$b_{2o} := 235 \text{ mm}$	Bredde ribbe overside
$b_{2u} := 190 \text{ mm}$	Bredde ribbe underside
$R := 50 \text{ mm}$	Radius avrundet del mellom ribbe og flens
$L := 15.888 \text{ m}$	Lengde element
$l := 80 \text{ mm}$	Minste effektive oppleggsbredde

Dimensjoner for påstøp:

$t_p := 70 \text{ mm}$	Høyde påstøp
$b_p := 1195 \text{ mm}$	Bredde påstøp

Dimensjoner for asfalt:

Antar at støpeasfalt har en tykkelse på 50 mm.

$t_a := 50 \text{ mm}$	Tykkelse
------------------------	----------

Areal av DT-element DT3-03:

$A_1 := h_1 \cdot b_1 = 59750 \text{ mm}^2$	Areal av flens
---	----------------

$$A_2 := \frac{b_{2o} + b_{2u}}{2} \cdot h_2 = 95625 \text{ mm}^2$$

Areal av ribbe

$$A_3 := 2 \cdot \left( \frac{(2 \cdot R)^2 - \pi \cdot R^2}{4} \right) = 1073 \text{ mm}^2$$

Areal av avrundet del

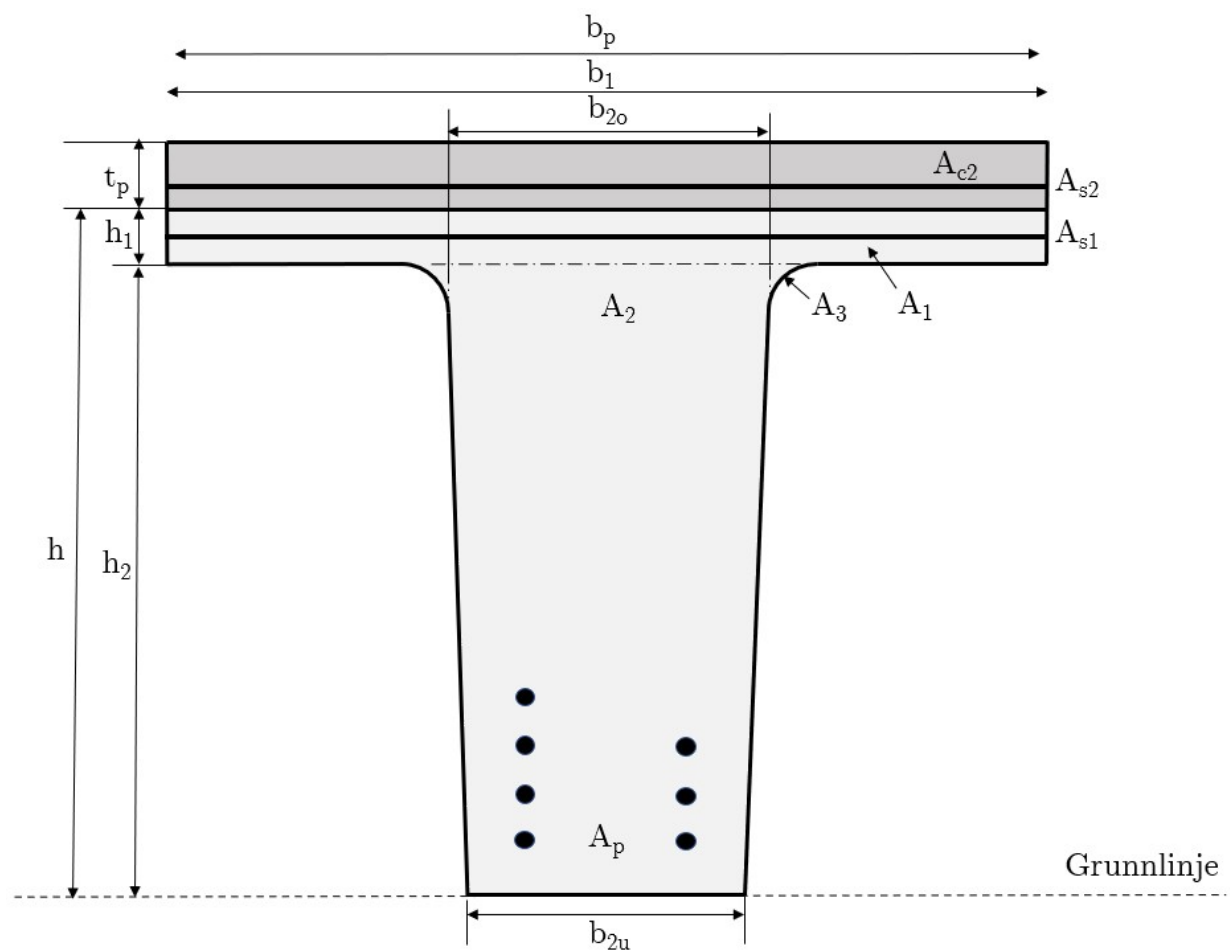
$$A_{c1} := A_1 + A_2 + A_3 = 156448 \text{ mm}^2$$

Areal betongtverrsnitt

Areal av påstøp over DT-element DT3-03:

$$A_{c2} := t_p \cdot b_p = 83650 \text{ mm}^2$$

Areal påstøptverrsnitt



Figur 2: DT3-03 geometri



## 4.2 Tyngdepunkter og avstander

Tyngdepunktsakser, avstander  $y$  fra grunnlinjen og avstander  $e$  fra DT3-03 sitt betongtyngdepunkt  $tpb1$  er beregnet under og illustrert i figur 3.

Avstander fra grunnlinje til tyngdepunktet av hver betong del:

$$y_1 := h_2 + \frac{h_1}{2} = 475 \text{ mm} \quad y_2 := h_2 - \frac{h_2}{3} \cdot \frac{(b_{2o} + 2 \cdot b_{2u})}{(b_{2o} + b_{2u})} = 233 \text{ mm} \quad y_3 := h_2 = 450 \text{ mm}$$

Beliggenhet av tyngdepunkter fra grunnlinje:

$$a := 43 \text{ mm}$$

Senteravstand spenntau

$$y_{tpb1} := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_{c1}} = 327 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt DT3-03

$$y_{tpb2} := h + \frac{t_p}{2} = 535 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt påstøp

$$y_{tps1} := h - c_{s1} - \phi 5 = 475 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt slakkarmering i DT3-03

$$y_{tps2} := h + t_p - c_{s2} = 525 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt slakkarmering i påstøp

$$y_{tpp} := \frac{2 \cdot 0 + 2 \cdot a + 2 \cdot 2 \cdot a + 1 \cdot 3 \cdot a}{7} + c_p = 95 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spenntau

Avstander fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til ulike tyngdepunktsaksene:

Avstand fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til påstøpens tyngdepunktsakse:

$$e_c := y_{tpb1} - y_{tpb2} = -208 \text{ mm}$$

Avstand fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til slakkarmering i flens sin tyngdepunktsakse:

$$e_{s1} := y_{tpb1} - y_{tps1} = -148 \text{ mm}$$

Avstand fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til slakkarmering i påstøp sin tyngdepunktsakse:

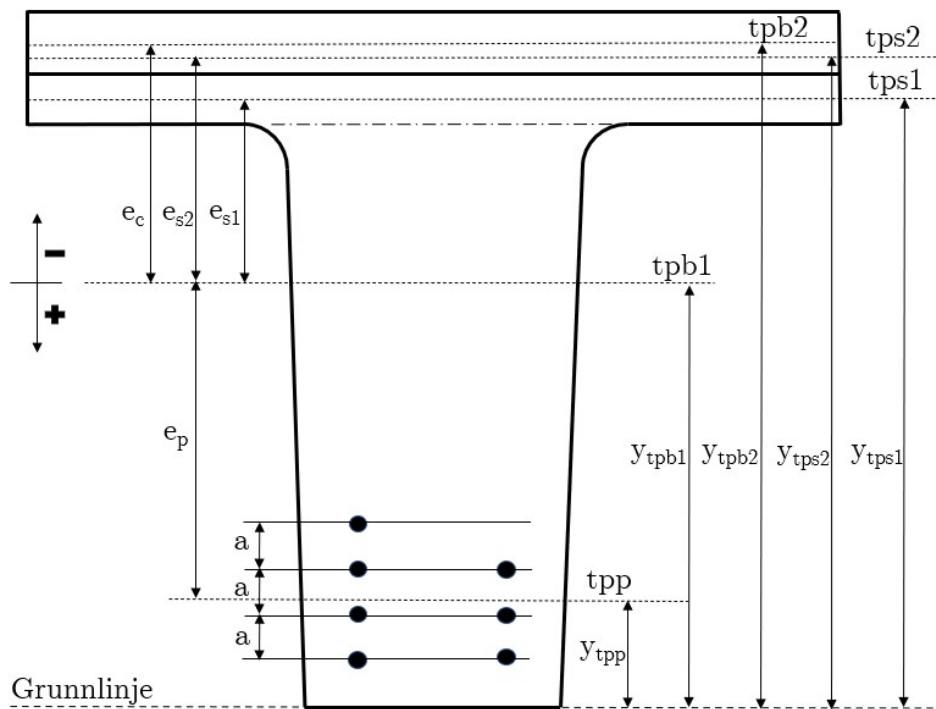
$$e_{s2} := y_{tpb1} - y_{tps2} = -198 \text{ mm}$$

Avstand fra DT3-03 sin tyngdepunktsakse til spenntauets tyngdepunktsakse:

$$e_p := y_{tpb1} - y_{tpp} = 232 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse av tverrsnittet:

$$d := h + t_p - y_{tpp} = 475 \text{ mm}$$



Figur 3: Tyngdepunkter og avstander

## 5. LASTER

Beregningene under tar for seg egenlast av DT3-03, påstøp og støpeasfalt eller taklast som permanente laster og nyttelast. Verste lasttilfelle i bruddgrensetilstand vurderes. Kontroll av elementet i bruksgrensetilstand gjøres med E-bjelke i separat vedlegg.

### 5.1 Egenlast

$$w := \frac{12350 \text{ kg}}{2} = 6175 \text{ kg}$$

Vekt av halve DT3-03

$$g_{DT} := \frac{w}{L} \cdot 10 \frac{\text{N}}{\text{kg}} = 3.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt DT3-03

### 5.2 Permanent last

Påstøp:

$$g_{p\text{ast}\text{øp}} := \gamma_{betong} \cdot t_p \cdot b_1 = 2.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt påstøp

Asfalt:

$$g_{asfalt} := \gamma_{asfalt} \cdot t_a \cdot b_1 = 1.67 \frac{kN}{m}$$

Egenvekt asfalt

Taklast:

I samråd med Spenncon antas en permanent taklast som dekker tekking, isolasjon og lette tekniske installasjoner.

$$g_{tak} := 1.6 \frac{kN}{m^2} \cdot b_1 = 1.91 \frac{kN}{m}$$

Antatt taklast

### 5.3 Nyttelast

Trafikklast som jevnt fordelt last:

Velger kategori F: trafikkarealer,  $kj\ddot{o}ret\ddot{o}yvekt \leq 30 \text{ kN}$

$$q_{trafikk} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot b_1 = 2.99 \frac{kN}{m}$$

[EC1-1] Tabell 6.8

Kontroll av flatelast fra [EC1-1] Tabell 6.8

$$Q_k := q_{trafikk} \cdot L = 47.47 \text{ kN}$$

Flatelast på halve DT-elementet

For et DT-element med lengde  $L = 15.89 \text{ m}$  og bredde  $b := b_1 \cdot 2 = 2.39 \text{ m}$  er det plass til maksimalt to parkerte biler og to kjørefelt. Vekten av tre biler på samme element antas å være det verst tenkelige tilfellet. Vekten av en hel bil er satt til:  $Kj\ddot{o}ret\ddot{o}yvekt \leq 30 \text{ kN}$ . Vekten av tre biler vil da maksimalt være  $3 \cdot 30 \text{ kN} = 90 \text{ kN}$  som er mindre enn flatelasten på hele DT-elementet,  $Q_k := 2 \cdot Q_k = 95 \text{ kN}$ .

Den jevnt fordelte flatelasten på  $2.5 \frac{kN}{m^2}$  er derfor tilstrekkelig verdi for jevnt fordelt trafikklast.

Snølast:

Beregninger er gjort etter [EC1-3]

$\mu_i := 0.8$	Snølastens formfaktor	Tabell 5.2
$C_e := 1.0$	Eksponeeringskoeffisienten	Tabell 5.1
$C_t := 1.0$	Termisk koeffisient	5.2 (8)
$s_k := 3.5 \frac{kN}{m^2}$	Karakteristisk snølast i Oslo 0-150 moh	NA.4.1

$$s := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.80 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{sn\emptyset} := s \cdot b_1 = 3.35 \frac{kN}{m}$$

#### 5.4 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner beregnes for tre lasttilfeller. Egenvekt og permanente laster virker i alle tilfellene mens nyttelasten varierer. I tilfelle 1 virker trafikklast, i tilfelle 2 virker snølast og taklast og i tilfelle 3 virker snølast og trafikklast. Dimensjonerende lastkombinasjon beregnes i bruddgrensetilstanden. I bruksgrensetilstanden velges karakteristisk lastsituasjon, dvs. for konstruksjoner der nedbøyning fører til skader, ettersom dette gir til størst dimensjonerende last. Dette gir en lastfaktor  $\psi := 1$  som vil bli brukt i deformasjonsberegninger.

Dimensjonerende lastkombinasjoner beregnes etter [EC0] for ugunstig situasjon.

$$\gamma_{g, sup} := 1.35 \quad \gamma_{Q, 1} := 1.5 \quad \gamma_{Q, i} := 1.5 \quad \xi := 0.89 \quad \text{Tabell NA.A1.2(B)}$$

Tilfelle 1: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt og trafikklast:

$$\psi_0 := 0.7 \quad \psi_1 := 0.7 \quad \psi_2 := 0.6 \quad \text{Tabell NA.A1.1}$$

Bruddgrensetilstand:

Ligning (6.10a):

$$q_{1a} := \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{past\emptyset p} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q, 1} \cdot \psi_0 \cdot q_{trafikk} = 13.35 \frac{kN}{m}$$

Ligning (6.10b):

$$q_{1b} := \xi \cdot \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{past\emptyset p} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q, 1} \cdot q_{trafikk} = 13.57 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ULS1} := \max(q_{1a}, q_{1b}) = 13.57 \frac{kN}{m}$$

Tilfelle 2: Egenvekt, påstøp, taklast og snølast:

Dimensjonerende lastkombinasjoner beregnes etter [EC0] for ugunstig situasjon. Velger kategori H1 tak: snølast

$$\psi_0 := 0.7 \quad \psi_1 := 0.5 \quad \psi_2 := 0.2 \quad \text{Tabell NA.A1.1}$$

Bruddgrensetilstand:

Ligning (6.10a):

$$q_{2a} := \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{tak}) + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_0 \cdot q_{snø} = 14.05 \frac{kN}{m}$$

Ligning (6.10b):

$$q_{2b} := \xi \cdot \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{tak}) + \gamma_{Q,1} \cdot q_{snø} = 14.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ULS2} := \max(q_{2a}, q_{2b}) = 14.4 \frac{kN}{m}$$

Tilfelle 3: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt, trafikklast og snølast:

Bruddgrensetilstand:

Ligning (6.10a):

$$q_{3a1} := \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_0 \cdot q_{snø} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_0 \cdot q_{trafikk} = 16.87 \frac{kN}{m}$$

$$q_{3a2} := \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_0 \cdot q_{trafikk} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_0 \cdot q_{snø} = 16.87 \frac{kN}{m}$$

Ligning (6.10b):

$$q_{3b1} := \xi \cdot \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q,1} \cdot q_{snø} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_0 \cdot q_{trafikk} = 17.25 \frac{kN}{m}$$

$$q_{3b2} := \xi \cdot \gamma_{g, sup} \cdot (g_{DT} + g_{pastøp} + g_{asfalt}) + \gamma_{Q,1} \cdot q_{trafikk} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_0 \cdot q_{snø} = 17.09 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ULS3} := \max(q_{3a1}, q_{3a2}, q_{3b1}, q_{3b2}) = 17.25 \frac{kN}{m}$$

## 5.5 Dimensjonerende krefter og moment i bruddgrensetilstand

Foe momentberegninger reduseres bjelkespennt med en minste effektiv opplagsbredde. For skjærkraftberegninger påvises ikke kapasitet for skjærkraft innenfor en avstand d fra kanten av opplagg etter [EC2] 6.2.1 (8).

Tilfelle 1: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt og trafikklast:

$$M_{Ed, ULS1} := \frac{q_{ULS1} \cdot (L - l)^2}{8} = 424 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$V_{Ed, ULS1} := \frac{q_{ULS1} \cdot (L - 2 d)}{2} = 101 \frac{kN}{m}$$

Tilfelle 2: Egenvekt, påstøp, taklast og snølast:

$$M_{Ed,ULS2} := \frac{q_{ULS2} \cdot (L-l)^2}{8} = 450 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{Ed,ULS2} := \frac{q_{ULS2} \cdot (L-2d)}{2} = 108 \text{ kN}$$

Tilfelle 3: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt, trafikklast og snølast:

$$M_{Ed,ULS3} := \frac{q_{ULS3} \cdot (L-l)^2}{8} = 539 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{Ed,ULS3} := \frac{q_{ULS3} \cdot (L-2d)}{2} = 129 \text{ kN}$$

## 6. SPENNINGBEREGNINGER VED URISSET BETONG - STADIUM I

### Beregning av spennbetong i bruksgrensetilstanden

[Sørensen] 6.2

Korttidsspenninger pga forspenning uten tap- Stadium I.

Transformering av tverrsnitt:

Indeks k = korttid

$$\eta_{c,k} := \frac{E_{c2}}{E_{c1}} = 0.919 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i påstøpsbetong og betong i DT3-03}$$

$$\eta_{s,k} := \frac{E_s}{E_{c1}} = 5.405 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i slakkarmering og betong i DT3-03}$$

$$\eta_{p,k} := \frac{E_p}{E_{c1}} = 5.270 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i spennarmering og betong i DT3-03}$$

Transformert tverrsnitt:

$$A_{tk} := A_{c1} + (\eta_{p,k} - 1) \cdot A_p + (\eta_{s,k} - 1) \cdot A_s + (\eta_{c,k}) \cdot A_{c2} = 238362 \text{ mm}^2$$

Avstand fra DT3-03 sin tyngdepunktakse til tverrsnittets tyngdepunktakse:

$$y_{tk} := \frac{(\eta_{p,k} - 1) \cdot A_p \cdot e_p + (\eta_{s,k} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2}) + \eta_{c,k} \cdot A_{c2} \cdot e_c}{A_{tk}} = -66 \text{ mm}$$

Det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$y_{tpk} := y_{tpb1} - y_{tk} = 393 \text{ mm}$$

Avstander fra DT3-03 sitt tyngdepunkt til tyngdepunktet av hver betong del:

$$y_{c1} := \left( h - \frac{h_1}{2} \right) - y_{tpb1} = 148 \text{ mm} \quad y_{c2} := y_{tpb1} - y_2 = 94 \text{ mm} \quad y_{c3} := h_2 - y_{tpb1} = 123 \text{ mm}$$

Arealreghetsmoment om DT3-03 sin tyngdepunktsakse  $y_{tpb}$ :

$$I_c := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1 \cdot y_{c1}^2 + \frac{h_2^3 \cdot (b_{2u}^2 + 4 \cdot b_{2u} \cdot b_{2o} + b_{2o}^2)}{36 \cdot (b_{2u} + b_{2o})} + A_2 \cdot y_{c2}^2 + 0.0075 \cdot R^4 + A_3 \cdot y_{c3}^2 = (3.791 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Arealreghetsmoment om det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse  $y_p$ :

$$I_{tk} := I_c + A_{c1} \cdot y_{tk}^2 + (\eta_{p.k} - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_{tk})^2 + (\eta_{s.k} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot (e_{s1} - y_{tk})^2 + A_{s2} \cdot (e_{s2} - y_{tk})^2) + \eta_{c.k} \cdot A_{c2} \cdot (e_c - y_{tk})^2$$

$$I_{tk} = (6.319 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Aksialkraft og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse  $y_p$ :

$$N := -P_0 = -840 \text{ kN} \quad M := N \cdot (e_p - y_{tk}) = -250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger og tøyninger i betongen:

$$\sigma_c := -\frac{P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t}$$

Ved å sette inn verdi for  $y$  kan betongspenninger i aktuelle tverrsnitt bestemmes

Strekk i overkant av påstøp:  $y := y_{tpk} - (h + t_p)$

$$\sigma_{co.kort} := -\frac{P_0}{A_{tk}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tk}) \cdot (y - y_{tk})}{I_{tk}} = 0.887 \text{ MPa}$$

Trykk i overkant av flens:  $y := y_{tpk} - h$

$$\sigma_{co.kort} := -\frac{P_0}{A_{tk}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tk}) \cdot (y - y_{tk})}{I_{tk}} = -1.880 \text{ MPa}$$

Trykk på nivå med spennarmering:  $y := y_{tpk} - y_{tpp}$

$$\sigma_{cp.kort} := -\frac{P_0}{A_{tk}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tk}) \cdot (y - y_{tk})}{I_{tk}} = -17.877 \text{ MPa}$$

Trykk i underkant:  $y := y_{tpk}$

$$\sigma_{cu.kort} := -\frac{P_0}{A_{tk}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tk}) \cdot (y - y_{tk})}{I_{tk}} = -21.643 \text{ MPa}$$

## 7. TAP AV SPENNKRAFT

### 7.1 Tap av tøyingsdifferanse - Initielle tap

#### Låsetap:

Låsetap er kompensert for i oppspenningen

$$P_{jekk} = P_0 + \text{låsetap}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 1067 \text{ kN}$$

Resulterende spennkraft etter låsing:

$$P_{p0} := P_0 = 840 \text{ kN}$$

$$\Delta L_{las} := 15 \text{ mm}$$

Antatt forlengelse av spenntau ved oppspenning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0$$

$$\Delta P := \frac{P_{p0} \cdot \Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p0}} = 129 \text{ kN}$$

$$P_{jekk} := P_{p0} + \Delta P = 969 \text{ kN}$$



### Kontroll av spennkraften:

$$P_{max} := P_{jekk}$$

$$P_{lasetap.kontroll} := \text{if}(P_{max} \leq 0.95 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$P_{kontroll} := \min(0.85 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1074 \text{ kN}$$

$$P_{p0.kontroll} := \text{if}(P_{p0} \leq P_{kontroll}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$P_{lasetap.kontroll} = \text{"OK"}$$

Begrensning for spennkraft ved oppspenning

$$P_{p0.kontroll} = \text{"OK"}$$

Begrensning for resulterende spennkraft

### Trykktap:

#### Spenningsendring pga korttidslast:

For førøppspente elementer vil kapping av spenntauet føre til tap av spennkraft

Tøyingsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \varepsilon_p := \left| \frac{\sigma_{cp.kort}}{E_{c1}} \right| = 0$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \sigma_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p = 94.216 \text{ MPa}$$

#### Spenn tap fra trykk:

$$\Delta \sigma_{p.tap} := \frac{|\Delta \sigma_p|}{\sigma_{p0}} \cdot 100 = 7.87 \%$$

$$\Delta P_{trykk} := \Delta \sigma_p \cdot A_p = 66 \text{ kN}$$

#### Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa} \quad (\text{evt } \sigma_{macu} < 0.7f_{ck} \text{ fasit øving})$$

$$\sigma_{cu.kontroll} := \text{if}(|\sigma_{cu.kort}| < |\sigma_{c.tillatt}|, \text{"Mindre enn tillatt"}, \text{"Mer enn tillatt"})$$

$$\sigma_{cu.kontroll} = \text{"Mindre enn tillatt"}$$

Faktiske trykkspenning er mindre enn maksimalt tillatte trykkspenning.

Kontroll av strekkspenning:

$$\sigma_{co.kontroll} := \text{if}(\sigma_{co.kort} > f_{ctm}, \text{"IKKE OK"}, \text{"OK"})$$

$$\sigma_{co.kontroll} = \text{"OK"}$$

Reduksjon av strekkraft i spennarmeringen pga tøyingsreduksjon  $\Delta\varepsilon_p$ :

$$\varepsilon_{pe.trykk} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_p = 5.65 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i spennarmering etter reduksjon}$$

$$S_{p.trykk} := \varepsilon_{pe.trykk} \cdot E_p \cdot A_p = 774 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i spennarmeringen}$$

Temperaturtap:

Antatte temperaturverdier:

$$T_0 := 15 \text{ }^\circ\text{C} \quad T_1 := 55 \text{ }^\circ\text{C} \quad k_t := 10^{-5}$$

$$L_1 := L \quad \text{Antas tilnærmet lik}$$

$$\Delta\sigma_t := \frac{(T_1 - T_0) \cdot k_t \cdot L_1}{L} \cdot E_p = 78 \text{ MPa} \quad \text{Spenningsstap}$$

$$\Delta P_t := \Delta\sigma_t \cdot A_p = 54.76 \text{ kN} \quad \text{Reduksjon av spennkraft}$$

$$\Delta\varepsilon_t := \frac{\Delta\sigma_t}{E_p} = 0 \quad \text{Tøyingsreduksjon}$$

Spenn tap fra temperatur:

$$\Delta\sigma_{t.tap} := \frac{|\Delta\sigma_t|}{\sigma_{p0}} \cdot 100 = 6.52 \text{ \%}$$

Samlet virkning av initielle tap:

$$P_{m0} := P_0 - \Delta P_t - \Delta P_{trykk} = 719 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter initielle tap}$$

$$\sigma_{m0} := \frac{P_{m0}}{A_p} = 1024 \text{ MPa} \quad \text{Spennning i spenntau etter initielle tap}$$

$$\varepsilon_{m0} := \frac{\sigma_{m0}}{E_p} = 5.253 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i spenntau etter initielle tap}$$

## 7.2 Tidsavhengige tap

Tap som skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennarmeringen.

### Kryp:

[EC2] Tillegg B

I krypberegninge må de ulike betongkvalitetene i DT3-03 og påstøpen hensyntas. Dette gjøres via E-modulene. Velger sementtype R som gir størst kryp deformasjon.

### DT3-03:

$$a_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.702 \quad a_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.904 \quad a_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.777$$

$$u := (50 + 460 + 450.6 \cdot 2 + 190 + 500) \text{ mm} = 2101.20 \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_{cI}}{u} = 148.91 \text{ mm}$$

$$\beta_h := \min \left( 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot a_3, 1500 \cdot a_3 \right) = 417.57$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_h + t - t_0} \right]^{0.3}$$

Faktor som beskriver kryputvikling

$$\beta_c(\infty, t_0) := 1$$

Når betongens alder, t går mot uendelig går  $\beta_c(t, t_0)$  mot 1

$$\beta_3 := \frac{1}{(0.1 + 3^{0.2})} = 0.74$$

Antar at spenntauene kappes tre dager etter betongen er støpt. Det betyr at spennkraften begynner å virke.

$$\beta_{28} := \frac{1}{(0.1 + 28^{0.2})} = 0.49$$

Antar at egenvekten på betongelementet begynner å virke etter herdeprosess ved utløfting av form. Egenvekt DT-element og egenvekt påstøp påføres dermed etter 28 dager.

$$\beta_{56} := \frac{1}{(0.1 + 56^{0.2})} = 0.43$$

Antar at støpeasfalt og nyttelast påføres etter ytterligere 28 dager. Videre antas det at 50% av nyttelasten er langtids last.

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.21$$

$$\phi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot a_1 \cdot a_2 = 2.09$$

$$\phi_3 := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_3 = 3.43$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{28} = 2.25$$

$$\phi_{56} := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{56} = 1.97$$

$$E_{cL3} := \frac{E_{c1}}{1 + \phi_3} = 8354 \text{ MPa}$$

$$E_{cL28} := \frac{E_{c1}}{1 + \phi_{28}} = 11371 \text{ MPa}$$

$$E_{cL56} := \frac{E_{c1}}{1 + \phi_{56}} = 12439 \text{ MPa}$$

Påstøp:

$$a_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm2}} \right)^{0.2} = 0.96$$

$$a_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm2}} \right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_h := 1500 \cdot a_3 = 1353.29$$

som gir:  $\beta_c := 1$

$$RH_2 := 100\%$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm2}}{\text{MPa}}}} = 2.56$$

$$\phi_{RH} := a_2 = 0.96$$

$$\phi_{28.2} := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{28} = 1.20$$

$$E_{cL28.2} := \frac{E_{c2}}{1 + \phi_{28.2}} = 15448 \text{ MPa}$$

Laster å ta hensyn til:

$$M_{DT} := \frac{g_{DT} \cdot L^2}{8} = 123 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Egenlast DT3-03

$$M_{pastøp} := \frac{g_{pastøp} \cdot L^2}{8} = 63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Permanent last påstøp

$$M_{asfalt} := \frac{g_{asfalt} \cdot L^2}{8} = 53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Permanent last asfalt

$$M_{trafikk} := \frac{q_{trafikk} \cdot L^2}{8} = 94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nyttelast trafikklast

$$M_p := -P_{m0} \cdot e_p = -167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spennkraft

Bruker gjennomsnittlig E-modul approksimasjon:

[Sørensen] 6.3.1

$$\frac{|M_p| + M_{DT} + M_{p\text{ast}\text{øp}} + M_{\text{asfalt}} + M_{\text{trafikk}}}{E_{\text{middel}}} = \frac{|M_p|}{E_{cL3}} + \frac{M_{DT}}{E_{cL28}} + \frac{M_{p\text{ast}\text{øp}}}{E_{cL28.2}} + \frac{M_{\text{asfalt}} + 0.5 \cdot M_{\text{trafikk}}}{E_{cL56}} + \frac{0.5 \cdot M_{\text{trafikk}}}{E_{cm}}$$

Løser for  $E_{\text{middel}}$ :

$$E_{\text{middel}} := \frac{|M_p| + M_{DT} + M_{p\text{ast}\text{øp}} + M_{\text{asfalt}} + M_{\text{trafikk}}}{\frac{|M_p|}{E_{cL3}} + \frac{M_{DT}}{E_{cL28}} + \frac{M_{p\text{ast}\text{øp}}}{E_{cL28.2}} + \frac{M_{\text{asfalt}} + 0.5 \cdot M_{\text{trafikk}}}{E_{cL56}} + \frac{0.5 \cdot M_{\text{trafikk}}}{E_{c1}}} = 11321 \text{ MPa}$$

Transformering av tverrsnitt:

Indeks L = langtid

$$\eta_{c,L} := \frac{E_{cL28.2}}{E_{cL28}} = 1.36 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i betong i påstøp og betong i DT3-03}$$

$$\eta_{s,L} := \frac{E_s}{E_{cL28}} = 17.59 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i slakkarmering og betong i DT3-03}$$

$$\eta_{p,L} := \frac{E_p}{E_{cL28}} = 17.15 \quad \text{Forhold mellom elastisitet i spennarmering og betong i DT3-03}$$

Transformert tverrsnitt:

$$A_{tL} := A_{c1} + (\eta_{p,L} - 1) \cdot A_p + (\eta_{s,L} - 1) \cdot A_s + (\eta_{c,L}) \cdot A_{c2} = 289142 \text{ mm}^2$$

Avstand fra betongens tyngdepunktakse til tverrsnittets tyngdepunktakse:

$$y_{tL} := \frac{(\eta_{p,L} - 1) \cdot A_p \cdot e_p + (\eta_{s,L} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2}) + \eta_{c,L} \cdot A_{c2} \cdot e_c}{A_{tL}} = -78 \text{ mm}$$

Det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse:

$$y_{tpL} := y_{tpb1} - y_{tL} = 404 \text{ mm}$$

Avstander fra betongens tyngdepunkt til tyngdepunktet av hver betong del:

$$y_{c1} := \left( h - \frac{h_1}{2} \right) - y_{tpb1} = 148 \text{ mm} \quad y_{c2} := y_{tpb1} - y_2 = 94 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om det armerte tverrsnittets tyngepunktsakse  $y_p$ :

$$I_{tL} := I_c + A_{c1} \cdot y_{tL}^2 + (\eta_{p,L} - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_{tL})^2 + (\eta_{s,L} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot (e_{s1} - y_{tL})^2 + A_{s2} \cdot (e_{s2} - y_{tL})^2) + \eta_{c,L} \cdot A_{c2} \cdot (e_c - y_{tL})^2$$

$$I_{tL} = 7840263594 \text{ mm}^4$$

Spenninger i betongen:

Strekk i overkant av påstøp:  $y := y_{tpb1} - (h + t_p)$

$$\sigma_{co.kryp} := -\frac{P_0}{A_{tL}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}} = 2.58 \text{ MPa}$$

Strekk i overkant av flens:  $y := y_{tpb1} - h$

$$\sigma_{co.DT.kryp} := -\frac{P_0}{A_{tL}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}} = 0.26 \text{ MPa}$$

Trykk på nivå med spennarmering:  $y := e_p$

$$\sigma_{cp.kryp} := -\frac{P_0}{A_{tL}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}} = -13.145 \text{ MPa}$$

Betongspenning i underkant:  $y := y_{tpb1}$

$$\sigma_{cu.kryp} := -\frac{P_0}{A_{tL}} - \frac{P_0 \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}} = -16.301 \text{ MPa}$$

Endring i forspenningstress:

$$\Delta\sigma_{cp.kryp} := \frac{\sigma_{cp.kryp}}{E_{middel}} \cdot E_p = -226.41 \text{ MPa}$$

Sammenligning med spenningsberegningen for Stadium I viser at spenningsendringene er små, noe som skyldes den lille forskyvningen av tverrsnittets tyngepunktsakse  $y_t$ . De små spenningsreduksjonene fører til større tøyingsreduksjoner. Det er her snakk om tøyingsreduksjonen i spenntauene på grunn av kryp. Ved å sammenligne endringene i spennarmeringsspenninger for korttid og langtid kan reduksjon av kraft i spennarmering grunnet kryp bestemmes.

$$\sigma_{cp.korttid} := \sigma_{cp.kort} = -17.88 \text{ MPa}$$

Fra spenningsberegninger i Stadium I

$$\sigma_{cp.langtid} := \sigma_{cp.kryp} = -13.14 \text{ MPa}$$

Fra spenningsberegninger for kryp

Tøyningsendring i spennarmeringen:

$$\text{Korttid: } \Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{cp.korttid}}{E_{c1}} = -4.83 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\varepsilon_{pL} := \frac{\sigma_{cp.langtid}}{E_{middel}} = -1.16 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp} := \Delta\varepsilon_{pL} - \Delta\varepsilon_{pk} = -6.78 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen:

$$\text{Korttid: } \Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -94.22 \text{ MPa}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = -226.41 \text{ MPa}$$

Spenningsreduksjon pga kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -132.19 \text{ MPa}$$

Reduksjon av spennarmeringskraft pga kryp i prosent:

$$\Delta_{kryp} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p0}} \cdot 100 = 11.05 \%$$

**Svinn:**

[EC2] Tillegg B.2

$$RH_0 := 100\%$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.76$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$a_{ds1} := 6.00 \quad \text{For sement klasse R}$$

$$a_{ds2} := 0.11 \quad \text{For sement klasse R}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot a_{ds1}) \cdot \exp\left(-a_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.989 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad \text{Når } t \text{ går mot } \infty \text{ blir } \beta_{ds}(t, t_s) := 1 \quad [\text{EC2}] \text{ 3.1.4 (6)}$$

Total svinntøyning har bidragene uttørkingssvinn og autogent svinn (selvuttørkingssvinn).

Uttørkingssvinn:

$$k_h := 0.925 \quad \text{Bruker samme } h_0 \text{ som utregnet for kryp} \quad [\text{EC2}] \text{ Tabell 3.3}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd} := 1 \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.765 \cdot 10^{-4}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-\sqrt{t}} \quad \text{Når } t \text{ går mot } \infty \text{ blir } \beta_{as} := 1$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 1.000 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 1 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3.765 \cdot 10^{-4}$$

Med fortegnskriterie etter [Sørensen] blir det totale svinntrykket:

$$\varepsilon_{cs} := -\varepsilon_{cs} = -3.765 \cdot 10^{-4}$$

Laster fra svinntøyning på tverrsnittet:

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 51.54 \text{ kN}$$

$$M_s := N_s \cdot (e_p - y_{tL}) = 15.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endring i betongspenning ved spennarmering:

$$\Delta\sigma_{cp,svinn} := \frac{N_s}{A_{tL}} + \frac{M_s}{I_{tL}} \cdot (e_p - y_{tL}) = 0.81 \text{ MPa}$$



Total variasjon i spennarmeringsspenningen blir dermed det totale svinnet ( $\epsilon_{cs}$ ) og tøyningen fra spennarmeringen som prøver å motvirke denne deformasjonen.

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \left( \epsilon_{cs} + \frac{\Delta\sigma_{cp.svinn}}{E_{middel}} \right) \cdot E_p = -59.53 \text{ MPa} \quad \text{Spenningsreduksjon fra svinn}$$

$$\Delta\epsilon_{p.svinn} := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{E_p} = -3.053 \cdot 10^{-4} \quad \text{Tøyningsreduksjon fra svinn}$$

Reduksjon av spennarmeringskraft pga svinn i prosent:

$$\Delta_{svinn} := \frac{|\Delta\sigma_{p.svinn}|}{\sigma_{p0}} \cdot 100 = 4.97 \text{ \%}$$

**Relaksasjon av spennstålet:**

[Sørensen] 6.3.3

For lav relaksjon - klasse 2:  $\rho_{1000} := 2.5 \%$

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1425 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$t := 325000$       37 år i timer

Endelig spenningstap:

$$\Delta\sigma_{p.relaksasjon} := 0.66 \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 64.02 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.relaksasjon} := 0.8 \cdot \Delta\sigma_{p.relaksasjon} = 51.22 \text{ MPa}$$

[EC2] 5.10.6 (1)

Endelig tøyningstap:

$$\Delta\epsilon_{p.relaksasjon} := \frac{\Delta\sigma_{p.relaksasjon}}{E_p} = 2.627 \cdot 10^{-4}$$

Reduksjon av spennarmeringskraft pga relaksasjon i prosent:

$$\Delta_{relaksasjon} := \frac{|\Delta\sigma_{p.relaksasjon}|}{\sigma_{p0}} \cdot 100 = 4.28 \text{ \%}$$

### Total reduksjon av spennarmeringskraft pga kryp, svinn og relaksasjon:

$$\Delta_{tap,I} := \Delta_{kryp} + \Delta_{svinn} + \Delta_{relaksasjon} = 20.30 \%$$

### Total reduksjon av spennarmeringskraft:

$$P_{p,\infty} := P_{m0} \cdot \left( 1 - \frac{\Delta_{tap,I}}{100} \right) = 573 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,\infty} := \frac{P_{p,\infty}}{A_p} = 816 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p,\infty} := \frac{\sigma_{p,\infty}}{E_p} = 4.19 \cdot 10^{-3}$$

## 8. ALKALIREAKSJONER

SVV Rapport 855 [SVV] brukes for å vurdere konstruktive konsekvenser av alkalireaksjoner. Beregningsmetoden beskrives i kapittel 3.4.

Utvidelse av betongen fra alkalireaksjoner fører til en initiell tøyningstilstand. Slakkarmeringen i påstøp og flens, spennarmering i steg og selve påstøpen vil holde igjen betongutvidelsen. Alkalireaksjoner fører således til aksialkrefter i tverrsnittet N og momenter M. Tøyninger i betongen som skyldes alkalireaksjoner velges som 0,5 promille på høyde med spennarmeringen og 1 promille på høyde med slakkarmering i flens. Med disse to verdiene kan tøyningstilstanden for hele betongtverrsnittet beskrives gjennom en lineær tøyningfordeling.

#### Tøyninger i tverrsnittet:

$\varepsilon_{Ap} := 0.00050$	Tøyning på høyde med spennarmering
$\varepsilon_{As1} := 0.00100$	Tøyning på høyde med slakkarmering i flens
$\varepsilon_{As2} := 0.00107$	Tøyning på høyde med slakkarmering i påstøp
$\varepsilon_{Ac2} := 0.00108$	Tøyning på høyde med påstøp

#### Aksialkrefter i tverrsnittet:

$N_{Ap} := \varepsilon_{Ap} \cdot E_p \cdot A_p = 68.45 \text{ kN}$	Spennarmering
$N_{As1} := \varepsilon_{As1} \cdot E_s \cdot A_{s1} = 31.40 \text{ kN}$	Slakkarmering i flens
$N_{As2} := \varepsilon_{As2} \cdot E_s \cdot A_{s2} = 65.91 \text{ kN}$	Slakkarmering i påstøp
$N_{Ac2} := \varepsilon_{Ac2} \cdot E_{cL28.2} \cdot A_{c2} = 1395.61 \text{ kN}$	Påstøp

Momenter i tverrsnittet:

$$M_{Ap} := N_{Ap} \cdot (e_p - y_{tL}) = 21.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spennarmering

$$M_{As1} := N_{As1} \cdot (e_{s1} - y_{tL}) = -2.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Slakkarmering i flens

$$M_{As2} := N_{As2} \cdot (e_{s2} - y_{tL}) = -7.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Slakkarmering i påstøp

$$M_{Ac2} := N_{Ac2} \cdot (e_c - y_{tL}) = -182.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Påstøp

Initialtilstand:

$$\kappa_{ini} := -\frac{\varepsilon_{As1} - \varepsilon_{Ap}}{y_{tps1} - y_{tpp}} = -1.317 \cdot 10^{-6} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

Tøyning i betongtyngdepunktet

$$\varepsilon_{ini} := \varepsilon_{Ap} + \kappa_{ini} \cdot (y_{tpp} - y_{tpl}) = 9.071 \cdot 10^{-4}$$

Krumning

Motvirkende effekt fra armering og påstøp:

$$N_{arm} := -(N_{Ap} + N_{As1} + N_{As2} + N_{Ac2}) = -1561.37 \text{ kN}$$

$$M_{arm} := -(M_{Ap} + M_{As1} + M_{As2} + M_{Ac2}) = 171.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{arm} := \frac{N_{arm}}{E_{cL28} \cdot A_{tL}} = -4.749 \cdot 10^{-4}$$

$$\kappa_{arm} := \frac{M_{arm}}{E_{cL28} \cdot I_{tL}} = (1.921 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

Endelig tøyningstilstand over betongtverrsnittet:

$$\varepsilon_{ASR} := \varepsilon_{ini} + \varepsilon_{arm} = 4.322 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i betongtyngdepunktet

$$\kappa_{ASR} := \kappa_{ini} + \kappa_{arm} = (6.038 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

Krumning

## 9. LANGTIDS SPENNINGSTILSTAND

Superposisjonsprinsippet brukes for å beregne samlet virkning av langtidsspenninger fra ytre laster, spennarmeringen og alkalireaksjoner.

### 9.1 Langtidsspenninger fra ytre laster:

Trykk i overkant av påstøp:

$$W_o := \frac{I_{tL}}{y_{tpL} - (h + t_p)} = -4.735 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{co.laster1} := \frac{M_{Ed.ULS1}}{W_o} = -8.95 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{co.laster2} := \frac{M_{Ed.ULS2}}{W_o} = -9.5 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{co.laster3} := \frac{M_{Ed.ULS3}}{W_o} = -11.38 \text{ MPa}$$

Trykk i overkant av flens:

$$W_{o.DT} := \frac{I_{tL}}{y_{tpL} - h} = -8.204 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{co.DT.laster1} := \frac{M_{Ed.ULS1}}{W_{o.DT}} = -5.17 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{co.DT.laster2} := \frac{M_{Ed.ULS2}}{W_{o.DT}} = -5.48 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{co.DT.laster3} := \frac{M_{Ed.ULS3}}{W_{o.DT}} = -6.57 \text{ MPa}$$

Strekk på nivå med spennarmering:

$$W_p := \frac{I_{tL}}{y_{tpL} - y_{tpp}} = (2.536 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{cp.laster1} := \frac{M_{Ed.ULS1}}{W_p} = 16.72 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{cp.laster2} := \frac{M_{Ed.ULS2}}{W_p} = 17.73 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{cp.laster3} := \frac{M_{Ed.ULS3}}{W_p} = 21.24 \text{ MPa}$$

Strekk i underkant:

$$W_u := \frac{I_{tL}}{y_{tpL}} = (1.939 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{cu.laster1} := \frac{M_{Ed,ULS1}}{W_u} = 21.87 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{cu.laster2} := \frac{M_{Ed,ULS2}}{W_u} = 23.20 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{cu.laster3} := \frac{M_{Ed,ULS3}}{W_u} = 27.79 \text{ MPa}$$

## 9.2 Langtidsspenninger fra spennarmering:

Trykk i overkant av påstøp:  $y := y_{tpL} - (h + t_p)$

$$\sigma_{co.lang} := -\frac{P_{p,\infty}}{A_{tL}} - \frac{P_{p,\infty} \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}}$$

$$\sigma_{co.lang} = 0.007 \text{ MPa}$$

Trykk i overkant av flens:  $y := y_{tpL} - h$

$$\sigma_{co.DT.lang} := -\frac{P_{p,\infty}}{A_{tL}} - \frac{P_{p,\infty} \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}}$$

$$\sigma_{co.DT.lang} = -1.575 \text{ MPa}$$

Trykk på nivå med spennarmering:  $y := y_{tpL} - y_{tpp}$

$$\sigma_{cp.lang} := -\frac{P_{p,\infty}}{A_{tL}} - \frac{P_{p,\infty} \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}}$$

$$\sigma_{cp.lang} = -10.721 \text{ MPa}$$

Trykk i underkant:  $y := y_{tpL}$

$$\sigma_{cu.lang} := -\frac{P_{p,\infty}}{A_{tL}} - \frac{P_{p,\infty} \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot (y - y_{tL})}{I_{tL}}$$

$$\sigma_{cu.lang} = -12.874 \text{ MPa}$$

## 9.2 Kontroll av endelige spenninger

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{c1} := \sigma_{co.laster1} + \sigma_{co.lang}$$

$$\sigma_{c1} = -8.95 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{c2} := \sigma_{co.laster2} + \sigma_{co.lang}$$

$$\sigma_{c2} = -9.49 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{c3} := \sigma_{co.laster3} + \sigma_{co.lang}$$

$$\sigma_{c3} = -11.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa}$$

Tillatt trykkspenning

[EC2] 5.10.2.2 (5)

$$\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3} < \sigma_{c.tillatt}$$

Trykkspenninger for alle lasttilfellene er mindre enn maksimalt tillatte trykkspenning.

### Kontroll av strekkspenning:

Lasttilfelle 1:

$$\sigma_{c1} := \sigma_{cu.laster1} + \sigma_{cu.lang}$$

$$\sigma_{c1} = 9.00 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 2:

$$\sigma_{c2} := \sigma_{cu.laster2} + \sigma_{cu.lang}$$

$$\sigma_{c2} = 10.33 \text{ MPa}$$

Lasttilfelle 3:

$$\sigma_{c3} := \sigma_{cu.laster3} + \sigma_{cu.lang}$$

$$\sigma_{c3} = 14.92 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

Tillatt strekkspenning

$$\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3} > f_{ctm}$$

--> Stadium II

Strekkspenningen er større enn strekkfastheten som tilsier at betongtverrsnittet må regnes på som opprisset - Stadium II.

Ifølge beregningene over har betongen utviklet strekkriis i underkant. Visuell kontroll av elementene avdekker ingen slike riss. Lasttilfelle 1 uten nyttelast kontrolles under.

### Lasttilfelle 4: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt

$$\sigma_{c4} := 3.85 \text{ MPa} < f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

Strekkspenningen for lasttilfelle 4 er mindre enn betongen strekkfasthet

## 10. KAPASITET

$$N_{Ed} := 840 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra spenntau

### 10.1 Skjærkapasitet

Dimensjonering for skjærkraft og moment gjøres etter  
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

[BEB]

### Beregning av skjærkraft:

DT-elementene har skjærarmeringsbøyler  $\phi 8c50$

[EC2] 6.2.3 (3)

$$z := 0.9 \quad d = 427 \text{ mm}$$

$$\phi_8 := 8 \text{ mm} \quad A_{sw} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_8}{2}\right)^2 = 50 \text{ mm}^2 \quad s := 50 \text{ mm}$$

$$1 < \cot\theta < 2.5$$

Her velges  $\cot\theta := 1$

[EC2] 6.2.3 (2)

$$\cot\theta := 1$$

$$\tan\theta := 1$$

$$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = 149 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet

Maksimalt tillatt skjærkraft:

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_{c1}} = 5.37 \text{ MPa} \quad \text{Midlere trykkspenning}$$

$$0 < \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \quad \text{gir} \quad a_{cw} := \left( 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) = 1.19$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{gir} \quad v_1 := 0.6$$

$$V_{Rd,max} := a_{cw} \cdot b_{2u} \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 821 \text{ kN} \quad \text{Skjærtrykkapasitet}$$

Kontroll av skjærtrykk:

$$V_{Rd,max,kontroll} := \text{if}(V_{Rd,s} < V_{Rd,max}, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"})$$

$$V_{Rd,max,kontroll} = \text{"OK"}$$

## 10.2 Momentkapasitet:

Tyngdepunktet til tverrsnittet ligger i steget. Dermed regnes momentkapasiteten ut etter [Sørensen] 4.2.4

$$M_{Rd} := f_{pd} \cdot A_p \cdot \left( d - \frac{h_1 + t_p}{2} \right) = 430 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av betongtrykkspenning i flens for DT3-03:

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{(h_1 + t_p) \cdot b_1 \cdot \left( d - \frac{(h_1 + t_p)}{2} \right)} = 7.24 \text{ MPa} < f_{cd} = 28.33 \text{ MPa}$$

Kontroll av betongtrykkspenning for påstøp:

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{(h_1 + t_p) \cdot b_1 \cdot \left( d - \frac{(h_1 + t_p)}{2} \right)} = 7.24 \text{ MPa} < f_{cd2} = 19.83 \text{ MPa}$$

### 10.3 Kapasitet utnyttelser

Utnyttelse av momentkapasitet:

$$\mu_{M1} := \frac{M_{Ed,ULS1}}{M_{Rd}} = 0.99$$

$$\mu_{M2} := \frac{M_{Ed,ULS2}}{M_{Rd}} = 1.05$$

$$\mu_{M3} := \frac{M_{Ed,ULS3}}{M_{Rd}} = 1.25$$

Utnyttelse av skjærkapasitet:

$$\mu_{V1} := \frac{V_{Ed,ULS1}}{V_{Rd,s}} = 0.68$$

$$\mu_{V2} := \frac{V_{Ed,ULS2}}{V_{Rd,s}} = 0.72$$

$$\mu_{V3} := \frac{V_{Ed,ULS3}}{V_{Rd,s}} = 0.86$$

## 11. DEFORMASJON

Vertikal nedbøyning i midten av spennet beregnes som summen av nedbøyninger for hver last. Positiv retning nedover.

Nedbøyninger:

$$\delta_{spenntau} := \frac{P_{p,\infty} \cdot (e_p - y_{tL}) \cdot L^2}{8 \cdot E_{middel} \cdot I_{tL}} = -62.98 \text{ mm}$$

$$\delta_{DT} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{DT} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 36.33 \text{ mm}$$

$$\delta_{p\ddot{a}st\ddot{o}p} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{p\ddot{a}st\ddot{o}p} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 18.77 \text{ mm}$$

$$\delta_{asfalt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{asfalt} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 15.64 \text{ mm}$$

$$\delta_{tak} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{tak} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 17.87 \text{ mm}$$

$$\delta_{trafikk} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{trafikk} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 27.93 \text{ mm}$$

$$\delta_{sn\ddot{o}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sn\ddot{o}} \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_{tL}} = 31.28 \text{ mm}$$

Påkjønning:

Spennarmering

Egenvekt DT3-03

Egenvekt påstøp

Egenvekt asfalt

Permanent taklast

Trafikklast

Snølast



Tilfelle 1: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt og trafikklast:

$$\delta_1 := \delta_{DT} + \delta_{pastøp} + \delta_{asfalt} + \delta_{trafikk} + \delta_{spenntau} = 35.68 \text{ mm}$$

Tilfelle 2: Egenvekt, påstøp, taklast og snølast:

$$\delta_2 := \delta_{DT} + \delta_{pastøp} + \delta_{tak} + \delta_{snø} + \delta_{spenntau} = 41.26 \text{ mm}$$

Tilfelle 3: Egenvekt, påstøp, støpeasfalt, trafikklast og snølast:

$$\delta_3 := \delta_{DT} + \delta_{pastøp} + \delta_{asfalt} + \delta_{trafikk} + \delta_{snø} + \delta_{spenntau} = 66.95 \text{ mm}$$

Maksimalt anbefalt deformasjon:

$$\delta := \min\left(\frac{L}{300}, 40 \text{ mm}\right) = 40 \text{ mm}$$

For ribbeplater i industribygg etter lang tid med full nyttelast ( $\delta_4$ )

[BEB] Tabell C 1.6

Nedbøyningskontroll av lasttilfellene:

$$\begin{array}{ll} \delta_1 < \delta & \text{OK} \\ \delta_2 < \delta & \text{OK} \\ \delta_3 < \delta & \text{IKKE OK} \end{array}$$

Nedbøying for lasttilfelle 1 og 2 er OK. Nedbøying for lasttilfelle 3 overskrider maksimalt anbefalt deformasjon og er IKKE OK

TILLEGG H \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_E-BJELKE - BEREGNINGER FOR LASTTILFELLE 1

## E-bjelke beregninger for DT3-03

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 1
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Data er lagret på fil: C:\Users\larsm\OneDrive\Dokumenter\UIS\Trondheim\Master - Gjenbruk av DT-elementer\Beregninger\DT3-03 revidert.ebj

### INNHold

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 1.7 Samvirkepåstøp
- 5.1 Utløftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
- 5.4 Skjærarmering
- 5.5 Skjærarmering gjennom støpeskjøt
- 5.6 Spaltestrekkbøyler og forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter

### 1.0 Materialdata

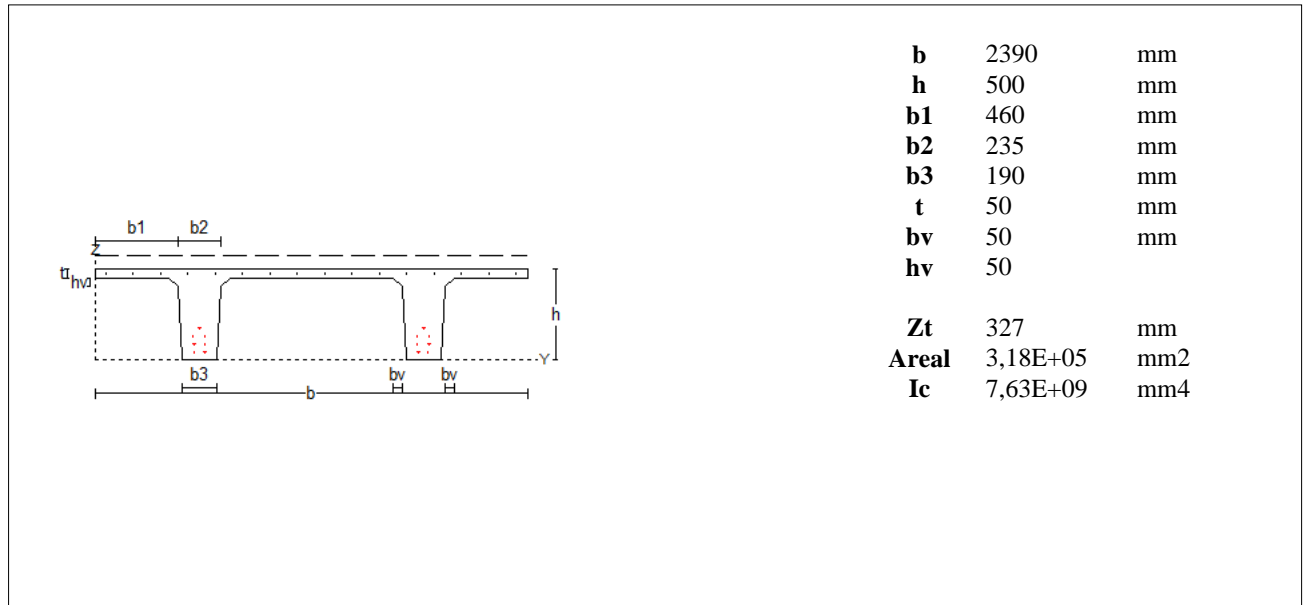
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	<b>Data vedr. spennarmert element</b>		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm <sup>2</sup> (f <sub>pk</sub> )		1900
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm <sup>2</sup> (f <sub>p0.1k</sub> )		1700
Betongkvalitet	B50(C50/60)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f <sub>ckj</sub> )		32
Armering flytegrense	400	Sylindertrykkfasthet ved transport(f <sub>ckj</sub> )		50
Bøyler flytegrense	400	Betongens alder ved avspenning (d <sub>øgn</sub> )		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	40	Eksponeeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	80	Korrosjonsømfintlig armering		
Betongens alder ved pålastning (d <sub>øgn</sub> )	28	Dimensjonerende levetid		50
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN1992-1-1 3.1.4(5))	149			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	37300	<b>Min. overdekning (mm)</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Dimensjonerende trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	28,3	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4	Toleranse	10	10
Dimensjonerende strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,62	Nominell overdekning	35	35
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	1,09	Svinntøyning, 0_28		-0,00021
Kryptall, FI 28_9000	1,18	Svinntøyning, 0_9000		-0,00038

NA.6.2.2(1) Minst 1 av følgende krav til tilslag i betongen er IKKE oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D<sub>>=16</sub> mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 2
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

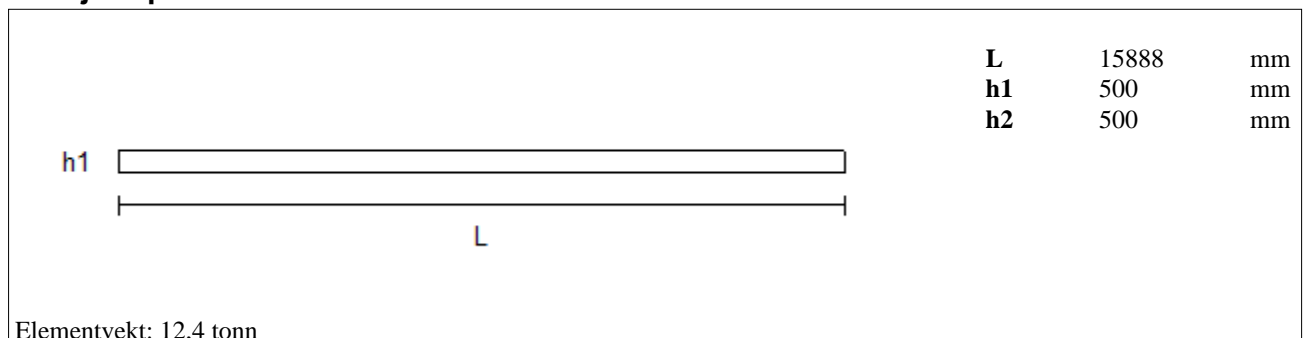
### 1.1 Tverrsnitt (med samvirkepåstøp vist stiplet)



### 1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	25	16d 5	
uk	1	40		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	2	83		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	3	126		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	4	169		2d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>

### 1.3 Bjelkeprofil



#### Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	2040	2040
Lagring	500	500
Transport	500	500
Ferdig montert	40	40

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 3
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

## 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	1,00	0,70	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori F :trafikk- parkeringsareal små kjøretøy (vekt <= 30 kN)			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2450 kg/m <sup>3</sup>			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,15			

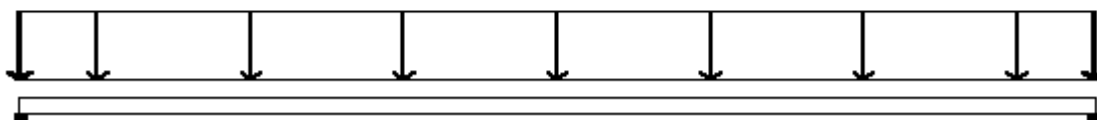
## 1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	0,0	kN	(0 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

## 1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	7,79	7,79	7,79
Permanent last	7,38	7,38	7,38
Variabel last	5,98	5,98	5,98



## Forblindinger (i nederste armeringslag)

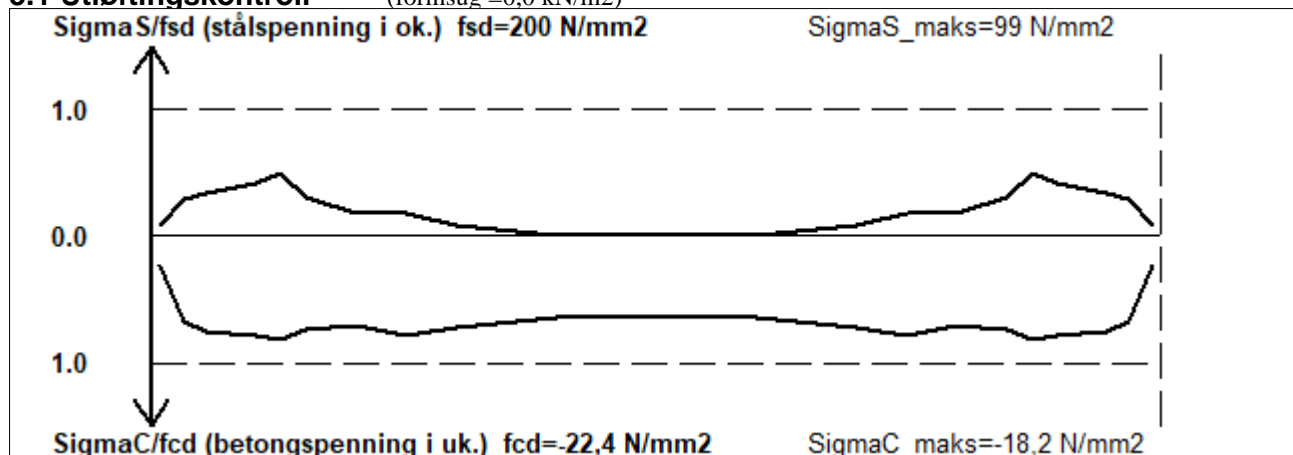
Kant	Venstre bjelkeende		Høyre bjelkeende	
	Antall	Forblindingslengde	Antall	Forblindingslengde
uk	1	2834 mm	1	2834 mm
uk	2	3234 mm	2	3234 mm

## 1.7 Samvirkepåstøp ( med statisk last )

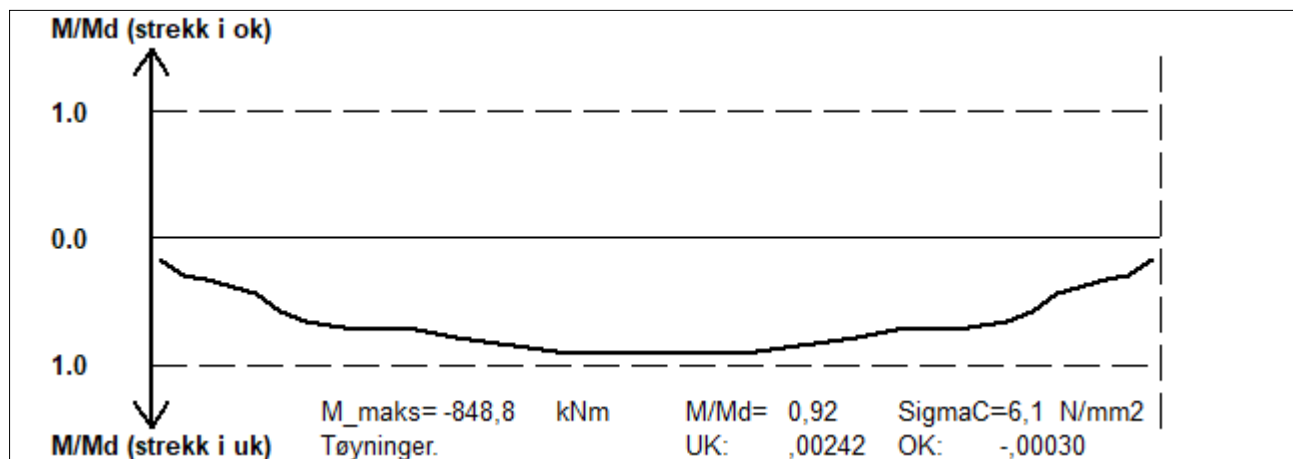
Bredde av påstøp	2390 mm	Betongkvalitet	B35(C35/45)
Tykkelse av påstøp, tp	70 mm	Antall armeringsjern	16
Fra ok bjelke til uk påstøp	0 mm	Stang diameter	7 mm
		Armeringsoverdekning	45 mm
		Fugetype:	Ru
Påført egenvekt: Lastandel etter samvirke	0,0	Effektiv fugebredde	2390 mm

Tittel <b>Ombruk av DT-elementer</b>			Side 4
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

### 5.1 Utløftingskontroll (formsug = 0,0 kN/m<sup>2</sup>)



### 5.2 Momentkontroll



### 5.3 Risskontroll

Maks rissvidde=,013 mm      Tillatt rissvidde=,260 mm

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 5
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

#### 5.4.1 Skjærkraftkontroll (totalt for begge bjelkesteget)

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)	Minimums-armering (mm <sup>2</sup> /m)	Maks bøyleavstand (mm)
500	-202,3	-199,4	1321,8	291,8	0	751	219
866	-192,3	-192,3	1351,3	315,9	0	751	219
1653	-171,0	-171,0	1319,7	325,6	0	751	219
2040	-160,4	-160,4	1319,7	325,6	0	751	219
2439	-149,6	-149,6	1319,7	190,9	0	751	219
3226	-128,2	-128,2	1343,7	201,0	0	751	222
4012	-106,9	-106,9	1370,3	223,7	0	751	228
4798	-85,5	-85,5	1370,3	223,7	0	751	228
6371	-42,7	-42,7	1370,3	223,7	0	751	228
7944	0,0	0,0	1370,3	223,7	0	751	228
9517	42,7	42,7	1370,3	223,7	0	751	228
11090	85,5	85,5	1370,3	223,7	0	751	228
11876	106,9	106,9	1370,3	223,7	0	751	228
12662	128,2	128,2	1343,7	201,0	0	751	222
13449	149,6	149,6	1319,7	190,9	0	751	219
13848	160,4	160,4	1319,7	325,6	0	751	219
14235	171,0	171,0	1319,7	325,6	0	751	219
15022	192,3	192,3	1351,3	315,9	0	751	219
15388	202,3	199,4	1321,8	291,8	0	751	219

Skjærarmeringen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader

Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 45 grader

#### 5.5.1 Skjærarmering gjennom støpeskjøt (Fordeling: Se NS-EN 1992 Figur 6.10)

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert Vrd,max (N/mm <sup>2</sup> )	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)	Minimums-armering (mm <sup>2</sup> /m)	Maks bøyleavstand (mm)
128	-212,4	0,17	0	751	480
500	-202,3	0,16	0	751	480
866	-192,3	0,15	0	751	480
1653	-171,0	0,13	0	751	480
2040	-160,4	0,13	0	751	480
2439	-149,6	0,12	0	751	480
3226	-128,2	0,10	0	751	480
4012	-106,9	0,08	0	751	480
4798	-85,5	0,07	0	751	480
6371	-42,7	0,03	0	751	480
7944	0,0	0,00	0	751	480
9517	42,7	0,03	0	751	480
11090	85,5	0,07	0	751	480
11876	106,9	0,08	0	751	480
12662	128,2	0,10	0	751	480
13449	149,6	0,12	0	751	480
13848	160,4	0,13	0	751	480
14235	171,0	0,13	0	751	480
15022	192,3	0,15	0	751	480
15388	202,3	0,16	0	751	480
15760	212,4	0,17	0	751	480

Minimumsarmering: basert på NS-EN 1992(NA.9.5N). Maks bøyleavstand: basert på tidligere praksis (NS 3473 12.7.2)

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 6
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 1	Sign	Dato 26-05-2023

## 5.6 Spaltestrekkbøyer og forankringsarmering i uk (totalt for begge bjelkesteg)

Spaltestrekkbøyer i v. ende	1876	mm2/m:	Totalt	835	mm2	Fordeles over	445 mm
Tillegg ved bjelkens ende	1071	mm2/m:	Totalt	107	mm2	Fordeles over	100 mm
Spaltestrekkbøyer i h. ende	1876	mm2/m:	Totalt	835	mm2	Fordeles over	445 mm
Tillegg ved bjelkens ende	1071	mm2/m:	Totalt	107	mm2	Fordeles over	100 mm
Forankringsbøyer i v. ende, underkant	0	mm2:					
Forankringsbøyer i h. ende, underkant	0	mm2:					

## 6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-20	
G1: ved montasje		-33	
G1+G2: ved montasje		-13	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-6	
G1+G2 etter lang tid		-14	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		-2	
G1+G2+P_total etter lang tid		3	

## 7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	120,5	47,5	168,0	144,6	71,3	215,9
h. opplegg	120,5	47,5	168,0	144,6	71,3	215,9



TILLEGG |

E-BJELKE - BEREGNINGER FOR LASTTILFELLE 2

## E-bjelke beregninger for DT3-03

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 1
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

### INNHOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 1.7 Samvirkepåstøp
- 5.1 Utløftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
- 5.4 Skjærarmering
- 5.5 Skjærarmering gjennom støpeskjøt
- 5.6 Spaltestrekkbøyler og forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter

### 1.0 Materialdata

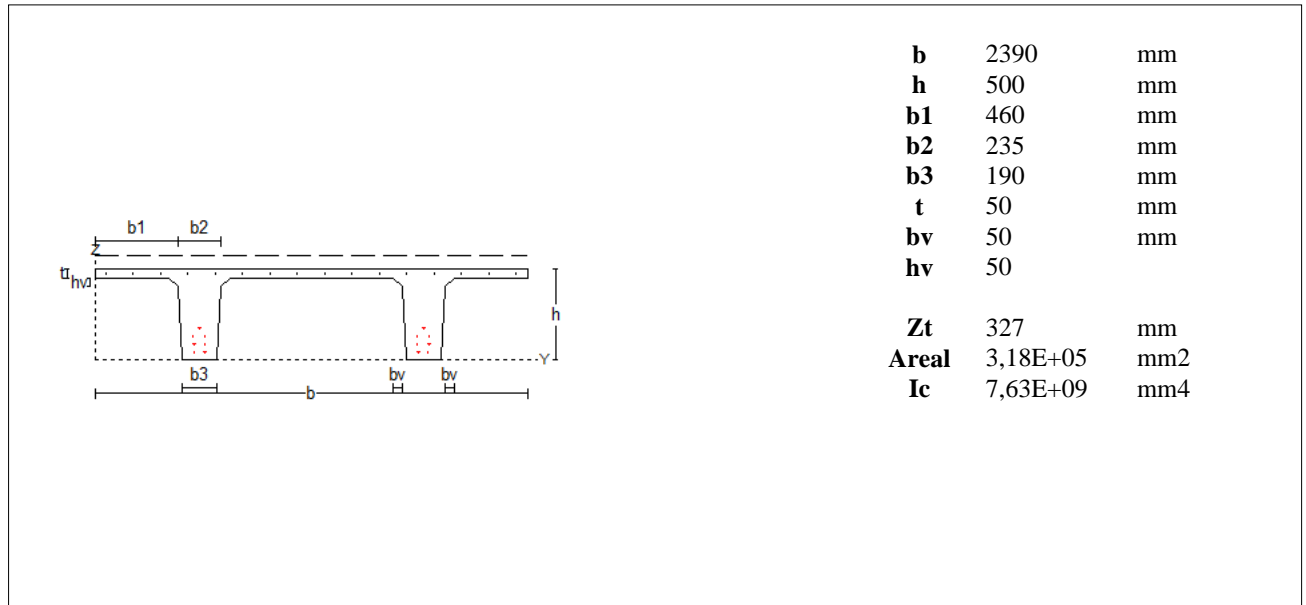
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	<b>Data vedr. spennarmert element</b>		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm <sup>2</sup> (f <sub>pk</sub> )		1900
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm <sup>2</sup> (f <sub>p0.1k</sub> )		1700
Betongkvalitet	B50(C50/60)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	2400	Spennarmering, Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f <sub>ckj</sub> )		32
Armering flytegrense	400	Sylindertrykkfasthet ved transport(f <sub>ckj</sub> )		50
Bøyler flytegrense	400	Betongens alder ved avspenning (døgn)		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	40			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	80	Eksponeeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN1992-1-1 3.1.4(5))	149	Dimensjonerende levetid		50
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	37300	<b>Min. overdekning (mm)</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Dimensjonerende trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	28,3	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4	Toleranse	10	10
Dimensjonerende strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,62	Nominell overdekning	35	35
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	1,09	Svinntøyning, 0_28		-0,00021
Kryptall, FI 28_9000	1,18	Svinntøyning, 0_9000		-0,00038

NA.6.2.2(1) Minst 1 av følgende krav til tilslag i betongen er IKKE oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D<sub>>=16</sub> mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 2
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

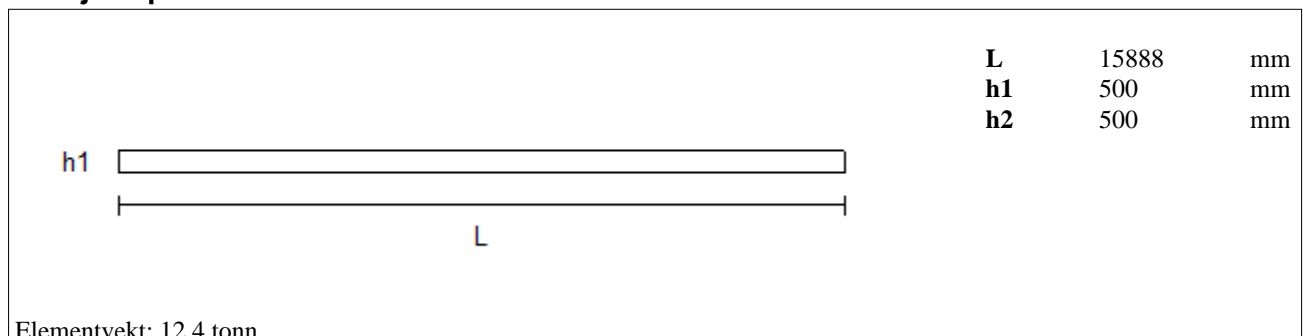
### 1.1 Tverrsnitt (med samvirkepåstøp vist stiplet)



### 1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	25	16d 5	
uk	1	40		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	2	83		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	3	126		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	4	169		2d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>

### 1.3 Bjelkeprofil



#### Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	2040	2040
Lagring	500	500
Transport	500	500
Ferdig montert	40	40

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 3
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

## 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	1,00	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori H1 : TAK - Snølast			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2450 kg/m <sup>3</sup>			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,15			

## 1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	0,0	kN	(0 N/mm <sup>2</sup> ) d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> ) d=11,30 mm
Avspenning: MYK			

## 1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	7,79	7,79	7,79
Permanent last	7,85	7,85	7,85
Variabel last	6,70	6,70	6,70



## Forblindinger (i nederste armeringslag)

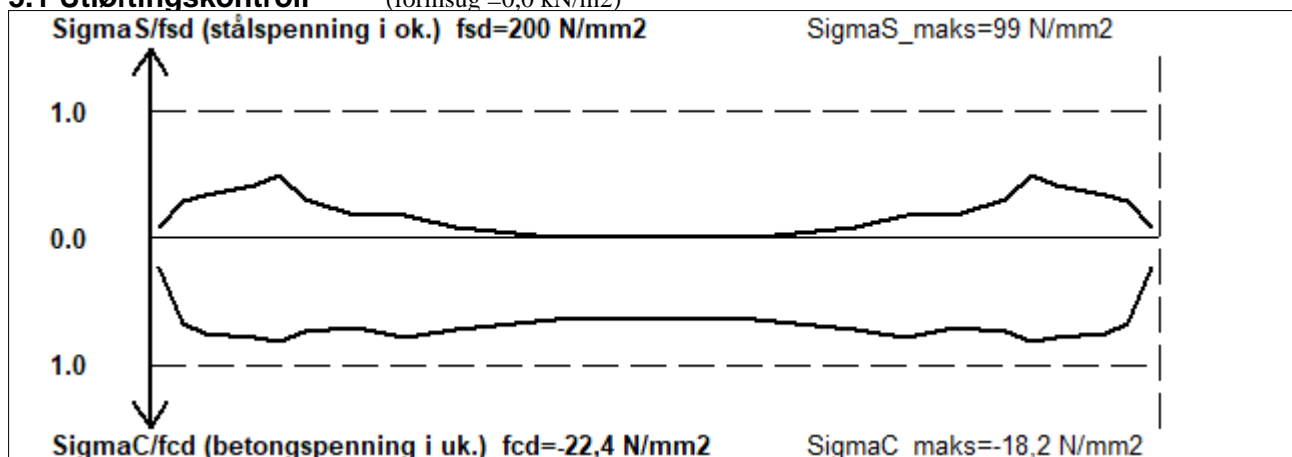
Kant	Venstre bjelkeende		Høyre bjelkeende	
	Antall	Forblindingslengde	Antall	Forblindingslengde
uk	1	2834 mm	1	2834 mm
uk	2	3234 mm	2	3234 mm

## 1.7 Samvirkepåstøp ( med statisk last )

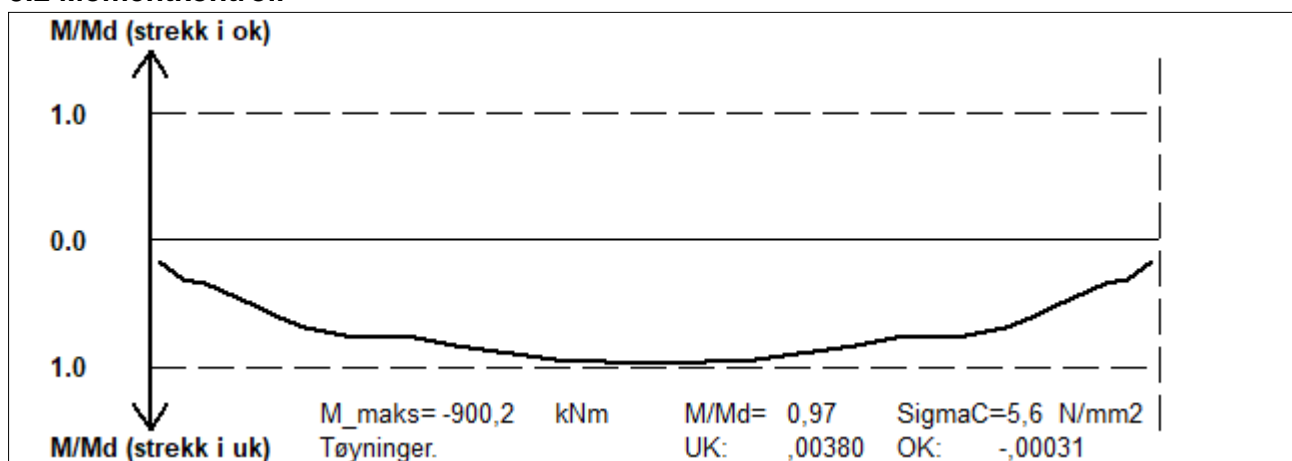
Bredde av påstøp	2390 mm	Betongkvalitet	B35(C35/45)
Tykkelse av påstøp, tp	70 mm	Antall armeringsjern	16
Fra ok bjelke til uk påstøp	0 mm	Stang diameter	7 mm
		Armeringsoverdekning	45 mm
		Fugetype:	Ru
Påført egenvekt: Lastandel etter samvirke	0,0	Effektiv fugebredde	2390 mm

Tittel <b>Ombruk av DT-elementer</b>			Side 4
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

### 5.1 Utløftingskontroll (formsug =0,0 kN/m<sup>2</sup>)



### 5.2 Momentkontroll



### 5.3 Risskontroll

Maks rissvidde=,008 mm    Tillatt rissvidde=,260 mm

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 5
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

#### 5.4.1 Skjærkraftkontroll (totalt for begge bjelkesteget)

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)	Minimums-armering (mm <sup>2</sup> /m)	Maks bøyleavstand (mm)
500	-214,5	-211,4	1321,8	291,9	0	751	219
866	-204,0	-203,9	1351,3	316,0	0	751	219
1653	-181,3	-181,3	1319,7	325,7	0	751	219
2040	-170,1	-170,1	1319,7	325,7	0	751	219
2439	-158,6	-158,6	1319,7	190,9	0	751	219
3226	-136,0	-136,0	1343,7	201,0	0	751	222
4012	-113,3	-113,3	1370,3	223,7	0	751	228
4798	-90,7	-90,7	1370,3	223,7	0	751	228
6371	-45,3	-45,3	1370,3	223,7	0	751	228
7944	0,0	0,0	1370,3	223,7	0	751	228
9517	45,3	45,3	1370,3	223,7	0	751	228
11090	90,7	90,7	1370,3	223,7	0	751	228
11876	113,3	113,3	1370,3	223,7	0	751	228
12662	136,0	136,0	1343,7	201,0	0	751	222
13449	158,6	158,6	1319,7	190,9	0	751	219
13848	170,1	170,1	1319,7	325,7	0	751	219
14235	181,3	181,3	1319,7	325,7	0	751	219
15022	204,0	203,9	1351,3	316,0	0	751	219
15388	214,5	211,4	1321,8	291,9	0	751	219

Skjærarmeringen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader

Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 45 grader

#### 5.5.1 Skjærarmering gjennom støpeskjøt (Fordeling: Se NS-EN 1992 Figur 6.10)

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert Vrd,max (N/mm <sup>2</sup> )	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)	Minimums-armering (mm <sup>2</sup> /m)	Maks bøyleavstand (mm)
132	-225,1	0,18	0	751	480
500	-214,5	0,17	0	751	480
866	-204,0	0,16	0	751	480
1653	-181,3	0,14	0	751	480
2040	-170,1	0,13	0	751	480
2439	-158,6	0,12	0	751	480
3226	-136,0	0,11	0	751	480
4012	-113,3	0,09	0	751	480
4798	-90,7	0,07	0	751	480
6371	-45,3	0,04	0	751	480
7944	0,0	0,00	0	751	480
9517	45,3	0,04	0	751	480
11090	90,7	0,07	0	751	480
11876	113,3	0,09	0	751	480
12662	136,0	0,11	0	751	480
13449	158,6	0,12	0	751	480
13848	170,1	0,13	0	751	480
14235	181,3	0,14	0	751	480
15022	204,0	0,16	0	751	480
15388	214,5	0,17	0	751	480
15756	225,1	0,18	0	751	480

Minimumsarmering: basert på NS-EN 1992(NA.9.5N). Maks bøyleavstand: basert på tidligere praksis (NS 3473 12.7.2)

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 6
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 2	Sign	Dato 31-05-2023

## 5.6 Spaltestrekkbøyer og forankringsarmering i uk (totalt for begge bjelkesteget)

Spaltestrekkbøyer i v. ende	1876	mm <sup>2</sup> /m:	Totalt	835	mm <sup>2</sup>	Fordeles over	445 mm
Tillegg ved bjelkens ende	1071	mm <sup>2</sup> /m:	Totalt	107	mm <sup>2</sup>	Fordeles over	100 mm
Spaltestrekkbøyer i h. ende	1876	mm <sup>2</sup> /m:	Totalt	835	mm <sup>2</sup>	Fordeles over	445 mm
Tillegg ved bjelkens ende	1071	mm <sup>2</sup> /m:	Totalt	107	mm <sup>2</sup>	Fordeles over	100 mm
Forankringsbøyer i v. ende, underkant	0	mm <sup>2</sup> :					
Forankringsbøyer i h. ende, underkant	0	mm <sup>2</sup> :					

## 6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-20	
G1: ved montasje		-32	
G1+G2: ved montasje		-11	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-8	
G1+G2 etter lang tid		-12	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		-7	
G1+G2+P_total etter lang tid		5	

## 7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	124,3	53,2	177,5	149,1	79,8	228,9
h. opplegg	124,3	53,2	177,5	149,1	79,8	228,9

TILLEGG J \_\_\_\_\_  
E-BJELKE - BEREGNINGER FOR LASTTILFELLE 3



## E-bjelke beregninger for DT3-03

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 1
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 3	Sign	Dato 31-05-2023

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

### INNHOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 1.7 Samvirkepåstøp

### 1.0 Materialdata

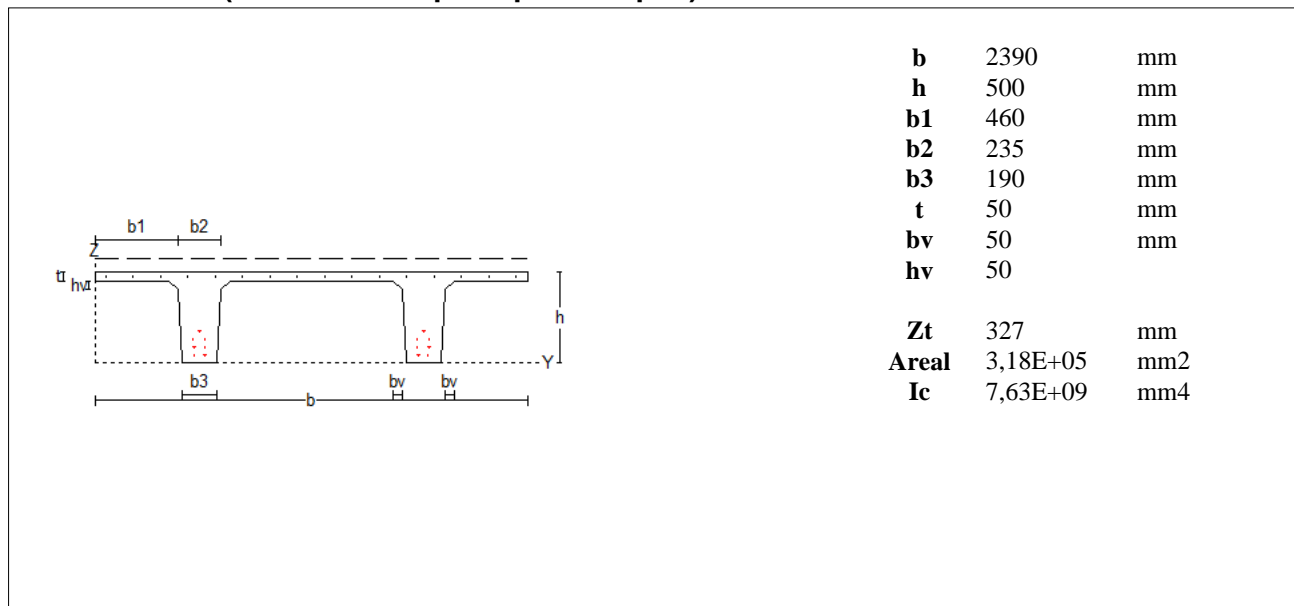
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	<b>Data vedr. spennarmert element</b>		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm2 (f <sub>pk</sub> )		1900
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrænse N/mm2 (f <sub>p0.1k</sub> )		1700
Betongkvalitet	B50(C50/60)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f <sub>ckj</sub> )		32
Armering flytegrense	400	Sylindertrykkfasthet ved transport(f <sub>ckj</sub> )		50
Bøyler flytegrense	400	Betongens alder ved avspenning (døgn)		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	40			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	80	Eksponeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN1992-1-1 3.1.4(5))	149	Dimensjonerende levetid		50
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	37300	<b>Min. overdekning (mm)</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Dimensjonerende trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	28,3	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4	Toleranse	10	10
Dimensjonerende strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,62	Nominell overdekning	35	35
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	1,09	Svinntøyning, 0_28		-0,00021
Kryptall, FI 28_9000	1,18	Svinntøyning, 0_9000		-0,00038

NA.6.2.2(1) Minst 1 av følgende krav til tilslag i betongen er IKKE oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D<sub>>=16</sub> mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 2
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 3	Sign	Dato 31-05-2023

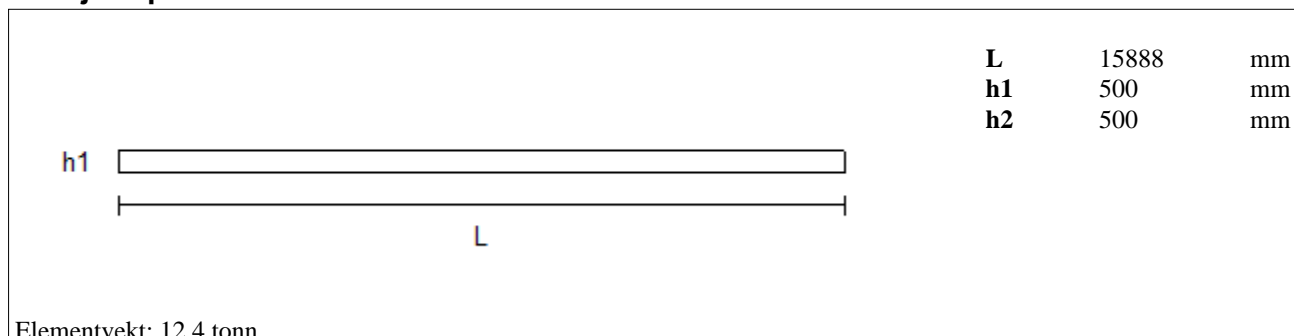
### 1.1 Tverrsnitt (med samvirkepåstøp vist stiplet)



### 1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	25	16d 5	
uk	1	40		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	2	83		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	3	126		4d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>
uk	4	169		2d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>

### 1.3 Bjelkeprofil



#### Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	2040	2040
Lagring	500	500
Transport	500	500
Ferdig montert	40	40

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

Tittel Ombruk av DT-elementer			Side 3
Prosjekt DT3-03	Ordre Lasttilfelle 3	Sign	Dato 31-05-2023

## 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	1,00	0,70	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori F :trafikk- parkeringsareal små kjøretøy (vekt <= 30 kN)			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2450 kg/m <sup>3</sup>			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,15			

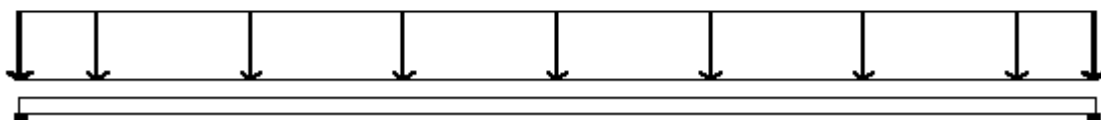
## 1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	0,0	kN	(0 N/mm <sup>2</sup> ) d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> ) d=11,30 mm
Avspenning: MYK			

## 1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	7,79	7,79	7,79
Permanent last	7,38	7,38	7,38
Variabel last	16,31	16,31	16,31



## Forblindinger (i nederste armeringslag)

Kant	Venstre bjelkeende		Høyre bjelkeende	
	Antall	Forblindingslengde	Antall	Forblindingslengde
uk	1	2834 mm	1	2834 mm
uk	2	3234 mm	2	3234 mm

## 1.7 Samvirkepåstøp ( med statisk last )

Bredde av påstøp	2390 mm	Betongkvalitet	B35(C35/45)
Tykkelse av påstøp, tp	70 mm	Antall armeringsjern	16
Fra ok bjelke til uk påstøp	0 mm	Stang diameter	7 mm
		Armeringsoverdekning	45 mm
		Fugetype:	Ru
Påført egenvekt: Lastandel etter samvirke	0,0	Effektiv fugebredde	2390 mm

TILLEGG K

KONTROLL AV SPALTESTREKKARMERING

## FORENKLET BEREGNINGSMETODE FOR SPALTESTREKK

Beregning av spaltstrekk for DT3-03 gjøres etter forenklet metode foreslått av betongelementboken bind C punkt 8.1.3 [BEB].

### Spenntau:

$\phi_s := 12.7 \text{ mm}$	Diameter
$n := 7$	Antall per steg
$P_n := 120 \text{ kN}$	Spennkraft per spenntau
$P_u := P_n \cdot n = 840 \text{ kN}$	Spennkraft i underkant
$P_o := 0 \text{ kN}$	Spennkraft i overkant

### Spaltestrekkarmering:

$\phi_b := 8 \text{ mm}$	Spaltestrekkarmering, diameter bøyle
$A_b' := \pi \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2$	Armeringsareal for halve bøylene
$A_b := 2 \cdot A_b' = 100.531 \text{ mm}^2$	Armeringsareal for hele bøylene

### Spaltestrekk ved stegende:

$N_{sl} := \frac{0.022 \cdot (P_u + P_o) \cdot h}{30 \cdot \phi_s} = 24.252 \text{ kN}$	Spaltestrekkraft
$A_{sl} := \frac{N_{sl}}{f_{yd}} = 69.724 \text{ mm}^2$	Tilhørende spaltestrekkarmering
$a_1 := 0.2 \cdot h = 100 \text{ mm}$	som fordeles over lengden

### Spaltestrekk innover i steget:

$N_{bs} := 0.22 \cdot P_u = 184.8 \text{ kN}$	Spaltestrekkraft
$\phi := 12.7 \text{ mm}$	Spenntau, nominell diameter
$A_{bs} := \frac{N_{bs}}{f_{yd}} = 531.3 \text{ mm}^2$	Tilhørende spaltestrekkarmering
$a_2 := 0.5 \cdot (30 \cdot \phi + h) = 440.5 \text{ mm}$	som fordeles over lengden
der $a_2 < h$	

Det er lagt 7 Bø8c50 per stegende. Det vil si syv bøyer med senteravstand 50 mm. Det antas at første bøyte er plassert 50 mm inn i betongen fra stegenden.

Innenfor armeringssone  $a_1$ :

Det skal armeres for begge spaltstrekkraftene  $N_{sl}$  og  $N_{sb}$  i denne sonen.

$$A_I := A_b \cdot 2 = 201.062 \text{ mm}^2 \quad \text{Armering}$$

$$A_{n\ddot{o}dvendig.1} := A_{sl} + A_{bs} \cdot \frac{a_1}{a_2} = 190.337 \text{ mm}^2 \quad \text{N\ddot{o}dvendig armering}$$

$$n_{a1} := \frac{A_{n\ddot{o}dvendig.1}}{A_b} = 1.893 \quad \text{N\ddot{o}dvendig antall bøyer}$$

$$c_{a1} := \frac{a_1}{n_{a1}} = 52.817 \text{ mm} \quad \text{Maksimal senteravstand}$$

$$c_{a1} > 50 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Bøylenes senteravstand på 50 mm er mindre enn maksimalt tillatte senteravstand innenfor  $a_1$

Innenfor armeringssone  $a_2$ :

Det skal armeres for resterende del av spaltstrekkraften  $N_{sb}$

$$A_{n\ddot{o}dvendig.2} := A_{bs} \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) = 410.687 \text{ mm}^2 \quad \text{N\ddot{o}dvendig armering}$$

$$n_{a2} := \frac{A_{n\ddot{o}dvendig.2}}{A_b} = 4.085 \quad \text{N\ddot{o}dvendig antall bøyer}$$

$$c_{a2} := \frac{a_2}{n_{a2}} = 107.829 \text{ mm} \quad \text{Maks senteravstand}$$

$$c_{a2} > 50 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Bøylenes senteravstand på 50 mm er mindre enn maksimalt tillatte senteravstand innenfor  $a_2$

TILLEGG L \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_KARBONATISERING OG RESTLEVETID

Resterende initieringstid:

$$t_{ri} = t_1 * \left( \frac{a^2}{k_1^2} - 1 \right)$$

$t_{ri}$  = resterende initieringstid

$k_1$  = karboniseringsdybde ved tidspunkt  $t_1$

$a$  = armeringsoverdekning

$t_1$  = betongens alder på beregningstidspunktet

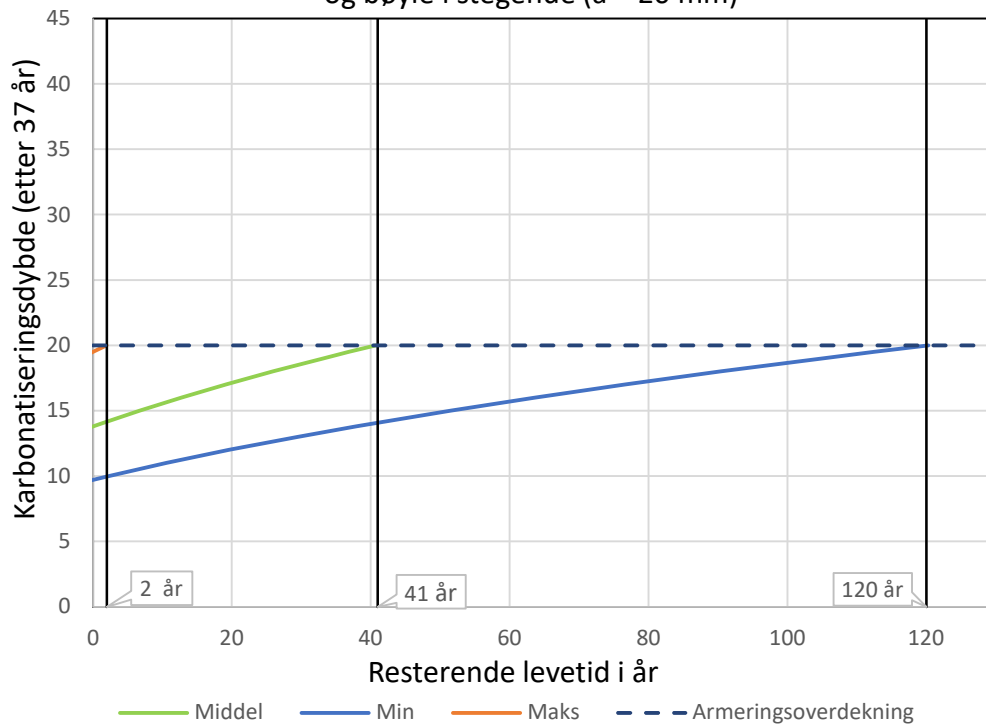
t1	37	år
a for spenntau	33	mm
a for bøylenett i steg	20	mm
a for underside flens til DT-nett	20	mm

Boreretning	Kjerne	Min	Maks	Middel
		[mm]		
X-1	5	10	18	14
	6	9	21	13
	7	9	20	14
	8	10	18	14
	9	12	20	13
X-2	5	9	18	13
	6	10	15	13
	7	10	21	15
	8	8	19	14
	9	10	25	15
Gjennomsnitt	k1:	9,7	19,5	13,8

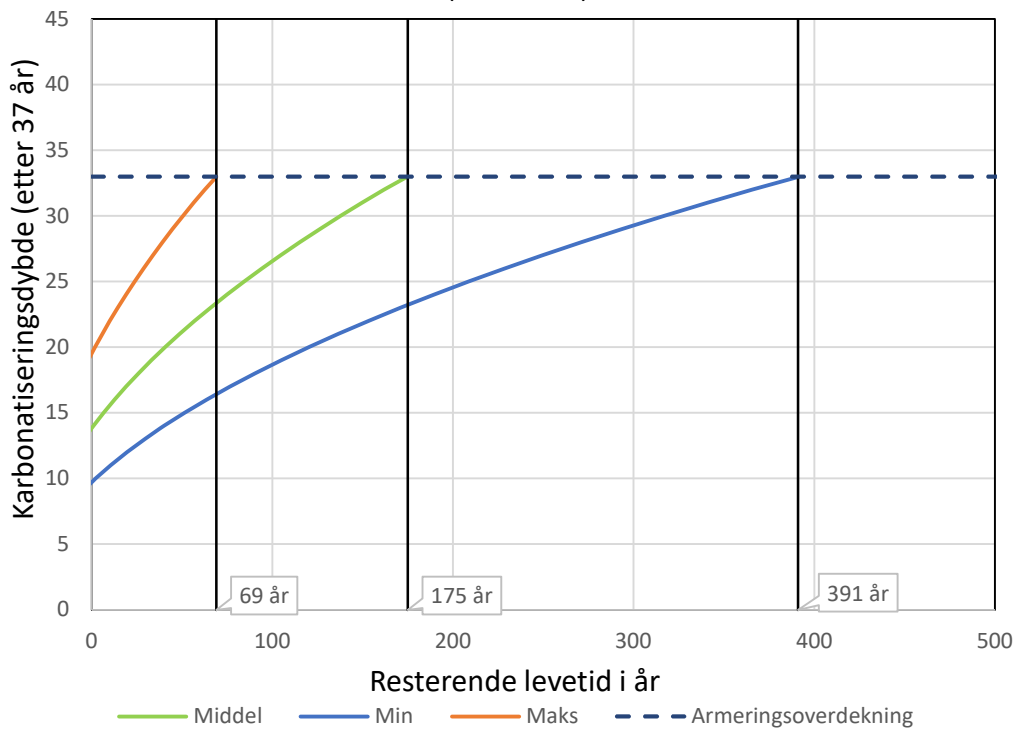


	Min	Maks	Middel
a	tri		
0	-37	-37	-37
1	-37	-37	-37
2	-35	-37	-36
3	-33	-36	-35
4	-31	-35	-34
5	-27	-35	-32
6	-23	-33	-30
7	-18	-32	-27
8	-12	-31	-25
9	-5	-29	-21
9,7	0	-28	-19
10	2	-27	-18
11	11	-25	-13
12	20	-23	-9
13	29	-21	-4
13,8	38	-18	0
14	40	-18	1
15	51	-15	7
16	64	-12	13
17	77	-9	19
18	90	-5	26
19	105	-2	33
19,5	113	0	37
20	120	2	41
21	136	6	49
22	153	10	57
23	171	14	66
24	190	19	75
25	209	24	84
26	229	29	94
27	250	34	105
28	271	39	115
29	294	45	126
30	317	51	138
31	341	57	150
32	366	63	162
33	391	69	175

Resterende levetid før karbonatiseringsdybde når DT-nett i flens og bøyle i stegende (a = 20 mm)



Resterende levetid før karbonatiseringsdybde når spenntau (a = 33 mm)



TILLEGG M

BEREGNING AV ASR-PÅVIRKNING

Tøyings- og spenningsberegninger av ASR-påvirkning på DT-elementet

Tverrsnittstørrelser DT	A1 (flens)	A2 (steg)	A3 (avrunding)	Ac (total)
A	60000	95630	1073	156703
y	475	233	450	327
e	-148	94	-123	0
I	12500000	1607641544	93750	3796754582

Navn	ID	Epsilon,ini	E-modul	A	F,arm
DT-element (B50)	c1	-	37000	156703	-
Påstøp (B35)	c2	0,00108	34000	84000	1401449,239
Slakkarmering i påstøp	s3	0,00107	200000	308	65912
Slakkarmering i DT	s2	0,00100	200000	157	31400
Spennarmering	s1	0,00050	195000	702	68445

Navn	kryptall	E-modul,L	netta,L	y (fra bunn)	e	I	M,arm,i
DT-element (B50)	2,25	11374	1	327	0	3796754582	-
Påstøp (B35)	1,20	15448	1,36	535	-208	34300000	-182620095
Slakkarmering i påstøp	-	-	17,58	525	-198	-	-7929743
Slakkarmering i DT	-	-	17,58	475	-148	-	-2207672
Spennarmering	-	-	17,14	95,286	232	-	21177291

Transformerte størrelser	
At,L (mm2)	289835
yt,L (mm)	-77,58
It,L (mm4)	7848933313
(EA),t,L (N)	3296612722
(EI),t,L (Nmm2)	8,92747E+13
ytp,t,L (mm)	405

Initialtilstand	
K,ini	-1,32E-06
Epsilon,ini,tp	0,000907

Total	
Epsilon,AR,tp	0,000432
K,AR	6,05E-07

Bidrag fra armering	
N,asr (N)	-1567206
M,asr (Nmm)	171580219
Epsilon,arm,tp	-0,000475
K,arm	1,92E-06

Tøyninger og spenninger over tverrsnittshøyden						
Del	Høyde	y (tp)	Epsilon,ini	Epsilon,arm	Epsilon,ASR	Sigma,ASR
DT-element	0	405	0,00037	0,00030	0,00068	3,44
	50	355	0,00044	0,00021	0,00065	2,35
	100	305	0,00051	0,00011	0,00062	1,25
	150	255	0,00057	0,00001	0,00059	0,16
	200	205	0,00064	-0,00008	0,00056	-0,93
	250	155	0,00070	-0,00018	0,00053	-2,03
	300	105	0,00077	-0,00027	0,00050	-3,12
	350	55	0,00084	-0,00037	0,00047	-4,21
	400	5	0,00090	-0,00047	0,00043	-5,30
	450	-45	0,00097	-0,00056	0,00040	-6,40
Påstøp	500	-95	0,00103	-0,00066	0,00037	-7,49
	500	-95	0,00103	-0,00066	0,00037	5,78
	510	-105	0,00105	-0,00068	0,00037	5,69
	520	-115	0,00106	-0,00070	0,00036	5,60
	530	-125	0,00107	-0,00072	0,00036	5,50
	540	-135	0,00109	-0,00074	0,00035	5,41
	550	-145	0,00110	-0,00075	0,00034	5,32
	560	-155	0,00111	-0,00077	0,00034	5,22
570	-165	0,00113	-0,00079	0,00033	5,13	

