

10001
10009
10048

Analyse av slakkarmerte elementer i en større betongkonstruksjon

Bacheloroppgave i Konstruksjon- byggingeniør

Veileder: Torodd Skjerve Nord

Mai 2021

10001

10009

10048

Analyse av slakkarmerte elementer i en større betongkonstruksjon

Bacheloroppgave i Konstruksjon- byggingeniør

Veileder: Torodd Skjerve Nord

Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

TITTEL: ANALYSE AV SLAKKARMERTE ELEMENTER I EN
STØRRE BETONGKONSTRUKSJON

KANDIDATNUMMER(E):

10001, 10009 og 10048

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
20/05-21	IB303312	Bacheloroppgave	
STUDIUM:		ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:
Bachelor ingeniør - bygg		85/123	

VEILEDERE:

Torodd Skjerve Nord – NTNU Ålesund

Lala Lacramioara Telehoi Nilsen – NTNU Ålesund

SAMMENDRAG:

Beregning av 350 mm betongdekke, og alternative løsninger. Beregninger er utført for hånd og kontrollert i EUROCODEexpress. Analyse av betongføtter er gjennomført i Robot Structural Analysis.

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

<i>Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:</i>		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høyskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§14 og 15.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §31	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veiledere: Lala Lacramioara Telehoi Nilsen, Torodd Skjerve Nord

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

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

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Evl. §13](#))

Dato: 20/05-21

Forord

Kjære leser,

I løpet av tre år som byggingeniør-studenter ved NTNU i Ålesund har vi opparbeidet oss kunnskap og erfaring som har gjort det mulig å skrive denne bacheloroppgaven. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og ble skrevet våren 2021. Arbeidet har vært krevende, men samtidig svært lærerikt og interessant. Det har gitt oss en bredere forståelse for faget, og samtidig understreket at det er dette vi ønsker å jobbe med i fremtiden.

Prosjektet som ble valgt for oppgaven var et hotell i Andørja i Ibestad kommune, med Jørgensen Entreprenør AS som oppdragsgiver. Oppgaven vår var å analysere og dimensjonere et slakkarmert betongdekke og betongføtter med et gitt utgangspunkt. Vi valgte deretter å beregne og foreslå alternative løsninger for gjennomføring.

Vi ønsker å rette en stor takk til veiledere og oppdragsgiveren med godt bidrag til informasjon, kompetanse og veiledning angående oppgaven.

Takk til:

Bengt Arne Jørgensen	<i>Jørgensen Entreprenør AS</i>
Bartosz Siedziak	<i>NTNU</i>
Torodd Skjerve Nord	<i>NTNU</i>
Lala Lacramioara Telehoi Nilsen	<i>NTNU</i>

I tillegg ønsker vi å takke Kristian Trygstad med kollegaer v/CCL Norway AS, som har gitt oss et forslag til resultat og godt innblikk i etteroppsett betong.

20. mai 2021, Ålesund

Jonas Bakkan

Jonas Bakkan

Kireeshan Sivarajah

Kireeshan Sivarajah

Anders Gjerde

Anders Gjerde

Sammendrag

Oppgaven tar utgangspunkt i å dimensjonere et slakkarmert betongdekke med understående betongføtter. Prosjektet som presenteres i oppgaven er et hotell som er lokalisert på Andørja i Ibestad kommune. I samarbeid med oppdragsgiveren Jørgensen Entreprenør AS fikk vi utarbeidet en problemstilling, med mål om å beregne et 350 mm tykt betongdekke.

Resultatene i denne oppgaven er presentert med grunnlag av beregninger for et 350 mm tykt betongdekke. Siden dette dekket ikke var beregningsmessig godkjent på grunn av utkraging, har vi sett på alternative løsninger. Løsningene vi har vurdert er tykkere dekke, utkragerbjelke og flytting av betongføtter som forkorter lengden av utkraging. Beregningene for disse løsningene er utført for hånd og kontrollert i EUROCODEexpress.

Gjennom arbeidet har vi kommet frem til at lengdereduksjon av utkrager og 500 mm betongdekke kan være alternative løsninger. Vi har også kommet frem til betongfotens geometriske utforming er gjennomførbare.

Innholdsfortegnelse

TERMINOLOGI.....	1
Begreper.....	1
Forkortelser.....	2
Symboler.....	3
BEGRENSINGER.....	5
1 INNLEDNING.....	7
1.1 Problemstilling.....	7
1.2 Bakgrunn og avgrensning.....	7
1.3 Planer og beskrivelser.....	8
1.3.1 Beliggenhet og regulering.....	8
1.3.2 Beskrivelse av bygget.....	8
2 TEORI.....	10
2.1 Regelverk.....	10
2.1.1 Lov.....	10
2.1.2 Forskrift.....	10
2.1.3 Standard.....	10
2.2 Tekniske krav.....	11
2.2.1 Konstruksjonssikkerhet.....	11
2.2.2 Brannsikkerhet.....	11
2.2.3 Bæreevne og stabilitet.....	13
2.2.4 Energiforbruk.....	14
2.2.5 Lydisolering.....	14
2.3 Betong.....	15
2.3.1 Generelt.....	15

2.3.2 Betongens egenskaper.....	16
2.3.3 Betongproduksjonens påvirkning på miljøet	18
2.3.4 Uarmert betong	18
2.3.5 Armert betong	18
2.3.6 Riss og risskontroll.....	19
2.3.7 Kryp og svinn.....	19
2.3.8 Forskaling.....	20
2.3.9 Utstøping.....	20
2.3.10 Oppsummering av fordeler og ulemper med betong	20
2.4 Slakkarmert betong	21
2.4.1 Generelt.....	21
2.4.2 Armeringsstål.....	22
2.5 Spennarmert betong	22
2.5.1 Generelt.....	22
2.5.2 Forspent betong.....	23
2.5.3 Epperspent betong.....	23
2.6 Porebetong/Ytong.....	24
2.6.1 Generelt.....	24
2.6.2 Kvaliteter.....	24
2.6.3 Xella Norge.....	25
2.7 Bæresystemer	25
2.7.1 Generelt.....	25
2.7.2 Bjelker.....	26
2.7.3 Søyler	26
2.7.4 Plater	26
2.7.5 Fagverk.....	27
2.7.6 Avstivning.....	27
2.7.7 Betongdekke understøttet av vegger	28
2.8 LASTBEREGNING.....	29
2.8.1 Lastgrunnlag.....	29

2.8.2 Bruddgrensetilstand	29
2.8.3 Bruksgrensetilstand.....	30
2.8.4 Egenlast.....	31
2.8.5 Nyttelast	31
2.8.6 Arealreduksjonsfaktor	32
2.8.7 Etasjereduksjonsfaktor	33
2.8.8 Snølast.....	33
2.8.9 Vindlast.....	34
2.8.10 Nedbøying.....	35
2.8.11 Pålitelighetsklasser og kontrollklasser	35
2.9 Programvare.....	36
2.9.1 BIM.....	36
2.9.2 Autodesk Revit.....	36
2.9.3 EUROCODEexpress	37
2.9.4 Autodesk AutoCAD	37
2.9.5 Solibri Anywhere	37
2.9.6 Microsoft Teams	37
2.9.7 Autodesk Robot Structural Analysis.....	37
3 METODE.....	38
3.1 Lastberegning	38
3.1.1 Egenlast og påført egenlast	38
3.1.2 Nyttelast	38
3.1.3 Snølast.....	38
3.1.4 Vindlast.....	38
3.1.5 Bruddgrensetilstand	39
3.1.6 Bruksgrensetilstand.....	39
3.2 Beregningsgrunnlag	40
3.2.1 Bæresystem	40
3.2.2 Betongdekke.....	41
3.2.3 Utkragerplate.....	41
3.2.4 Søyle.....	42

3.2.5 Betongfot.....	42
3.3 EUROCODEexpress	42
3.4 Autodesk AutoCAD	43
3.5 Autodesk Revit	43
3.6 Autodesk Robot Structural Analysis.....	43
3.7 Solibri Anywhere.....	46
4 RESULTATER.....	47
4.1 Dimensjoneringsgrunnlag	47
4.1.1 Betong	47
4.1.2 Branndimensjonering	47
4.1.3 Lyddimensjonering	48
4.2 Snølast på tak	49
4.3 Vindlast på fasader	49
4.4 350 mm betongdekke	49
4.4.1 350 mm betongdekke sett vekk i fra utkrager.....	50
4.4.2 350 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager	51
4.4.3 350 mm utkragerplate	51
4.5 Utkragerbjelke	52
4.6 500 mm betongdekke	53
4.6.1 500 mm betongdekke	53
4.6.2 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager	54
4.6.3 500 mm utkragerplate	54
4.7 Forskyvning av betongfot.....	55
4.7.1 350 mm utkrager etter forkyvning av betongfot	56
4.7.2 Beregning av søyle.....	56

4.8 Betongføtter	57
4.8.1 Beregningsresultater i Robot Structural Analysis	57
5 DISKUSJON	59
5.1 Grunnleggende løsning	59
5.2 Utarbeidede alternative løsninger	59
5.3 Etterspent løsning	59
5.4 Betongfot	60
5.5 Differanser i håndberegninger og EUROCODEexpress	60
6 KONKLUSJON	61
7 REFERANSER	62
VEDLEGG	71

Figurliste

Figur 1: Planregulering	8
Figur 2: Illustrasjon av haihotellet. NB! Bildet avviker noe fra seneste planer.....	9
Figur 3: Skjematisk framstilling av de enkelte delkomponenter i betong	15
Figur 4: Karbonavtrykk for en typisk betongblanding, fordelt på delmaterialene.....	18
Figur 5: Prinsippskisse av slakkarmert betong	21
Figur 6: Eksempler på kammønster	22
Figur 7: Prinsippskisse av spennarmert betong.....	23
Figur 8: Sammenligning av høyder.....	24
Figur 9: Xellas naturlige kretsløp.....	25
Figur 10: Opplegget i bjelker	26
Figur 11: Aktuelle dekkesystemer med plater, bjelker og søyler	27
Figur 12: Plassering av veggskiver og utnyttelse av heis og trappesjakt.....	28
Figur 13: Spennretning og tverretning for enveisdekke.....	28

Figur 14: Soneinndeling av vindlast	39
Figur 15: Illustrasjon av bæresystem i solibri	40
Figur 16: Avstivning av bygget	41
Figur 17: Beskrivelse av felt og opplager	41
Figur 18: Illustrasjon av betongfot som beregnes.....	42
Figur 19: Tegning av betongfot i revit.....	43
Figur 20: Innstillinger for armering i Robot	44
Figur 21: Valg av resultatmodul «Slab – required reinforcement»	44
Figur 22: Resultatvalg for bruddgrensetilstand i Robot.....	45
Figur 23: Resultatvalg for bruksgrensetilstand i Robot	45
Figur 24: Solibri modell av haihotellet	46
Figur 25: Oppbygging av gulv på 350 mm betongdekke.....	48
Figur 26: Illustrasjon av dekket som skal beregnes	49
Figur 27: Laster på 350 mm dekke	50
Figur 28: Illustrasjon av utkragerplate	52
Figur 29: Illustrasjon av utkragerbjelke	53
Figur 30: Laster på 500 mm betongdekke	53
Figur 31: Illustrasjon av 500 mm dekke	54
Figur 32: Illustrasjon av utkragerplate	55
Figur 33: Illustrasjon av forskyvning av betongfot.....	55
Figur 34: Tverrsnitt av søyle.....	56
Figur 35: Illustrasjon av betongfot 1	57

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over eurokodene.....	11
Tabell 2: Brannklasser for byggverk.....	13
Tabell 3: Bærende bygningsdelers brannmotstand, avhengig av bygningens brannklasse	14
Tabell 4: Fasthetsklasser for normalbetong og tungbetong	16
Tabell 5: Beskrivelse av eksponeringsklassene	17
Tabell 6: Eksponeringsklassenes betydning for betongsammensetning.....	17
Tabell 7: Fordeler og ulemper med betong	21
Tabell 8: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand	30
Tabell 9: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand.....	31

Tabell 10: Karakteristisk nyttelast på gulv	32
Tabell 11: Formfaktor (μ) for salttak, pulttak og sagtak.....	33
Tabell 12: Tabell 4.1 – Terrenkategorier og terrengparametere	34
Tabell 13: Pålitelighetsklasser	35
Tabell 14: Kontrollklasser.....	36
Tabell 15: Beregning av vindlast	49
Tabell 16: Beregning av 350 mm dekke	50
Tabell 17: Beregning av 350 mm dekke med kapasitet til bæring av utkrager	51
Tabell 18: Beregning av 350 mm utkragerplate.....	52
Tabell 19: Beregning av 500 mm dekke med kapasitet til bæring av utkrager	54

Terminologi

Begreper

Autogen	Når noe har oppstått av seg selv (Autogen, 2020).
Bestandighet	Betongens evne til å overleve de forholdene den blir utsatt for (SINTEF, u.å.).
Bøyelighet	Hvor elastisk materialet kan bli når den blir utsatt for en last (Designing Buildings Wiki, 2020).
Bøyestivhet	Tverrsnittsdimensjonene er små i forhold til lengden til stavene fagverket er bygget opp av (Aune og Larsen, 1994, s. 74).
Deformasjon	Endring i form pga. ytre krefter (Deformasjon - teknikk, 2020).
Duktilitet	Hvor mye stålet evner å deformere seg uten at det oppstår brudd (Lohne, 2020).
Dynamiske vindkrefter	Når legemer tar opp turbulent energi fra vinden og kommer i svingninger (Vindlast, 2020).
Flanketransmisjon	Lyden energien som overføres fra et rom til et annet via flankerende konstruksjoner (Flanketransmisjon, 2019).
Fleksibilitet	Materialets bøyelighet (Fleksibilitet, 2020).
Forankre	Festing mellom elementer, og i vårt tilfelle mellom stål og betong (Forankre, 2019).
Integritet	Tettheten i bygningsdelen og evnen til å motstå brann fra en side uten at brannen smitter gjennom (Sand, 2017).
Isolasjon	Motstandsevnen til materialet når det blir utsatt for lyd, brann og temperatur (Rodriguez, 2019).
Mekanisk motstandsevne	Evnen til å motstå en mekanisk belastning før og etter en brann (Leca, 2016).
Sektorovergripende	Loven er gjeldende for alle typer virksomheter og byggeprosjekter (Solvik, Falkanger og Reusch 2020).

Slakkarmering	Armeringsstål som støpes inn i betongen uten at den blir påført noe form for krefter som oppstramming eller lignende (Slakkarmering, 2019).
Spennarmering	Betongkonstruksjoner som er armert med oppspent armering (Slakkarmering, 2019).
Statiske vindkrefter	Når det ikke skjer noen vekselvirkninger på legemet som utsettes for vinden (Vindlast, 2020).
Strekfasthet	Evnen til å motstå strekkpåkjenninger (Strekprøving, 2019).
Sveisbarhet	Materialenes evne til å bli sveiset, uten at forbindelsen sprekker, får porer eller andre faktorer som gjør at den blir mindre skikket til å ta opp mekaniske krefter (Sveisbarhet, 2017).
Topografi	Beskrivelse av terrengforholdet som for eksempel høyde, vegetasjon, hav, innsjøer, elver, bebyggelse og veier (Topografi, 2020).
Trykkfasthet	Evnen til å motstå trykkpåkjenninger (Trykkfasthet, 2020).
Varmvalset stål	Beskytter mot korrosjon (RMIG, u.å.).

Forkortelser

BIM	Bygningsinformasjonsmodellering
BRA	Bruksareal
BYA	Bebygd areal
CAD	Computer Aided Design
CO_2	Karbondioksid
NTNU	Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet
VVS	Varme-, ventilasjons- og sanitærteknikk

Symboler

A	areal
A_{ref}	referanseareal
A_s	tverrsnittsareal av armering
$A_{s,min}$	tverrsnittsareal av minimumsarmering
A_{sw}	tverrsnittsareal av skjærarmering
C_e	eksponeringsfaktoren
C_t	termisk faktor
D_{aa}	dekar, 1000 m^2
E_c	elastitetsmodul
EI	bøyestivhet
I	betongtverrsnittets arealtreghetsmoment
M	bøyemoment
M_{Ed}	dimensjonerende verdi for bøyemoment
N	aksialkraft
N_{Ed}	dimensjonerende verdi for aksialkraft (strekk eller trykk)
V	skjærkraft
V_{Ed}	dimensjonerende verdi for skjærkraft
b	bredde
c_p	formfaktor
c_{pe}	utvendig formfaktor
c_{pi}	innvendig formfaktor
f_c	betongtrykkfasthet
f_{cd}	dimensjonerende betongtrykkfasthet

f_{ck}	betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter 28 døgn
f_{ctk}	betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet
f_{ctm}	middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
f_{yd}	armeringens dimensjonerende flytegrense
h	høyde
k_r	terrengruhetsfaktor
k_w	vindlastfaktor
l	lengde
m	masse
q_p	topphastighetstrykk
r	radius
s	karakteristisk snølast på tak
s_k	karakteristisk snølast på mark (kN/m ²)
t	tykkelse, tid
$v_{b,0}$	referansevindhastighet
z	høyde over terreng
z_0	ruhetslengde
α_A	arealreduksjonsfaktor
α_n	etasjereduksjonsfaktor
φ	kryptall
λ	slankhet
μ_i	formfaktoren for takformen
δ	nedbøying
η	materialstivhetsforhold

Begrensinger

COVID-19

Strengt smitteverntiltak på nasjonalt og lokalt nivå har gjennom semesteret gjort arbeidet med bacheloroppgaven ekstra krevende. Det har ikke vært mulig med fysiske møter for veiledning med hverken veileder eller oppdragsgiver, som har gjort det vanskelig å få hjelp, tips og råd kontinuerlig. I tillegg blir ikke utbyttet av et digitalt møte det samme som et fysisk møte, særlig med tanke på hjelp med beregninger og ulike vurderinger av prosjektet. Pandemien har til tider også gjort det vanskelig for oss som gruppe å samarbeide optimalt, siden store deler av arbeidet er gjort digitalt over teams.

ENDRING AV PROSJEKT

Ved semesterstart hadde vi allerede skrevet avtale med oppdragsgiver og fått tildelt et prosjekt. Etter en del planlegging og skriving fikk vi derimot beskjed om at prosjektet var satt på pause, grunnet alvorlig sykdom hos byggherre. Oppdragsgiver besluttet dermed å tildele oss et annet prosjekt, nettopp haihotellet på Andørja. Dette er et svært komplisert bygg, og på grunn av dets utforming har det vært store utfordringer knyttet til beregninger og gjennomføring. Endringen av prosjekt forsinket arbeidet vårt og økte også kompleksiteten for oppgaven betraktelig.

IFC-FIL

Tegningen av hotellet som vi fikk tilsendt fra Jørgensen Entreprenør AS var ei IFC-fil. Denne var ikke mulig å åpne i Autodesk Revit, og eneste alternativet vårt var å se innholdet i filen i Solibri. Dette er et program primært for 3D-modell-visning. Det er dermed ikke mulig å gjøre endringer på modellen, og heller ikke se plantegninger og detaljtegninger. Med ei fullstendig IFC-fil kunne vi beregnet hele konstruksjonen i Robot Structural Analysis.

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Det ble brukt mye tid på å lære seg beregningsprogrammet Robot Structural Analysis. Dette er en veldig avansert programvare. Opplæring ble gjort på eget initiativ ved bruk av Youtube-videoer

med engelsk tale og i noen tilfeller andre fremmedspråk. Det var svært tidskrevende å få en forståelse for funksjonene og oppbyggingen av programmet.

På grunnlag av disse begrensingene ble følgende problemstilling formulert: «*Analyse av slakkarmerte elementer i en større betongkonstruksjon*».

1 Innledning

På Andørja i Troms og Finnmark planlegges det bygging av et hotell. Hotellet er tegnet av Snorre Stinessen, som er en internasjonal anerkjent arkitekt. Han er mest kjent for fantastiske fasader. Utseende på denne hotell-konstruksjonen er inspirert av haien håkjerring.

Bæresystemet til hotellet skal i all hovedsak bestå av stålrammeverk og Ytong dekker. Men det nederste dekket skal være av slakkarmert betong. Bygningen skal stå på slakkarmerte betongføtter med spesiell geometrisk utforming.

Jørgensen Entreprenør AS hadde ønsket om beregninger for et 350 mm tykt slakkarmert betongdekke. Derfor er hovedoppgaven vår å prosjektere dette slakkarmerte dekket, med en tykkelse på 350 mm. I tillegg skal slakkarmerte betongføttene analyseres.

1.1 Problemstilling

«Analyse av slakkarmerte elementer i en større betongkonstruksjon»

Problemstillingen blir løst i tre deler:

1. Analyse av 350 mm slakkarmert betongdekke
2. Analyse av alternative dekkeløsninger
3. Analyse av bærende betongføtter/veggelement i Robot Structural Analysis

1.2 Bakgrunn og avgrensning

Haihotellet på Andørja er et arkitekturisk mesterverk. Etter å ha fått innblikk i planene og tegningene, var det enighet om at det virket som et spennende, men utfordrende prosjekt. Byggets kompleksitet gjorde det mulig å velge mellom mange ulike problemstillinger. Betongdekke har vært sentralt i utdanningen, og det ble derfor besluttet å basere oppgaven på dette.

I et slikt prosjekt er det mange utfordringer som må løses, så oppgaven måtte avgrenses for å en god rapport innen tidsfristen. På grunn av IFC- filen som ikke kunne åpnes ble besluttet å avgrense oppgaven til å se på det nederste betongdekket. Dette er det eneste dekket av slakkarmert betong. Siden prosjektet fortsatt er i planleggingsfasen, ble det gjort en del antakelser med tanke på utforming og metoder.

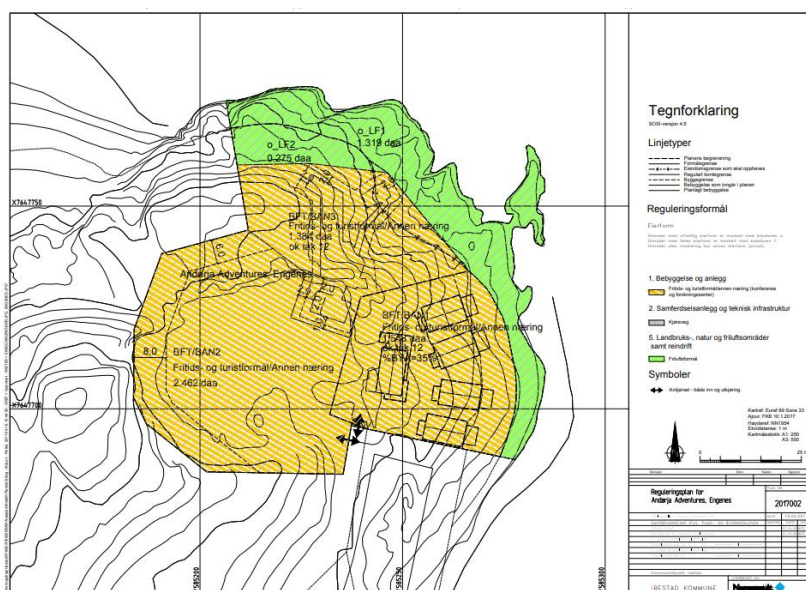
1.3 Planer og beskrivelser

1.3.1 Beliggenhet og regulering

Prosjektet er lokalisert på Andørja i Ibestad kommune, Troms og Finnmark. «Planområdet ligger helt ytterst Engenes og på oddens nordøstre side. Planen omfatter areal på gnr 107/bnr 5 og gnr 107/bnr 68. Reguleringsplanen har et samlet areal på 7 daa.» (Ibestad kommune).

Dagens reguleringsplan på Andørja ble godkjent 02.05.2017. Den viser at området er regulert til BFT/BAN, som er fritids- og turistformål/annen næring. Per dags dato består området av sjøhus, lager og boder som primært blir brukt i fisketurismen. Nylig er det kommet opp et opplevelsessenter for forskning på håkjerringa.

Hensikten med hotellet er å ivareta turisme og opprettholde interessen rundt haien.



Figur 1: Planregulering (Ibestad kommune)

1.3.2 Beskrivelse av bygget

Stinessen har som nevnt latt seg inspirere av håkjerringa da han tegnet dette hotellet. Under det nederste betongdekket er det føtter som fører ned til fundament som skal forestille haitenner.

Hotellet er vendt ut mot sjøen og har store utstikkende vinduer slik at man kan se etter hai.

Beskrivelse av bygget:

- Tre etasjer + inngang/resepsjon under det nederste dekket
- Slakkarmering i nederste dekket
- Ytong/porebetong over det første dekket

- Heis- og trappesjakt
- Betongføtter som står på fundamenter
- Åtte til ti rom per etasje



Figur 2: Illustrasjon av haihotellet. NB! Bildet avviker noe fra seneste planer.

2 Teori

2.1 Regelverk

2.1.1 Lov

I byggebransjen finnes det mange lover, men den viktigste og mest sentrale er plan- og bygningsloven. Denne loven er sektorovergripende som vil si at den er gjeldende for alle typer virksomheter og byggeprosjekter, altså hele sektoren (Solvik, Falkanger og Reusch, 2020). Hensikten med loven er å «bestemme hvordan landets arealer skal brukes og reguleres» (Plan- og bygningsloven, 2008).

2.1.2 Forskrift

TEK17 og SAK10 er de to viktigste forskriftene i byggsektoren. TEK17 er en forskrift som omhandler tekniske krav til byggverk og SAK10 er en forskrift som omhandler byggesaker og byggesaksbehandling. TEK17 sier oss noe om funksjonskrav, egenskaper et byggverk må ha, ytelsesnivå, aksepterte løsninger og hvordan man kan oppnå disse funksjonene og ytelsene (Kirkhus, 2017, s.13, 17).

Forskriften TEK17 har som formål at den, «skal sikre at tiltak planlegges, prosjekteres og utføres ut fra hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og slik at tiltaket oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi» (TEK17, 2017, §1-1).

2.1.3 Standard

En standard er en mer detaljert teknisk beskrivelse på hvordan et byggverk skal utføres for å tilfredsstille kravene i forskriftene. Det som kalles for Norsk Standard blir utgitt av Standard Norge og gjelder for standarder utarbeidet i Norge, i Europa og internasjonalt. Norsk Standard er en serie av standarder som identifiseres av en bokstavkode og et tall, for eksempel NS 3901 (Rørvik og Årskog, 2010, s.6) (Standard Norge, 2019).

Det finnes en rekke standarder som innehar bestemmelser om hvordan en konstruksjon skal beregnes og disse kalles for Eurokoder. Disse bestemmelsene gjelder for et byggverk både under produksjon og i sin endelige form. Norske byggverk skal prosjekteres og dimensjoneres etter de norske tilleggene i disse Eurokodene for egenlast og nyttelast, for eksempel snølast og vindlast (Kirkhus, 2017, s.61).

Tabell 1: Oversikt over eurokodene (Standard Norge, 2017)

NS-EN 1990 - Eurokode 0	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991 - Eurokode 1	Laster på konstruksjoner
NS-EN 1992 - Eurokode 2	Prosjektering av betongkonstruksjoner
NS-EN 1993 - Eurokode 3	Prosjektering av stålkonstruksjoner
NS-EN 1994 - Eurokode 4	Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
NS-EN 1995 - Eurokode 5	Prosjektering av trekonstruksjoner
NS-EN 1996 - Eurokode 6	Prosjektering av murkonstruksjoner
NS-EN 1997 - Eurokode 7	Geoteknisk prosjektering
NS-EN 1998 - Eurokode 8	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
NS-EN 1999 - Eurokode 9	Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

2.2 Tekniske krav

2.2.1 Konstruksjonssikkerhet

Konstruksjonssikkerheten til et byggverk knyttes i hovedsak opp imot to ting: materialets egenskaper og de ulike lastenes virkning på konstruksjonen. Materialer og produkter i et byggverk skal ha slike egenskaper at kravene til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet blir innfridd. Et byggverk skal prosjekteres og utføres på den måte at en får tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og at en får tilstrekkelig stivhet og stabilitet for de ulike lastene som kan oppstå under forutsatt bruk. De grunnleggende kravene for mekanisk motstandsevne og stabilitet kan oppfylles ved prosjektering etter norsk standard NS 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, og videre i serien NS-EN 1991 - NS-EN 1999 (TEK17, 2017, §10-2).

2.2.2 Brannsikkerhet

For at en brann skal oppstå må det være tre faktorer i spill: temperatur, tilgang på oksygen, og brennbart materiale. Spredningen av en brann i et rom eller i en bygning er avhengig av materialet som er til stede. I et helt vanlig rom kan en brann spre seg til alt som er brennbart i løpet av bare 3-10 minutter. I løpet av de neste 5-10 minuttene kan rommet vær helt utbrent og mulighetene for at

brannen kan spre seg videre til andre rom er store. Brann i en bygning kan få store konsekvenser, først og fremst for personer som oppholder seg i bygningen, men også med tanke på de materielle skadene en brann kan påføre. Derfor er brannteknisk planlegging en veldig viktig del av prosjekteringen av et byggeprosjekt, og må prioriteres så tidlig som mulig (Kirkhus, 2017, s. 64) (Jensen, Rimstad og Hoel, 2020).

Hovedformålet med å stille krav til sikkerheten ved brann er å redusere sannsynligheten for tap av liv, tap av materielle verdier, og å ta vare på miljø- og samfunnsmessige forhold. TEK17 stiller fire krav når det gjelder sikkerhet ved brann (TEK17, 2017, §11-1)

- «Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i byggverket, for materielle verdier og for miljø- og samfunnsmessige forhold» (TEK17, 2017, §11-1).
- «Det skal være tilfredsstillende mulighet for å redde personer og husdyr og for effektiv slokkeinnsats» (TEK17, 2017, §11-1).
- «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at sannsynligheten for brannspredning til andre byggverk er liten» (TEK17, 2017, §11-1).
- «Byggverk der brann kan utgjøre stor fare for miljøet eller berøre andre vesentlige samfunnsinteresser, skal prosjekteres og utføres slik at sannsynligheten for skade på miljøet eller andre vesentlige samfunnsinteresser er liten» (TEK17, 2017, §11-1).

Konsekvensvurderingen ved brann i ulike typer bygninger gjøres ved bruk av et klassesystem som videre blir brukt som grunnlag for differensierte krav. Klassesystemet består av brannklasser fra 1 til 4, der brannklasse 4 brukes der konsekvensene ved brann er størst, og brannklasse 1 der de er minst. Normalt brukes bare brannklasse 1 til 3. Brannklassene bestemmes ut ifra hvor mange etasjer bygningen består av, og hvilken risikoklasse den har. Risikoklassene skal klassifisere byggverkene ut ifra trusselen en brann kan ha for liv og helse. Risikoklasse 1 har lavest risiko og kan for eksempel være en garasje eller et skur. Risikoklasse 6 har høyest risiko og innebærer bygninger som overnattingsteder og pleieinstitusjoner. Boliger har risikoklasse 4 (Kirkhus, 2017, s. 66).

Tabell 2: Brannklasser for byggverk (Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

2.2.3 Bæreevne og stabilitet

Konstruksjoner skal prosjekteres og utføres med tilfredsstillende sikkerhet i forhold til bæreevne og stabilitet. TEK17 inneholder krav når det gjelder bæreevne og stabilitet ved brann. I byggverk med brannklasse 1 og 2 skal bæresystemet dimensjoneres slik at det under brann kan opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i minimum den tiden det tar for personer å rømme og den tiden det tar å redde personer og husdyr. I byggverk med brannklasse 3 og 4 skal bæresystemet dimensjoneres slik at det kan opprettholde bæreevne og stabilitet gjennom et helt brannforløp (TEK17, 2017, §11-4).

Byggematerialer blir klassifisert etter deres brannegenskaper. Denne klassifiseringen består av primærklasse (A1, A2, B, C, D og F) og i noen tilfeller tilleggsklasse (s1, s2, s3, d0, d1 og d2). Brannmotstand settes ut ifra ytelseskriterier:

R – Bæreevne

E – Integritet

I – Isolasjon

M – Mekanisk motstandsevne

Bygningsdelene blir klassifisert etter bæreevne, integritet og isolasjon etterfulgt av minutter kriteriene er oppfylt (Xella Norge, u.å., s.32).

Brannmotstanden avhenger av hvilken brannklasse konstruksjonen har. Tabellen nedenfor viser sammenhengen mellom brannklasse og brannmotstand på bærenede bygningsdeler.

Tabell 3: Bærende bygningsdeleres brannmotstand, avhengig av bygningens brannklasse (SINTEF Byggforsk, 2017)

Bygningsdel	Brannklasse 1	Brannklasse 2	Brannklasse 3
Bærende bygningsdeler	R 30	R 60	R 90
Trappeløp	Ingen krav	R 30	R 30
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60	R 90	R 120

2.2.4 Energiforbruk

Varmetap i en bygning er blant annet avhengig av varmeledningsevnen til materialene som blir brukt i konstruksjonen. TEK17 stiller strenge krav til lufttettheten i bygg. Det skal legges til rette for forsvarlig energiforbruk, og derfor skal bygninger prosjekteres og bygges etter det. Bygninger som skal bygges eller renoveres, skal ha et lavt energibehov og miljøvennlig forsyning av energi. Bygningens klimaskjerm består av tak, yttervegger og gulv, som er bygningskroppens «skall» og beskytter innemiljøet mot påvirkninger fra utemiljø og grunn. Den oppvarmede delen av bruksarealet (BRA) er omsluttet av bygningens klimaskjerm. Ved beregning av BRA kan det ikke legges inn et horisontalplan for hver tredje meter, der bygningen har etasjehøyde over tre meter (TEK17, 2017, §14-1).

2.2.5 Lydisolering

TEK17 gir overordnede ordre som sier at byggverk skal planlegges med hensyn på brukernes behov for beskyttelse mot vibrasjoner og støy. Støy er uønskede lyder. Byggverket må prosjekteres og utføres slik at disse forholdene oppleves som tilfredsstillende i det nye bygget. Tilfredsstillende lyd er selvsagt avhengig av hørsel og taleforståelse, så vibrasjons- og lydforhold må vurderes etter dette. (TEK17, 2017, §13-6).

NS 8175:2019 fastsetter fire lydklasser [A-D] for forskjellige bygningstyper.

- Klasse A tilsvarer spesielt gode lydforhold
- Klasse B tilsvarer meget gode lydforhold
- Klasse C tilsvarer tilfredsstillende lydforhold

- Klasse D tilsvarer lydforhold hvor man kan bli forstyrret av støy og lyd.

Kapittel 11 omhandler overnattingssteder og fastsetter grenseverdier i form av luftlydisolasjon, trinnlydnivå, lydnivå og romakustikk (NS 8175:2019).

For å oppnå gode lydforhold i en bygning må man i byggefasen legge vekt på:

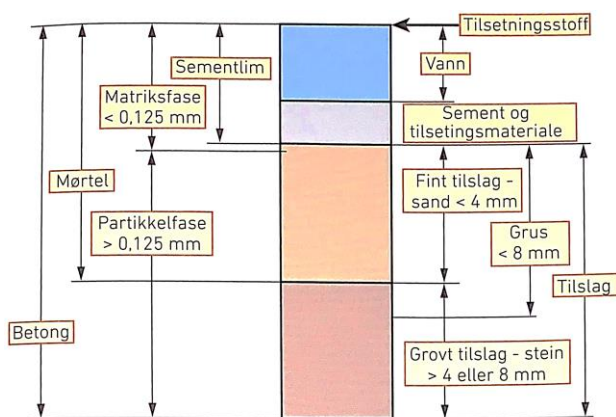
- Valg av material og dets tykkelse
- Koblinger mellom materialsjikt
- Tette og gode løsninger mellom materialsjikt
- Flanketransmisjon
- Skillekonstruksjon skal inneholde gjennomføringer

(Xella Norge, u.å., s.36).

2.3 Betong

2.3.1 Generelt

«Betong er et materiale som er satt sammen av sement, stein og sand, vann og mindre mengder av tilsetningsmaterialer, som kan være flygeaske, silikastøv eller slagg og tilsetningsstoff» (Maage, 2015, s.12), se figur 4. Betong, er på lik linje med tre og stål et av de viktigste bygningsmaterialene i den norske og globale byggebransjen. Betong som materiale er formbart, og har egenskaper som gjør at den kan ta opp store krefter, og kan støpes i alle mulige slags former og dimensjoner. I tillegg har den har god brannmotstand (Maage, 2015, s.12).



Figur 3: Skematisk framstilling av de enkelte delkomponenter i betong (Maage, 2015, s.13)

2.3.2 Betongens egenskaper

Mange bruker betong som bygningsmateriale fordi den er egnet til både mindre og større prosjekt. I tillegg har den stor formbarhet, noe som er spesielt populært blant arkitektene. Betong produseres i hele Norge ved store eller små fabrikker. Det finnes flere forskjellige betongtyper som for eksempel porebetong, sprøytebetong, fiberbetong, høyfast betong og lavkarbonbetong. Fabrikkene har et stort ansvar med å blande betongen riktig i forhold til dens bruksområder og det den utsettes for.

Man fordeler betongen inn i bestandighetsklasser, fasthetsklasser og eksponeringsklasser. Hvis disse klassene er tilfredsstillende vil man få betong med god kvalitet og lang levetid.

Bestandighetsklasse M60 forteller oss for eksempel at masseforholdet skal være 0,60.

Masseforholdet bestemmes av vann og sement-forhold v/c, altså antall liter vann per kilo sement i blandingen.

$$\text{Masseforhold} = \frac{\text{Effektiv vannmengde}}{\text{Effektiv bindemiddelmengde}}$$

Fasthetsklassene gir oss informasjon om betongens fasthet, det vil si den karakteristiske trykkfastheten på betongen etter 28 døgn. Fasthetsklasse B35 gir oss for eksempel normalbetong som har en karakteristisk sylindrefasthet på 35 MPa etter 28 døgn, som man ser av tabell 4.

Tabell 4: Fasthetsklasser for normalbetong og tungbetong (SINTEF Byggforsk, 2004)

Fasthetsklasse i NS	B10	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85	B95
CEN-betegnelse		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C45/55	C55/67				
Karakteristisk sylindrefasthet, f_{ck}	10	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
Karakteristisk terningfasthet, $f_{ck}^{(1)}$	12	25	30	37	45	55	67	80	90	100	110

Miljøet rundt en betongkonstruksjon deles inn i eksponeringsklasser og forteller hva betong og armering utsettes for. Det kan for eksempel være fryseangrep, kjemiske angrep eller klorider som trenger inn i betongen slik at man får korrosjon på armeringen. Beskrivelse av klassene er gitt i tabell 5 (SINTEF Byggforsk, 2004).

Tabell 5: Beskrivelse av eksponeringsklassene (SINTEF Byggforsk, 2004)

Gruppe	Eksponerings-klasse	Beskrivelse av nedbrytningsmekanisme – miljøeksponering
1	X0	Ingen risiko for korrosjon eller nedbrytning
2	XC 1–4	Korrosjon framkalt av karbonatisering
3	XD 1–3	Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
4	XS 1–3	Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann
5	XF 1–4	Fryse-/tineangrep med og uten avisingsmiddel
6	XA 1–3	Kjemisk angrep
7 ¹⁾	XA4	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel
8 ¹⁾	XSA	Særlig aggressivt miljø

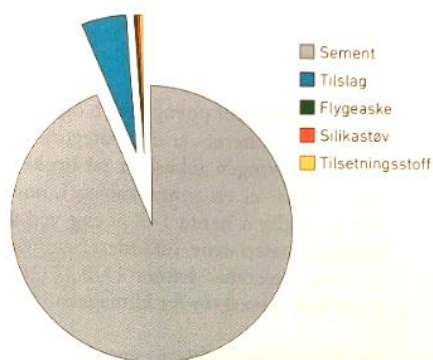
Det er en sammenheng mellom alle disse klassene. Bestandigheten styres av eksponeringsklassene, men også av masseforholdet i betongen. Samtidig er bestandighetsklassene resultatet for fastheten i betongen. Betongsammensetningen må tilfredsstille gitte krav for at den skal tåle de miljøpåkjenningene den blir utsatt for. Hvis en konstruksjon havner i flere ulike eksponeringsklasser, vil den med de strengeste kravene brukes (SINTEF Byggforsk 2004 og 2016). Tabellen under gir oversikt over hvilken betongsammensetning som kreves i forhold til eksponeringsklassene.

Tabell 6: Eksponeringsklassenes betydning for betongsammensetning (SINTEF Byggforsk, 2004)

Eksponerings-klasse	Laveste bestandighetsklasse	Største masseforhold	Laveste binde-middelmengde kg/m ³
X0	M90	0,90	225
XC1	M60	0,60	250
XC2	M60	0,60	250
XC3	M60	0,60	250
XC4	M60	0,60	250
XD1	M45	0,45	300
XD2	M40	0,40	330
XD3	M40	0,40	330
XS1	M45	0,45	300
XS2	M40	0,40	330
XS3	M40	0,40	330
XF1	M60	0,60	250
XF2	MF45 ¹⁾	0,45	300
XF3	MF45 ¹⁾	0,45	300
XF4	MF45 ¹⁾	0,45	300
XA1	M45	0,45	300
XA2 ²⁾	M45	0,45	300
XA3 ²⁾	M40	0,40	330
XA4 ³⁾	M45	0,45	300
XSA	Fastsettes særskilt. Minimum krav som for M40		

2.3.3 Betongproduksjonens påvirkning på miljøet

Betongmaterialet avgir ingen skadelige væsker og gasser, og derfor påvirker den heller ikke på miljøet verken på kort eller lang sikt. Bindemiddelet i betongen derimot, altså sementlimet, kan gi en betydelig skade på miljøet. For å produsere sementlim må man blant annet brenne mengder med kalk, som gir store utslipp av CO₂. Av de menneskeskapte utslippene av klimagasser, har produksjonen av sement en vesentlig høy andel. Derfor er i de siste årene, særlig i Nord-Europa, lagt ned stor innsats for å minke energiforbruk og karbonavtrykk ved sementproduksjonen (Maage, 2015, s. 47).



Figur 4: Karbonavtrykk for en typisk betongblanding, fordelt på delmaterialene (Maage, 2015, s.47).

2.3.4 Uarmert betong

Betong har liten strekkfasthet, ca. 10% av trykkfastheten som tilsvarer 3-5 MPa. Derfor kan uarmert betong kun brukes i konstruksjoner som har liten strekkpåkjenning, som kan komme av direkte strekk, bøyestrekk eller skjærkrefter. Derfor begrenser det bruksområdet til simple konstruksjoner som f.eks. plate på mark (Maage, 2015, s.37).

2.3.5 Armert betong

Armert betong er et av de viktigste bygningsmaterialene som brukes i konstruksjoner. Økonomi, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet av materialet gjør det attraktivt på konstruksjonsmarkedet (Sørensen, 2017, s.3).

Betong har god trykkfasthet, men som sagt har den dårlig strekkfasthet. Det antas at strekkfastheten kun er 10% av trykkfastheten, og derfor vil ikke betongen kunne ta opp strekkpåkjenningene alene. Armeringsstål legges derfor inn der hvor strekkpåkjenningene til betongen er størst. Ved hjelp av

betongmaterialet vil betongkonstruksjonen få egenskaper som formbarhet, bestandighet og trykkstyrke (Maage, 2015, s.37).

Hvis armeringsstålet er helt omsluttet av betong og godt forankret vil kreftene kunne overføres fra betongen til stålet. Dette vil ha stor betydning på kvaliteter som bæreevnen, deformasjoner, bestandighet og duktilitet av konstruksjonen. Armeringen sikrer også volumendringene i betongen, slik at det ikke oppstår oppsprekking. Volumendringene kan være temperatur- og svinnbevegelser (Maage, 2015, s.37) (Thue, 2019).

2.3.6 Riss og risskontroll

En konsekvens av at volumet til betongen endrer seg, er at det oftest oppstår indre spenninger. Disse spenningene kan føre til riss, som i verste fall kan gi sprekkdannelser i betongen. Riss og sprekker i betongen vil trekke til seg vann. Vann inneholder gjerne skadelige stoffer som ved kontakt med armeringen, kan føre til rustdannelse. I tillegg til at kvaliteten på betongen synker, vil også de estetiske kvalitetene til betongen påvirkes (SINTEF Byggforsk u.å.).

Det finnes noen tiltak som kan redusere risikoen for at riss oppstår. Det kan for eksempel være å vurdere hvilken betong som egner seg til den enkelte konstruksjon, og hvilken utførelsesmetode man skal ta i bruk (SINTEF, u.å.). Man ønsker å begrense opprissing slik at konstruksjonens kvalitet opprettholdes, og at det estetiske i tillegg er på plass. Det stilles krav til risskontroll, som er relatert til hvilken eksponeringsklasse som er aktuell, altså hvilken miljøpåvirkning betongen skal utsettes for (Sørensen, 2017).

2.3.7 Kryp og svinn

Kryp er en deformasjon som skjer som et resultat av at et materiale utsettes for konstant trykk over en lengre periode (Sørensen, 2017). Når last påføres betong, trykkes materialet sammen. Dette fører til endringer i betongens volum og gir en økende deformasjon (Juliebø, 2005). Størrelsen på kryptet er avhengig av tiden en spenning virker på et materiale og spenningens nivå (Sørensen, 2017).

I tillegg til kryp er også svinn en type deformasjon som forekommer i betong. Svinn er en endring i materialets volum som følge av at fuktinnholdet endrer seg (Sørensen, 2017). Her kan det skje både en økning og en minking i volum (Juliebø, 2005). Når man skal se på den totale svinntøyningen, er det en sum av uttørkingssvinn og autogen svinntøyning (Kristiansen, 2011).

2.3.8 Forskaling

Forskalingen er en midlertidig konstruksjon som monteres for å kunne støpe betongkonstruksjoner. Hensikten med forskaling er at den skal holde på plass betongen helt til den er ferdig herdet og kan beholde fasongen på egenhånd. Den må være sterk og stiv nok til alle lastene, samtidig som den må være tett nok. Andre forhold som må ivaretas er at forskalingen skal være ren, riktig montert og smøret med olje slik at betongen slipper. Før man demonterer forskalingen tas prøver av betongen for å være sikker på at den er herdet nok (Maage, 2015, s. 290). Forskalingsmetode er avhengig av hva og hvor det skal støpes betong, det vil for eksempel være forskjell på forskaling for plasstøpt og prefabrikkert betong.

2.3.9 Utstøping

Når armeringen er plassert og forskalingen er sikret skal det dokumenteres og undertegnes at det er gjort riktig i henhold til tegningen. For bestilling av betong må det oppgis riktige egenskaper for at den skal opprettholde de kravene som står beskrevet på tegningen. Disse egenskapene kan for eksempel være bestandighetsklasse, fasthetsklasse, kloridklasse, luftinnhold, konsistens og største og minste tillatte kornstørrelse (Maage, 2015, s.285).

Først og fremst skal utstøpingen planlegges godt, og gjøres forsvarlig. Utstøpingen kan nemlig skje på forskjellige måter, som for eksempel med kran med bømte eller pumpebil. Uansett er det viktig at betongen fyller forskalingen og man ikke får noen form for «tomme rom». Dette kan forhindres gjennom vibrering eller forsiktig banking på forskalingen, fordi da vil betongblandingen renne til i de trangere plassene. For mye vibrering kan forårsake at betongblandingen skiller seg.

2.3.10 Oppsummering av fordeler og ulemper med betong

I likhet med andre materialer har betong både fordeler, men også ulemper. Uansett er betongen ett av de viktigste byggematerialene som er tilgjengelige i dag. Teknologien forbedrer og utvikler stadig bedre byggemetoder, og kanskje aller viktigst reduseres forurensende gasser.

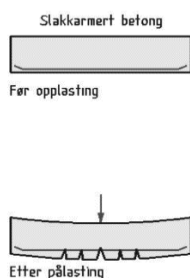
Tabell 7: Fordeler og ulemper med betong

Fordeler	Ulemper
Formbarheten gjør betong unik som konstruksjonsmateriale	Armeringskorrosjon
Betongen produseres lokalt	Krever høy kompetanse
Gjør det mulig å bygge små og store konstruksjoner i både sentrale og usentrale strøk	Blandingsforholdene påvirker styrken på betongen
God trykkstyrke	Dårlig strekkstyrke uten armering
Tar opp både varme og kulde	Sementproduksjon forurenses
God volumstabilitet og bestandighet	Riss og svinn
Mange betongtyper	

2.4 Slakkarmert betong

2.4.1 Generelt

Slakkarmering er den vanligste formen for armering i betong. Stålstenger legges inn uten å bli påført noe form for ytre krefter. Disse tar opp strekkpåkjenninger, samtidig som den hindrer riss og svinn under herding. Slakkarmering brukes i både plasstøpte konstruksjoner og prefabrikkerte elementer. Det er vanlig at slakkarmering brukes på prosjekter der det ikke er enorme strekkpåkjenninger. Se prinsippskisse av slakkarmert betong, figur 5.

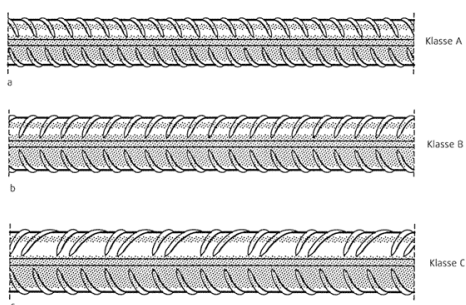


Figur 5: Prinsippskisse av slakkarmert betong (Wikipedia, 2007)

2.4.2 Armeringsstål

Armeringsstål blir brukt i betong fordi det har gode strekkfasthetsegenskaper, i tillegg har sveisbarhet og bøyelighet en betydning. Det gir også mindre rissvidder slik at betongkonstruksjonen får en duktil oppførsel. Armering fås i forskjellige varianter, hvor det vanligste er nett og stenger. Armeringsnettene har ulik tråddiameter og tråдавstand, mens diameter på stengene kan variere alt fra Ø5 til Ø40 med lengde opptil 18 meter. Da har man mange muligheter for riktig armering i forhold til de kreftene som skal tas opp (SINTEF Byggforsk, 1998).

Det deles inn i 3 stålklasser som må oppfylle kravene i NS 3576. Generelt er vanlig armeringsstål varmvalset med langsgående kammer. Derfor blir det ofte kalt «kamstål». Dette er helt avgjørende for hvor god heftegenskapene mellom betongen og armeringsstålet blir (SINTEF Byggforsk, 1998). For å unngå korrosjon skal armeringen monteres etter tegning, som har spesifiserte krav til nominell eller minimums-overdekning, sveising, kapping og bøyning (Maage, 2015, s. 290).

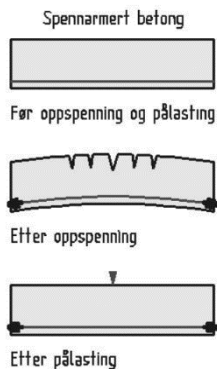


Figur 6: Eksempler på kammønster (SINTEF Byggforsk, 1998)

2.5 Spennarmert betong

2.5.1 Generelt

Spennarmert betong er et konsept der den oppnår trykkspenninger i betongen før konstruksjonen belastes med nyttelast. Med dette oppnås det en effekt der disse trykkspenningene vil kompensere for den strekkspenningen som oppstår ved bøyning. Hensikter er altså at spennarmeringen skal utnytte styrken i betongen, altså trykkfastheten, samtidig som den kompenserer for manglende strekkfasthet. De fordelene som gis av spennarmering er for eksempel stor kapasitet og muligheten for lange spenn på for eksempel dekkene i en konstruksjon (Maage, 2015, s.38). Se prinsippskisse av spennarmert betong, figur 7.



Figur 7: Prinsippskisse av spennarmert betong (Wikipedia, 2007)

Spennarmert betong kan deles inn før oppspenning eller etter oppspenning. Forskjellen på dette er om armeringen påføres strekk før eller etter ferdig støpt betong.

2.5.2 Forspent betong

Forspent betong er gjerne prefabrikkerte elementer, det vil si at de blir produsert før de kommer på byggeplass. En benk spennes med spenntau før elementene støpes. Når betongen har herdet tilstrekkelig kappes spenntauene, og med god heft mellom betong og spenntau, vil kreftene overføres til betongen.

2.5.3 Etterspent betong

En løsning for plasstøpt betong er et prinsipp som kalles for etterspent forspenning. Her monteres korrugerte rør av stål eller plast inn i forskalingen før det støpes. Deretter trer man spenntau inn i disse rørene etter at betongen er støpt og herdet. På etterspente elementer vil det oppstå skjærkrefter i forankringssonen og derfor kreves de vanlig slakkarmering for å ta opp disse kreftene og for å sikre at de tøyingsforskjellene som oppstår ikke fører til oppsprekking av betongen. Det kreves altså en kombinasjon av både slakkarmering og spennarmering for å oppnå det ønskede resultatet (Maage, 2015, s.39).

En slik etterspent løsning, gir mulighetene for lange spenn mellom søylene/veggene. Lange spenn i for eksempel i en bolig gir muligheten for en mer fleksibel innredning ettersom de ikke vil være søyler «overalt». Disse dekkene vil også kreve mindre mengder betong og det blir muligheter for tynner dekker som gjør at den totale byggehøyden i et høyt bygg kan reduseres eller det kan bygges

flere etasjer med samme byggehøyde (se figur 8). Når det gjelder boliger, vil denne type dekke også gi fleksibilitet til å kunne flytte innervegger i fremtidene ettersom det vil være flate undertak. Etterspenning er også en god løsning for parkeringshus/parkeringskjellere. Større søyleavstand og mindre antall søyler vil gi flere parkeringsmuligheter eller/og mulighet for bredere parkeringer (Norsk fabrikkbetongforening, ukjent årstall) (CCL Norway, 2017).

Reduction in building height		10
10		9
9		8
8		7
7		6
6		5
5		4
4		3
3		2
2		1
1		1

Figur 8: Sammenligning av høyder (CCL Norge, 2017)

Som nevnt krever en etterspent løsning av et betongdekke mindre mengde betong enn et vanlig slakkarmert betongdekke og dette har flere fordeler. Når mengden betong som kreves er lavere vil også kostnadene blir lavere, CO₂-utslippene som kommer av betongproduksjonen blir lavere og byggehastigheten økes. Det vil altså si at denne typen dekke blir en mer miljøvennlig og kostnadseffektiv løsning enn et vanlig plasstøpt betongdekke.

2.6 Porebetong/Ytong

2.6.1 Generelt

De viktigste råstoffene i porebetong er kalk, vann, sand og aluminiumpulver. Materialet blir høytrykksdampherdet og under produksjon reagerer aluminiumpulveret med brent kalk slik at det dannes flere millioner luftporer, derfor av navnet porebetong. Betongen legges i støpeformer, og etter dampherding trådskjæres og profilskjæres forskjellige plater eller blokker. Ytong var det første varemerket innen porebetong, og derfor blir Ytong brukt som synonym til porebetong i dag (Xella Norge, u.å.).

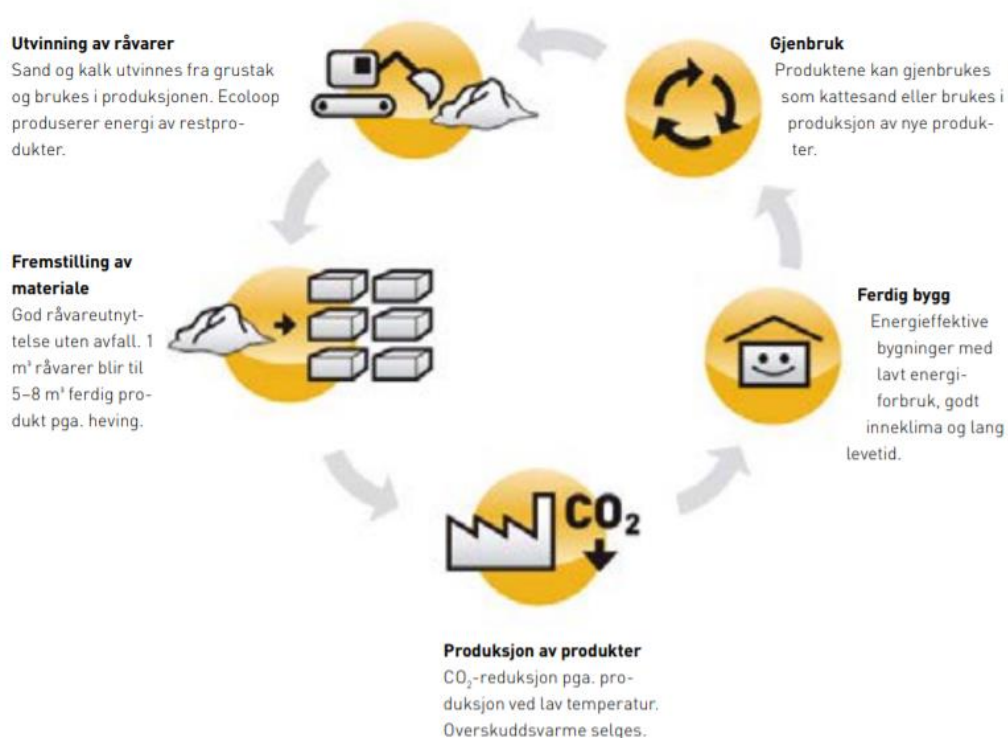
2.6.2 Kvaliteter

Ytong blir først og fremst benyttet fordi det gir reduserte byggekostnader. Byggematerialet har god varmeledningsevne og frostbestandighet. Det er også lydisolerende og ubrennbart, samtidig som

man innfrir isolasjonskravene som inngår i TEK17. Ytong er kanskje særlig kjent for å gi godt innneklima og at det er miljøvennlig. Det avgir ingen skadelig damp eller partikler ved brann (Xella Norge, u.å.).

2.6.3 Xella Norge

Xella er verdens førende leverandør av porebetong. Ytongen deres gir maksimal termisk beskyttelse, bæreevne og brannsikring. Det aller viktigste med selskapet er at de legger stor vekt på bærekraft. Reduksjon av CO₂-utslipp henger høyt, og det utvikles ny teknologi hvor restprodukter fra kalkutvinning fremstiller energi helt uten CO₂-utslipp. Nedenfor ser du Xellas naturlige kretsløp.



Figur 9: Xellas naturlige kretsløp (Xella Norge, u.å.)

2.7 Bæresystemer

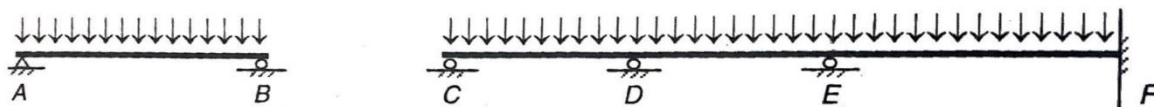
2.7.1 Generelt

Hovedoppgaven til bæresystemet er å få konstruksjonen til å stå eller holdes oppe, og føre lastene ned til fundamentene. Utformingen av systemet bestemmes med utgangspunkt av ulike faktorer som

funksjonskrav, grunnforhold, materialer, økonomi og estetikk, og bør være tilpasset ønsket byggemetode og teknikk (Eie, 2010).

2.7.2 Bjelker

Bjelker er konstruksjonselementer som blir belastet på tvers av akse sin. Det er det vanligste konstruksjonselementet og kan utføres i armert betong, stål og tre. Den bærer mindre last i forhold til vekten sin enn for eksempel fagverk, og det er mindre krevende arbeid i fremstillingen, samt bygghøyden er også mindre. Bjelkene bærer belastningen ved bøyning og skjærkraft (Aune og Larsen, 1994, s.79). Bjelker fins i gulv og etasjeskillere som enkle hovedbærere. Bjelkene finnes i forskjellige materialer, utførelser og tverrsnitt, alt etter hva bjelken blir utsatt for. Det kan enten være statisk bestemte bjelker over ett felt eller så kan de være statisk ubestemte bjelker over to eller flere felt. Opplegget kan være fast leddlager (A), dreibare/forskyvelige lagre (B, C, D, E) eller fast innspent lager (F) (Eie, 2010, s.108).



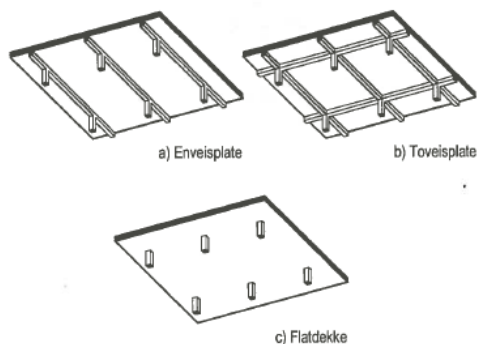
Figur 10: Opplegget i bjelker (Eie, 2010, s.108)

2.7.3 Søyler

Søyler står oftest som vertikale, bærende og trykkpåkjennte elementer i konstruksjonen. Betegnelsen søyler brukes om frittstående stolper med bærende funksjon. Søylene kan stå helt fritt og bære konstruksjoner over seg, eller så kan de være en del av veggene, som «veggstendere» (Eie, 2010, s.107). I tillegg til å oppta og overføre trykk, kan søylen også ta opp bøyningmomenter (Gunnarsjaas, 2007).

2.7.4 Plater

En konstruksjonsdel blir regnet som ei plate hvis bredden i tverrsnittet er over fem ganger så stor som tykkelsen. Plater i form av gulvskiver eller etasjeskillere må tåle både punktlaster og flatelaster på tvers. Plater er utsatt for laster som står normalt på planet. I tillegg utnyttes ofte evnen til å ta opp trykk-, strekk- og skjærkrefter i plateplanet. Platen overfører belastningen til opplagrene både i x- og y-retning, imotsetning til bjelker som bare overfører lasten i en retning. Plater kan fungere som enveisplate, toveisplate eller flatdekke (Aune og Larsen, 1994, s.96) og (Eie, 2010, s.110).



Figur 11: Aktuelle dekkesystemer med plater, bjelker og søyler (Aune og Larsen, 1994, s.92)

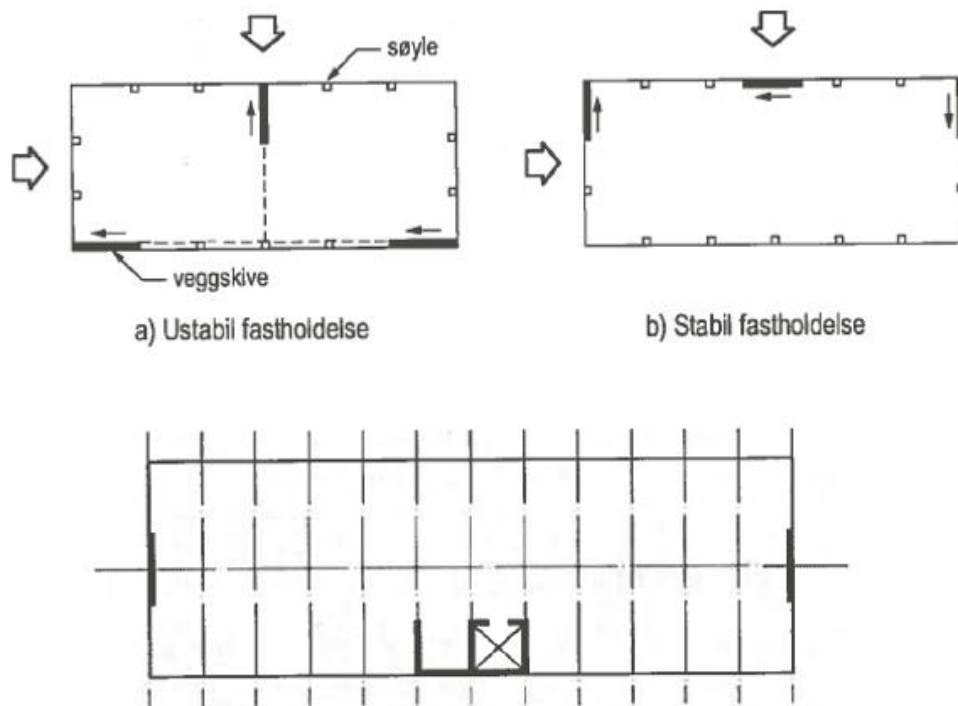
2.7.5 Fagverk

Fagverk er satt opp av staver som er forbundet i knutepunkter til en 2- eller 3-dimensjonal konstruksjon, og kan være laget av tre, stål eller aluminium. Fagverket er et godt egnet bæresystem siden den har stor bæreevne i forhold til sin egen vekt, og brukes derfor ofte ved store spennvidder, for eksempel i broer og takkonstruksjoner (Larsen, 2008, s. 73) (Fagverk, 2019). Stavene som fagverket er bygget opp av har en liten bøyestivhet, som vil si at tverrsnittsdimensjonene er små sammenlignet med lengden til stavene (Aune og Larsen, 1994, s.74).

2.7.6 Avstivning

Det er viktig at avstivningssystemet er godt gjennomtenkt i større konstruksjoner. Bæresystemene deles inn i tre deler: horisontalt -og vertikalt bærende og de avstivende elementene. Horisontalt bærende deler finnes i takkonstruksjoner, etasjeskillere og i overdekninger over vinduer og dører. Når det snakkes om vertikalt bærende deler handler det om bærende deler som stolper, søyler eller bærevegger. De avstivende elementene skal gi stabilitet sideveis til konstruksjonen, slik at de horisontale kreftene, som for eksempel vind, ikke fører til forskyvninger til siden som kan føre til velting og kollaps (Thue, 2014).

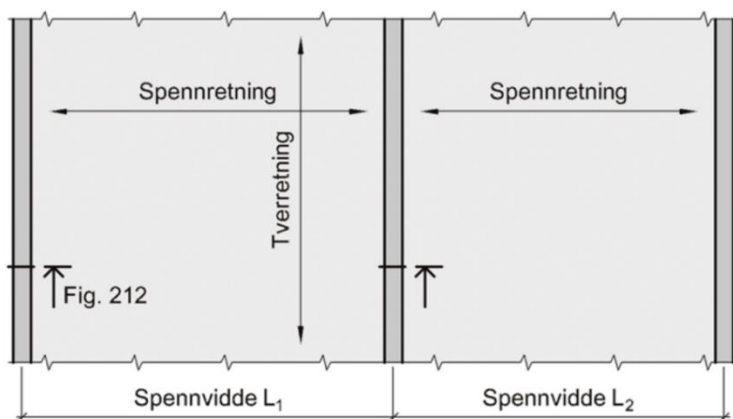
Det er flere måter å stabilisere og stive av bygninger på. Skiver er en av metodene, og gir en effektiv måte å avstive konstruksjoner. Skivene blir gjerne kombinert med heissjakter, trappesjakter og veggskiver. Plasseringen av skivene er viktig for stivheten i bygget (Aune og Larsen, 1994).



Figur 12: Plassering av veggskiver og utnyttelse av heis og trappesjakt (Normann, 2021, s.23)

2.7.7 Betongdekke understøttet av vegger

Dekket er opplagt på vegger og/eller bjelker som er parallelle med dekkets tverrretning, som vil si at alle spenn i betongdekket har samme spennretning. Et enveisdekke kan i noen tilfeller etablere midlertidig opplegg på vegger som er parallelle med dekkets spennretning. Hvis det skjer så legges det inn ekstra armering i overkant av dekket (SINTEF Byggforsk, 2013).



Figur 13: Spennretning og tverrretning for enveisdekke. L_1 er lengste, og L_2 er korteste spennvidde (SINTEF Byggforsk, 2013).

Både i overkant og i underkant av dekket legges ytterste armeringslag i dekkets spennretning. Fordelingsarmeringen plasseres på tvers av hovedarmeringen. Den legges også over hovedarmeringen i felt, og under hovedarmeringen som eventuelt ligger i overkant av dekket (ved opplegg eller utkraget dekke). I de områdene av felt der hovedarmeringen kun ligger i underkant av dekket, legges også fordelingsarmeringen kun i underkant (SINTEF Byggforskserien, 2013).

2.8 Lastberegning

2.8.1 Lastgrunnlag

Målet for en dimensjonering er at det ikke skal oppstå brudd i konstruksjonen, samtidig skal konstruksjonen klare å holde seg. Det må altså ikke oppstå skadelige sprekker og deformering ved normal bruk. Et brudd gir ofte store materielle skader og i mange tilfeller blir det også personsaker. Man skiller mellom to dimensjoneringstilfeller; dimensjonering i bruddgrensetilstand og dimensjonering i bruksgrensetilstand (Forthun, 1985, s.27).

For å få tilfredsstillende sikkerhet mot brudd i konstruksjonen står man overfor to hovedproblemer; lastens virkning og materialets kapasitet. Dette betyr at man gjør rede for hvilke påkjenninger konstruksjonen blir utsatt for, samtidig som man har tilstrekkelig kunnskap om materialer og dets kapasitet (Rørvik og Årskog, 2010, s.5).

2.8.2 Bruddgrensetilstand

Når konstruksjonen er på grensa til at det kan oppstå brudd eller svikt, sier man at den er i bruddgrensetilstand (Forthun, 1985, s.27). I NS-EN 1990 finnes tallverdier for lastkoeffisienten γ i bruddgrensetilstand for de ulike type laster. I de lastkoeffisientene γ er det forenklet lastkombinasjonsfaktorer (ξ og ψ). Disse tar hensyn til variasjonene og usikkerheten i lastene for å unngå brudd. Lastkombinasjonene er gitt i ligning B1 og B2 (Rørvik og Årskog, 2010, s.23).

Etter test av B1 og B2 likningene skal den som gir størst lastvirkning benyttes til videre dimensjonering (Rørvik og Årskog, 2010, s.23).

Tabell 8: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand (Rørvik og Årskog, 2010, s.23)

Lastfaktorer i bruddgrensetilstand				
	Permanente laster		Dominerende variabel last Q_1	Øvrige variable laster Q_1
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0,1}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$
B1	1.35	1.00	1.05	1.05 (0.90)*
B2	1.20	1.00	1.50	1.05 (0.90)*

Dersom temperatur- og vindlast er øvrige variabler, skal lastfaktoren 0.9 brukes. Nyttelast (unntatt snølast) på tak skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon hvis nyttelasten er øvrige variabler (Rørvik og Årskog, 2010, s.23).

I ulykkestilfeller bør det også kontrolleres for hvordan konstruksjonen vil holde seg. For eksempel under brann eller eksplosjon kan det bli store belastninger, som kan føre til at bærekonstruksjonen faller sammen før evakuering og eventuelt slukkingsforsøk (Rørvik og Årskog, 2010, s.22).

2.8.3 Bruksgrensetilstand

Når konstruksjonens funksjonsevne skal kontrolleres, benytter man seg av bruksgrensetilstanden. Beregningene som blir gjort er av konstruksjonens forskyvninger, eksempelvis beregnes det nedbøying av bjelker og plater. I bruksgrensetilstanden gjøres også beregning av sprekkevidde (rissvidde) (Rørvik og Årskog, 2010, s.27).

Tabell 9: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand (Rørvik og Årskog, 2010, s.27)

Lastfaktorer i bruksgrensetilstand			
Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende laster	Øvrige variabler
	γ_{Gj}	γ_{Q1}	γ_i
Karakteristisk	1.0	1.0	0.7
Ofte forekommende	1.0	0.7	0.6
Tilnærmet permanent	1.0	0.6	0.6

2.8.4 Egenlast

Egenlast blir definert som permanent last. Selve tyngden til konstruksjonen og konstruksjonsdelene som hviler på denne på permanent basis er det som kalles egenlast på en konstruksjon, enten om disse er bærende eller ikke-bærende. Egenlasten vil ha fast plassering, størrelse og retning i de fleste tilfellene, altså er den en bunden og permanent last (Rørvik og Årskog, 2010, s.37). Det som regnes som egenlast er fast installert utstyr som heiser, rulletrapper og varme- og ventilasjonsutstyr (Larsen, 2008, s.40).

2.8.5 Nyttelast

Nyttelast er vanligvis variabel last. Nyttelaster oppstår for eksempel fra tyngden av flyttbart inventar og maskininstallasjoner, masse gods, kjøretøyer, dyr og mennesker som oppholder seg i konstruksjonen. Nyttelastene regnes i de fleste tilfeller som jevnt fordelte laster over et visst tilgjengelig areal (Rørvik og Årskog, 2010, s.39).

Tabell 10: Karakteristisk nyttelast på gulv (Rørvik og Årskog, 2010, s.40)

Kategori	Bruk	Eksempler	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; rom og avdeliger i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.		
		- Gulv	2,0	2,0
		- Trapper	3,0	2,0
		- Balkonger	4,0	2,0
		- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
B	Kontorarealer		3,0	2,0
C	Arealer hvor personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B, D og E)	Arealer med bord, for eksempel i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner. C1	3,0	4,0
		Arealer med faste seter, for eksempel arealer i kirker, teatre, kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom og lignende. C2	4,0	4,0
		Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, for eksempel arealer i museer, utstillingsrom, ankomstområder i offentlige bygg, administrasjonsbygg, hoteller C3	5,0	4,0
		Arealer med mulige fysiske aktiviteter, for eksempel dansesaler, gymnastikkrom, scener og lignende C4	5,0	7,0
		Arealer som lett overfylles, for eksempel i bygg for offentlig bruk som konsertsaler, idrettshaller inklusive tribuner og atkomstområder, utendørs idrettsanlegg C5	5,0	4,0
D	Forretningsarealer	Arealer i detaljhandel, varehus, bok- og papirhandel ... D1	5,0	4,0
		Arealer belastet med pallett papir og lignende D2	5,0	7,0
E	Arealer for oppsamling av varer, innbefattet ankomstområder	Arealer for oppbevaring, innbefattet biblioteker. E1	7,5	7,0

2.8.6 Arealreduksjonsfaktor

Den jevnt fordelte nyttelasten q_k kan noen ganger reduseres med en reduksjonsfaktor α_A . Dette er fordi det er liten sannsynlighet for at hele arealet til et stort gulv blir belastet med maks nyttelast samtidig. Derfor brukes en såkalt arealreduksjonsfaktor α_A (Rørvik og Årskog, 2010, s.41).

$$\alpha_A = 5 \frac{\psi_0}{7} + \frac{15}{A} \leq 1$$

Både $\alpha_A \geq \psi_0$ og $\alpha_A \geq 0.6$ må være oppfylt. For brukskategoriene A-D er $\psi_0 = 0.7$, mens $\psi_0 = 1.0$ for brukskategori E.

Formelen for brukskategoriene A-D blir da:

$\alpha_A = 0.5 + \frac{15}{A} \leq 1.0$, der A (m²) er arealet som belaster den konstruksjonsdelen som skal dimensjoneres (Rørvik og Årskog, s.41).

2.8.7 Etasjereduksjonsfaktor

Man kan redusere nyttelasten i de overliggende etasjene, siden det er lite sannsynlig at det er flere etasjer som har full nyttelast samtidig. Da må man ta nyttelastene og multiplisere med etasjereduksjonsfaktoren α_n (Rørvik og Årskog, 2010, s.41). Formelen for etasjereduksjonsfaktoren er:

$$\alpha_n = \frac{[2+(n-2) \times 0,7]}{n}, \text{ der } n = \text{antall etasjer over den belastede konstruksjonsdelen}$$

Reduksjonsfaktorene skal ikke brukes samtidig, man må velge en av dem. I tillegg skal man ikke beregne snølast med reduksjonsfaktorene (Rørvik og Årskog, 2010, s.41).

2.8.8 Snølast

Snølast er en variabel last, det vil si at det er en last som varierer med tiden. Snølast på tak kommer av klimaet, høydemetre over havet, topografi, formen på bygningen, taktekkingsmaterial, varmegjennomgang og tid. Det er tatt hensyn til to forskjellige forhold for å beregne den karakteristiske snølasten på tak, nemlig den karakteristiske snølasten på mark og takets geometri. Snølast på tak skal beregnes med 50 års returperiode fordi snølasten i gjennomsnitt overskrider en gang hvert 50. år. Takets helning og ruhet vil også påvirke hvor mye snø som legger seg på taket. (SINTEF Byggforskserien, 2003). Snølasten på taket eller andre bygningsdeler er produktet av den karakteristiske snølasten på mark der konstruksjonen ligger, samt konstruksjonens formfaktor (Aune og Larsen, 1994, s.32).

Tabell 11: Formfaktor (μ) for salttak, pulttak og sagtak (Standard Norge, 2018).

Formfaktor	Takvinkel α		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	$\mu_1(0^\circ) \geq 0.8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0.0
μ_2	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0.0
μ_3	$0,8 + 0,8\alpha/30^\circ$	1,6	-

Snølasten på tak beregnes etter følgende formel:

$$s = \mu \times C_e \times C_t \times S_k \text{ kN/m}^2$$

μ er formfaktor

C_e er eksponeringsfaktoren (sterk vind kan redusere snølast på tak)

C_t er termisk koeffisient (snølasten kan reduseres av varmgjennomgang)

S_k er karakteristiske snølasten på mark

(Rørvik og Årskog, 2010).

2.8.9 Vindlast

Belastningen en bygningskonstruksjon utsettes for i sterk vind, kalles for vindlast. Man skiller mellom statisk vindlast og dynamisk vindlast. Statisk vindlast er når det ikke skjer noen vekselvirkning på legemet som utsettes for vinden, mens dynamisk vindlast er når legemer tar opp turbulent energi fra vinden og kommer i svingninger (Harstveit, 2020). Vindlast er en variabel last. Den karakteristiske vindbelastningen på et bygg beregnes av den største vindhastigheten som kommer hvert 50. år. Faktorene som spiller en rolle er årstid, beliggenhet, topografi, terrengruhet, omkringliggende byggverk og byggverkets geometri og stivhet (Rørvik og Årskog, 2010, s.56).

Tabell 12: Tabell 4.1 – Terrengkategorier og terrengparametere (Rørvik og Årskog, 2010, s.60)

Terrengruhet	Beskrivelse	k_r	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
0	Åpent, opprørt hav	0.16	0.003	2
I	Kystnært, opprørt sjø. Åpne vidder og lite trær eller busker	0.17	0.01	2
II	Landbruksområde, små bygninger eller trær	0.19	0.05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industri eller skog	0.22	0.3	8
IV	Byområder der minst 15% av arealet er dekket med bygg over 15m, eller granskog område	0.24	1	16

2.8.10 Nedbøyning

Nedbøyning er graden på hvor mye et element i konstruksjonen forandrer formen sin når den blir utsatt for en last. Forandringen kan enten være at avstanden eller vinkelen endrer seg, og kan heller ikke være så lett å se. Nedbøyningen kommer an på tettheten til lasten, formen til komponenten og materialet til den delen som blir utsatt. Nedbøyningen er kort fortalt en avgjørende faktor i utformingen og hvis man ikke tar hensyn kan det få fatale konsekvenser.

Ulike typer laster kan forårsake nedbøyning, det kan enten være punktbelastning, jevnt fordelt belastning, vindbelastning eller skjærbelastning, samt naturkrefter som marktrykk og jordskjelv (Designing Buildings Wiki, 2020).

Nedbøyningen skal kontrolleres i bruksgrensetilstand, og denne kontrollen skal være at nedbøyningene ikke overskrider gitte verdier. NS 3472 gir ikke tallverdier for nedbøyning som er akseptable og derfor må disse oppsettes ut ifra konstruksjonens funksjonskrav (Larsen, 1994, s.193). Lastkoeffisientene γ_g og γ_p settes lik 1,0. Den totale nedbøyninga kommer av nyttelast, egenlast, kryp og svinn (Forthun, 1985, s.65). Det gir formelen:

$$F_{\text{tot}} = f_n + f_e + f_s$$

f_n er delen som nyttelasten utgjør

f_e er delen som egenlasten utgjør

f_s er delen som svinnet utgjør

2.8.11 Pålitelighetsklasser og kontrollklasser

Bestemmelser som gjelder pålitelighet, er gitt i NS-EN 1990. Pålitelighetsklassene bestemmes ut ifra konsekvensene til et eventuelt sammenbrudd av konstruksjonen vil få.

Tabell 13: Pålitelighetsklasser (Rørvik og Årskog 2010, s.13)

Pålitelighetsklasse	Bruddkonsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Pålitelighetsklassene brukes til å skille kravene til kontroll av utførelse og prosjektering for ulike konstruksjoner. Begrenset kontroll kan gjøres av prosjekterings ansvarlig, ved stikkprøver av viktige komponenter. Normal kontrollen bør utføres av en annen enn den ansvarlige for prosjektet, mens utvidet kontroll bør utføres av et uavhengig foretak. Det er også verdt å nevne at valget av pålitelighetsklasse får konsekvenser for lastfaktorens størrelse (Rørvik og Årskog, 2010, s.13).

Tabell 14: Kontrollklasser (Rørvik og Årskog, 2010, s.13)

Pålitelighetsklasse	Kontrollklasse for prosjektering og utførelse		
	Begrenset	Normal	Utvidet
RC1	x		
RC2		x	
RC3			x
RC4			Skal spesifiseres

2.9 Programvare

2.9.1 BIM

BIM står for building information modeling, og er digitale modeller av et bygg. BIM er limet som samler alle bidragsyterne til en felles plattform, som fører til bedre kommunikasjon mellom dem. BIM bidrar til å spare tid og penger, samt forebygger mot å gjøre kostbare feil. (Byggeindustrien, 2016). Hensikten med modellen er å samle alt i en fil, der alt av informasjon og endringer legges inn (Graphisoft, u.å.).

2.9.2 Autodesk Revit

Autodesk Revit er en BIM-programvare der man kan 3D-modellere bygg i full målestokk. Det er et modelleringsverktøy innenfor arkitektdesign, konstruksjon, VVS og elektro. Fra programvaren får du byggets tegninger i fasade, snitt, plan og i 3D perspektiv. Helt siden Revit ble lansert i 2000, har det vært det mest brukte BIM-verktøyet innenfor bygningskonstruksjon (Autodesk, u.å.).

2.9.3 EUROCODEexpress

EUROCODEexpress er et beregningsprogram som er utviklet av RUNET software & expert systems. Det er et 2D-program tilegnet for design og analyser, der man kan beregne betong, stål og tre. For enkelte betongkonstruksjoner kan det også skrives ut armeringstegninger (Runet, u.å.).

2.9.4 Autodesk AutoCAD

AutoCAD, som står for Computer-Aided design, er et softwareprogram som arkitekter, ingeniører og profesjonelle innenfor konstruksjon benytter seg av for å lage presise 2D og 3D tegninger. Programmet er levert av Autodesk og ble utgitt i 1982 (Autodesk, u.å.).

2.9.5 Solibri Anywhere

Solibri er ledende innen BIM kvalitetsikring og kvalitetskontroll. Det er et kostnadsfritt program som tilbyr analyse, koordinering og design review. Solibri et finsk selskap og ble grunnlagt helt tilbake i 1996 (Graphisoft, u.å.).

2.9.6 Microsoft Teams

Microsoft teams er en samlet kommunikasjons- og samarbeidsplattform der man kan dele filer, kommunisere og ha videomøter. Her er det mulig å dele alt av filer som inngår i Office pakken. Programmet ble lansert i 2017 av Microsoft.

2.9.7 Autodesk Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis er en programvare som gir belastningsanalyse, og kan utveksle data med Revit Structure. Programmet kan hjelpe med å lage konstruerbare design som er nøyaktige og koblet til BIM, og som tar utgangspunkt i koder og standarder som for eksempel eurokode og norsk tandard. (Microsol Resources, u.å.).

3 Metode

3.1 Lastberegning

Alle håndberegningene ble utført i henhold til NS-EN 1990 i ulike grensetilstander, og kontrollert opp mot resultater i EUROCODEexpress.

3.1.1 Egenlast og påført egenlast

Egenlastene for betongdekke, Ytong veggelement, Ytong dekkelement, Ytong takelement og glass må beregnes. Egenlastene til de ulike elementene er beregnet ut fra tyngdetettheten deres. Denne verdien er oppgitt i kN/m^3 . Ved å multiplisere tyngdetettheten med tykkelsen på det aktuelle elementet, endres enheten fra kN/m^3 til kN/m^2 . I tillegg er det øvrige permanente laster, slik som lettvegger, gulv og isolasjon, som er samlet til $0,7 \text{ kN/m}^2$ felles påført permanent last.

Fremgangsmåten for beregning av egenlast er den samme uavhengig av hvilket element det er snakk om. Egenlastene for stålprofiler er hentet fra EUROCODEexpress.

3.1.2 Nyttelast

Nyttelast ble hentet i NS-EN 1991-1-1. Det henvises til Tabell 10. Ut ifra standarden gir det oss karakteristisk nyttelast i brukskategori C1, som er arealer hvor personer kan samles.

3.1.3 Snølast

Beregninger for snølast er gjort i henhold til standarden NS-EN 1991-1-3. Den karakteristiske snølasten på mark er hentet fra tabell NA.4.1 i standarden. Snølasten på mark multipliseres med formfaktor, som gir dimensjonerende snølast på tak.

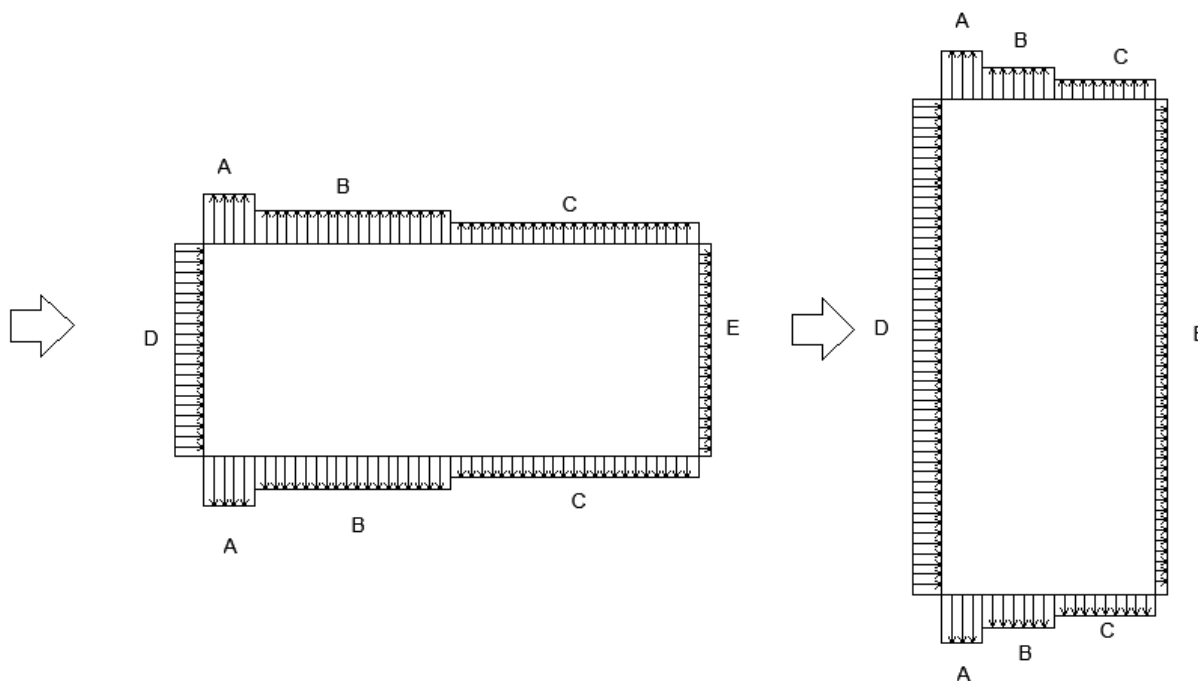
3.1.4 Vindlast

I beregning av vindlast ble bygget forenklet til å være rektangulært med grunnflate 48.3×20.8 .

Utsprenging av fjell gjør at betongfjøttene kommer i ly og er derfor ikke medregnet i høyde.

Beregningene ble gjort i henhold til standard NS-EN 1991-1-4. Vindlast på både kort- og langside får én vindsoner. Arealet er større enn 10 m^2 og derfor brukes $C_{pe,10}$ i beregningen. Verdi for $C_{pe,10}$ multipliseres med vindhastighetstrykket. Vindhastighetstrykket er vindlastfaktor multiplisert med vindhastighet i Ibestad som er funnet i tabell NA.4 i standarden.

De ulike vindsonene til bygningen er illustrert i figur 14. Sone A, B og C blir ikke beregnet, da de utligner hverandre, som fører til at summen av krefter blir lik null. Vindlasten på bygget vil være på sone D, og suget vil være i sone E. For å få vindkrefter på veggoverflaten multipliseres vindtrykket med arealet.



Figur 14: Soneinndeling av vindlast

3.1.5 Bruddgrensetilstand

I denne tilstanden er det valgt å fokusere på beregning av største bøyemomenter, og videre nødvendig og valgt armering. Største lastvirkning av ligning B1 og B2 fra delkapittel 2.8.2 tas med videre i beregninger.

3.1.6 Bruksgrensetilstand

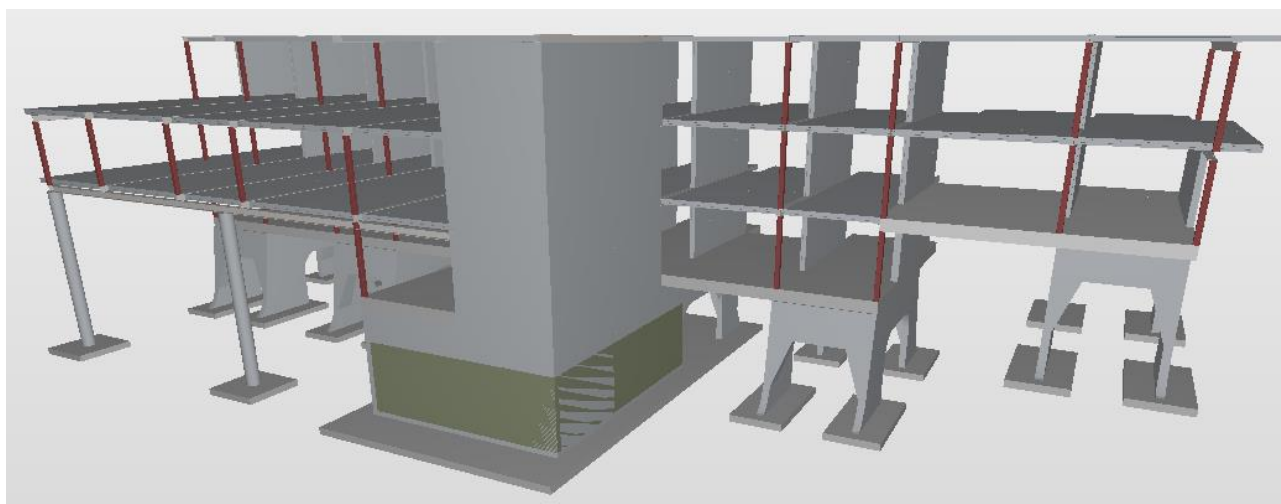
I denne tilstanden er det valgt å fokusere på rissviddekontroll, og kontroll av nedbøyinger. Rissviddene blir beregnet med langtidslaster som grunnlag. Håndberegninger for nedbøyinger beregnes som resultat av korttids og langtidslaster. Det velges å se bort i fra nedbøyning på grunn av svinn.

3.2 Beregningsgrunnlag

Pålitelighetsklasse, betongkvalitet, eksponeringsklasse, bestandighetsklasse, armering, overdekning, brann- og lyd kvaliteter er hentet ut ifra Norsk Standard og SINTEF byggforsk, og tabeller ligger vedlagt under [V1].

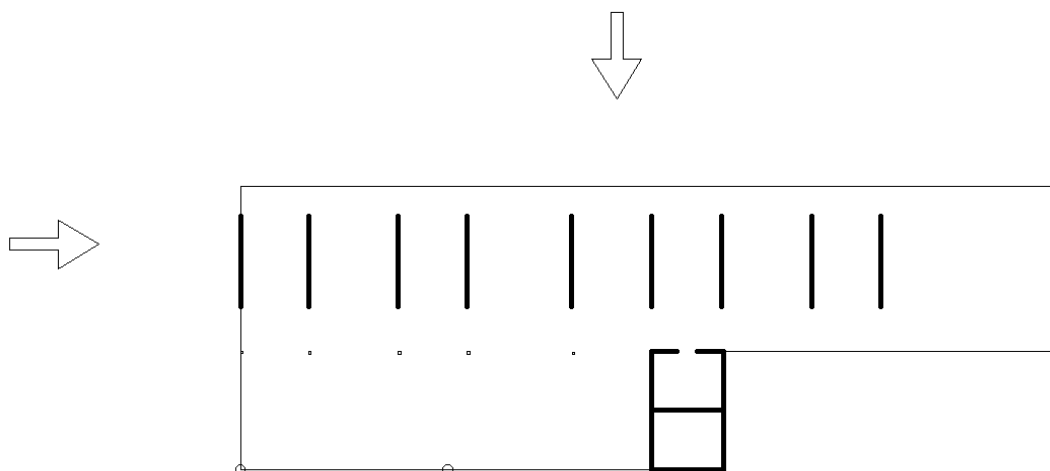
3.2.1 Bæresystem

Bæresystemet består av stålrammeverk med Ytong-dekkeelement og bærende Ytong-veggelement. Plan 1 er slakkarmert betong understøttet av betongføtter.



Figur 15: Illustrasjon av bæresystem i solibri

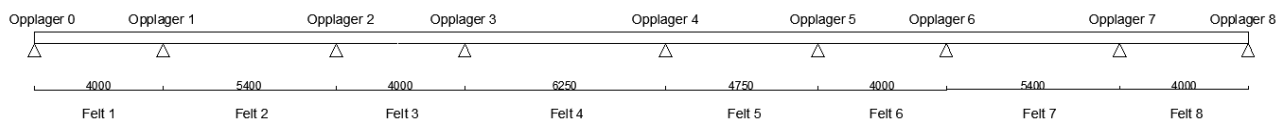
Det vil virke horisontale krefter på bygget. Disse kreftene vil bli ført til elementer som bærer hotellet horisontalt. Bygget har en stabil fastholdelse der bærende vegger, kombinert med heissjakt, tar opp de horisontale vindkreftene og fører de ned i fundamentene.



Figur 16: Avstivning av bygget

3.2.2 Betongdekke

Det antas at dekket ikke vil bli utsatt for andre laster enn sin egenlast og nyttelast. Dette fordi vertikale og horisontale laster fra de andre planene går rett ned i betongføttene, og videre ned i fundament. Det blir beregnet som en kontinuerlig plate, hvor den største spennvidden er på 6.25m.



Figur 17: Beskrivelse av felt og opplager

3.2.3 Utkragerplate

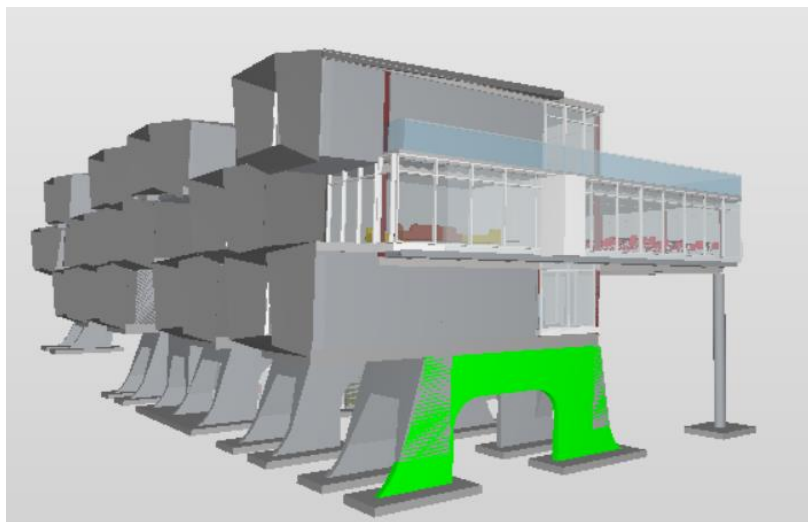
Det gitte bæresystemet er utarbeidet på en måte som gjør at utkrager ikke har noen bæring i tverretning. Dette medfører at den ikke kan dimensjoneres på vanlig måte med opplegg i den ene enden. Metoden som er valgt for å dimensjonere utkragerplatene på er basert på en teori forklart til oss av, Odin Blø, Sivilingeniør for CCL Engineering Norway AS, (personlig e-post, 30.02.21). Teorien baserer seg på en antagelse om at platen i seg selv, den delen av platen som blir støttet av betongføttene, blir bærende for utkrager. Det blir da dimensjonert en plate som skal ha kapasitet til å bære egenlasten av utkrager og de andre lastene på denne. Deretter vil utkragerdelen av platen bli dimensjonert på en måte der denne platen fungerer som opplegg for utkrageren. Det antas et lastbilde der lasten på utkrageren er egenlast av dekkelement fra dekke over, snølast på dette dekke, egenlast av veggelementer og dens egenlast og nyttelast.

3.2.4 Søyle

Det ble valgt mål søylens tverrsnitt og armeringstverrsnitt på forhånd. Gjennom beregningen ble søylen beregnet som slank, med hensyn til 2.ordens momenter. Det ble betraktet at søylen ikke skulle ta opp momenter, og at den var et sted mellom fast innspent og fritt opplagt i topp.

3.2.5 Betongfot

Det beregnes totale laster fra horisontale og vertikale elementer i planene over betongfoten ut ifra de antatte arealene som påvirker betongfoten. Det tas her utgangspunkt i at dekke i plan 1 er 350 mm slakkarmert betong. Betongfotens egenlast blir av Robot beregnet automatisk ut ifra dens geometri og materiale. Lastene som blir brukt til beregning av betongfot blir beregnet for hånd i vedlegg [V3.9]. Det prøves med armering $\varnothing 16$ som horisontalt og vertikalt. Robot tar ikke for seg tverrarmring og det vil av denne grunn ikke blitt gitt et resultat av dette. Den betongfoten som blir betraktet i resultatet er den som er illustrert i figur 18. Det velges å neglisjere vindlast på selve betongfoten ettersom den ligger delvis i ly.



Figur 18: Illustrasjon av betongfot som beregnes.

3.3 EUROCODEexpress

EUROCODEexpress blir brukt som et hjelpemiddel for å kontrollere håndberegningene, samtidig gi et bilde på spennvidder og gi oversikt over faktorer. Betongelementer blir regnet med utgangspunkt i Eurokode 2. Verdier for laster og betongkvalitet innføres manuelt inn regningsprogrammet.

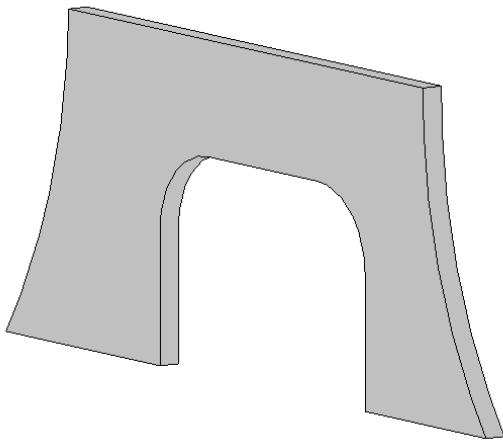
Momentene som virker på platen i de forskjellige feltene og opplagerne er hentet ut fra EUROCODEexpress og brukt videre i håndberegningene.

3.4 Autodesk AutoCAD

AutoCAD ble brukt til å lage skisser og snitt-tegninger. I dette programmet kan det enkelt utarbeides 2D-tegninger, som et grafisk tegneark. Kommandoene line, circle, polyline og fill ble hjelpemidler for å lage de forskjellige tegningene.

3.5 Autodesk Revit

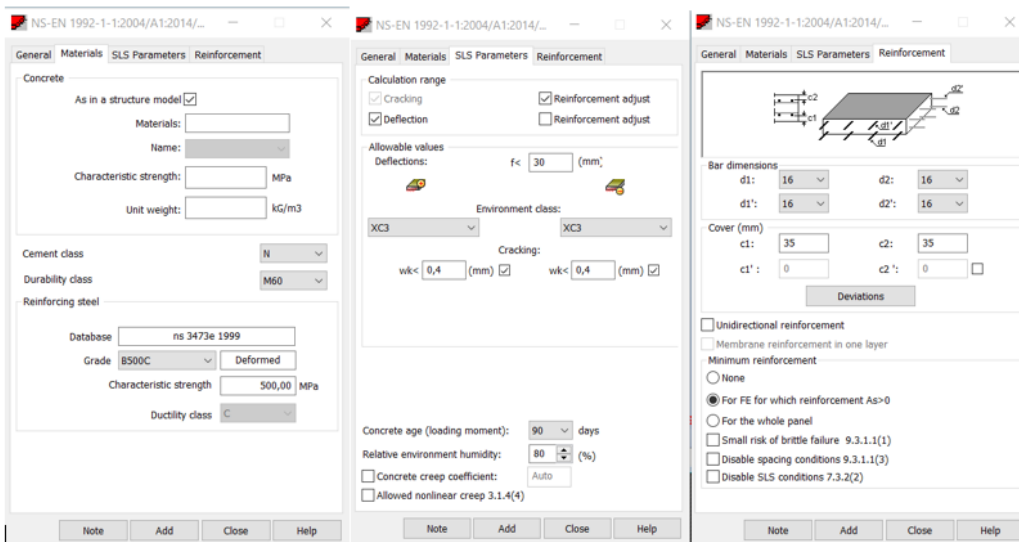
Detaljtegning av betongfoten ble utlevert av oppdragsgiver Jørgensen Entreprenør og ligger vedlagt i [Vedlegg 8]. Foten ble tegnet inn i Autodesk Revit som en vanlig betongvegg med tykkelse 300 mm. Med utgangspunkt i detaljtegningen av foten, ble veggene og utsparingen justert til riktig geometrisk utforming. Man bør være oppmerksom på at foten kan avvike noen millimeter i forhold til detaljtegningen, siden den ikke inneholdt vinkler og fullstendige mål.



Figur 19: Tegning av betongfot i revit

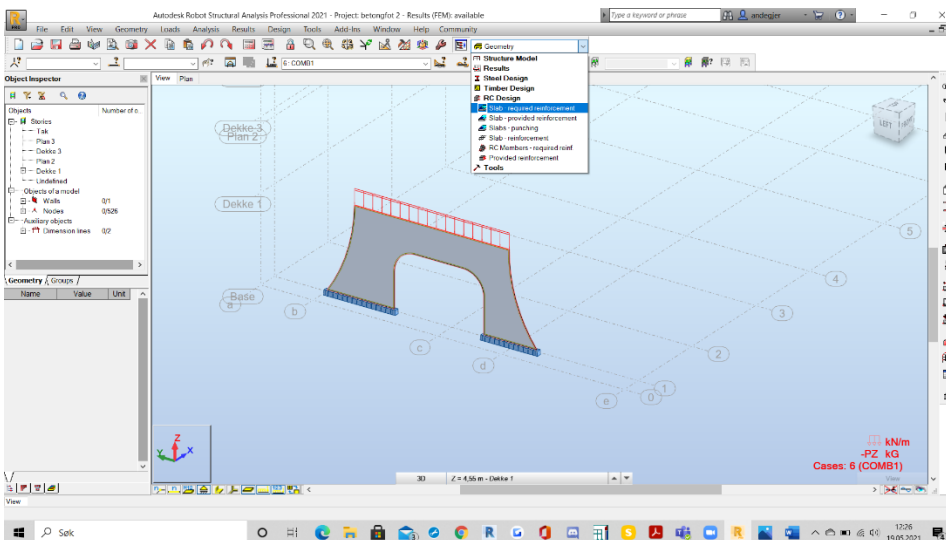
3.6 Autodesk Robot Structural Analysis

Revit-modellen sendes til Robot for analyse. Fremgangsmåten i Robot består av påføring av laster, definering av lastkombinasjoner og definering av supports/opplager. Deretter gjøres det innstillinger for armering, der det blant annet bestemmes om man skal beregne armering som tar hensyn til riss, overdekning og tykkelse på armering.



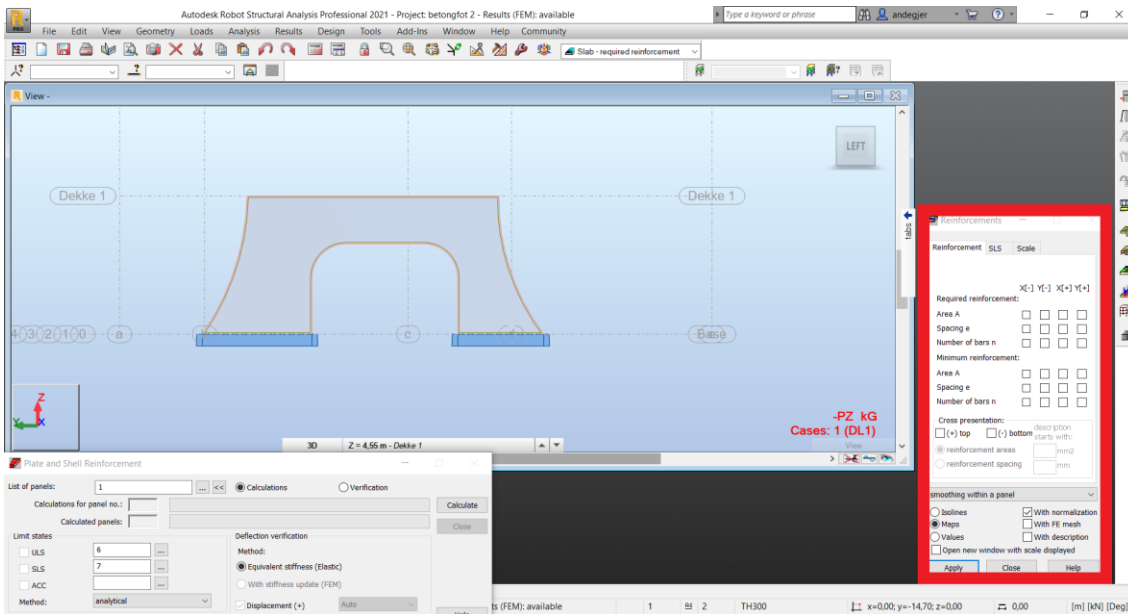
Figur 20: Innstillinger for armering i Robot

Til slutt kjøres en analyse og man får ut resultater. Det velges resultater for «Slab – required reinforcement», som vist i figur 20. Dette er fordi Robot betrakter veggen som en vertikal «plate».

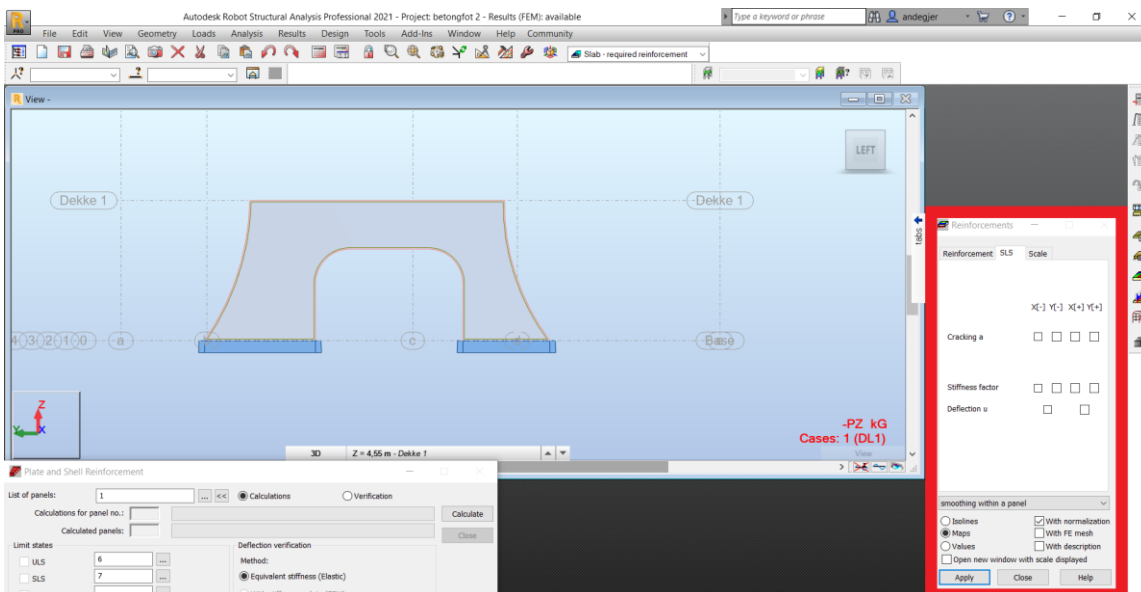


Figur 21: Valg av resultatmodul «Slab – required reinforcement»

Resultatene som tas ut av denne modulen er nødvendig armering, med senteravstand og antall stenger, minimumsarmering og rissvidde, Dette illustreres i figur 21 og figur 22.



Figur 22: Resultatvalg for bruddgrensetilstand i Robot



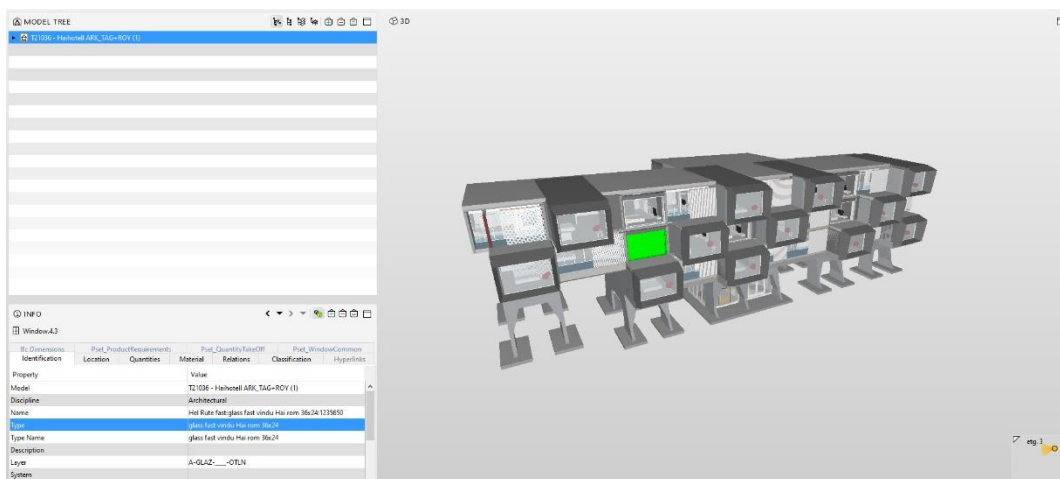
Figur 23: Resultatvalg for bruksgrensetilstand i Robot

Ettersom Robot ser på betongfoten som en vegg/vertikal plate vil modulen som brukes til å beregne, kun ta for seg nedbøying/avbøying innover i planet (bøyinger som kommer av horisontale laster som for eksempel vindlast). Den vil altså ikke betrakte nedbøying på den delen av vegg som ligger over åpningen. Dette gjøres derimot ved å betrakte denne delen av vegg som en fritt opplagt bjelke og deretter beregne nedbøying i en bjelkemodul i Robot [V5.12]. Geometrien for denne bjelken har utgangspunkt i høyden av betongfoten over åpningen [Vedlegg 8] og lastene på

bjelken blir de samme som for betongfoten. Modulen gir mulighet for å se resultatene grafisk, men ettersom nedbøyingen er det eneste resultatet som ønskes brukes det ikke mer tid på å gå inn på dette.

3.7 Solibri Anywhere

Solibri blir brukt som et hjelpemiddel for å oppfatte hele konstruksjonen i helhet. Her er det lagt inn informasjon, slik at man kan gå inn å se størrelser og materialer. Programmets funksjon for å skjule elementer gjør det mulig å betrakte etasje for etasje.



Figur 24: Solibri modell av haihotellet

4 Resultater

Jørgensen Entreprenør AS ønsket hovedsakelig en analyse av et slakkarmert betongdekke med tykkelsen 350 mm i første plan. Dette ble utgangspunktet for beregningene, som viser at utkragerdelen av dekket vil få for stor nedbøyingsverdi i det gitte bæresystemet. På grunnlag av dette, prøves det ut alternative løsninger.

- 500 mm dekke
- Utkragerbjelke med 350 mm dekke
- Forskyvning av betongfot m/søyle i bakkant

Beregningene gjøres i hovedsak for hånd og kontrolleres med EUROCODEexpress. Noen av beregningene forenkles, ettersom de har samme fremgangsmåte som tidligere. Alle rapporter fra EUROCODEexpress ligger under [V4].

Betongfjøttene er beregnet i Robot Structure, og resultater er presentert ut fra beregningsmodulen i [V5.1-V5.13].

4.1 Dimensjoneringsgrunnlag

4.1.1 Betong

Pålitelighetsklasse: 2 [V1.1]

Betongfasthet: B35 [V1.2]

Armering: B500C

Eksponeringsklasse: XC3 [V1.3]

Bestandighetsklasse: M60 [V1.4]

Overdekning: 35mm [V1.5]

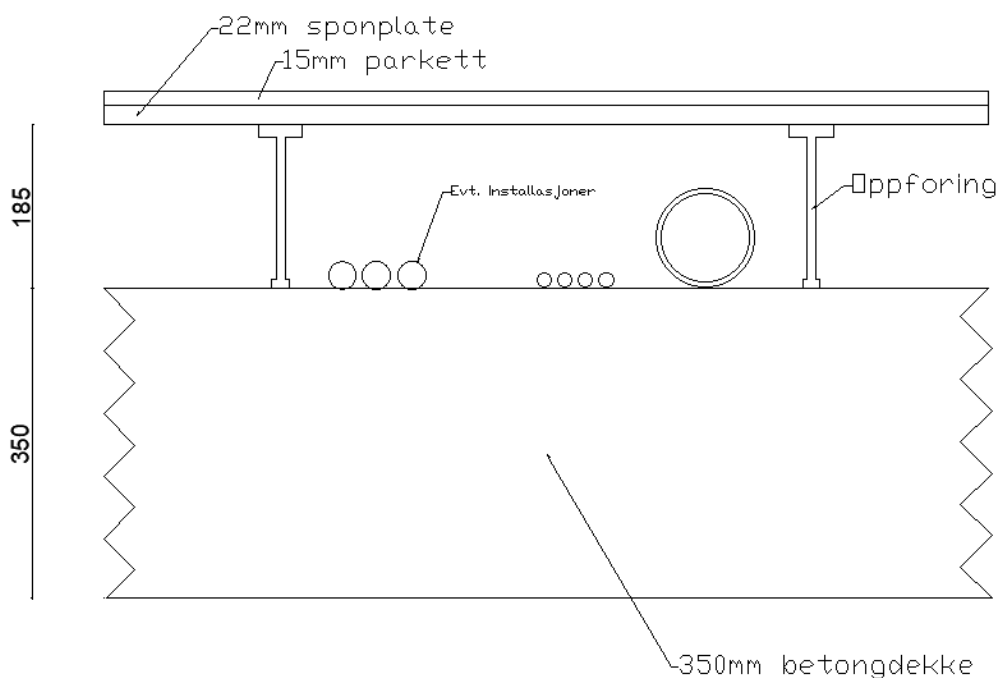
4.1.2 Branndimensjonering

Hotellet havner i risikoklasse BKL 6 (overnattingssted og hotell) og brannklasse BKL 2 (tre tellende etasjer). Det betyr at bærende hovedsystem skal ha brannmotstand R60, trappeløp R30 og utvendig trappeløp R30. Hvert hotellrom skal være egne brannceller, samtidig som korridor, trapperom og tekniske rom også skal være egne brannceller (TEK17, 2017, §11-1 – §11-4).

Et betongdekke på 350 mm med en overdekning på 35mm vil ut ifra tabell [V1.6] oppnå brannmotstand på REI240 (SINTEF Byggforsk, 2020). Siden betongfjøttene ikke trenger noen form for branneksporing mellom brannceller kan den karakteriseres som ensidig. Det betyr at betongfjøttene på 300 mm og med overdekning på 35mm, hentet fra tabell [V1.6], også vil få brannmotstand REI240 (SINTEF Byggforsk, 2021).

4.1.3 Lyddimensjonering

Hotellet havner i lydklasse C. Ifølge NS 8175:2019 foreligger det krav for luftlyd grenseverdi på minimum 52dB, og trinnlyd grenseverdi på maksimum 58dB [V1.7]. For å oppnå dette på det plasstøpte 350 mm betongdekke, ble det valgt en granab-løsning. Dette gir i tillegg muligheten til å skjule rør og el-installasjoner under gulvet. Oppforede systemgulv vil gi trinnlyd på 41-35 dB, og luftlyd på 59-64 dB (SINTEF Byggforsk, 2015). Skissen under viser hvordan denne løsningen ville sett ut; 350 mm betongdekke, støttefjøtter, 22mm sponplate og 15mm parkett på topp.



Figur 25: Oppbygging av gulv på 350 mm betongdekke

4.2 Snølast på tak

Snølast er beregnet for hånd [V2.2], og kontrollert i EUROCODEexpress [V4.8]. Karakteristisk snølast for Ibestad kommune er 5.00 kN/m^2 . Den karakteristiske snølasten på flatt tak er 4.00 kN/m^2 .

4.3 Vindlast på fasader

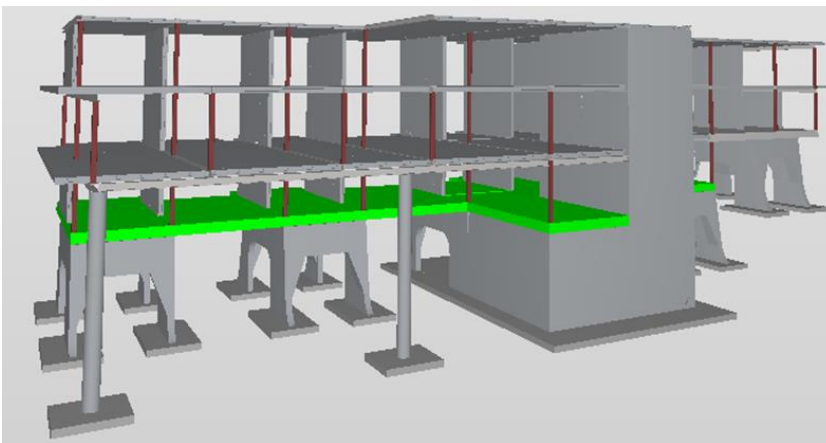
Vindlast er beregnet for hånd [V2.3], og kontrollert i EUROCODEexpress [V4.9]. Konstruksjonen er 9.84 m høy og har en kortsida på 20.8 m og en langside på 48.3 m . Terrengruhetsfaktor 0 siden det ikke er skjernet fra åpent hav. Bygget har kun en vindsoner både på kort – og langside. Samlede krefter stemmer overens med beregningene i EUROCODEexpress. Vindlast som virker på fasade mot kortsiden er 141.96 kN/m^2 .

Tabell 15: Beregning av vindlast

	Håndberegning	EUROCODEexpress	Differanse
Vindlast kortsida kN/m^2	1.32	1.33	0.01
Vindlast langside kN/m^2	1.54	1.54	0

4.4 350 mm betongdekke

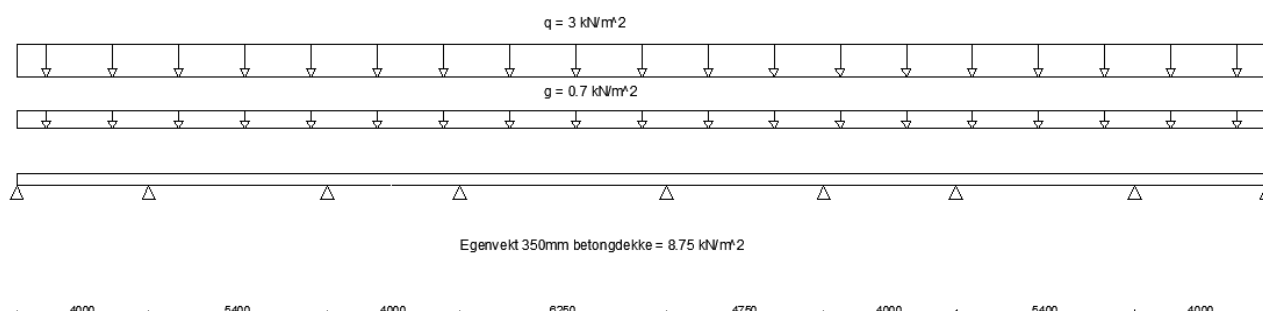
Figur 25 viser det aktuelle dekket (illustrert i Solibri) som skal beregnes. Dekket er på 457.80 m^2 og er fordelt over 8 spenn.



Figur 26: Illustrasjon av dekket som skal beregnes (hentet fra Solibri)

4.4.1 350 mm betongdekke sett vekk i fra utkrager

Refererer til håndberegning [V3.1] og EUROCODEexpress rapport [V4.1]. Den totale lasten platen utsettes for er 9.45 kN/m^2 permanent last, og 3.00 kN/m^2 variabel last. I bruddgrensetilstand gir ligning B1, $q_{Ed1} = 15.91 \text{ kN/m}$, størst lastvirkning. Det antas at momentkraft og skjærkraft er størst der spennet er lengst, altså ved opplager 4, $M_{Ed} = 42.24 \text{ kNm/m}$ og $V_{Ed} = 44.08 \text{ kN/m}$.



Figur 27: Laster på 350 mm dekke

Siden det er delvis utnyttet trykksone, $M_{Rd} > M_{Ed}$, kreves armering bare i strekksone. Beregningene gir hovedarmering $\text{Ø}12\text{s}220$ i bunn for å ta opp strekk i feltene, og $\text{Ø}12\text{s}220$ i topp for å ta opp strekk ved opplager. Det velges fordelingsarmering som er minst 20% av hovedarmering, $\text{Ø}10\text{s}450$. Siden skjærkraftkapasiteten $V_{Rd,c} > V_{Ed}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering.

I bruksgrensetilstand er det antatt at egenlast påføres etter 7 døgn, mens nyttelasten påføres etter 90 døgn. Kryptall er hentet fra NS-EN 1991 [Vedlegg 6], $\phi_g = 2.2$ og $\phi_q = 1.6$. I likhet med skjærkraft og momentkraft, vil nedbøying bli størst i det lengste spennet. Nedbøyingen i felt 4 på 6.25 m er 5.9 mm. Dette er innenfor nedbøyingkravet, $25\text{mm} > 5.9\text{mm}$. Risseviddekontrollen viser at også rissvidde er innenfor kravet $0.39\text{mm} > 0.28\text{mm}$.

Tabell 16: Beregning av 350 mm dekke

	Håndberegning	EUROCODEexpress	Differanse
Lengdearmering	$\text{Ø}12\text{s}220$	$\text{Ø}12\text{s}220$	Ok
Fordelingsarmering	$\text{Ø}10\text{s}450$	$\text{Ø}10\text{s}450$	Ok
δ , Nedbøying	Godkjent	Godkjent	Ok
w, Rissvidde	Godkjent	Godkjent	Ok

4.4.2 350 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Refererer til håndberegning [V3.2] og EUROCODEexpress rapport [V4.2]. Det antas et lastbilde der lasten på utkrager blir snølast på dekke/taket over, egenlast av overliggende dekke, egenlast av Ytong-veggelementer, og utkrageren sin egenlast og nyttelast. Dette lastbilde er ikke helt realistisk siden den innerste delen av utkrager blir utsatt for krefter fra bærende veggelementer og dermed horisontale og vertikale elementer i alle plan over. Det velges likevel å forenkle lastbilde på denne måten.

Den totale lasten platen utsettes for er 21.16 kN/m^2 permanent last, og 10 kN/m^2 variabel last. I bruddgrensetilstand gir ligning B2 størst lastvirkning, $q_{Ed2} = 40.39 \text{ kN/m}$. Normalt ville man antatt at lengste spenn ville hatt størst krefter. Siden det kun er felt 1,3 og 6 som har utkraging, vil det største moment av disse være relevant. Det gir største moment i felt 1, $M_{Ed} = 51.08 \text{ kNm/m}$.

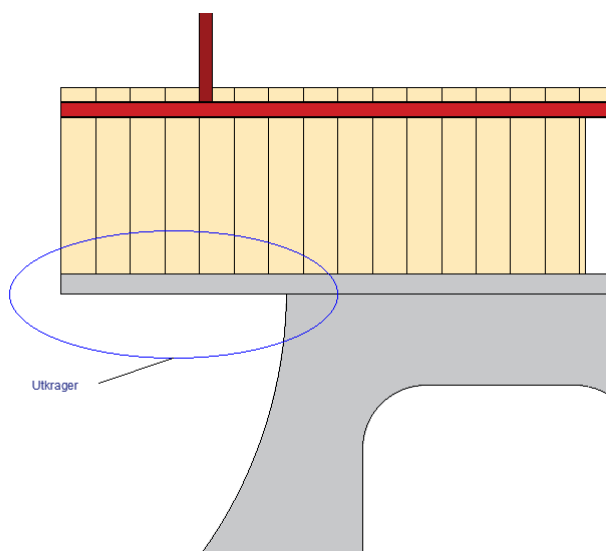
Siden $A_{s,min}$ forblir uforandret vil det være samme hovedarmering og fordelingsarmering som i delkapittel 4.4.1. Kryptall for egenlast og nyttelast, $\phi_g = 2.2$ og $\phi_q = 1.6$. I bruksgrensetilstand er nedbøying av korttids- og langtidslaster i felt 1 innenfor kravet, $16 \text{ mm} > 5.04 \text{ mm}$. Det samme gjelder rissvidde, $0.39 > 0.17$.

Tabell 17: Beregning av 350 mm dekke med kapasitet til bæring av utkrager

	Håndberegning	EUROCODEexpress	Differanse
Nedbøying	Godkjent	Godkjent	Ok
Rissvidde	Godkjent	Godkjent	Ok

4.4.3 350 mm utkragerplate

Refererer til håndberegning [V3.3] og EUROCODEexpress rapport [V4.3]. I beregningene betraktes felt 1. Utkragingen er 3.6m, og tverrlengde 4.0m. Den totale lasten på utkragingen er 12.41 kN/m^2 permanent last, og 7.00 kN/m^2 variabel last. I bruddgrensetilstand gir ligning B2 størst kraftvirkning, $q_{Ed2} = 25.39 \text{ kN/m}$. Siden $M_{Rd} = 519.89 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 164.52 \text{ kNm/m}$ er trykksonen delvis utnyttet, og det kreves kun strekkarmering. Hovedarmering for utkrager bli $\text{Ø}12\text{s}85$, mens fordelingsarmering $\text{Ø}10\text{s}300$.



Figur 28: Illustrasjon av utkragerplate

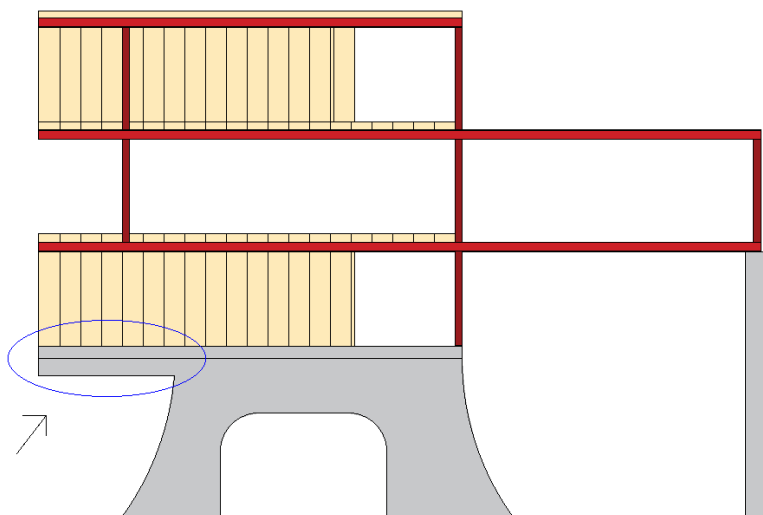
Nedbøyingen for denne utkragingen er ikke innenfor kravet. Nedbøyning forårsaket av korttids- og langtidslast er 26.3mm, men kravet er at det ikke skal være større 14.40 mm. På grunn av dette beregnes det ikke videre på rissviddekontroll.

Tabell 18: Beregning av 350 mm utkragerplate

	Håndberegning	EUROCODEexpress	Differanse
Nedbøying	Ikke godkjent	Ikke godkjent	Ok

4.5 Utkragerbjelke

Refererer til håndberegning [V3.4]. Lastene er størst for utkragingen i felt 1, og derfor betraktes kun dette feltet i beregningene. Bjelken er 300 mm bred og 500 mm høy, med et overliggende 350 mm betongdekke. Det antas at horisontale og vertikale krefter på/fra overliggende elementer fordeles jevnt utover hele bjelken. Lastarealet er vist i vedlegg [9]. Permanente laster utgjør totalt 66.85 kN per meter på bjelken, $g = 66.85 \text{ kN/m}$. Både vindpåkjenninger og snølast inngår sammen med de variable lastene, som utgjør totalt $q = 56.40 \text{ kN/m}$. Ligning B2 gir størst lastvirkning, $q_{Ed2} = 160.00 \text{ kN/m}$.



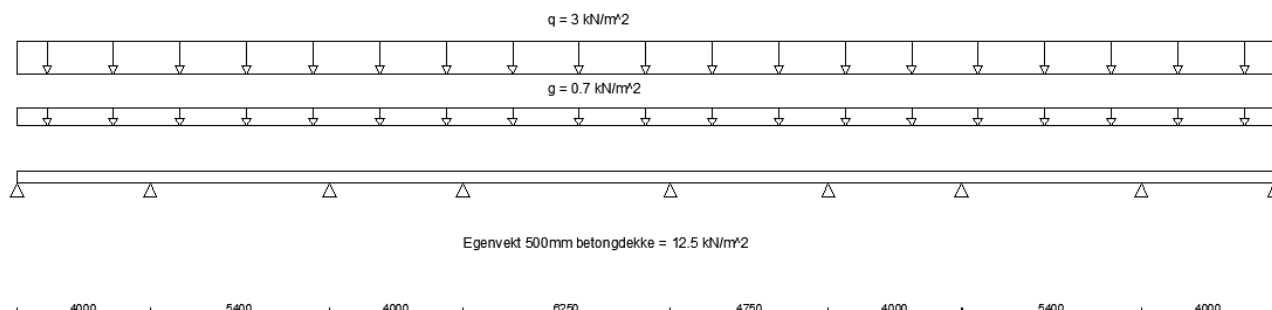
Figur 29: Illustrasjon av utkragerbjelke

Her er $M_{Ed} = 1068.00 \text{ kNm} > M_{Rd} = 407.00 \text{ kNm}$, derfor trengs strekk- og trykkarmering. Da nødvendig armeringstverrsnitt er større enn tillatte armeringstverrsnitt, $A_s = 7613 \text{ mm}^2 > A_{s,max} = 6000 \text{ mm}^2$, beregnes det ikke videre.

4.6 500 mm betongdekke

4.6.1 500 mm betongdekke

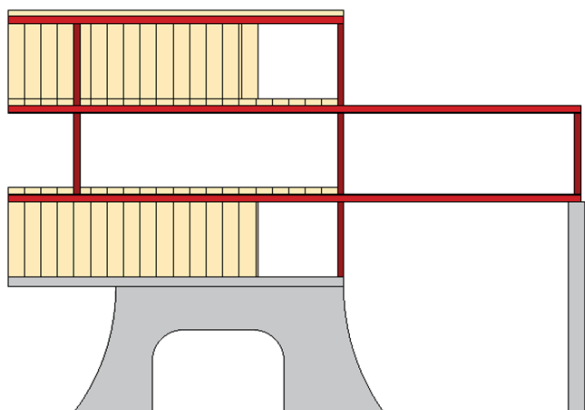
I forhold til et 350 mm tykt betongdekke vil lastbilde bli tilnærmet likt. Eneste forskjellen er at egenlasten til platen blir noe større. Derfor beregnes det ikke på dette tilfellet, men ser heller videre på kapasiteten til dekket for bæring av utkrager.



Figur 30: Laster på 500 mm betongdekke

4.6.2 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Refererer til håndberegning [V3.5] og EUROCODEexpress rapport [V4.4]. De totale lastene lastene dekket blir utsatt for er $g_{tot} = 29.10 \text{ kN/m}^2$ og $q_{tot} = 10.00 \text{ kN/m}^2$. Ligning B2 gir størst lastpåvirkning, $q_{Ed2} = 49.92 \text{ kN}$, Momenter hentes ut fra EUROCODEexpress.



Figur 31: Illustrasjon av 500 mm dekke

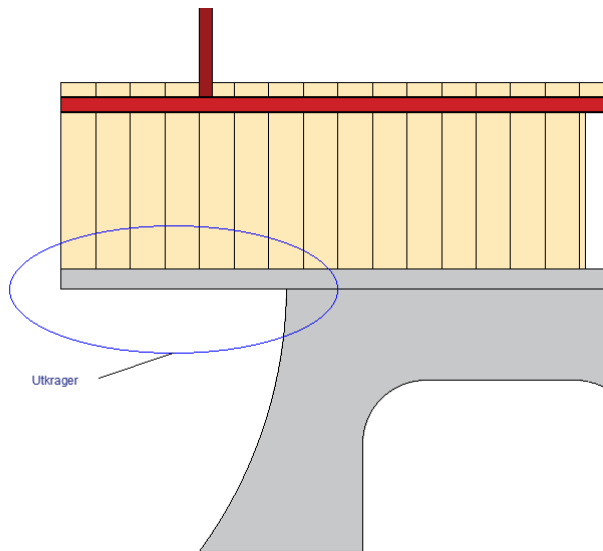
Minimumsarmering er $A_{s,min} = 764 \text{ mm}^2/\text{m}$, så det velges hovedarmering $\text{Ø}12\text{s}145$ og fordelingsarmering $\text{Ø}10\text{s}450$. I bruksgrensetilstand påføres egenlast etter 7 døgn og nyttelaster etter 90 døgn, som gir kryptall $\varphi_g = 2.1$ og $\varphi_q = 1.5$. Største nedbøying er innenfor kravet, $16\text{mm} > 2.2\text{mm}$. Rissviddekontrollen er også ok, $0.39\text{mm} > 0.10 \text{ mm}$.

Tabell 19: Beregning av 500 mm dekke med kapasitet til bæring av utkrager

	Håndberegning	EUROCODEexpress	Differanse
Nedbøying	Godkjent	Godkjent	Ok
Rissvidde	Godkjent	Godkjent	Ok

4.6.3 500 mm utkragerplate

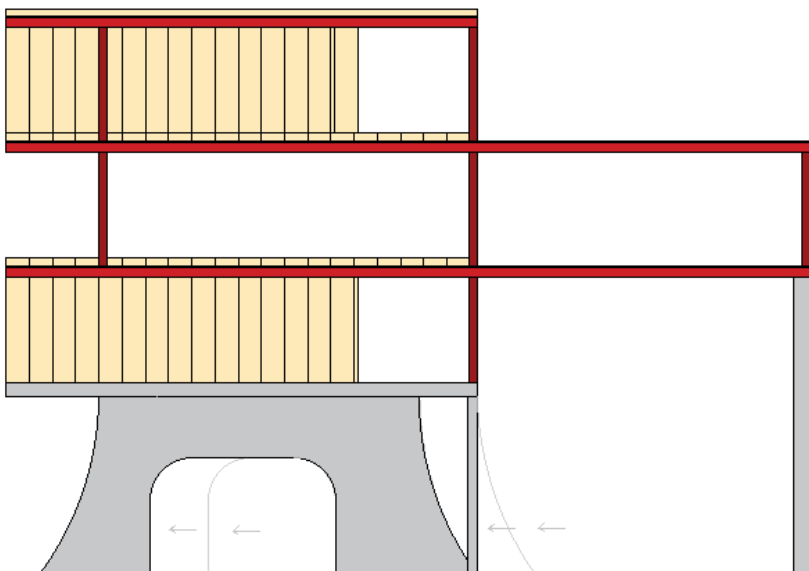
For å spare tid og ettersom fremgangsmåten blir den samme som tidligere, refereres det til EUROCODEexpress rapport [V3.5]. Lastbilde vil bli tilnærmet likt som 350 mm betongdekket. Eneste forskjellen er at egenvekten til 500 mm betongdekket vil bli noe større. Hovedarmering blir $\text{Ø}12\text{s}110$ og fordelingsarmering blir $\text{Ø}10\text{s}290$. Nedbøyingen er innenfor kravet, $14.40 \text{ mm} > 5.56\text{mm}$. Rissviddekontrollen er godkjent, da rissvidden på utkrageren er mindre enn den største tillatte.



Figur 32: Illustrasjon av utkragerplate

4.7 Forskyvning av betongfot

Betongføttene flyttes fremover for å forkorte lengden på utkragerplaten. Det oppstår da en situasjon der en får utkrager på begge sider av dekke. Dette blir løst med en betongsøyle som tar opp krefter for utkraging i bakkant. Antar samme lastbilde som beskrevet i 4.4.2.



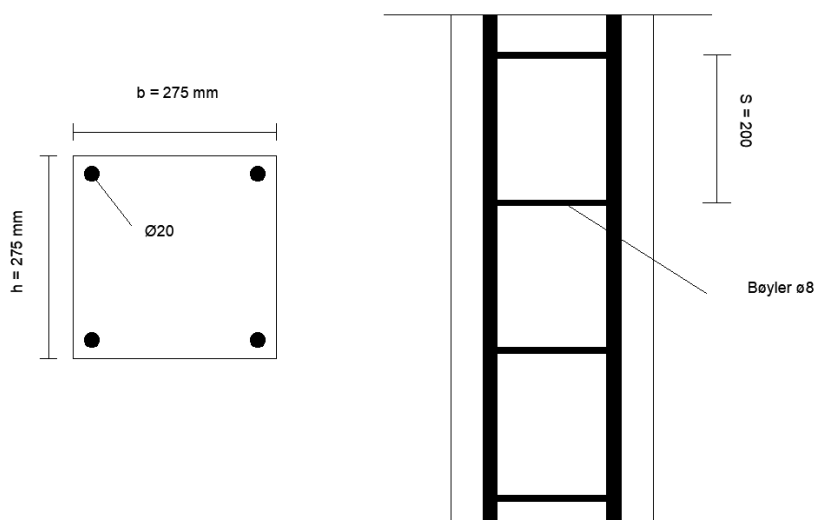
Figur 33: Illustrasjon av forskyvning av betongfot

4.7.1 350 mm utkrager etter forkyvning av betongfot

For å spare tid og ettersom fremgangsmåten blir den samme som tidligere, refereres det til EUROCODEexpress rapport [V4.6]. Lastbildet blir det samme som for utkrager i delkapittel 4.4.3, men lengden er minket fra 3.6m til 2.4m. Velges Ø12s200 som hovedarmering, og Ø10s450 som fordelingsarmering. Største nedbøying på utkrager er 1.82mm, som er mindre enn den største tillatte nedbøyingen 9.60 mm. Risskontroll er også ok, $0.39\text{mm} > 0.35\text{mm}$.

4.7.2 Beregning av søyle

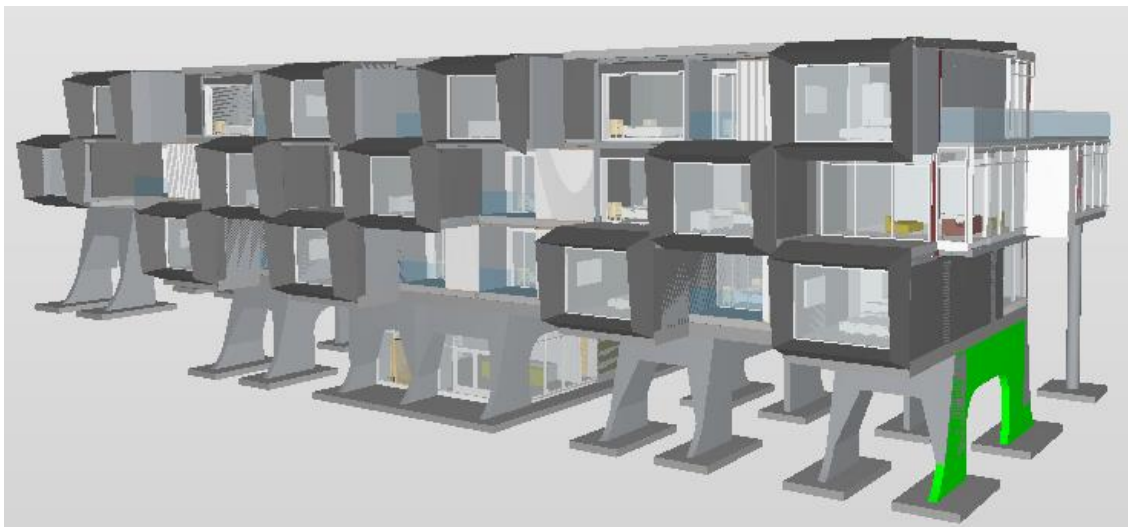
Refererer til håndberegning [V3.8] og EUROCODEexpress rapport [V4.7]. Søylene er 4.55m høy, og har et tverrsnitt på 275mm x 275mm. Plasseringen av søylen som er blitt regnet på er i samme x-retning som opplager 4. Her er de permanente og variable lastene størst. Aksialkraften som søylen utsettes for er $N_{Ed} = 863.70$ kN. Det antas at søylen ikke skal ta opp moment og at aksialkraften treffer sentrisk. Minste eksentrisitet, $M_{Ed} = 17.27$ kNm, tar vare på muligheten for feilplassering av lasten. Knekkklengde L_0 satt til 4550 mm x 0.75, altså et sted mellom fritt opplagt og fast innspent i toppen av søylen. I beregning av slankhet, kan ikke søylen beregnes som kort søyle fordi $\lambda_{n,lim} > \lambda_n$. Det betyr at 2.ordens moment må tas hensyn til! Dette gir oss en økning av moment på 39 kNm. Det mekaniske armeringsforholdet tas ut fra m-n diagram [Vedlegg 7], $w = 0.39$, og gir symmetrisk lengdearmering 4Ø20 og bøyer Ø8s200.



Figur 34: Tverrsnitt av søyle

4.8 Betongføtter

Figur 34 viser den aktuelle foten, fra Solibri, som skal beregnes. Foten er 4.55m høy og 8.3m lang i overkant. Ytterlige mål og utforming finnes i detaljtegning i [Vedlegg 8]. De er dimensjonert med et 350 mm betongdekke.



Figur 35: Illustrasjon av betongfot 1

4.8.1 Beregningsresultater i Robot Structural Analysis

Det prøves med 16mm armering både vertikalt og horisonalt.

Største nødvendig vertikalarmering: $A_s = 999mm^2$ [V5.1]

Største nødvendig horisontalarmering: $A_s = 1157mm^2$ [V5.2]

Største rissvidde: $w = 1.5mm$ [V5.3]

Største tillatte rissvidde gitt for eksponeringsklasse XC3 i Robot er satt til 0.4mm

Det beregnes da på nytt med en justert armeringsmengde for å tilfredsstille rissviddekrav.

Justert nødvendig vertikalarmering: $A_s = 2082mm^2$ [V5.6]

Største senteravstand for vertikalarmering: $s = 97mm$ [V5.10]

Justert nødvendig horisontalarmering: $A_s = 2405mm^2$ [V5.7]

Største senteravstand for horisontalarmering: $s = 97\text{mm}$ [V5.11]

Største rissvidde $w = 0.4\text{mm}$ [V5.8]

Minimumsarmering: $A_{s,min} = 402\text{mm}^2$ [V5.9]

Største nedbøying: $\delta = 1\text{mm}$, kravet er satt til $\delta_{max} = 20\text{mm}$ [V5.13]

5 Diskusjon

5.1 Grunnleggende løsning

Løsningen med 350 mm betongdekke var utgangspunkt for oppgaven. Ved bruk av teorien om at dekket som blir båret av betongføttene er bærende for utkrager vil kapasiteten til dette dekket blir godkjent, men utkrager selv, vil få for store nedbøyinger ut ifra kravet som settes. Det utarbeides derfor alternative løsninger. De løsningene som har blitt utarbeidet på grunnlag av de ikke-godkjente nedbøyingene på utkrager 350 mm betongdekke kan drøftes.

5.2 Utarbeidede alternative løsninger

Første alternative løsning som betraktes er en utkragerbjelke som er støpt inn i dekke. Med det lastbilde som antas blir det raskt påvist en nødvendig armering som har en høyere verdi enn den satte verdien for maksimum armering. Det beregnes derfor ikke videre på denne løsningen.

Det er tydelig at det er utkrageren på dekket som skaper utfordringer for konstruksjonens helhetlige løsning. 500 mm dekke og forskyvning av betongfot ble betraktet som godkjente løsninger i resultatet. Dette vil potensielt ikke bli godkjente løsninger dersom det brukes et mer realistisk lastbilde der det betraktes laster fra alle plan.

Det presiseres også at den arkitekturelle utformingen av bygget er viktig og det ønskes at den blir som planlagt. En eventuell forskyvning av betongføttene vil som konsekvens endre arkitekturen for balkongene, da de vil bli kortere enn planlagt. Her kunne en eventuell løsning vært å utvide betongfoten istedenfor å flytte den. Løsningen som tar for seg 500 mm dekke vil ikke endre for mye på arkitekturen, utenom at den øker den totale byggehøyden. Denne løsningen vil derimot kreve mer betong så en kan argumentere for at den setter et større fotavtrykk på miljøet.

5.3 Etterspent løsning

En annen mulig løsning er et etterspent betongdekke. Dette vil gi muligheten for et tynnere dekke samtidig som løsningen er mye bedre egnet for utkrager. Det har ikke blitt betraktet en løsning for dette i resultatdelen, men det refereres til [Vedlegg 10], der det har blitt utarbeidet en løsning av CCL Norway for et 230 mm etterspent betongdekke. Denne løsningen vil resultatmessig gjøre det mulig å gjennomføre bæresystemet uten å endre arkitekturen av bygget.

5.4 Betongfot

Robot beregner først nødvendige armeringstverrsnitt. Dette resultatet gir en rissvidde som er over størst tillatt verdi. Det brukes da en funksjon i beregningsmodulen i Robot som beregner en oppjustert verdi for nødvendige armeringstverrsnitt, med hensyn på rissviddekrav. Tverrarmering blir som nevnt ikke beregnet i robot. Dette ville normalt blir beregnet, men ettersom modulen i Robot er metoden for beregningene gjøres det ikke i dette tilfellet. De beregnede nedbøyningene for den delen av vegg som er over utsparing, blir som resultat av høyden, veldig lave. Det kan tenkes at høyden over utsparing er satt bevisst med hensyn på nedbøying.

5.5 Differanser i håndberegninger og EUROCODEexpress

Resultatet av nedbøying og rissvidde varier i håndberegningene opp mot EUROCODEexpress. Dette er fordi i håndberegningene blir det beregnet ved bruk av korttids- og langtids E-moduler, mens i EUROCODEexpress blir beregnet ut ifra en tilnærmet permanent lastsituasjon.

6 Konklusjon

Det konkluderes med at løsningen med 350mm slakkarmert betongdekke ikke er gjennomførbar, hverken for antatt eller realistisk lastbilde. Siden Jørgensen Entreprenør AS helst ønsket et 350mm betongdekke, er løsningen med flytting av betongfot et mulig alternativ. Dekket må være tykkere eller spennarmert for å unngå endring av utseende. En etterspent løsning bør vurderes sterkt av Jørgensen Entreprenør AS. Dette er på grunnlag av at det gir mulighet for å gjennomføre bygget med den tenkte arkitektoniske utformingen, og med en tykkelse som krever betraktelig mindre betong enn de øvrige løsningene.

Med hensyn på rissvidder og nedbøying, er betongfotens geometriske og materielle utforming gjennomførbar med ved valgt armering for oppjustert armeringstverrsnitt. Robot Structural Analysis anses som en god, men avansert programvare. Dersom man ikke finner gode brukermanualer for det tilfellet som skal betraktes vil det da være veldig krevende å lære seg, noe som vi opplevde i denne oppgaven.

7 Referanser

Almar-Næss, A., Christensen, N. (2019) Stål. *Store norske leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/st%C3%A5l>

(Hentet 15. mai 2021)

Aune, P., Larsen P.K (1994) *Konstruksjonslære for bygningsingeniører*. Rev. utgave. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag

Autodesk (u.å.) *Autocad*.

Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview?term=1-YEAR>

(Hentet 12. april 2021)

Autodesk (u.å.) *Revit*.

Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview?term=1-YEAR>

(Hentet 12. april 2021)

Autogen. (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/autogen>

(Hentet 10. mai 2021)

Byggeindustrien (2016) *Alt om BIM – spørsmål og svar*.

Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/annonsorinnhold/1290463?category=content+marketing>

(Hentet 12. april 2021)

CCL Norway (2017) *Post-tensioned slabs*. Tilgjengelig fra:

[https://cclnorway.no/uploads/8649_CCL_Slabs_Brochure%20\(LR\).pdf](https://cclnorway.no/uploads/8649_CCL_Slabs_Brochure%20(LR).pdf)

(Hentet 9. februar 2021)

Deformasjon - teknikk. (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: https://snl.no/deformasjon_-_teknikk

(Hentet 10. mai 2021)

Dekkesystemer AS (2021) *Om hulldekker*.

Tilgjengelig fra: <https://dekkesystemer.no/hulldekker/om-hulldekke/>

(Hentet 9. februar 2021)

Designing Buildings Wiki (2020) *Deflection*.

Tilgjengelig fra: <https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Deflection>

(Hentet 06. mai 2021)

Designing Buildings Wiki (2020) *Design flexibility*.

Tilgjengelig fra: https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Design_flexibility

(Hentet 12. mai 2021)

Eie, J. (2010) *Stålkonstruksjoner*. 2. utg. Oslo: NKI Forlaget

Fagverk. (2019) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fagverk>

(Hentet 13. mai 2021)

Flanketransmisjon. (2019) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/flanketransmisjon>

(Hentet 11. mai 2021)

Fleksibilitet. (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fleksibilitet>

(Hentet 11. mai 2021)

Forankre. (2019) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/forankre>

(Hentet 11. mai 2021)

Forthun, S.M. (1985) *Slakkarmert betong*. 1. utg. Oslo: Yrkesopplæring

Graphisoft (u.å.) *BIM*.

Tilgjengelig fra: <https://graphisoft.no/archicad/bim-og-ifc/>

(Hentet 14. april 2021)

Graphisoft (u.å.) *Solibri*.

Tilgjengelig fra: <https://graphisoft.no/andre-produkter/solibri-2/>

(Hentet 03. mai 2021)

Gunnarsjaas, A. (2007) *Søyler*. *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/s%C3%B8yle>

(Hentet 10. mai 2021)

Ibestad kommune (2017) *Høring og offentlig ettersyn av detaljregulering, Andørja Adventure, Engenes*.

Tilgjengelig fra: <https://ibestad.custompublish.com/hoering-og-offentlig-ettersyn-av-detaljregulering-andoerja-adventure-engenes.5964411-110316.html>

(Hentet 15. mars 2021)

Jensen K., Rimstad N.Ø., Hoel O. (2020) *Brann*. *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/brann>

(Hentet 17. februar 2021)

Juliebø E. (2005) *Sentrale begreper og definisjoner innen betongfaget*.

Tilgjengelig fra:

https://www.cs.hioa.no/bygglab/Betonglab/diverse/ordl_bet04.pdf?fbclid=IwAR1BHfzjZYmudi9NlTKfWvarLBaBpZbHWVMqrgTPAV9CH1BNGAed-N2ToOo

(Hentet 15. mars 2021)

Kirkhus, A.K. (2017) *Innføring i byggreglene TEK17*. Oslo: SINTEF akademiske forlag

Kristiansen B. (2011) *Svinn og volumendring i betong*.

Tilgjengelig fra: https://betong.net/wp-content/uploads/%C3%85pent-faglig-m%C3%B8te-18.09.18_Betong-svinn.pdf?fbclid=IwAR3tH-jIz8bv8TtGawoNmIOYPDNR-2NG28_YBySWgWTgfYR0rfQ_ZxUe84

(Hentet 15. mars 2021)

Larsen, P.K. (2008) *Konstruksjonsteknikk – laster og bæresystemer*. 2. utg. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag

Leca (2016) *Teknisk håndbok, kapittel 6: Leca mot brann*.

Tilgjengelig fra:

https://leca.no/sites/default/files/Teknisk_info/Teknisk_haandbok/Teknisk%20h%C3%A5ndbok%202016%20-%20Kapittel%206%20-%20oppslag.pdf

(Hentet 11. mai 2021)

Lohne, O. (2020) Duktilitet. *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/duktilitet>

(Hentet 10. mai 2021)

Maage, M. (2015) *Betong: regelverk, teknologi og utførelse*. 1. utg. Bergen: Byggenæringens forlag.

Metalbygg (u.å.) *Stålbygg*.

Tilgjengelig fra: <https://metallbygg.no/tjeneste/stalbygg/>

(Hentet: 16. mai 2021)

Microsoul Resources (u.å.) *Robot Structure Analysis*

Tilgjengelig fra: <https://microsolresources.com/software/autodesk/autodesk-robot-structural-analysis-professional/>

(Hentet: 18. mai 2021)

Normann, K. 2021. Bæresystemer, fundamentering, fuger for bygg. *IB203912 Prosjektering konstruksjon - H2020*.

Tilgjengelig fra:

https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content_id=_1051027_1&course_id=22216_1

(Hentet: 06. februar 2021)

Norsk fabrikkbetongforening (u.å.) *Etterspente betongdekker*.

Tilgjengelig fra: <https://fabeko.no/betongdekker/etterspente-betongdekker/>

(Hentet 9. februar 2021)

Plan- og bygningsloven (2008) *Lov om planlegging og byggesaksbehandling*.

Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>

(Hentet 16. februar 2020)

RMIG (u.å.) *Alminnelig stål*

Tilgjengelig fra:

<http://www.rmig.com/no/teknisk+info/r%C3%A5materiale/alminnelig+st%C3%A5l>

(Hentet 11. mai 2021)

Rodriguez, J. (2019) *Building Insulations: The basics*

Tilgjengelig fra: <https://www.thebalancesmb.com/what-is-insulation-types-of-insulation-845080>
(Hentet 12. mai 2021)

Runet (u.å.) *EuroCode Express*.

Tilgjengelig fra: <https://www.runet-software.com/EUROCODEExpress.htm>
(Hentet 12. mars 2021)

Rørvik, T., Årskog, V. (2010) *Konstruksjonsikkerhet og belastning, kompendium i lastberegning*. 3. utg. Ålesund

Sand, M. (2017) Brannklassifiseringer i branntetting – Hva betyr de?, *Wurth*, 16. juni 2017.

Tilgjengelig fra: <https://blogg.wuerth.no/brannklassifiseringer-i-branntetting-hva-betyr-de>
(Hentet 12. mai 2021)

SeNorge (2000) *Klima*.

Tilgjengelig fra: <http://www.senorge.no/?p=klima>
(Hentet 15. april 2021)

SINTEF (u.å.) *Bestandighet og levetid for byggematerialer*.

Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/ekspertise/community/a.bestandighet-og-levetid-for-byggematerialer/>
(Hentet 9. februar 2021)

SINTEF (u.å.) *Herdeteknologi og risskontroll*.

Tilgjengelig fra: https://www.sintef.no/community/forskningsbasert-radgivning/herdeteknologi-og-risskontroll/?fbclid=IwAR2YfLUTaNkFZr-gTHyeB7GU_AEsvuEngXt5tTFNYeAVEcZXf7nu0ZMi454
(Hentet 15. mars 2021)

SINTEF (u.å.) *Rissfrie betongkonstruksjoner*.

Tilgjengelig fra:
https://www.byggforsk.no/file/index/345?fbclid=IwAR13bEmulwB5JigvQ8BvjQoN_ybpmMMPM_NTEvrf4cyHG4AkAFQ2ZyGht0
(Hentet 15. mars 2021)

SINTEF Byggforsk (1998) *571.431 Armeringsprodukter for slakkarmert betong*.

Tilgjengelig fra:
https://www.byggforsk.no/dokument/576/armeringsprodukter_for_slakkarmert_betong#i51
(Hentet 08. mars 2021)

SINTEF Byggforsk (2003) *471.041 Snølast på tak. Dimensjonere laster*.

Tilgjengelig fra:
https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster

(Hentet 08. mars 2021)

SINTEF Byggforsk (2004) 520.026 *Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/285/viktige_parametere_for_prosjektering_og_utfoerelse_av_bestandige_betongkonstruksjoner?fbclid=IwAR2Lc0iUGUcj7jHDbCGdTvLqL8ieO5QoTak427o4qxGUUx2fByiXHMn49MY#i3

(Hentet 03. mars 2021)

SINTEF Byggforsk (2013) 522.871 *Betongdekke understøttet av vegger. Dimensjonering.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering?fbclid=IwAR3GG_51_qjX6q8bKUBU1XXwd4ptQTuYLJGojTgcIjGtr4jZrTgg9rTLNaM#i2

(Hentet 30. april 2021)

SINTEF Byggforsk (2015) 522.514 *Lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksepler.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler

(Hentet 04. mai 2021)

SINTEF Byggforsk (2016) 572.205 *Betong. Typer, egenskaper og bruksområder.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader#i13

(Hentet 03. mars 2021)

SINTEF Byggforsk (2017) 321.022 *Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk prosjektering av bygninger.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/3307/oversikt_over_krav_og_loesninger_ved_brannteknisk_prosjektering_av_bygninger#i4

(Hentet 21. april 2021)

SINTEF Byggforsk (2004) 520.315 *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner.*

Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_stalkonstruksjoner

(Hentet 15. mai 2021)

SINTEF Byggforsk (2020) 520.321 *Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong.*

Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere

(Hentet 01. mai 2021)

SINTEF Byggforsk (2021) 520.322 *Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong.*

Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger?gclid=Cj0KCQjwvr6EBhDOARIsAPpqUPEJ0kKlqznd2zUkqFZKz4wpUcOG9TiD-LPKjTGGNhxXyEiMsqDpKZgaAm4fEALw_wcB#i612
(Hentet 01. mai 2021)

Slakkarmering. (2019) *Store Norske Leksikon*.
Tilgjengelig fra: <https://snl.no/slakkarmering>
(Hentet 11. mai 2021)

Snøfangerkroken (2014) *Finn karakteristiske snølaster*.
Tilgjengelig fra: <https://www.snofangerkroken.no/sider/lastkalk7.php#>
(Hentet 22. april 2021)

Solvik F., Falkanger T., Reusch M. (2020) Plan- og bygningsloven, *Store Norske Leksikon*.
Tilgjengelig fra: https://snl.no/plan-_og_bygningsloven
(Hentet: 16. februar 2021)

Standard Norge (u.å.) *Eurokoder*.
Tilgjengelig fra: (<https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>)
(Hentet 03. mai 2021)

Standard Norge (2009) *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*
Tilgjengelig fra: <http://www.fig.ol.no/~atso0701/NS%20tabeller/NS-EN%201994-1-1%20tab.%20NA.4.pdf>
(Hentet 22. april 2021)

Standard Norge (2009) *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*.
Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>
(Hentet 27. april 2021)

Standard Norge (2013) *NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann*.
Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324904>
(Hentet 20. april 2021)

Standard Norge (2016) *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.
Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814830>
(Hentet 05. mai 2021)

Standard Norge (2017) *Oversikt over eurokoder.*

Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/samlet-oversikt-over-eurokodene/>

(Hentet 03. mai 2021)

Standard Norge (2018) *NS-EN 1991-1-3:2003/NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>

(Hentet 22. april 2021)

Standard Norge (2018) *NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>

(Hentet 22. april 2021)

Standard Norge (2018) *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269>

(Hentet 05. mai 2021)

Standard Norge (2019) *Norsk Standard.*

Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/>

(Hentet 17. februar 2021)

Standard Norge (2019) *NS 8175:2019 Lydforhold i bygninger — Lydklasser for ulike bygningstyper.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1045700>

(Hentet 05. mai 2021)

Standard Norge (2019) *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>

(Hentet 20. april 2021)

Standard Norge (2021) *NS-EN 206:2013+A2:2021+NA:2021 Betong — Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar.*

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=135040>

4

(Hentet 05. mai 2021)

Strekkprøving. (2019) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/strekkpr%C3%B8ving>

(Hentet 11. mai 2021)

Sveisbarhet. (2017) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/sveisbarhet>

(Hentet 11. mai 2021)

Sørensen, S.I. (2017) *Betongkonstruksjoner*. 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget

TEK17 (2017) *Byggteknisk forskrift*.

Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

(Hentet 4. mars 2021)

Thue, J.V. (2014) Hus. *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/hus>

(Hentet 18. mars 2021)

Thue J.V. (2019) Armert betong. *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: https://snl.no/armert_betong

(Hentet 9. februar 2021)

Topografi. (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/topografi>

(Hentet 11. mai 2021)

Trykkfasthet (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/trykkfasthet>

(Hentet 11. mai 2021)

Vindlast (2020) *Store Norske Leksikon*.

Tilgjengelig fra: <https://snl.no/vindlast>

(Hentet 26. april 2021)

Wikipedia (2007) *Spennarmert betong*.

Tilgjengelig fra:

https://no.wikipedia.org/wiki/Spennarmert_betong#/media/Fil:Prinsipp_armering2.jpg

(Hentet 15. februar 2021)

Xella Norge (u.å.) *Trygghet i prosjekteringen - Rådgiverhåndbok*.

Tilgjengelig fra: https://www.ytongsiporex.no/no/docs/279240_Haandbog_Raadgiver_NO.pdf

(Hentet 12. mars 2021)

Xella Norge (u.å.) *Ytong porebetong*.

Tilgjengelig fra: <https://www.ytongsiporex.no/1763.php>

(Hentet 15. april 2021)

Vedlegg

V1 Betongkonstruksjon

V1.1 Pålitelighetsklasser

V1.2 Fasthetsklasser

V1.3 Eksponeringsklasser

V1.4 Bestandighetsklasser

V1.5 Overdekning

V1.6 Branndimensjonering

V1.7 Lyddimensjonering

V2 Laster

V2.1 Egenlaster

V2.2 Snølastdimensjonering

V2.3 Vindlastdimensjonering

V3 Håndberegninger

V3.1 350 mm betongdekke sett vekk i fra utkrager

V3.2 350 mm betongdekke med kapasitet til utkraging

V3.3 Beregning av 350 mm utkrager

V3.4 Utkragerbjelke

V3.5 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

V3.6 500 mm utkragerplate

V3.7 350 mm utkragerplate etter forskyvning av betongfot

V3.8 Søyleberegning

V4 EUROCODEexpress

V4.1 350 mm betongdekke sett vekk i fra utkrager

V4.2 350 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

V4.3 350 mm utkragerplate

V4.4 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

V4.5 500 mm utkragerplate

V4.6 350 mm utkragerplate etter forskyvning av betongfot

V4.7 Søyler

V4.8 Snølast

V4.9 Vindlast

V5.1 – V5.13 Robot Structure Analysis beregninger**Vedlegg 6 Kryp****Vedlegg 7 m-n diagram****Vedlegg 8 Tegninger****Vedlegg 9 Lastareal****Vedlegg 10 CCL løsning****Vedlegg 11 Produktbestillinger****Vedlegg 12 Forprosjekt****Vedlegg 13 Timelister**

V1 Betongkonstruksjon

V1.1 Pålitelighetsklasser

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering, hentet i (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016)

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Pålitelighetsklasse 2 settes på hotellet.

V1.2 Fasthetsklasser

Tabell NA.2 – Trykkfasthetsklasser for normalbetong og tungbetong, hentet i (NS-EN 206:2013+A2:2021/NA:2021)

Nasjonal trykkfasthetsklasse	B10	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85	B95
Europeisk betegnelse		C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	C35/ 45	C45/ 55	C55/ 67				
Karakteristisk sylindrefasthet $f_{ck,cyl}$	10	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
Karakteristisk terningfasthet $f_{ck,cube}^a$	12	25	30	37	45	55	67	80	90	100	110
a For trykkfasthetsklasse B55 og høyere kan andre verdier for karakteristisk terningfasthet benyttes hvis forholdet mellom disse og karakteristisk sylindrefasthet er etablert med tilstrekkelig nøyaktighet og dokumentert for den aktuelle betongsammensetningen.											

Etter anbefalinger fra Jørgensen Entreprenør ble B35 betong som har sylindrefasthet på 35 N/mm² valgt.

V1.3 Eksponeringsklasser

Tabell 4.1 – Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold, hentet i (NS-EN 206:2013+A2:2021/NA:2021)

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
1. Ingen risiko for korrosjon eller angrep		
X0	For betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tinging, slitasje eller kjemiske angrep. For betong med armering eller innstøpt metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendig betong som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2

Betongdekket blir satt i eksponeringsklasse XC3, og som man ser under vil det gi overdekning på 35mm. Det samme gjelder betongfjøttene.

V1.4 Bestandighetsklasser

Tabell NA.15 valg av bestandighetsklasse, avhengig av eksponeringsklasser hentet i NS-EN 1992-1-1:2004+AI:2014+NA:2018

Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse					
	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
X0	X	X	X	X	X	X
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1		X	X	X	X	X
XD1, XS1, XA1, XA2 ^a , XA4 ^b			X	X	X	X
XF2, XF3, XF4				X		X
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3 ^a					X	X
XSA ^a	Betongsammensetning og beskyttelsestiltak fastsettes særskilt. Betongsammensetningen skal minst tilfredsstille kravene til M40, eventuelt MF40.					
<p>a Om det i eksponeringsklasse XA2, XA3 eller XSA er mulighet for kontakt med sulfater i konsentrasjoner høyere enn nedre grenseverdi for XA2, skal det i betongspesifikasjonen være angitt at det skal anvendes sulfatbestandig bindemiddel (SuR1 eller SuR2). Se også tabell NA.13.</p> <p>b For konstruksjoner utsatt for husdyrgjødsel skal det i betongspesifikasjonen være angitt at det skal anvendes minst 4 % silikastøv.</p>						

Eksponeringsklasse XC2 gir v/c-forhold eller bestandighetsklasse M60.

V1.5 Overdekning

Overdekning hentet i NS-EN 1992-1-1:2004+AI:2014+NA:2018

Eksponeringsklasse	Minimumsoverdekning (mm)			
	50 års levetid		100 års levetid	
	Korrosjonsømfintlig armering ¹⁾	Lite korrosjonsømfintlig armering ²⁾	Korrosjonsømfintlig armering ¹⁾	Lite korrosjonsømfintlig armering ²⁾
X0	–	–	–	–
XC1	25	15	35	25
XC2, XC3, XC4	35	25	45	35
XD1, XD2, XD3	50	40	60	50
XS1, XS2	50	40	60	50
XS3	60	50	70	60
XSA	Fastsettes særskilt		Fastsettes særskilt	

¹⁾ Gjelder for spennarmering og vanlig armeringsjern med diameter mindre enn 5 mm

²⁾ Gjelder for kamstål med diameter større enn 5 mm

V1.6 Branndimensjonering

Brannmotstand på betongdekke (Byggforskserien, 2020)

Brannmotstand	Dekketykkelse, h_s mm	Armeringsdybde, a (mm) ¹⁾		
		Enveisplater	Toveisplater	
			$l_y/l_x^{(2)} \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x^{(2)} \leq 2$
REI 30	60	10 ³⁾	10 ³⁾	10 ³⁾
REI 60	80	20	10 ³⁾	15 ³⁾
REI 90	100	30	15 ³⁾	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Brannmotstand på betongfötter (Byggforskserien, 2021)

Brannmotstand	Minste veggtykkelse, t (mm) / minste armeringsdybde, a (mm) avhengig av utnyttelse, $\mu_{fi, \text{betong}}$			
	$\mu_{fi, \text{betong}} = 0,35$		$\mu_{fi, \text{betong}} = 0,70$	
	Eksponert ¹⁾ på		Eksponert ¹⁾ på	
	én side	to sider	én side	to sider
R(EI) 30	100 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾
R(EI) 60	110 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	130 / 10 ²⁾	140 / 10 ²⁾
R(EI) 90	120 / 20 ²⁾	140 / 10 ²⁾	140 / 25	170 / 25
R(EI) 120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
R(EI) 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
R(EI) 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	360 / 60

V1.7 Lyddimensjonering

Tabell 26 – Lydklasse for overnattingssteder – luftlydisolasjon, hentet i NS 8175:2019

Tabell 26 - Lydklasser for overnattingssteder - Luftlydisolasjon

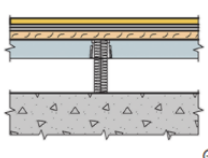
Type brukerområde	Målestørrelse	Klasse A dB	Klasse B dB	Klasse C dB	Klasse D dB
Mellom gjesterom (inkl. bad) Mellom gjesterom (inkl. bad) og fellesareal eller kommunikasjonsvei, som felles oppholdsrom, korridor, trapperom, trapp o.l. uten dørforbindelse	$R'_W \geq$	60	56	52	48
Mellom gjesterom og svalgang eller utvendig trapp med vindu direkte mot disse (se merknad)	$R'_W \geq$	48	44	40	36
Mellom gjesterom og nærings- og servicevirksomhet, garasjeanlegg o.l.	$R'_W + C_{50-5000} \geq$	64	60	-	-
	$R'_W \geq$	-	-	60	56
Mellom gjesterom og kommunikasjonsvei, som trafikkert fellesgang/korridor med dørforbindelse, samt mellom gjesterom og felles glassgård o.l. (se merknad)	$R'_W \geq$	52	48	44	40
MERKNAD	For å oppnå samlet lydisolasjon for en vegg med dørforbindelse mellom gjesterom og korridor, eller en vegg med vinduer mellom gjesterom og glassgård, se Tillegg C for beregning av det samlede lydreduksjonstallet for konstruksjonen.				

Tabell 27 – Lydklasser for overnattingssteder – Feltmålt veid normalisert trinnlyd nivå, hentet i NS 8175:2019

Tabell 27 - Lydklasser for overnattingssteder - Feltmålt veid normalisert trinnlydnivå

Type brukerområde	Målestørrelse	Klasse A dB	Klasse B dB	Klasse C dB	Klasse D dB
Mellom gjesterom I gjesterom fra fellesareal / kommunikasjonsvei, som felles oppholdsrom, korridor, trapperom, trapp o.l.	$L'_{n,w} \leq$	48	53	58	63
I gjesterom fra nærings- og servicevirksomhet, takterrasse, eller kommunikasjonsvei, som felles svalgang og utvendig trapp, samt garasjeanlegg o.l.	$L'_{n,w} \leq$	43	48	53	58
I gjesterom fra toalett, bad, balkong o.l.	$L'_{n,w} \leq$	53	58	63	68

Lyd på oppførede systemgulv (Byggforsk, 2015)

Oppførede systemgulv med tilfarere av stål og justerbare støttebein med elastiske lyddempklosser i henhold til beskrivelse	14 mm parkett o.l., ullpapp, høyde 65–150 mm (22 mm spon, tilfarer c/c 600, støttebein med dempekloss, uten mineralull) ($\Delta L_w = 29$ dB, $\Delta R_w = 4$ dB)	200	48–46		57–60	
		250	44–41	Ca. 2	59–64	Ca. -1
		300	41–35		59–64	
						

V2 Laster

V2.1 Egenlaster

Egenlaster			
	Tyngdetetthet kN/m^3	Tykkelse (m)	Last kN/m^2
Betongdekke	25.00	0.35	8.75
Ytong veggelement	5.64	0.24	1.35
Ytong dekkeelement	6.70	0.24	1.61
Ytong takelement	6.70	0.20	1.34
Glass	25.00	0.03	0.75
Asfalttak eller shingel og undertak av tre			0.70
Innervegger av tre		0.098 stender + 0.013 gips	0.4
Sponplate	7	0.022	0.154
Parkett			0.08

Egenlaster til forskjellige elementer

Egenlaster stål			
	Type	Mål	kN/m
Bjelke	HE 280 B \perp	280 mmx280 mm	1.01
Søyle	HUP \square	200 mmx200 mm	0.59

Egenlaster for stålprofiler

V2.2 Snølastdimensjonering

Karakteristisk snølast på mark:

$Sk_0 = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (Ibestad kommune) hentes fra NA.4 i NS-EN 1991-1-3

Snølast på flatt tak:

$$S_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0.8$$

$$C_e = 1.0$$

$$C_t = 1.0$$

$$S = \mu \times C_e \times C_t \times S_k = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 5.0 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2$$

V2.3 Vindlastdimensjonering

NB! Forenklet til et rektangulært bygg på 48.3m x 20.8m. Utsprenging av fjell gjør at betongføttene kommer i ly, derfor er de ikke medregnet i høyde.

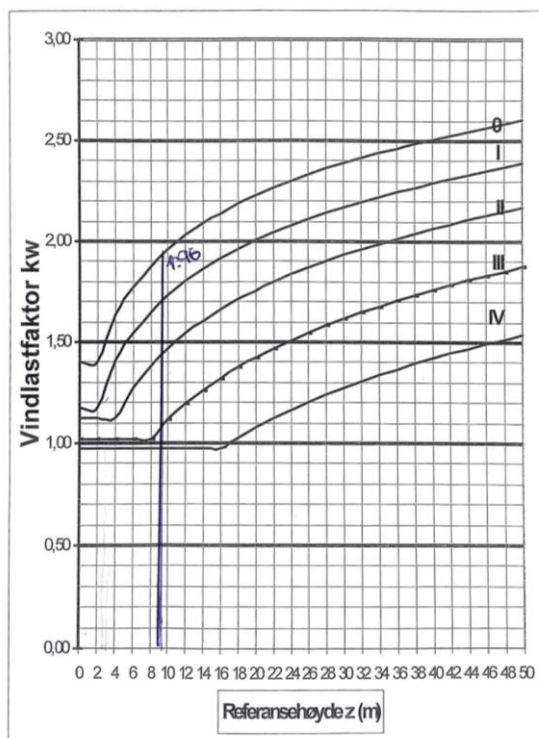
Tabell NA.4 i NS-EN 1991-1-4 gir vindhastighet 26 m/s i lbestad: $v_{b,0} = 26.0 \text{ m/s}$

Vindlastfaktor:

$$k_w = 0.625 \times \left(k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right)^2 \times \left(1 + \frac{7.0}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right)$$

$$= 0.625 \times \left(0.16 \times \ln\left(\frac{9.84\text{m}}{0.003\text{m}}\right) \right)^2 \times \left(1 + \frac{7.0}{\ln\left(\frac{9.84\text{m}}{0.003\text{m}}\right)} \right) = 1.96 \text{ Kontroll graf, OK!}$$

Vindlastfaktor k_w (Rørvik og Årskog)



Vindhastighetstrykket:

$$q_p = q_{p0} = k_w \times v_{b,0}^2 = 1.96 \times 26^2 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 851 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast på langside:

Høyde på bygget: $h = 9.84\text{m}$

Bredde på bygget: $b = 48.30\text{m}$

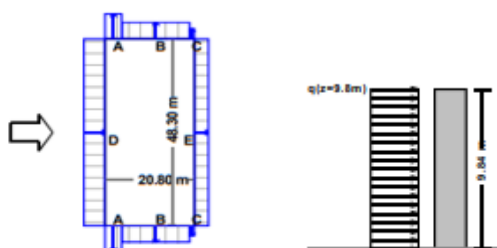
Dybde på bygget: $d = 20.80\text{m}$

Terrengruhet 0: $z_0 = 0.003\text{m}$ $k_r = 0.16\text{m}$

Vindsoner:

$h = 9.84\text{m} < b = 48.30$

En sone



$z_0 = 9.84$

$\frac{h}{d} = 0.47 \approx 0.5$ $e = h \times 2 = 19.68$

Vindlast sone D:

$$w_t = C_{pe,10} \times q_p = 0.8 \times 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sug:

Vindlast sone E: interpolering gir

$$w_t = C_{pe,10} \times q_p = -0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0.475 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total vindlast:

$$1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.475 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kortside:

Høyde på bygget: $h = 9.84\text{m}$

Bredde på bygget: $b = 20.80\text{m}$

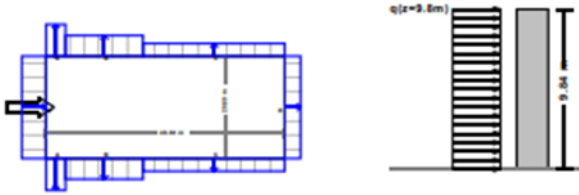
Dybde på bygget: $d = 48.30\text{m}$

Terrengruhet 0: $z_0 = 0.003\text{m}$ $k_r = 0.16\text{m}$

Vindsoner:

$h=9.84 < b=20.80$

En sone



$z_0 = 9.84$

$$\frac{h}{d} = 0.203 \approx 0.2 \quad e = h \times 2 = 19.68$$

Vindlast sone D:

$$w_t = C_{pe,10} \times q_p = 0.7 \times 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.924 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sug:

Vindlast sone E:

$$w_t = C_{pe,10} \times q_p = -0.3 \times 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0.396 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total vindlast:

$$0.924 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.396 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Etasje 1: } w_t \times h \times b = 0.924 \times 3.28 \times 12 = 36.37 \text{ kN}$$

$$\text{Etasje 2: } w_t \times h \times b = 0.924 \times 3.28 \times 14.29 = 43.31 \text{ kN}$$

$$\text{Etasje 3: } w_t \times h \times b = 0.924 \times 3.28 \times 12 = 36.37 \text{ kN}$$

Samlet vindkrefter for veggoverflater på kortside: 141.96 kN

V3 Håndberegninger

V3.1 350 mm betongdekke sett vekk i fra utkrager

$$\text{Egenlast for platen, } g = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.350 \text{ m} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Antatt verdi for andre permanente laster, } g = 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast, } q = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{tot} = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{tot} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} = 1.35g + 1.05q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.0 = 15.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ed2} = (0.89 \times 1.35)g + 1.5q = 1.2 \times 9.45 + 1.5 \times 3.0 = 15.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

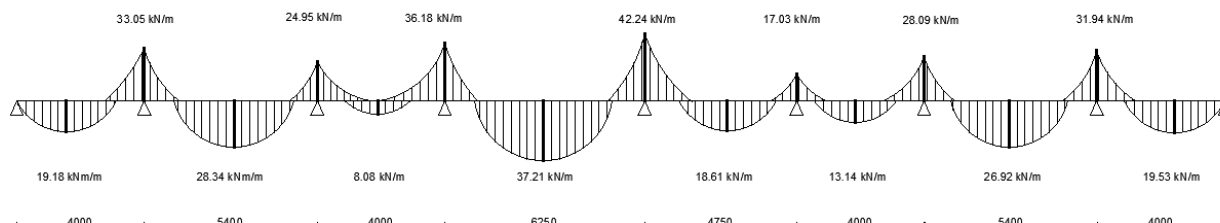
Bruker størst lastvirkning til videre dimensjonering.

Felt 1	Felt 2	Felt 3	Felt 4	Felt 5	Felt 6	Felt 7	Felt 8
19.18	28.34	8.08	37.21	18.61	13.14	26.92	19.53

Største feltmoment M_{ed} , i $\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.
0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	33.05	24.95	36.18	42.24	17.03	28.09	31.94	0

Største opplagermoment M_{ed} , i $\frac{kNm}{m}$



Momentdiagram som viser moment i felt og opplager

Armering:

Prøver armering Ø12, som gir en effektiv høyde:

$$d = h - d_1 = h - \left(c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} \right) = 350mm - \left(35 + \frac{12}{2} \right) = 309mm$$

Dekkene skal støpes med betong i fasthetsklasse B35 og det skal brukes armering B500C. Dette gir dimensjonerende fastheter:

$$f_{cd} = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{35 \frac{N}{mm^2}}{1.5} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 435 \frac{N}{mm^2}$$

Trykksone's momentkapasitet

$$M_{rd} = K \times f_{cd} \times b d^2 = 0.275 \times 19.8 \times 1000mm \times 309^2mm = 519.89 \frac{kNm}{m}$$

$M_{rd} > M_{ed}$ for alle felt- og opplagermomenter. Dermed får vi en delvis utnyttet trykksone og det kreves bare strekkarmering.

Vi beregner nødvendig armering for største moment $M_{ed} = 42.24$

$$\text{Indre momentarm } z = \left(1 - c \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) \times d = \left(1 - 0.17 \times \frac{42.24}{519.89}\right) 0.309 = 304.7 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig armering } A_{s,n} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \times z} = \frac{42.24 \times 10^6}{435 \times 304.7} = 319 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Minimum armeringstverrsnitt } A_{s,min} = 0.26 A_b \times d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 \times 1000 \times 309 \times \frac{3.2}{500} = 514 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armeringstverrsnitt per stang } \varnothing 12: \pi r^2 = \pi \times 6^2 = 113.10 \text{ mm}^2 \text{ per stang}$$

$$n \geq \frac{514}{113.10} = 4.54 \text{ per meter bredde.}$$

$$\text{Maksimal senteravstand } s \leq \frac{1000}{4.55} = 220 \text{ mm}$$

Fordelingsarmering skal ha en maks senteravstand $s_{max} \leq (3.5h ; 450 \text{ mm}) . 2$

$$s_{max} \leq (3.5 \times 350 ; 450 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$$

Prøver med $\varnothing 10 \text{ s } 450$

$$n = \frac{1000}{450} = 2.22 \text{ per meter. } \varnothing 10 \text{ gir } \pi r^2 = \pi \times 5^2 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 78.54 \times 2.22 = 174 \text{ mm}^2$$

Fordelingsarmering skal være minst 20% av hovedarmering.

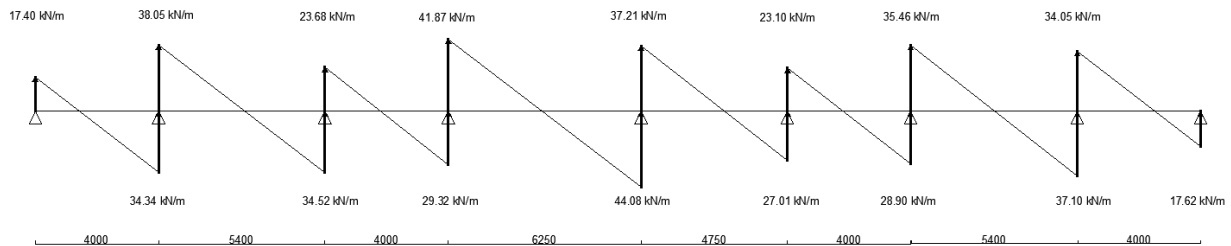
$514 \text{ mm}^2 \times 0.20 = 102.8 \text{ mm}^2 \leq 174 \text{ mm}^2$, altså fordelingsarmering er minst 20% av hovedarmering.

Det velges altså en hovedarmering $\varnothing 12 \text{ s } 220$ i bunn som feltarmering og $\varnothing 12 \text{ s } 220$ i topp over opplagere. Det velges en fordelingsarmering $\varnothing 10 \text{ s } 450$.

Skjærstrekkkapasitet:

Felt	1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{ed,A}$	17.40	38.05	23.68	41.87	37.21	23.10	35.46	34.05
$V_{ed,B}$	34.34	34.52	29.32	44.08	27.01	28.90	37.10	17.62

Maksimum skjærkrefter (i $\frac{kN}{m}$) i avstand d fra ytterkant av opplager



Skjærdiagram som viser skjærkreften i opplager

Skjærstrekkkapasitet $V_{rd,c} = C_{Rd,c} \times K \times (100\rho_L \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.8 \quad \rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w \times d} = \frac{320}{1000 \times 309} = 0.001$$

$$V_{rd,c} = 0.12 \times 1.8 \times (100 \times 0.001 \times 35)^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 309 = 101.34 \frac{kN}{m}$$

$$V_{rd,c} > \text{største } V_{ed} = 44.08$$

Bruksgrensetilstand:

Nedbøying på grunn av langtids og kortidslaster:

Antar at

- Egenlasten påføres ved $t_0 = 7$ døgn.
- Nyttelasten påføres ved $t_0 = 90$ døgn.
- 40% av nyttelasten er permanent last
- Størst nedbøying på lengste spenn $L=6.25m$

$$\text{Langtidslaster blir } g = 9.45 \frac{kN}{m^2} \text{ og } q_{lang} = 0.4 \times 3.0 = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Kortidslast blir } q_{kort} = 0.6 \times 3.0 = 1.8 \frac{N}{m^2}$$

Kryptall avlest fra diagram fra EC2 [Vedlegg 6]

$$\varphi_g = 2.2 \quad \varphi_{q,lang} = 1.6 \quad \varphi_{q,kort} = 0$$

$$E_{c,g} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_g} = \frac{34000}{1+2.2} = 10625 \text{ MPa}$$

$$E_{c,q,lang} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_{q,lang}} = \frac{34000}{1+1.6} = 13077 \text{ MPa}$$

$$E_{c,kort} = 34000 \text{ MPa}$$

Momenter fra de ulike lastbidragene:

$$M_{E,e} = \frac{gl^2}{24} = \frac{9.45 \times 6.25^2}{24} = 15.38$$

$$M_{E,q,lang} = \frac{q_{lang} \times l^2}{24} = \frac{1.2 \times 6.25^2}{24} = 1.95$$

$$M_{E,q,kort} = \frac{q_{kort} \times l^2}{24} = \frac{1.8 \times 6.25^2}{24} = 2.93$$

$$\text{Da får vi en midlere E-modul, } E_{c,middel} = \frac{15.38+1.95+2.93}{\frac{15.38}{10625} + \frac{1.95}{13076} + \frac{2.93}{34000}} = 12039 \text{ MPa}$$

$$\text{Materialstivhetsforhold blir } \eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{12039} = 16.6$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{514}{1000 \times 309} = 0.002$$

$$\eta \times \rho = 16.6 \times 0.002 = 0.033$$

$$\text{Trykksonehøyde } \alpha = \sqrt{(\eta \times \rho)^2 + 2(\eta \times \rho)} - \eta \times \rho = \sqrt{0.033^2 + 2 \times 0.033} - 0.033 = 0.226$$

$$\text{Ekvivalent arealtregningsmoment } I_c = 0.5 \times \alpha^2 \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^3 = 6.96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{Bøyestivhet } EI = E_{c,middel} \times I_c = 12039 \times 6.96 \times 10^8 = 8.39 \times 10^{12}$$

Nedbøying på lengste spenn L=6.25m vil da bli:

$$\delta = \frac{1}{384} \times \frac{(g + q_{lang} + q_{kort}) \times L^4}{EI} = \frac{1}{384} \times \frac{(9.45 + 1.2 + 1.8) \times 6250^4}{8.39 \times 10^{12}} = 5.9 \text{ mm}$$

Nedbøyingskrav på $\frac{L}{250} = \frac{6250}{250} = 25\text{mm} > 5.9\text{mm}$ Nedbøying er ok.

Rissviddekontroll:

Rissvidde beregnes som produktet av rissavstanden og tøyningdifferansen mellom armering og betong. De beregnes rissvidde fra langtidslastene. Rissvidden er gitt som $w = s_r \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

$$\text{Tøyningdifferansen } (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_1 \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \eta \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\text{Armeringsspenning } \sigma_s = E_s \times \frac{M \times (1 - \alpha)d}{EI} = 200000 \times \frac{(15.38 + 1.95) \times 10^6 \times (1 - 0.226) \times 309}{8.39 \times 10^{12}} = 98.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$k_1 = 0.4$ for langvarig last

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$ for B35

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad h_{c,eff} = \frac{h - \alpha d}{3} = 93.39 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = 1000 \times 93.39 = 93390 \text{ mm}^2 \quad \text{og vi får } \rho_{p,eff} = \frac{514}{93390} = 5.5 \times 10^{-3}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{98.8 - 0.4 \times \frac{3.2}{5.5 \times 10^{-3}} \times (1 + 16.6 \times 5.5 \times 10^{-3})}{200000} = 7.76 \times 10^{-4}$$

$$0.6 \times \frac{98.8}{200000} = 2.96 \times 10^{-4}$$

$$7.76 \geq 2.96$$

$$5 \times \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) = 5 \times (35 + 6) = 205 < 220 \text{ (senteravstand)}$$

$$s_{r,max} = 1.3 \times (h - \alpha d) = 1.3 \times (350 - 0.226 \times 309) = 364.22 \text{ mm}$$

$$\text{Rissvidden blir da } w = 364.22 \times 7.76 \times 10^{-4} = 0.28$$

$$\text{Rissviddekrav } w_{max} = 0.30 \times k_c = 0.30 \times \left(\frac{c_{nom}}{c_{min}} \leq 1.3 \right) = 0.30 \times \frac{35\text{mm}}{25\text{mm}} \leq 1.3 = 0.30 \times 1.4 \leq$$

$$1.3 = 0.39\text{mm}$$

Dersom $5 \times \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) \geq \text{senteravstand}$ ville formelen for

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 k_2 k_4 \times \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 3.4 \times 35 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times \frac{12}{5.5 \times 10^{-3}} = 489.9\text{mm}$$

Rissvidden blir da $w = 489.9 \times 7.76 \times 10^{-4} = 0.38 \text{ mm}$

$0.39 > 0.38$, rissvidde er ok.

V3.2 350 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Laster på utkrager blir:

(Ser vekk ifra vekt armering)

$$\text{Egenlast} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.350 \text{ m} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast av dekkeelement (dekke over plan 1) i Ytong} = 6.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.240 \text{ m} = 1.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast av bærende veggelementer i Ytong} = 5.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.240 \text{ m} = 1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Øvrige permanente laster} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast på utkrager} = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast på tak/dekke over utkrager} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{tot} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{tot} = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total last på dekke

$$\text{Egenlast for platen:} \quad g = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.350 \text{ m} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Permanent last på utkrager:} \quad g = 12.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad q = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Variabel last på utkrager:} \quad q = 7.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{tot} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 12.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 21.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per meter bredde blir det $21.16 \frac{kN}{m^2} \times 1 m = 21.16 \frac{kN}{m}$

$$q_{tot} = 3.0 \frac{kN}{m^2} + 7.0 \frac{kN}{m^2} = 10 \frac{kN}{m^2}$$

Per meter bredde blir det $10 \frac{kN}{m^2} \times 1m = 10 \frac{kN}{m}$

Bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} = 1.35g + 1.5 \times 0.7q = 1.35 \times 21.16 + 1.5 \times 0.7 \times 10 = 39.07 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed2} = 0.89 \times 1.35g + 1.5q = 1.2 \times 21.16 + 1.5 \times 10 = 40.39 \frac{kN}{m}$$

Felt 1	Felt 2	Felt 3	Felt 4	Felt 5	Felt 6	Felt 7	Felt 8
51.08	74.65	26.07	97.14	51.38	38.26	70.67	51.91

Tabell : Største feltmoment i $\frac{kNm}{m}$

Opplag. 0	Opplag. 1	Opplag. 2	Opplag. 3	Opplag. 4	Opplag. 5	Opplag. 6	Opplag. 7	Opplag. 8
0	84.45	67.97	95.52	108.67	49.02	74.16	82.23	0

Tabell : Største opplagermoment i $\frac{kNm}{m}$

Felt 1	Felt 2	Felt 3	Felt 4	Felt 5	Felt 6	Felt 7	Felt 8
514	579	514	753	514	514	538	514
Ø12s220	Ø12s195	Ø12s220	Ø12s150	Ø12s220	Ø12s220	Ø12s210	Ø12s220

Tabell: Nødvendig feltarmering A_s i $\frac{mm^2}{m}$, og utregnet armeringsdiameter \emptyset , og senteravstand s .

Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.	Opplag.
0	1	2	3	4	5	6	7	8
174	646	526	753	837	514	565	628	174
Ø10s450	Ø12s175	Ø12s215	Ø12s150	Ø12s135	Ø12s220	Ø12s200	Ø12s180	Ø10s450

Nødvendig støttestarmering A_s i $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, og utregnet armeringsdiameter \emptyset , og senteravstand s .

Fordelingsarmering blir samme som tidligere, Ø10s450 ($A_s = 174 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$).

Bruksgrensetilstand:

Beregner her felt 1 ettersom det er et av feltene som har utkrager.

Nedbøying på grunn av langtids og kortidslaster:

Vi bruker samme fremgangsmåte som tidligere, men med andre momenter for å beregne $E_{c,middel}$

Vi bruker samme kryptall, $\varphi_g = 2.2$, $\varphi_{q,lang} = 1.6$, $\varphi_{q,kort} = 0$

Da får vi også samme moduler:

$$E_{c,g} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_g} = \frac{34000}{1+2.2} = 10625 \text{ MPa}$$

$$E_{c,q,lang} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_{q,lang}} = \frac{34000}{1+1.6} = 13077 \text{ MPa}$$

$$E_{c,kort} = 34000 \text{ MPa}$$

Momentene i felt 1 blir:

$$M_{E,e} = \frac{9gl^2}{128} = \frac{9}{128} \times 21.16 \times 4^2 = 23.8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{E,q,lang} = \frac{9q_{lang}l^2}{128} = \frac{9 \times (0.4 \times 10) \times 4^2}{128} = 4.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{E,q,kort} = \frac{9q_{kort}l^2}{128} = \frac{9 \times (0.6 \times 10) \times 4^2}{128} = 6.75 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Da får vi en midlere E-modul, $E_{c,middel} = \frac{23.8+4.5+6.75}{\frac{23.8}{10625} + \frac{4.5}{13077} + \frac{6.75}{34000}} = 12596 \text{ MPa}$

$$\text{Materialstivhetsforhold blir } \eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{12596} = 15.88$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{514}{1000 \times 309} = 0.002$$

$$\eta \times \rho = 15.87 \times 0.002 = 0.032$$

$$\text{Trykksonehøyde } \alpha = \sqrt{(\eta \times \rho)^2 + 2(\eta \times \rho)} - \eta \times \rho = \sqrt{0.032^2 + 2 \times 0.032} - 0.032 = 0.223$$

$$\text{Ekvivalent arealtregningsmoment } I_c = 0.5 \times \alpha^2 \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^3 = 6.79 \times 10^8$$

$$\text{Bøyestivhet } EI = E_{c,middel} \times I_c = 12596 \times 6.79 \times 10^8 = 8.55 \times 10^{12}$$

Nedbøying i felt 1 blir da:

$$\delta = \frac{1}{185} \times \frac{(g + q_{lang} + q_{kort}) \times L^4}{EI} = \delta = \frac{1}{185} \times \frac{(21.16 + 4 + 6) \times 4000^4}{8.55 \times 10^{12}} = 5.04 \text{ mm}$$

$$\text{Kravet er } \frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

16 mm > 5.04 mm nedbøying er ok.

Rissviddekontroll:

$$\text{Armeringsspenning } \sigma_s = E_s \times \frac{M \times (1 - \alpha)d}{EI} = 200000 \times \frac{(23.8 + 4.5) \times (1 - 0.223) \times 309}{8.55 \times 10^{12}} = 158.94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_1 = 0.4$ for langvarig last

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa for B35}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad h_{c,eff} = \frac{h - \alpha d}{3} = 93.69 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = 1000 \times 93.69 = 93697 \text{ mm}^2 \quad \text{og vi får } \rho_{p,eff} = \frac{514}{93697} = 5.5 \times 10^{-3}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{158.94 - 0.4 \times \frac{3.2}{5.5 \times 10^{-3}} \times (1 + 15.88 \times 5.5 \times 10^{-3})}{200000} = 4.7 \times 10^{-4}$$

$$s_{r,max} = 1.3 \times (h - \alpha d) = 1.3 \times (350 - 0.223 \times 309) = 365.42 \text{ mm}$$

$$\text{Rissvidden blir da } w = 365.42 \times 4.7 \times 10^{-4} = 0.17 \text{ mm}$$

0.17 < 0.39 rissvidde er ok.

V3.3 350 mm utkragerplate

Laster er beskrevet i V3.2

Bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} = 1.35 \times 12.41 + 1.05 \times 7 = 24.1 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed2} = 0.89 \times 1.35 \times 12.41 + 1.5 \times 7 = 25.39 \frac{kN}{m}$$

$$M_{ed} = \frac{25.39 \times 3.6^2}{2} = 164.52 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{rd} = K \times f_{cd} \times b d^2 = 0.275 \times 19.8 \times 1000mm \times 309^2mm = 519.89 \frac{kNm}{m}$$

$M_{rd} > M_{ed}$. Dermed får vi en delvis utnyttet trykksone og det kreves bare strekkarmering.

$$\text{Indre momentarm } z = \left(1 - c \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) \times d = \left(1 - 0.17 \times \frac{164.52}{519.89}\right) 0.309 = 292mm$$

$$\text{Nødvendig armering } A_{s,n} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \times z} = \frac{164.52 \times 10^6}{435 \times 292} = 1295.22 \frac{mm^2}{m}$$

$$\text{Minimum armeringstverrsnitt } A_{s,min} = 0.26Ab \times d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 \times 1000 \times 309 \times \frac{3.2}{500} = 514 \frac{mm^2}{m}$$

$$\text{Armeringstverrsnitt per stang } \emptyset 12: \pi r^2 = \pi \times 6^2 = 113.10 \text{ mm}^2 \text{ per stang}$$

$$n \geq \frac{1295.22}{113.10} = 11.45 \text{ per meter bredde.}$$

$$\text{Maksimal senteravstand } s \leq \frac{1000}{11.45} = 87mm$$

Velger hovedarmering $\emptyset 12s85$ ($A_s = 1329mm^2$) for utkrager i felt 1.

Fordelingsarmering skal ha en maks senteravstand $s_{max} \leq (3.5h ; 450mm)$

$$s_{max} \leq (3.5 \times 350 ; 450mm) = 450mm$$

Vet at fordelingsarmering skal være minst 20% av hovedarmering. $1295.22 \times 0.2 = 259$

Velger fordelingsarmering $\emptyset 10s300$ ($A_s = 261.8mm^2$)

Bruksgrenstilstand:

Nedbøying på grunn av langtids og kortidslaster:

Samme krytall og dermed samme moduler som tidligere.

$$\varphi_g = 2.2 \quad \varphi_{q,lang} = 1.6 \quad \varphi_{q,kort} = 0$$

$$E_{c,g} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_g} = \frac{34000}{1+2.2} = 10625 \text{ MPa}$$

$$E_{c,q,lang} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_{q,lang}} = \frac{34000}{1+1.6} = 13077 \text{ MPa}$$

$$E_{c,kort} = 34000 \text{ MPa}$$

$$\text{Langtidslaster blir } g = 12.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ og } q_{lang} = 0.4 \times 7 = 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Kortidslast blir 60\% av nyttelast + snølasten, } q_{kort} = 0.6 \times 7 = 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{E,e} = \frac{g \times l^2}{2} = \frac{12.41 \times 3.6^2}{2} = 80.42 \frac{\text{kNm}}{\text{m}^2}$$

$$M_{E,q,lang} = \frac{q_{lang} \times l^2}{2} = \frac{2.8 \times 3.6^2}{2} = 18.14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}^2}$$

$$M_{E,q,kort} = \frac{q_{kort} \times l^2}{2} = \frac{4.2 \times 3.6^2}{2} = 27.21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Midlere E-modul blir, } E_{c,middel} = \frac{80.42+18.14+27.21}{\frac{80.42}{10625} + \frac{18.14}{13077} + \frac{27.21}{34000}} = 12891 \text{ MPa}$$

$$\text{Materialstivhetsforhold blir } \eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{12891} = 15.14$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1329}{1000 \times 309} = 0.0043$$

$$\eta \times \rho = 15.14 \times 0.0043 = 0.065$$

$$\text{Trykksonehøyde } \alpha = \sqrt{(\eta \times \rho)^2 + 2(\eta \times \rho)} - \eta \times \rho = \sqrt{0.065^2 + 2 \times 0.065} - 0.065 = 0.301$$

Ekvivalent arealtreghetsmoment,

$$I_c = 0.5 \times \alpha^2 \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^3 = 0.5 \times 0.301^2 \times \left(1 - \frac{0.301}{3}\right) \times 1000 \times 309^3 = 12.02 \times 10^8$$

$$\text{Bøyestivhet } EI = E_{c,middel} \times I_c = 12891 \times 12.02 \times 10^8 = 15.5 \times 10^{12}$$

Nedbøying av korttids- og langtidslaster blir da

$$\delta = \frac{(g + q_{lang} + q_{kort})l^4}{8EI} = \frac{(12.41 + 2.8 + 4.2) \times 3600^4}{8 \times 15.5 \times 10^{12}} = 26.3 \text{ mm}$$

$$\text{Kravet er } \frac{L}{250} = \frac{3600}{250} = 14.4 \text{ mm}$$

$26 \text{ mm} \geq 14.4 \text{ mm}$ nedbøying er ikke tillatt!

NB! Her ville man vanligvis regnet ut nedbøying på grunn av svinn, men dette er ikke nødvendig siden nedbøyingen allerede er for stor.

V3.4 Utkragerbjelke

Laster som virker på bjelken:

Takplan:

$$\text{Takdekkeelement i Ytong, } g_{takdekke} = 6.7 \times 0.2 \text{ m} \times 21.44 \text{ m}^2 = 28.73 \text{ kN}$$

$$\text{Takbelegg og undertak, } g_{belegg} = 0.7 \times 21.44 \text{ m}^2 = 15 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast, } q_{snø} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 21.44 \text{ m}^2 = 85.76 \text{ kN}$$

$$\text{Total permanent last fra takplan, } g_{tot4} = 28.73 + 15 \text{ kN} = 43.73 \text{ kN}$$

Plan 3:

$$\text{Dekkeelement i Ytong, } g_{dekke} = 6.7 \times 0.240 \text{ m} \times 66.2 \text{ m}^2 = 106.45 \text{ kN}$$

$$\text{Bærende innervegger i Ytong, } g_{vegg} = 5.64 \times 0.240 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 13 \text{ stk} = 25.34 \text{ kN}$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca. 26 \text{ m}^2 \times 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 19.5 \text{ kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster (innervegger i tre og gulvbelegg), } g_{øvrig} = 0.7 \times 66.2 \text{ m}^2 = 46.2 \text{ kN}$$

Nyttelast kan her reduseres med en etasjereduksjonfaktor,

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \times 0.7}{n} = \alpha_3 = \frac{2 + (3-2) \times 0.7}{3} = 0.9$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{nyttelast1} = 3.0 \times 66.2m^2 \times 0.9 = 178.74kN$$

$$\text{Total permanent last fra plan 3, } g_{tot3} = 106.45 + 25.34 + 19.5 + 46.2 = 197.5kN$$

Plan 2:

$$\text{Dekkeelement i Ytong, } g_{dekke} = 6.7 \frac{kN}{m^3} \times 0.240m \times 66.2m^2 = 106.45kN$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca. 50m^2 \times 0.75 \frac{kN}{m^2} = 37.5 kN$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{ovrig}} = 0.7 \frac{kN}{m^2} \times 66.2m^2 = 46.2kN$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{nyttelast2} = 3.0 \frac{kN}{m^2} \times 66.2m^2 = 198.6kN$$

$$\text{Total permanent last fra plan 2, } g_{tot2} = 106.45 + 37.5 + 46.2 = 190.2kN$$

Plan 1:

$$\text{Slakkarmert betongdekke, } g_{dekke} = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0.350m \times 26.23m^2 = 229.5kN$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{ovrig}} = 0.7 \frac{kN}{m^2} \times 26.23m^2 = 18.36kN$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca 16m^2 \times 0.75 \frac{kN}{m^2} = 12kN$$

$$\text{Bærende innervegger i Ytong, } g_{vegg} = 5.64 \times 0.240m \times 2.4m \times 0.6m \times 13stk = 25.34kN$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{nyttelast3} = 3.0 \frac{kN}{m^2} \times 26.23m^2 = 78.7kN$$

$$\text{Total permanent last fra plan 1, } g_{tot1} = 229.5 + 18.36 + 12 + 25.34 = 285.2kN$$

Andre laster:

$$\text{Stålsøyler, } g_{s\text{øyler}} = 5 \text{ stk} \times 0.56 \frac{kN}{m} \times 2.72m = 7.6kN$$

$$\text{Stålbjelker, } g_{bjelker} = 1.01 \frac{kN}{m} \times 45.1m = 45.6kN$$

$$\text{Vindlast, } q_{vind} = 141.96 kN$$

Totale laster på hele bjelken:

$$\text{Permanent last, } g_{tot} = g_{tot4} + g_{tot3} + g_{tot2} + g_{tot1} + g_{søyler} + g_{bjelker} =$$

$$43.73 + 197.5 + 190.2 + 285.2 + 7.6 + 45.6 = 770 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlasten av Bjelken, } g_{egenlast} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.500 \text{ m} \times 0.300 \text{ m} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Per meter lengde av bjelken blir det da, } g_{tot} = \frac{770 \text{ kN}}{12.2 \text{ m}} = 63.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 66.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nyttelast, } q_{tot} = q_{nyttelast3} + q_{nyttelast2} + q_{nyttelast1} = 178.74 + 198.6 + 78.7 = 455 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast, } q_{snø} = 85.76 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast, } q_{vind} = 141.96 \text{ kN}$$

$$\text{Total variable last, } q = 455 + 85.76 + 141.96 = 682.7 \text{ kN}$$

$$\text{Per meter lengde av bjelken blir det, } q_{tot} = \frac{682.7 \text{ kN}}{12.2 \text{ m}} = 56.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} = 1.35g + 1.05q = 1.35 \times 66.85 + 1.05 \times 56.4 = 149.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ed2} = (0.89 \times 1.35)g + 1.5q = 1.2 \times 66.85 + 1.5 \times 56.4 = 164.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ed} = \frac{q_{ed2} \times l^2}{2} = \frac{164.82 \times 3.6^2}{2} = 1068.00 \text{ kNm}$$

Armering:

Prøver Ø25 og bøyle ø12

$$d1 = c_{nom} + \emptyset_s + \frac{\emptyset}{2} = 35 + 12 + 12.5 = 59.5 \text{ mm}$$

$$d = h - d1 = 500 - 59.5 = 430.5 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 0.275 \times f_{cd} \times b \times d^2 = 0.275 \times 19.83 \times 300 \times 500^2 = 407.00 \text{ kNm}$$

$M_{ed} > M_{rd}$, kreves både strekk og trykkarmering.

$$z = \left(1 - c \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) x d = \left(1 - 0.17 x \frac{1068}{407}\right) x 430.5 = 238.46 \text{ mm}$$

$$\text{Strekkarmeringsandel, } A_{s1} = \frac{M_{rd}}{f_{yd} x z} = \frac{407 x 10^6}{435 x 238.46} = 3923.64 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tilleggsarmering på trykk- og strekkside, } A_{s2} = \frac{M_{ed} - M_{rd}}{f_{yd} x h'} = \frac{(1068 - 407) x 10^6}{435 x (430.5 - 35 - 12.5)} = 3967 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nødvendig armering strekkside, } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3923.64 \text{ mm}^2 + 3967 \text{ mm}^2 = 7891 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maksimum armeringstversnitt, } A_{s,max} = 0.04 x A_c = 0.04 x 300 x 500 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s,max}$$

Vi har altså et armeringstversnitt som er større enn største tillatte armeringstversnitt, og vi kan ikke regne videre.

V3.5 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Laster på utkrager:

$$\text{Egenlast dekke, } 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} x 0.5 \text{ m} = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast av dekkeelement (dekke over plan 1) i Ytong} = 6.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} x 0.240 \text{ m} = 1.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast av bærende veggelementer i Ytong} = 5.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} x 0.240 \text{ m} = 1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Øvrige permanente laster settes til } 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast på utkrager} = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast på tak/dekke over utkrager} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total permanent last på utkrager, } g = 12.5 + 1.61 + 1.35 + 0.7 = 16.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total variabel last på utkrager, } q = 3.0 + 4.0 = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lasten på dekke dersom det er bærende for utkrager blir da:

$$g_{tot} = 12.5 + 16.6 = 29.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Per meter bredde blir det } 29.1 \frac{kN}{m^2} \times 1m = 29.1 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} = 3.0 + 3.0 + 4.0 = 10 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Per meter bredde blir det } 10 \frac{kN}{m^2} \times 1m = 10 \frac{kN}{m}$$

Bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} = 1.35g + 1.5 \times 0.7q = 1.35 \times 29.1 + 1.5 \times 0.7 \times 10 = 49.79 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed2} = 0.89 \times 1.35g + 1.5q = 1.2 \times 29.1 + 1.5 \times 10 = 49.92 \frac{kN}{m}$$

Felt 1	Felt 2	Felt 3	Felt 4	Felt 5	Felt 6	Felt 7	Felt 8
61.02	90.28	27.37	118.04	60.16	43.62	85.37	62.11

Tabell: Største feltmoment M_{ed} , i $\frac{kNm}{m}$

Opplag. 1	Opplag. 2	Opplag. 3	Opplag. 4	Opplag. 5	Opplag. 6	Opplag. 7	Opplag. 8	Opplag. 9
0	104.1	81.67	116.2	133.59	57.53	90.22	101.06	0

Tabell: Største opplagemoment M_{ed} , i $\frac{kNm}{m}$

Felt 1	Felt 2	Felt 3	Felt 4	Felt 5	Felt 6	Felt 7	Felt 8
310	460	138	604	306	221	435	62.11

Tabell: Nødvendig feltarmering A_s i $\frac{mm^2}{m}$

Opplag. 1	Opplag. 2	Opplag. 3	Opplag. 4	Opplag. 5	Opplag. 6	Opplag. 7	Opplag. 8	Opplag. 9
0	532	416	594	684	292	460	516	0

Nødvendig opplagerarmering A_s i $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Armering:

$$d = h - d_1 = h - \left(c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} \right) = 500\text{mm} - \left(35 + \frac{12}{2} \right) = 459\text{mm}$$

$$\text{Minimumsarmering, } A_{s,min} = 0.26Ab \times d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 \times 1000 \times 459 \times \frac{3.2}{500} = 764 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger lengdearmering, $A_s = 779 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, som tilsvarer Ø12s145 og denne armeringen velges for alle felt.

Velger fordelingsarmering Ø10s450 ($A_s = 154\text{mm}^2$)

Bruksgrensetilstand:

Regner på felt 1, som er et av feltene med utkrager, $L = 3.6\text{m}$

Antar at

- Egenlasten påføres ved $t_0 = 7$ døgn.
- Nyttelasten påføres ved $t_0 = 90$ døgn.
- 40% av nyttelasten er permanent last

Nedbøying:

$$\text{Langtidslaster blir } g = 29.1 \text{ og } q_{lang} = 0.4 \times 10 = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Kortidslast blir } q_{kort} = 0.6 \times 10 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kryptall avlest fra diagram fra EC2 [Vedlegg 6]

$$\varphi_g = 2.1 \quad \varphi_{q,lang} = 1.5 \quad \varphi_{q,kort} = 0$$

$$E_{c,g} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_g} = \frac{34000}{1+2.1} = 10967 \text{ MPa}$$

$$E_{c,qlang} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi_{q,lang}} = \frac{34000}{1+1.5} = 13600 \text{ MPa}$$

$$E_{c,kort} = 34000 \text{ MPa}$$

Momenter fra de ulike lastbidragene:

$$M_{E,e} = \frac{gl^2}{8} = \frac{29.1 \times 4^2}{8} = 58.2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{E,qlang} = \frac{qlang \times l^2}{8} = \frac{4 \times 4^2}{8} = 8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{E,qkort} = \frac{qkort \times l^2}{8} = \frac{6 \times 4^2}{8} = 12 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Da får vi en midlere E-modul, $E_{c,middel} = \frac{58.2+8+12}{\frac{58.2}{10967} + \frac{8}{13600} + \frac{12}{34000}} = 12515 \text{ MPa}$

Materialstivhetsforhold blir $\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{12515} = 16$

Armeringsforhold $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{779}{1000 \times 459} = 0.002$

$$\eta \times \rho = 16 \times 0.002 = 0.027$$

Trykksonehøyde $\alpha = \sqrt{(\eta \times \rho)^2 + 2(\eta \times \rho)} - \eta \times \rho = \sqrt{0.027^2 + 2 \times 0.027} - 0.027 = 0.207$

Ekvivalent arealtregningsmoment $I_c = 0.5 \times \alpha^2 \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^3 = 19.3 \times 10^8 \text{ mm}^4$

Bøyestivhet $EI = E_{c,middel} \times I_c = 12515 \times 19.3 \times 10^8 = 24.1 \times 10^{12}$

Største nedbøying på felt 1, L=4m vil da bli:

$$\delta = \frac{1}{185} \times \frac{(g + qlang + qkort) \times L^4}{EI} = \frac{1}{185} \times \frac{(29.1 + 4 + 6) \times 4000^4}{24.1 \times 10^{12}} = 2.2 \text{ mm}$$

Nedbøyingsskrav på $\frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm} > 2.2 \text{ mm}$ Nedbøying er ok.

Rissviddekontroll:

Armeringsspenning $\sigma_s = E_s \times \frac{M \times (1-\alpha)d}{EI} = 200000 \times \frac{(58.2+8) \times (1-0.207) \times 459}{24.1 \times 10^{12}} = 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$k_1 = 0.4$ for langvarig last

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa for B35}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad h_{c,eff} = \frac{h-ad}{3} = 135 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = 1000 \times 135 = 135000 \text{ mm}^2 \quad \text{og vi får } \rho_{p,eff} = \frac{779}{135000} = 5.77 \times 10^{-3}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{200 - 0.4 \times \frac{3.2}{5.77 \times 10^{-3}} \times (1 + 16 \times 5.77 \times 10^{-3})}{200000} = 2.12 \times 10^{-4}$$

$$5 \times \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 5 \times (35 + 6) = 205 > 145 \text{ (senteravstand)}$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 k_2 k_4 \times \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 3.4 \times 35 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times \frac{12}{5.77 \times 10^{-3}} = 472.6 \text{ mm}$$

$$\text{Rissvidden blir da } w = 472.6 \times 2.12 \times 10^{-4} = 0.1 \text{ mm}$$

0.1 < 0.39, rissvidde er ok!

V3.6 500 mm utkragerplate

Laster på utkrager er beskrevet i [V3.5]

Beregningene er hentet fra EUROCODEexpress.

Bruddgrensetilstand:

$$\text{Største moment } M_{ed} = 193.7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{Hovedarmering } A_s = 999 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}, \text{ det velges } \varnothing 12 \text{s} 110 (A_s = 1027 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$$

$$\text{Fordelingsarmering velges } \varnothing 10 \text{s} 390 (A_s = 201 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$$

Bruksgrensetilstand:

$$\text{Største nedbøying på utkrager, } \delta = 5.66 \text{ mm}$$

$$\text{Største tillatte nedbøying, } \delta_{tillatt} = 14.4 \text{ mm}$$

14.4 > 5.56, nedbøying er ok.

Største rissvidde, $w = 0.26$

Største tillatte rissvidde $w_{tillatt} = 0.39$

$0.39 > 0.26$, rissvidde er ok.

V3.7 350 mm utkragerplate etter forskyvning av betongfot

Laster på utkrager er samme som utkrager 350 mm [V3.2]

350 mm utkrager med $L=2.4\text{m}$

Bruddgrensetilstand:

Største moment $M_{ed} = 73.13 \frac{kNm}{m}$

Hovedarmering $A_s = 558 \frac{mm^2}{m}$, det velges Ø12s200 ($A_s = 565 \frac{mm^2}{m}$)

Fordelingsarmering velges Ø10s450 ($A_s = 174 \frac{mm^2}{m}$)

Bruksgrensetilstand:

Største nedbøying på utkrager, $\delta = 1.82\text{mm}$

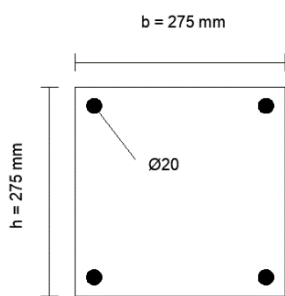
Største tillatte nedbøying, $\delta_{tillatt} = 9.6\text{mm}$

$9.6 > 1.82$, nedbøying er ok.

Største rissvidde, $w = 0.35$

Største tillatte rissvidde $w_{tillatt} = 0.39$

$0.39\text{mm} > 0.35\text{mm}$, rissvidde er ok.

V3.8 SøyلةBetong **B35**Armering **B500C**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{35}{1.5} = 19.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betongverrsnitt: $A_c = b \times h = 275 \times 275 = 75625 \text{ mm}^2$

Armeringstverrsnitt: $A_s = 4 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 1256 \text{ mm}^2$

Kryptall: $\varphi_{\infty, t_0} = 1.98$ etter 7 døgn

Laster på søylen:

Takplan

Egenlast av Ytong takdekkeelement, $g_{\text{dekke4}} = 1.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 19.34 \text{ m}^2 = 25.92 \text{ kN}$

Øvrige permanente laster på tak, $g_{\text{øvrige}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 19.34 \text{ m}^2 = 13.54 \text{ kN}$

Snølast på tak, $q_{\text{snølast}} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 19.34 \text{ m}^2 = 77.36 \text{ kN}$

Plan 3

Egenlast av Ytong dekkeelement, $g_{\text{dekke3}} = 1.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 30.01 \text{ m}^2 = 48.32 \text{ kN}$

Øvrige permanente laster, $g_{\text{øvrige}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 30.01 \text{ m}^2 = 21 \text{ kN}$

Snølast på tak/terrasse, $q_{\text{snølast}} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10.67 \text{ m}^2 = 42.68 \text{ kN}$

Nyttelast, $q_{\text{nyttelast3}} = 3 \times 30.01 = 90.03 \text{ kN}$

Plan 2

$$\text{Egenlast av Ytong dekkeelement, } g_{\text{dekke2}} = 1.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 30.01 \text{m}^2 = 48.32 \text{kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{øvrige}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 30.01 \text{m}^2 = 21 \text{kN}$$

$$\text{Nyttelast, } q_{\text{nyttelast3}} = 3 \times 30.01 = 90.03 \text{kN}$$

Plan 1

$$\text{Egenlast av betongdekke, } g_{\text{dekke1}} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 7.95 \text{m}^2 = 69.5 \text{kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{øvrige}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 7.95 \text{m}^2 = 5.7 \text{kN}$$

$$\text{Nyttelast, } q_{\text{nyttelast3}} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 7.95 \text{m}^2 = 23.85 \text{kN}$$

Andre laster

$$\text{Stålbjelker, } g_{\text{bjelke}} = 1.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 13.25 \text{m} = 13.38 \text{kN}$$

$$\text{Stålsøyler, } g_{\text{søyle}} = 0.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 9 \text{m} = 5.31 \text{kN}$$

$$\text{Glass, } g_{\text{glass}} = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 57 \text{m}^2 = 42.75 \text{kN}$$

Totale laster

$$\text{Permanent last, } g_{\text{tot}} = 314.81 \text{kN}$$

$$\text{Variabel last, } q_{\text{tot}} = 323.95 \text{kN}$$

$$q_{ed1} = 1.35 \times 314.81 + 1.05 \times 323.95 = 765.14 \text{kN}$$

$$q_{ed2} = 1.2 \times 314.87 + 1.5 \times 323.95 = 863.7 \text{kN}$$

$$q_{ed2} \text{ benyttes videre, } N_{ed} = 863.7 \text{kN}$$

$$M_{ed} = N_{ed} \times e_{\text{max}} = 863.7 \text{kN} \times 0.02 \text{m} = 17.27 \text{kNm}$$

Beregning av slankhet:

$$L_0 = L \times 0.75 = 4550 \text{ mm} \times 0.75 = 3412.8 \text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{hb}} = \sqrt{\frac{476595052 \text{ mm}^4}{75625 \text{ mm}^2}} = 79.39 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{3412.8 \text{ mm}}{79.39 \text{ mm}} = 42.99$$

$$\omega = \frac{f_{yd} \times A_s}{f_{cd} \times A_c} = \frac{435 \text{ MPa} \times 1256 \text{ mm}^2}{19.8 \text{ MPa} \times 75625 \text{ mm}^2} = 0.36$$

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \times A_c} = \frac{863700 \text{ Nmm}}{19.8 \text{ MPa} \times 75625 \text{ mm}^2} = 0.58$$

$$k_a = \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = \left(\frac{\frac{h'}{12}}{\frac{h}{12}}\right)^2 = \left(\frac{111 \text{ mm}}{79.39 \text{ mm}}\right)^2 = 1.95$$

$$\lambda_n = \lambda \times \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \times k_a \times \omega}} = 42.99 \times \sqrt{\frac{0.58}{1 + 2 \times 1.95 \times 0.36}} = 21.12$$

$$\varphi_{eff} = \varphi_{\infty, t0} \times \frac{M_{Edqp}}{M_{Ed}} = 1.98 \times \frac{10.18 \text{ kNm}}{17.27 \text{ kNm}} = 1.17 \quad r_m = 1$$

$$A_\varphi = \frac{1.25}{1 + 0.2 \times 1.17} = 1$$

$$\lambda_{n,lim} = 13 \times (2 \times r_m) \times A_\varphi = 13$$

$\lambda_{n,lim} < \lambda_n$ betyr at 2. ordens moment må tas hensyn til!

Beregning av 2.ordens moment:

$$EI = k_c \times E_c \times I_c + k_s \times E_s \times I_s$$

$$k_c = \frac{k_1 \times k_2}{1 + \varphi_{eff}} = \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \times \frac{n \times \lambda}{170}}{1 + \varphi_{eff}} = \frac{1.32 \times 0.072}{1 + 1.17} = 0.044, \quad k_s = 1$$

$$EI = 0.044 \times 34000 \text{ MPa} \times \frac{275 \text{ mm} \times 275 \text{ mm}^3}{12} + 1 \times 200000 \text{ MPa} \times 157 \text{ mm} \times \left(\frac{149 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 887.3 \text{ kNm}$$

$$N = \pi^2 \times \frac{EI}{L_0^2} = \pi^2 \times \frac{887.3 \text{ kNm} \times 10^6}{(3412.8 \text{ mm})^2} = 752.23 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{\pi}{10} = 0.99$$

$$M_{Ed} = \frac{1+\beta}{N} \times N_{Ed} = \frac{1+0.99}{\frac{752.23 \text{ kNm}}{865.7 \text{ kNm}^{-1}}} \times N_{Ed} = 2.28 \times N_{Ed} = 39 \text{ kNm}$$

Økning av moment er 39 kNm!

Armering:

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times h \times b} = \frac{863.697 \times 10^3 \text{ N}}{19.8 \text{ MPa} \times 275 \text{ mm} \times 275 \text{ mm}} = 0.58$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times h \times b^2} = \frac{39 \times 10^6 \text{ Nmm}}{19.8 \text{ MPa} \times 275 \text{ mm} \times 275 \text{ mm}^2} = 0.095$$

$$d = 63 \text{ mm}, \quad \frac{d}{h} = 0.23$$

Bruker m-n diagram $d/h=0.25$, og får $w=0.39$

$$A_{s,n} = \frac{f_{cd} \times b \times h}{f_{yk}} \times w = \frac{19.8 \text{ MPa} \times 275 \text{ mm} \times 275 \text{ mm}}{500 \text{ MPa}} \times 0.39 = 1167.95$$

$A_s > A_{s,n}$ som betyr at vi kan bruke planlagt armering 4Ø20.

Bøyler Ø8s200.

V3.9 Betongfot

Laster på betongfot fra hvert plan:

Takplan:

$$\text{Takdekkeelement i Ytong, } g_{\text{takdekke}} = 6.7 \times 0.2 \text{ m} \times 21.44 \text{ m}^2 = 28.73 \text{ kN}$$

$$\text{Takbelegg og undertak, } g_{\text{belegg}} = 0.7 \times 21.44 \text{ m}^2 = 15 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast, } q_{\text{snø}} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 21.44 \text{ m}^2 = 85.76 \text{ kN}$$

$$\text{Total permanent last fra takplan, } g_{\text{tot4}} = 28.73 + 15 \text{ kN} = 43.73 \text{ kN}$$

Plan 3:

$$\text{Dekkeelement i Ytong, } g_{dekke} = 6.7 \times 0.240m \times 66.2m^2 = 106.45 \text{ kN}$$

$$\text{Bærende innervegger i Ytong, } g_{vegg} = 5.64 \times 0.240m \times 2.4m \times 0.6m \times 13stk = 25.34 \text{ kN}$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca. 26 \text{ m}^2 \times 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 19.5 \text{ kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster (innervegger i tre og gulvbelegg), } g_{\text{øvrig}} = 0.7 \times 66.2 \text{ m}^2 = 46.2 \text{ kN}$$

Nyttelast kan her reduseres med en etasjereduksjonfaktor,

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2) \times 0.7}{n} = \alpha_3 = \frac{2+(3-2) \times 0.7}{3} = 0.9$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{\text{nyttelast1}} = 3.0 \times 66.2m^2 \times 0.9 = 178.74 \text{ kN}$$

$$\text{Total permanent last fra plan 3, } g_{\text{tot3}} = 106.45 + 25.34 + 19.5 + 46.2 = 197.5$$

Plan 2:

$$\text{Dekkeelement i Ytong, } g_{dekke} = 6.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.240m \times 66.2m^2 = 106.45 \text{ kN}$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca. 50m^2 \times 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 37.5 \text{ kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{øvrig}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 66.2m^2 = 46.2 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{\text{nyttelast2}} = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 66.2m^2 = 198.6 \text{ kN}$$

$$\text{Total permanent last fra plan 2, } g_{\text{tot2}} = 106.45 + 37.5 + 46.2 = 190.2 \text{ kN}$$

Plan 1:

$$\text{Slakkarmert betongdekke, } g_{dekke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.350m \times 26.23m^2 = 229.5 \text{ kN}$$

$$\text{Øvrige permanente laster, } g_{\text{øvrig}} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 26.23m^2 = 18.36 \text{ kN}$$

$$\text{Glass, } g_{glass} = ca 16m^2 \times 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12 \text{ kN}$$

$$\text{Bærende innervegger i Ytong, } g_{vegg} = 5.64 \times 0.240m \times 2.4m \times 0.6m \times 13stk = 25.34 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast på dekke, } q_{nyttelast3} = 3.0 \frac{kN}{m^2} \times 26.23m^2 = 78.7kN$$

$$\text{Total permanent last fra plan 1, } g_{tot1} = 229.5 + 18.36 + 12 + 25.34 = 285.2kN$$

Andre laster:

$$\text{Stålsøyler, } g_{søyler} = 5 \text{ stk} \times 0.56 \frac{kN}{m} \times 2.72m = 7.6kN$$

$$\text{Stålbjelker, } g_{bjelker} = 1.01 \frac{kN}{m} \times 45.1m = 45.6kN$$

$$\text{Vindlast, } q_{vind} = 141.96 \text{ kN}$$

Totale laster på foten:

$$\text{Permanent last, } g = g_{tot4} + g_{tot3} + g_{tot2} + g_{tot1} + g_{søyler} + g_{bjelker} =$$

$$43.73 + 197.5 + 190.2 + 285.2 + 7.6 + 45.6 = 770kN$$

$$\text{Per meter lengde av betongfoten blir det da, } g = \frac{770kN}{8.3m} = 92.77 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast, } q = q_{nyttelast3} + q_{nyttelast2} + q_{nyttelast1} = 178.74 + 198.6 + 78.7 = 455kN$$

$$\text{Snølast, } q_{snø} = 85.76kN$$

$$\text{Vindlast, } q_{vind} = 141.96 \text{ kN}$$

$$\text{Total variable last, } q = 455 + 85.76 + 141.96 = 682.7kN$$

$$\text{Per meter lengde av betongfoten blir det, } q = \frac{682.7kN}{8.3m} = 82.25 \frac{kN}{m}$$

V4 EUROCODEexpress

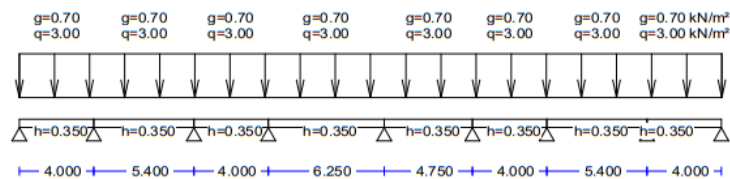
V4.1 350 mm betongdekke

Project Eurocodes

side 1

Project Eurocodes1. Slakkarmert dekke plan 1**Kontinuerlig plate**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500CDimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, lasterKontinuerlig plate, antall spenn=8, tverrlengde $L_y=10.10$ mLastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$ Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=35+12/2=41$ mmSpenn, tykkelser, laster i felt (g=egenvekt + permanent last, q=variabel last)Felt -1, $L=4.000$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -2, $L=5.400$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -3, $L=4.000$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -4, $L=6.250$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -5, $L=4.750$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -6, $L=4.000$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -7, $L=5.400$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²Felt -8, $L=4.000$ m, $h=0.350$ m, $g=(8.75+0.70) \times 1.000=9.45$ kN/m², $q=3.00 \times 1.000=3.00$ kN/m²

Project Eurocodes

side 2

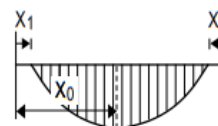
1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

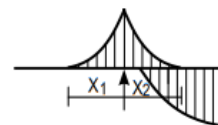
Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 9.45 + 1.05 \times 3.00 = 15.91$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 9.45 + 1.50 \times 3.00 = 15.84$ kN/m

1.3. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1.35g+1.05q

Felt -1, Med= 19.18 kNm/m, $x_0=1.553$ m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.894$ m
 Felt -2, Med= 28.34 kNm/m, $x_0=2.801$ m, $x_1=0.913$ m, $x_2=0.711$ m
 Felt -3, Med= 8.08 kNm/m, $x_0=1.895$ m, $x_1=0.887$ m, $x_2=1.097$ m
 Felt -4, Med= 37.21 kNm/m, $x_0=3.080$ m, $x_1=0.917$ m, $x_2=1.007$ m
 Felt -5, Med= 18.61 kNm/m, $x_0=2.593$ m, $x_1=1.063$ m, $x_2=0.627$ m
 Felt -6, Med= 13.14 kNm/m, $x_0=1.855$ m, $x_1=0.569$ m, $x_2=0.860$ m
 Felt -7, Med= 26.92 kNm/m, $x_0=2.656$ m, $x_1=0.817$ m, $x_2=0.904$ m
 Felt -8, Med= 19.53 kNm/m, $x_0=2.433$ m, $x_1=0.866$ m, $x_2=0.000$ m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.05q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m
 Opplager-1, Med= -39.29 kNm/m, $x_1=1.235$ m, $x_2=1.065$ m
 Opplager-2, Med= -29.60 kNm/m, $x_1=0.843$ m, $x_2=1.679$ m
 Opplager-3, Med= -41.67 kNm/m, $x_1=2.056$ m, $x_2=1.014$ m
 Opplager-4, Med= -48.92 kNm/m, $x_1=1.160$ m, $x_2=1.503$ m
 Opplager-5, Med= -21.49 kNm/m, $x_1=0.785$ m, $x_2=0.936$ m
 Opplager-6, Med= -33.52 kNm/m, $x_1=1.294$ m, $x_2=0.953$ m
 Opplager-7, Med= -38.15 kNm/m, $x_1=1.061$ m, $x_2=1.199$ m
 Opplager-8, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.05q

Felt -1, Ved,A= 24.70 kN/m, Ved,B= -41.64 kN/m
 Felt -2, Ved,A= 45.36 kN/m, Ved,B= -41.83 kN/m
 Felt -3, Ved,A= 30.98 kN/m, Ved,B= -36.62 kN/m
 Felt -4, Ved,A= 49.17 kN/m, Ved,B= -51.39 kN/m
 Felt -5, Ved,A= 44.51 kN/m, Ved,B= -34.31 kN/m
 Felt -6, Ved,A= 30.41 kN/m, Ved,B= -36.20 kN/m
 Felt -7, Ved,A= 42.76 kN/m, Ved,B= -44.40 kN/m
 Felt -8, Ved,A= 41.35 kN/m, Ved,B= -24.93 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, $R_g(x1.35) = 17.69$ kN/m, $R_q(x1.05) = 5.57$ kN/m
 Opplager-1, $R_g(x1.35) = 69.55$ kN/m, $R_q(x1.05) = 17.44$ kN/m
 Opplager-2, $R_g(x1.35) = 55.67$ kN/m, $R_q(x1.05) = 17.14$ kN/m
 Opplager-3, $R_g(x1.35) = 66.83$ kN/m, $R_q(x1.05) = 18.97$ kN/m
 Opplager-4, $R_g(x1.35) = 76.27$ kN/m, $R_q(x1.05) = 19.62$ kN/m
 Opplager-5, $R_g(x1.35) = 48.06$ kN/m, $R_q(x1.05) = 15.96$ kN/m
 Opplager-6, $R_g(x1.35) = 61.88$ kN/m, $R_q(x1.05) = 17.08$ kN/m
 Opplager-7, $R_g(x1.35) = 68.32$ kN/m, $R_q(x1.05) = 17.43$ kN/m
 Opplager-8, $R_g(x1.35) = 17.97$ kN/m, $R_q(x1.05) = 5.57$ kN/m

Project Eurocodes

side 3

1.4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

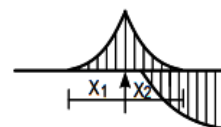
Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)
 Reduksjon i ytterkant av opplager, ($b_{sup}=0.30$ m) (EC2 §5.3.2.2.3)
 Kontroll for minimumsverdier, ($0.65q_l^2/8$, $0.65q_l^2/12$) (EC2 §5.3.2.2.3N)

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.05g

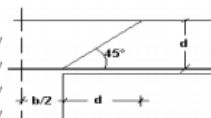
Felt -1, Med= 19.18 kNm/m, Ved,A= 22.32 kN/m, Ved,B= -39.25 kN/m
 Felt -2, Med= 28.34 kNm/m, Ved,A= 42.97 kN/m, Ved,B= -39.44 kN/m
 Felt -3, Med= 8.08 kNm/m, Ved,A= 28.60 kN/m, Ved,B= -34.23 kN/m
 Felt -4, Med= 37.21 kNm/m, Ved,A= 46.79 kN/m, Ved,B= -49.00 kN/m
 Felt -5, Med= 18.61 kNm/m, Ved,A= 42.12 kN/m, Ved,B= -31.93 kN/m
 Felt -6, Med= 13.14 kNm/m, Ved,A= 28.02 kN/m, Ved,B= -33.81 kN/m
 Felt -7, Med= 26.92 kNm/m, Ved,A= 40.38 kN/m, Ved,B= -42.02 kN/m
 Felt -8, Med= 19.53 kNm/m, Ved,A= 38.97 kN/m, Ved,B= -22.54 kN/m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.05g

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m
 Opplager-1, Med= -33.05 kNm/m, $x_1=1.235$ m, $x_2=1.065$ m
 Opplager-2, Med= -24.95 kNm/m, $x_1=0.843$ m, $x_2=1.679$ m
 Opplager-3, Med= -36.18 kNm/m, $x_1=2.056$ m, $x_2=1.014$ m
 Opplager-4, Med= -42.24 kNm/m, $x_1=1.160$ m, $x_2=1.503$ m
 Opplager-5, Med= -17.03 kNm/m, $x_1=0.785$ m, $x_2=0.936$ m
 Opplager-6, Med= -28.09 kNm/m, $x_1=1.294$ m, $x_2=0.953$ m
 Opplager-7, Med= -31.94 kNm/m, $x_1=1.061$ m, $x_2=1.199$ m
 Opplager-8, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m

**Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1.35g+1.05g**

Felt -1, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=17.40kN/m, VedB=34.34kN/
 Felt -2, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=38.05kN/m, VedB=34.52kN/
 Felt -3, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=23.68kN/m, VedB=29.32kN/
 Felt -4, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=41.87kN/m, VedB=44.08kN/
 Felt -5, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=37.21kN/m, VedB=27.01kN/m
 Felt -6, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=23.10kN/m, VedB=28.90kN/m
 Felt -7, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=35.46kN/m, VedB=37.10kN/m
 Felt -8, $b/2+d=0.459$ m, $1.35g+1.05q=15.91$ kN/m², VedA=34.05kN/m, VedB=17.62kN/m

**1.5. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 19.18kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=2.231$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ $k_s=2326$, **As = 144mm²/m**
 Med2= 28.34kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.836$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2332$, **As = 214mm²/m**
 Med3= 8.08kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=3.437$ $x/d=0.02$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.4/20.0$ $k_s=2316$, **As = 61mm²/m**
 Med4= 37.21kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.602$ $x/d=0.05$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ $k_s=2338$, **As = 282mm²/m**
 Med5= 18.61kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=2.265$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ $k_s=2325$, **As = 140mm²/m**
 Med6= 13.14kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=2.696$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ $k_s=2321$, **As = 99mm²/m**
 Med7= 26.92kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.883$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ $k_s=2331$, **As = 203mm²/m**
 Med8= 19.53kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=2.211$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ $k_s=2326$, **As = 147mm²/m**

Armering over støtte

Med1=-33.05kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.700$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2335$, **As = 250mm²/m**
 Med2=-24.95kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.956$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ $k_s=2330$, **As = 188mm²/m**
 Med3=-36.18kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.625$ $x/d=0.05$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ $k_s=2337$, **As = 274mm²/m**
 Med4=-42.24kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.503$ $x/d=0.05$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ $k_s=2341$, **As = 320mm²/m**
 Med5=-17.03kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=2.368$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ $k_s=2324$, **As = 128mm²/m**
 Med6=-28.09kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.844$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2332$, **As = 212mm²/m**
 Med7=-31.94kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.729$ $x/d=0.04$ $\epsilon_c/2/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2335$, **As = 241mm²/m**

Project Eurocodes

side 4

1.6. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -2, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -3, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -4, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -5, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -6, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -7, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -8, $As >= 0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)

1.7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot d \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.a)

 $V_{rdc} >= (v_{rin} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.b)

 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 309 \text{ mm}$ $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.80$, $k_1 = 0.15$ $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 320 / (1000 \cdot 309) = 0.0010$ $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.31 \text{ N/mm}^2$,

(EC2 Lign.6.3N)

 $V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \cdot (0.31) \cdot 1000 \cdot 309 = 95.79 \text{ kN/m}$ $V_{rdc} = 0.001 \cdot [0.120 \cdot 1.80 \cdot (0.10 \cdot 35)^{0.33}] \cdot 1000 \cdot 309 = 101.34 \text{ kN/m}$ $V_{ed} = 44.08 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 101.34 \text{ kN/m}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd****1.8. Armering:****Feltarmering**

Felt -1	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -2	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -4	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -5	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -6	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -7	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -8	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering

Armering over støtte

Opplager-0	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp
Opplager-1	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-2	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-3	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-4	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-5	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-6	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-7	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-8	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp

1.9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

 $L = 4.000 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.350 \text{ m}$, $d = 0.309 \text{ m}$ Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 9.45 + 0.30 \cdot 3.00 = 10.35 \text{ kN/m}$ Leff = 4.000m, $M_{ed} = (10.35 / 15.91) \cdot 19.18 = 12.48 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS) = 12.48 \text{ kNm/m}$ Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 1.82$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.19\%$ $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$, $E_{ceff} = 34.0 / (1 + 1.82) = 12.06 \text{ GPa} = 12060 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$ Modulforhold $E_s / E_{ceff} = 200 / 12.06 = 16.58$, effektivt $E_s / E_{ceff} = 200 / 12.06 = 16.58$ Strekkarmering: Ø12s220 (514mm²/m)Armeringsforhold $\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 514 / (1000 \cdot 309) = 0.002$

Project Eurocodes

side 5

1.9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58)\times(0.001\times 3.713)=44795 \text{ kNm}^2$
 $A_i=A_c+(n-1)(A_{s1}+A_{s2})$, $e=(n-1)(A_{s1}\cdot y_{1s}-A_{s2}\cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b\cdot h\cdot e^2+(A_{s1}\cdot y_{1s}^2+A_{s2}\cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=A_s\cdot y_{2s}=(0.001)^2\times 514\times 0.131=(0.001)\times 0.067 \text{ m}^3$, $y_2=172\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=172-41=131\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=12.48/44795=(0.001)\times 0.279 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001\times 0.19)\times 16.58\times (0.067/3.713)=(0.001)\times 0.057 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001)\times 0.279+(0.001)\times 0.057=(0.001)\times 0.336 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm}\cdot (I/y_2)=3.2\times (3.713/0.172)=69.09 \text{ kNm}$

1.9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$\rho=A_s/(b\cdot d)=0.002$, $n\cdot\alpha_e=16.58$, $n\cdot\rho=0.033$, $\xi=0.715$, $\alpha=0.226$, $x=\alpha\cdot d=0.070\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi\cdot E_s\cdot A_s\cdot d^2=0.715\times 200\times 514\times 0.309^2=7019 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=239\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2\cdot M/EI=(0.001)\times 239\times 12.48/7019=0.43$
 $S=A_s\cdot y_2=(0.001)^2\times 514\times 0.239=(0.001)\times 0.123 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=12.48/7019=(0.001)\times 1.778 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001\times 0.19)\times 16.58\times (0.123/0.582)=(0.001)\times 0.665 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001)\times 1.778+(0.001)\times 0.665=(0.001)\times 2.443 \text{ (1/m)}$
 $Med=12.48 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.12/0.43$, $x=70\text{mm}$, $\sigma_s=85 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho/\rho-1)^{3/2}}]=115.86$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001\times\sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'\leq\rho_0$, $K=1.3$
 $l/d=(310/\sigma_s)\times(1/d)$, $\sigma_s=85 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/85)\times 115.86=422.52$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=4.000/0.309=12.94 \leq 422.52$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.3)

$Med=12.48<0.70\times M_{cr}=0.70\times 69.09=48.36 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00\times(0.001\times 2.443)+(1-0.00)\times(0.001\times 0.336)=(0.001)\times 0.336 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+33.05)/19.18=1.72$, $k=0.104(1-1.72/10)=0.0861$
 $f=k\cdot l_{eff}^2\cdot(1/r)=0.0861\times 4.000^2\times 0.336=0.46 \text{ mm}$
 $f=0.46\text{mm} \leq 1000\times 4.000/250=16.00\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.9.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c\cdot k\cdot f_{ct,eff}\cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$, $x=0.070\text{m}$, $\varnothing=12\text{mm}$
 $Ned=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(Ned/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x)\cdot b=(350-70)\times 1000=280014 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=280014\text{mm}^2$, $k=0.97$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0.40\times 0.97\times 3.20\times 280014/435=795\text{mm}^2/\text{m}$

1.9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=s_r,\max\cdot(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[\sigma_s-k_t\cdot(f_{ct,eff}/\rho_{eff})+(1+\alpha_e\cdot\rho_{eff})]/E_s \geq 0.6 \sigma_s/E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=85\text{N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s/E_c=5.88$, $k_t=0.6$, Langvarig belastning: $E_s/E_c=16.58$, $k_t=0.4$
 $2.5(h-d)=103 \text{ mm}$, $(h-x)/3=93 \text{ mm}$, $h/2=175 \text{ mm}$
 $A_{ceff}=0.333(h-x)b=0.333\times(350-70)\times 1000=93245 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_c$, $\rho_{eff}=514/93245=0.006$
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[85-0.4\times(3.2/0.006)+(1+16.58\times 0.006)]/200=-0.84\% \geq 0.6\times 85/200=0.26\%$
 $s_r,\max=k_3\cdot C_{nom}+k_1\cdot k_2\cdot k_4\cdot \varnothing/\rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=12\text{mm}$, $k_1=0.8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0.5$, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$
 $s_r,\max=3.4\times 35.00+0.8\times 0.5\times 0.425\times 12/0.006=489.08 \text{ mm}$
 $w_k=s_r,\max\cdot(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=489.08\times 0.001\times 0.26=0.12 \text{ mm}$
 $w_k=0.12\text{mm}\leq 0.39\text{mm}=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

Project Eurocodes

side 6

1.10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=5.400\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=9.45+0.30 \times 3.00=10.35 \text{ kN/m}$
 $L_{eff}=5.400\text{m}$, $M_{ed}=(10.35/15.91) \times 26.92=17.51 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS)=17.51 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.82$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.19\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{eff}=34.0/(1+1.82)=12.06\text{GPa}=12060\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/12.06=16.58$
 Strekkarmering: $\emptyset 12 \times 220$ ($514\text{mm}^2/\text{m}$)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=514/(1000 \times 309)=0.002$

1.10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -7

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58) \times (0.001 \times 3.713)=44795 \text{ kNm}^2$
 $A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As \cdot y_2s=(0.001)^2 \times 514 \times 0.131=(0.001) \times 0.067 \text{ m}^3$, $y_2=172\text{mm}$, $y_2s=y_2-d_2=172-41=131\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=17.51/44795=(0.001) \times 0.391 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.067/3.713)=(0.001) \times 0.057 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.391+(0.001) \times 0.057=(0.001) \times 0.448 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (3.713/0.172)=69.09 \text{ kNm}$

1.10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -7

$\rho=As/(b \cdot d)=0.002$, $n \cdot \alpha_e=16.58$, $n \cdot \rho=0.033$, $\xi=0.715$, $\alpha=0.226$, $x=\alpha \cdot d=0.070\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.715 \times 200 \times 514 \times 0.309^2=7019 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=239\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 239 \times 17.51/7019=0.60$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 514 \times 0.239=(0.001) \times 0.123 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=17.51/7019=(0.001) \times 2.495 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.123/0.582)=(0.001) \times 0.665 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.495+(0.001) \times 0.665=(0.001) \times 3.160 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed}=17.51 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.17/0.60$, $x=70\text{mm}$, $\sigma_s=119 \text{ N/mm}^2$

1.10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho/\rho-1)^{3/2}}]=133.68$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho^2=0.000$, $\rho \leq \rho_0$, $K=1.5$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=119 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/119) \times 133.68=347.45$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=5.400/0.309=17.48 \leq 347.45$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.3)

$M_{ed}=17.51 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 69.09=48.36 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 3.160) + (1-0.00) \times (0.001 \times 0.448)=(0.001) \times 0.448 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(28.09+31.94)/26.92=2.23$, $k=0.104(1-2.23/10)=0.0808$
 $f=k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.0808 \times 5.400^2 \times 0.448=1.06 \text{ mm}$
 $f=1.06\text{mm} \leq 1000 \times 5.400/250=21.60\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.10.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As, min=k_c \cdot k \cdot f_{ct, eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$, $x=0.070\text{m}$, $\emptyset=12\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(350-70) \times 1000=280014 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=280014\text{mm}^2$, $k=0.97$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $As, min=0.40 \times 0.97 \times 3.20 \times 280014/435=795\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes











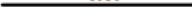























side 7

1.10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 119 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 16.58$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 103 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 93 \text{ mm}$, $h/2 = 175 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (350-70) \times 1000 = 93245 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 514 / 93245 = 0.006$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [119 - 0.4 \times (3.2 / 0.006) (1 + 16.58 \times 0.006)] / 200 = -0.67\% \geq 0.6 \times 119 / 200 = 0.36\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 489.08 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 489.08 \times 0.001 \times 0.36 = 0.17 \text{ mm}$
 $w_k = 0.17 \text{ mm} \leq 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

1.11. Bøyleste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	①	120  4360	46	12	0.888	4.480	183.00
2	(Felt-2)	①	 5880	46	12	0.888	5.880	240.19
3	(Felt-3)	①	 4480	46	12	0.888	4.480	183.00
4	(Felt-4)	①	 6730	46	12	0.888	6.730	274.91
5	(Felt-5)	①	 5230	46	12	0.888	5.230	213.64
6	(Felt-6)	①	 4480	46	12	0.888	4.480	183.00
7	(Felt-7)	①	 5880	46	12	0.888	5.880	240.19
8	(Felt-8)	②	 4360 120	46	12	0.888	4.480	183.00
9	(Oppl-0)	④	100  1280	22	10	0.617	1.380	18.73
10	(Oppl-1)	②	 3030	46	12	0.888	3.030	123.77
11	(Oppl-2)	②	 3200	46	12	0.888	3.200	130.71
12	(Oppl-3)	②	 3750	46	12	0.888	3.750	153.18
13	(Oppl-4)	②	 3430	46	12	0.888	3.430	140.11
14	(Oppl-5)	②	 2870	46	12	0.888	2.870	117.23
15	(Oppl-6)	②	 3030	46	12	0.888	3.030	123.77
16	(Oppl-7)	②	 3030	46	12	0.888	3.030	123.77
17	(Oppl-8)	④	 1280 100	22	10	0.617	1.380	18.73
18	(Felt-1)	⑤	 10100	9	10	0.617	10.100	56.09
19	(Felt-2)	⑤	 10100	12	10	0.617	10.100	74.78
20	(Felt-3)	⑤	 10100	9	10	0.617	10.100	56.09
21	(Felt-4)	⑤	 10100	14	10	0.617	10.100	87.24
22	(Felt-5)	⑤	 10100	11	10	0.617	10.100	68.55
23	(Felt-6)	⑤	 10100	9	10	0.617	10.100	56.09
24	(Felt-7)	⑤	 10100	12	10	0.617	10.100	74.78
25	(Felt-8)	⑤	 10100	9	10	0.617	10.100	56.09
26	(Oppl-0)	⑥	 10100	2	10	0.617	10.100	12.46
27	(Oppl-1)	⑥	 10100	5	10	0.617	10.100	31.16
28	(Oppl-2)	⑥	 10100	6	10	0.617	10.100	37.39
29	(Oppl-3)	⑥	 10100	7	10	0.617	10.100	43.62
30	(Oppl-4)	⑥	 10100	6	10	0.617	10.100	37.39
31	(Oppl-5)	⑥	 10100	5	10	0.617	10.100	31.16
32	(Oppl-6)	⑥	 10100	5	10	0.617	10.100	31.16
33	(Oppl-7)	⑥	 10100	5	10	0.617	10.100	31.16
34	(Oppl-8)	⑥	 10100	2	10	0.617	10.100	12.46

Total vekt [kg]

3448.60

V4.2 350 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Project Eurocodes

side 1

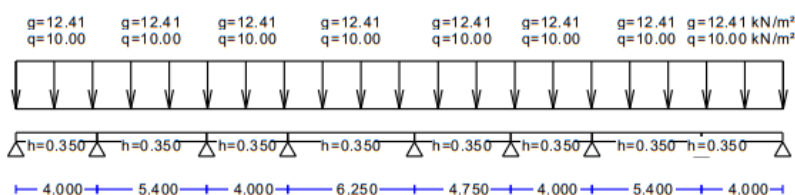
Project Eurocodes

1. Slakkarmert dekke plan 1

Kontinuerlig plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stål kvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=8, tverrlengde $L_y=10.10$ mLastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$ Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=35+12/2=41$ mm

Spenn, tykkelser, laster i felt (g=egenvekt + permanent last, q=variabel last)

Felt -1, L= 4.000 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -2, L= 5.400 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -3, L= 4.000 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -4, L= 6.250 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -5, L= 4.750 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -6, L= 4.000 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -7, L= 5.400 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -8, L= 4.000 m, h= 0.350 m, $g=(8.75+12.41) \times 1.000=21.16$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²

1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

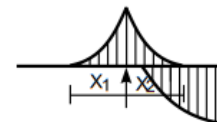
Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 21.16 + 1.05 \times 10.00 = 39.07$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 21.16 + 1.50 \times 10.00 = 40.39$ kN/m

1.3. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Med= 51.08 kNm/m, $x_0=1.590$ m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.819$ m
 Felt -2, Med= 74.65 kNm/m, $x_0=2.813$ m, $x_1=0.891$ m, $x_2=0.664$ m
 Felt -3, Med= 26.07 kNm/m, $x_0=1.914$ m, $x_1=0.778$ m, $x_2=0.950$ m
 Felt -3, negativ minimum moment $M_{sd} = -8.65$ kNm/m
 Felt -4, Med= 97.14 kNm/m, $x_0=3.082$ m, $x_1=0.889$ m, $x_2=0.975$ m
 Felt -5, Med= 51.38 kNm/m, $x_0=2.569$ m, $x_1=0.974$ m, $x_2=0.586$ m
 Felt -6, Med= 38.26 kNm/m, $x_0=1.850$ m, $x_1=0.473$ m, $x_2=0.774$ m
 Felt -7, Med= 70.67 kNm/m, $x_0=2.649$ m, $x_1=0.778$ m, $x_2=0.880$ m
 Felt -8, Med= 51.91 kNm/m, $x_0=2.397$ m, $x_1=0.794$ m, $x_2=0.000$ m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.20g+1.50q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m
 Opplager-1, Med=-100.33 kNm/m, $x_1=1.242$ m, $x_2=1.066$ m
 Opplager-2, Med= -80.55 kNm/m, $x_1=0.889$ m, $x_2=1.511$ m
 Opplager-3, Med=-110.02 kNm/m, $x_1=1.864$ m, $x_2=1.041$ m
 Opplager-4, Med=-125.77 kNm/m, $x_1=1.169$ m, $x_2=1.503$ m
 Opplager-5, Med= -61.26 kNm/m, $x_1=0.839$ m, $x_2=0.995$ m
 Opplager-6, Med= -88.27 kNm/m, $x_1=1.302$ m, $x_2=0.972$ m
 Opplager-7, Med= -98.02 kNm/m, $x_1=1.062$ m, $x_2=1.213$ m
 Opplager-8, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Ved,A= 64.24 kN/m, Ved,B=-105.87 kN/m
 Felt -2, Ved,A= 115.63 kN/m, Ved,B=-108.59 kN/m
 Felt -3, Ved,A= 83.82 kN/m, Ved,B= -96.67 kN/m
 Felt -4, Ved,A= 126.67 kN/m, Ved,B=-131.20 kN/m
 Felt -5, Ved,A= 114.04 kN/m, Ved,B= -89.98 kN/m
 Felt -6, Ved,A= 81.65 kN/m, Ved,B= -94.08 kN/m
 Felt -7, Ved,A= 110.43 kN/m, Ved,B=-113.71 kN/m
 Felt -8, Ved,A= 105.29 kN/m, Ved,B= -64.76 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, $R_g(x_{1.20}) = 35.20$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 26.51$ kN/m
 Opplager-1, $R_g(x_{1.20}) = 138.43$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 83.06$ kN/m
 Opplager-2, $R_g(x_{1.20}) = 110.80$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 81.61$ kN/m
 Opplager-3, $R_g(x_{1.20}) = 133.01$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 90.33$ kN/m
 Opplager-4, $R_g(x_{1.20}) = 151.81$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 93.43$ kN/m
 Opplager-5, $R_g(x_{1.20}) = 95.65$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 75.98$ kN/m
 Opplager-6, $R_g(x_{1.20}) = 123.16$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 81.36$ kN/m
 Opplager-7, $R_g(x_{1.20}) = 135.99$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 83.02$ kN/m
 Opplager-8, $R_g(x_{1.20}) = 35.77$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 26.50$ kN/m

1.4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

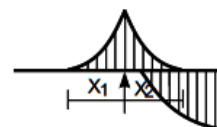
Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)
 Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0.30 m) (EC2 §5.3.2.2.3)
 Kontroll for minimumsverdier, (0.65q_l²/8, 0.65q_l²/12) (EC2 §5.3.2.2.3N)

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Med= 51.08 kNm/m, Ved,A= 58.18 kN/m, Ved,B= -99.81 kN/m
 Felt -2, Med= 74.65 kNm/m, Ved,A= 109.57 kN/m, Ved,B=-102.54 kN/m
 Felt -3, Med= 26.07 kNm/m, Ved,A= 77.76 kN/m, Ved,B= -90.61 kN/m
 Felt -3, negativ minimum moment Msd= -8.65 kNm/m
 Felt -4, Med= 97.14 kNm/m, Ved,A= 120.61 kN/m, Ved,B=-125.14 kN/m
 Felt -5, Med= 51.38 kNm/m, Ved,A= 107.98 kN/m, Ved,B= -83.93 kN/m
 Felt -6, Med= 38.26 kNm/m, Ved,A= 75.59 kN/m, Ved,B= -88.02 kN/m
 Felt -7, Med= 70.67 kNm/m, Ved,A= 104.38 kN/m, Ved,B=-107.65 kN/m
 Felt -8, Med= 51.91 kNm/m, Ved,A= 99.23 kN/m, Ved,B= -58.70 kN/m

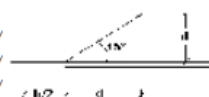
Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.20g+1.50q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, x₁=0.000 m, x₂=0.000 m
 Opplager-1, Med= -84.45 kNm/m, x₁=1.242 m, x₂=1.066 m
 Opplager-2, Med= -67.97 kNm/m, x₁=0.889 m, x₂=1.511 m
 Opplager-3, Med= -95.52 kNm/m, x₁=1.864 m, x₂=1.041 m
 Opplager-4, Med=-108.67 kNm/m, x₁=1.169 m, x₂=1.503 m
 Opplager-5, Med= -49.02 kNm/m, x₁=0.839 m, x₂=0.995 m
 Opplager-6, Med= -74.16 kNm/m, x₁=1.302 m, x₂=0.972 m
 Opplager-7, Med= -82.23 kNm/m, x₁=1.062 m, x₂=1.213 m
 Opplager-8, Med= 0.00 kNm/m, x₁=0.000 m, x₂=0.000 m



Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1.20g+1.50q

Felt -1, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=45.70kN/m, VedB=87.33kN/
 Felt -2, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=97.09kN/m, VedB=90.05kN/
 Felt -3, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=65.28kN/m, VedB=78.13kN/
 Felt -4, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=108.13kN/m, VedB=112.66k
 Felt -5, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=95.50kN/m, VedB=71.44kN/m
 Felt -6, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=63.11kN/m, VedB=75.54kN/m
 Felt -7, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=91.89kN/m, VedB=95.17kN/m
 Felt -8, b/2+d=0.459m, 1.20g+1.50q=40.39kN/m², VedA=86.75kN/m, VedB=46.22kN/m



1.5. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 51.08kNm/m, d=309mm, Kd=1.367 x/d=0.06 ec2/es1=-1.2/20.0 ks=2346, **As= 388mm²/m**
 Med2= 74.65kNm/m, d=309mm, Kd=1.131 x/d=0.07 ec2/es1=-1.5/20.0 ks=2360, **As= 570mm²/m**
 Med3= 26.07kNm/m, d=309mm, Kd=1.914 x/d=0.04 ec2/es1=-0.8/20.0 ks=2331, **As= 197mm²/m**
 Med3= -8.65kNm/m, d=309mm, Kd=3.323 x/d=0.02 ec2/es1=-0.5/20.0 ks=2316, **As= 65mm²/m**
 Med4= 97.14kNm/m, d=309mm, Kd=0.991 x/d=0.08 ec2/es1=-1.8/20.0 ks=2372, **As= 746mm²/m**
 Med5= 51.38kNm/m, d=309mm, Kd=1.363 x/d=0.06 ec2/es1=-1.2/20.0 ks=2346, **As= 390mm²/m**
 Med6= 38.26kNm/m, d=309mm, Kd=1.580 x/d=0.05 ec2/es1=-1.0/20.0 ks=2339, **As= 290mm²/m**
 Med7= 70.67kNm/m, d=309mm, Kd=1.162 x/d=0.07 ec2/es1=-1.5/20.0 ks=2357, **As= 539mm²/m**
 Med8= 51.91kNm/m, d=309mm, Kd=1.356 x/d=0.06 ec2/es1=-1.2/20.0 ks=2347, **As= 394mm²/m**

Armering over støtte

Med1=-84.45kNm/m, d=309mm, Kd=1.063 x/d=0.08 ec2/es1=-1.7/20.0 ks=2365, **As= 646mm²/m**
 Med2=-67.97kNm/m, d=309mm, Kd=1.185 x/d=0.07 ec2/es1=-1.4/20.0 ks=2356, **As= 518mm²/m**
 Med3=-95.52kNm/m, d=309mm, Kd=1.000 x/d=0.08 ec2/es1=-1.8/20.0 ks=2371, **As= 733mm²/m**
 Med4=-108.67kNm/m, d=309mm, Kd=0.937 x/d=0.09 ec2/es1=-2.0/20.0 ks=2379, **As= 837mm²/m**
 Med5=-49.02kNm/m, d=309mm, Kd=1.396 x/d=0.06 ec2/es1=-1.2/20.0 ks=2345, **As= 372mm²/m**
 Med6=-74.16kNm/m, d=309mm, Kd=1.135 x/d=0.07 ec2/es1=-1.5/20.0 ks=2359, **As= 566mm²/m**
 Med7=-82.23kNm/m, d=309mm, Kd=1.078 x/d=0.08 ec2/es1=-1.6/20.0 ks=2364, **As= 629mm²/m**

Project Eurocodes

side 4

1.6. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -2, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (115mm²/m)
 Felt -3, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -4, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (150mm²/m)
 Felt -5, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -6, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)
 Felt -7, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (108mm²/m)
 Felt -8, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s220 (514mm²/m), Ø10s450 (103mm²/m)

1.7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [\text{Crdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $\text{Crdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 309 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.80$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 837/(1000 \times 309) = 0.0027$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.31 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.31) \times 1000 \times 309 = 95.79 \text{ kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.80 \times (0.27 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 309 = 141.11 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 112.66 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 141.11 \text{ kN/m}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

1.8. Armering:**Feltarmering**

Felt -1	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -2	Ø12s195	(579mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -4	Ø12s150	(753mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -5	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -6	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -7	Ø12s210	(538mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -8	Ø12s220	(514mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø 8s450	(112mm ² /m) hovedarmering i topp		

Armering over støtte

Opplager-0	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp
Opplager-1	Ø12s175	(646mm ² /m) armering i topp
Opplager-2	Ø12s215	(526mm ² /m) armering i topp
Opplager-3	Ø12s150	(753mm ² /m) armering i topp
Opplager-4	Ø12s135	(837mm ² /m) armering i topp
Opplager-5	Ø12s220	(514mm ² /m) armering i topp
Opplager-6	Ø12s200	(565mm ² /m) armering i topp
Opplager-7	Ø12s180	(628mm ² /m) armering i topp
Opplager-8	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp

1.9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 4.000 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.350 \text{ m}$, $d = 0.309 \text{ m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 21.16 + 0.30 \times 10.00 = 24.16 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 4.000 \text{ m}$, $M_{ed} = (24.16/40.39) \times 51.08 = 30.55 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS) = 30.55 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 1.82$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.19\%$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$, $E_{eff} = 34.0 / (1 + 1.82) = 12.06 \text{ GPa} = 12060 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c = 200/34.0 = 5.88$, effektivt $E_s/E_{c,eff} = 200/12.06 = 16.58$
 Strekkarmering: Ø12s220 (514mm²/m)
 Armeringsforhold $\rho = A_{s1}/(b \cdot d) = 514 / (1000 \times 309) = 0.002$

1.9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58) \times (0.001 \times 3.713) = 44795 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 514 \times 0.131 = (0.001) \times 0.067 \text{ m}^3$, $y_2 = 172 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 172 - 41 = 131 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 30.55/44795 = (0.001) \times 0.682 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.067/3.713) = (0.001) \times 0.057 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.682 + (0.001) \times 0.057 = (0.001) \times 0.739 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3.2 \times (3.713/0.172) = 69.09 \text{ kNm}$

1.9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 16.58$, $n \cdot \rho = 0.033$, $\xi = 0.715$, $\alpha = 0.226$, $x = \alpha \cdot d = 0.070 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.715 \times 200 \times 514 \times 0.309^2 = 7019 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1-\alpha)d = 239 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 239 \times 30.55 / 7019 = 1.04$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 514 \times 0.239 = (0.001) \times 0.123 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 30.55/7019 = (0.001) \times 4.353 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.123/0.582) = (0.001) \times 0.665 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 4.353 + (0.001) \times 0.665 = (0.001) \times 5.018 \text{ (1/m)}$
 $Med = 30.55 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.30/1.04$, $x = 70 \text{ mm}$, $\sigma_s = 208 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho/\rho - 1)^2}] = 115.86$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_c = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.002$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_c$, $K = 1.3$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 208 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/208) \times 115.86 = 172.61$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 4.000/0.309 = 12.94 \leq 172.61$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.3)

$Med = 30.55 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 69.09 = 48.36 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 5.018) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.739) = (0.001) \times 0.739 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 84.45) / 51.08 = 1.65$, $k = 0.104(1 - 1.65/10) = 0.0868$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0868 \times 4.000^2 \times 0.739 = 1.03 \text{ mm}$
 $f = 1.03 \text{ mm} \leq 1000 \times 4.000 / 250 = 16.00 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.9.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.350 \text{ m}$, $d = 0.309 \text{ m}$, $x = 0.070 \text{ m}$, $\emptyset = 12 \text{ mm}$
 $Ned = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (Ned/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h-x) \cdot b = (350-70) \times 1000 = 280014 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_l) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 280014 \text{ mm}^2$, $k = 0.97$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 0.97 \times 3.20 \times 280014 / 435 = 795 \text{ mm}^2/\text{m}$

1.9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_r, \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 208 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 16.58$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 103 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 93 \text{ mm}$, $h/2 = 175 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (350-70) \times 1000 = 93245 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 514 / 93245 = 0.006$
 $e_{sm} - e_{cm} = [208 - 0.4 \times (3.2/0.006) (1 + 16.58 \times 0.006)] / 200 = -0.23\% \geq 0.6 \times 208 / 200 = 0.62\%$
 $s_r, \max = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\emptyset = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_r, \max = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 489.08 \text{ mm}$
 $w_k = s_r, \max \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 489.08 \times 0.001 \times 0.62 = 0.31 \text{ mm}$
 $w_k = 0.31 \text{ mm} \leq 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

Project Eurocodes

side 6

1.10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=5.400\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=21.16+0.30 \times 10.00=24.16 \text{ kN/m}$
 $L_{eff}=5.400\text{m}$, $M_{ed}=(24.16/40.39) \times 70.67=42.27 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS)=42.27 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\omega, t_0)=1.82$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.19\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{eff}=34.0/(1+1.82)=12.06\text{GPa}=12060\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/12.06=16.58$
 Strekkarmering: $\phi 12s210$ ($538\text{mm}^2/\text{m}$)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=538/(1000 \times 309)=0.002$

1.10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -7

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58) \times (0.001 \times 3.720)=44872 \text{ kNm}^2$
 $A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001)^2 \times 538 \times 0.131=(0.001) \times 0.070 \text{ m}^3$, $y_2=172\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=172-41=131\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=42.27/44872=(0.001) \times 0.942$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.070/3.720)=(0.001) \times 0.060$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.942+(0.001) \times 0.060=(0.001) \times 1.002$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (3.720/0.172)=69.26 \text{ kNm}$

1.10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -7

$\rho=As/(b \cdot d)=0.002$, $n_{oe}=16.58$, $n \cdot \rho=0.033$, $\xi=0.715$, $\alpha=0.226$, $x=\alpha \cdot d=0.070\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^3=0.715 \times 200 \times 538 \times 0.309^3=7347 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=239\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 239 \times 42.27/7347=1.38$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 538 \times 0.239=(0.001) \times 0.129 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=42.27/7347=(0.001) \times 5.753$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.129/0.609)=(0.001) \times 0.665$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 5.753+(0.001) \times 0.665=(0.001) \times 6.418$ (1/m)
 $M_{ed}=42.27 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.40/1.38$, $x=70\text{mm}$, $\sigma_s=275 \text{ N/mm}^2$

1.10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=133.68$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.000$, $\rho<\rho_0$, $K=1.5$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=275 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/275) \times 133.68=150.68$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=5.400/0.309=17.48 \leq 150.68$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.3)

$M_{ed}=42.27 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 69.26=48.48 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 6.418) + (1-0.00) \times (0.001 \times 1.002)=(0.001) \times 1.002$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(74.16+82.23)/70.67=2.21$, $k=0.104(1-2.21/10)=0.0810$
 $f=k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.0810 \times 5.400^2 \times 1.002=2.37 \text{ mm}$
 $f=2.37\text{mm} \leq 1000 \times 5.400/250=21.60\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.10.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As, min=k_c \cdot k \cdot f_{ct, eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$, $x=0.070\text{m}$, $\phi=12\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(350-70) \times 1000=280014 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=280014\text{mm}^2$, $k=0.97$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $As, min=0.40 \times 0.97 \times 3.20 \times 280014/435=795\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes










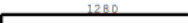






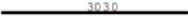





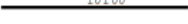
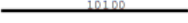



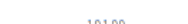



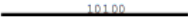


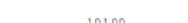

side 7

1.10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 275 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 16.58$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 103 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 93 \text{ mm}$, $h/2 = 175 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (350-70) \times 1000 = 93245 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 538 / 93245 = 0.006$
 $e_{sm} - e_{cm} = [275 - 0.4 \times (3.2 / 0.006) (1 + 16.58 \times 0.006)] / 200 = 0.16\% \geq 0.6 \times 275 / 200 = 0.83\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 472.57 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 472.57 \times 0.001 \times 0.83 = 0.39 \text{ mm}$
 $w_k = 0.39 \text{ mm} \leq 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

1.11. Bøyleste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	①	120 	46	12	0.888	4.480	183.00
2	(Felt-2)	①		52	12	0.888	5.880	271.51
3	(Felt-3)	①		46	12	0.888	4.480	183.00
4	(Felt-4)	①		67	12	0.888	6.730	400.41
5	(Felt-5)	①		46	12	0.888	5.230	213.64
6	(Felt-6)	①		46	12	0.888	4.480	183.00
7	(Felt-7)	①		48	12	0.888	5.880	250.63
8	(Felt-8)	①	120  120	46	12	0.888	4.480	183.00
9	(Oppl-0)	④	100  100	22	10	0.617	1.380	18.73
10	(Oppl-1)	②		58	12	0.888	3.030	156.06
11	(Oppl-2)	②		47	12	0.888	3.080	128.55
12	(Oppl-3)	②		67	12	0.888	3.590	213.59
13	(Oppl-4)	②		75	12	0.888	3.430	228.44
14	(Oppl-5)	②		46	12	0.888	2.870	117.23
15	(Oppl-6)	②		51	12	0.888	3.030	137.22
16	(Oppl-7)	②		56	12	0.888	3.030	150.68
17	(Oppl-8)	④	 100	22	10	0.617	1.380	18.73
18	(Felt-1)	⑤		9	10	0.617	10.100	56.09
19	(Felt-2)	⑤		12	10	0.617	10.100	74.78
20	(Felt-3)	⑤		9	10	0.617	10.100	56.09
21	(Felt-4)	⑤		14	10	0.617	10.100	87.24
22	(Felt-5)	⑤		11	10	0.617	10.100	68.55
23	(Felt-6)	⑤		9	10	0.617	10.100	56.09
24	(Felt-7)	⑤		12	10	0.617	10.100	74.78
25	(Felt-8)	⑤		9	10	0.617	10.100	56.09
26	(Felt-3)	⑧		22	8	0.395	4.460	38.76
27	(Oppl-0)	⑥		2	10	0.617	10.100	12.46
28	(Oppl-1)	⑥		5	10	0.617	10.100	31.16
29	(Oppl-2)	⑥		5	10	0.617	10.100	31.16
30	(Oppl-3)	⑥		6	10	0.617	10.100	37.39
31	(Oppl-4)	⑥		6	10	0.617	10.100	37.39
32	(Oppl-5)	⑥		5	10	0.617	10.100	31.16
33	(Oppl-6)	⑥		5	10	0.617	10.100	31.16
34	(Oppl-7)	⑥		5	10	0.617	10.100	31.16
35	(Oppl-8)	⑥		2	10	0.617	10.100	12.46
36	(Felt-3)	⑥		9	10	0.617	10.100	56.09
Total vekt [kg]							3917.48	

V4.3 350 mm utkragerplate

Project Eurocodes

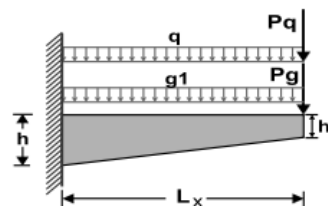
side 1

Project Eurocodes1. EC2-PLATE-006Utkragerplate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : $c_{nom}=35$ mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, laster

Utkragerplate, utkragerlengde $L_x=3.600$ m, tverrlengde $L_y=4.300$ m
 Platetykkelse, i opplager $h=0.350$ m, i fri ende $h_1=0.350$ m
 Plate egenvekt $g_0=25.00 \times 0.350=8.75$ kN/m²
 Platelaster permanent $g=(8.75+3.66)=12.41$ kN/m², variabel $q=7.00$ kN/m²
 konsentrert last ved fri ende, $P_g=0.00$ kN/m, $P_q=0.00$ kN/m
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=c_{nom}+\varnothing/2=35+10/2=40$ mm, $d=350-40=310$ mm
 Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1.35g+1.50 \times 0.70q=1.35 \times 12.41+1.05 \times 7.00=24.10$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=0.89 \times 1.35g+1.50q=1.20 \times 12.41+1.50 \times 7.00=25.39$ kN/m

1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Opplagermoment $M=-0.5 \times (1.20 \times 12.41+1.50 \times 7.00) \times 3.60^2=-164.54$ kNm/m
 Skjærkraft $V=(1.20 \times 12.41+1.50 \times 7.00) \times 3.60=91.41$ kN/m
 Reaksjonskraft $V_gA=1.20 \times 12.41 \times 3.60=53.61$ kN/m, $V_qA=1.50 \times 7.00 \times 3.60=37.80$ kN/m

Armering av plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

$M_{ed}=-164.54$ kNm/m, $d=310$ mm, $K_d=0.764$ $x/d=0.12$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-2.7/20.0$ $k_s=2414$, $A_s=1281$ mm²/m
 Minimum platearmering, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}=516$ mm²/m, $s \leq 400$ mm, $s' \leq 450$ mm (EC2 §9.3.1)
 minimum hovedarmering $\varnothing 12s215$ (526 mm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 10s305$ (257 mm²/m)

Hovedarmering $\varnothing 12s85$ (1329 mm²/m) topp, $\varnothing 10s305$ (257 mm²/m) fordelingsarmering1.3. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager $\max V=83.54$ kN/m
Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=35$ MPa, $b_w=1000$ mm, $d=310$ mm
 $k=1+\sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k=1.80$, $k_l=0.15$
 $\rho_l=A_s/(b_w \cdot d)=1329/(1000 \times 310)=0.0043$
 $v_{min}=0.035 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}}=0.31$ N/mm², (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c(min)}=0.001 \times (0.31) \times 1000 \times 310=96.10$ kN/m
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.80 \times (0.43 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 310=165.32$ kN/m
 $V_{ed}=83.54$ kN/m $\leq V_{rdc}=165.32$ kN/m, **$V_{ed} \leq V_{rdc}$ skjærarmering ikke påkrevd**

Project Eurocodes

side 2

1.4. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=3.600\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.310\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{\text{ed}}=g+\psi_2 \cdot q=12.41+0.30 \times 7.00=14.51 \text{ kN/m}$
 $L_{\text{eff}}=3.600\text{m}$, $M_{\text{ed}}=(14.51/25.39) \times -164.54=-94.02 \text{ kNm/m}$, $M_{\text{ed}}(\text{SLS})=-94.02 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{\text{cs}}=-0.30\%$
 $\gamma_{\text{c}}=1.00$, $\gamma_{\text{s}}=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetmodul $E_{\text{cm}}=34.0\text{GPa}$, $E_{\text{ceff}}=34.0/(1+2.50)=9.71\text{GPa}=9710\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_{\text{s}}=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_{\text{s}}/E_{\text{c}}=200/34.0=5.88$, effektivt $E_{\text{s}}/E_{\text{c,eff}}=200/9.71=20.60$
 Strekkarmering: $\varnothing 12 \text{ s } 85 (1329\text{mm}^2/\text{m})$
 Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=1329/(1000 \times 310)=0.004$

1.4.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20.60) \times (0.001 \times 4.015)=38978 \text{ kNm}^2$
 $A_i=A_c+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_1s-As_2 \cdot y_2s)/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_1s^2+As_2 \cdot y_2s^2)(n-1)$
 $S=As \cdot y_2s=(0.001)^2 \times 1329 \times 0.126=(0.001) \times 0.167 \text{ m}^3$, $y_2=166\text{mm}$, $y_2s=y_2-d_2=166-40=126\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=94.02/38978=(0.001) \times 2.412 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.167/4.015)=(0.001) \times 0.257 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.412+(0.001) \times 0.257=(0.001) \times 2.669 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{\text{cr}}=f_{\text{ctm}} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (4.015/0.166)=77.56 \text{ kNm}$

1.4.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=As/(b \cdot d)=0.004$, $n_{\text{ae}}=20.60$, $n \cdot \rho=0.082$, $\xi=0.594$, $\alpha=0.332$, $x=\alpha \cdot d=0.103\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_{\text{s}} \cdot As \cdot d^2=0.594 \times 200 \times 1329 \times 0.310^2=15179 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=207\text{mm}$, $\epsilon_{\text{s}}=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 207 \times 94.02/15179=1.28$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 1329 \times 0.207=(0.001) \times 0.275 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=94.02/15179=(0.001) \times 6.194 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.275/1.563)=(0.001) \times 1.088 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 6.194+(0.001) \times 1.088=(0.001) \times 7.282 \text{ (1/m)}$
 $M_{\text{ed}}=94.02 \text{ kNm}$, $\epsilon_{\text{c}}/\epsilon_{\text{s}}=0.64/1.28$, $x=103\text{mm}$, $\sigma_{\text{s}}=257 \text{ N/mm}^2$

1.4.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=12.16$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{\text{ck}}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.004$, $\rho'=0.000$, $\rho < \rho_0$, $K=0.4$
 $l/d=(310/\sigma_{\text{s}}) \times (l/d)$, $\sigma_{\text{s}}=257 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/257) \times 12.16=14.69$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{\text{eff}}/d=3.600/0.310=11.61 < 14.69$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.4.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EC2 §7.4.3)

$\zeta=1-0.50 \cdot (M_{\text{cr}}/M_{\text{ed}})^2=1-0.50 \times (77.56/94.02)^2=0.66$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.66 \times (0.001 \times 7.282)+(1-0.66) \times (0.001 \times 2.669)=(0.001) \times 5.713 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $f=k \cdot L_{\text{eff}}^2 \cdot (1/r)=0.2500 \times 3.600^2 \times 5.713=18.51 \text{ mm}$
 $f=18.51\text{mm} > 1000 \times 3.600/250=14.40\text{mm}$, **Nedbøyningene er ikke akseptable**

1.4.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{\text{s,min}}=k_{\text{c}} \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}/\sigma_{\text{s}}$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{\text{eff}}=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.310\text{m}$, $x=0.103\text{m}$, $\varnothing=12\text{mm}$
 $N_{\text{ed}}=0.00\text{kN}$, $\sigma_{\text{c}}=(N_{\text{ed}}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_{\text{s}}=f_{\text{yd}}=435\text{N/mm}^2$
 $A_{\text{ct}}=(h-x) \cdot b=(350-103) \times 1000=247131 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0\text{mm}$, $f_{\text{ctm}}=3.20\text{N/mm}^2$, $A_{\text{ct}}=247131\text{mm}^2$, $k=0.97$, $k_{\text{c}}=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{\text{s,min}}=0.40 \times 0.97 \times 3.20 \times 247131/435=702\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes

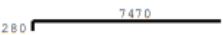



side 3

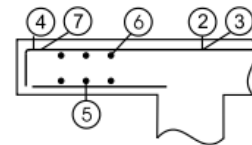
1.4.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 257 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 20.60$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 100 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 82 \text{ mm}$, $h/2 = 175 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333x(350-103) \times 1000 = 82295 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 1329 / 82295 = 0.016$
 $e_{sm} - e_{cm} = [257 - 0.4x(3.2/0.016)(1 + 20.60x0.016)] / 200 = 0.75\% \geq 0.6x257/200 = 0.77\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4x35.00 + 0.8x0.5x0.425x12/0.016 = 245.32 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 245.32x0.001x0.77 = 0.19 \text{ mm}$
 $w_k = 0.19 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	④	280 	25	12	0.888	7.750	172.05
2	②		25	12	0.888	4.280	95.02
3	⑤		12	10	0.617	4.230	31.32
4	⑥		12	10	0.617	4.230	31.32
Total vekt [kg]							329.71



V4.4 500 mm betongdekke med kapasitet til bæring av utkrager

Project Eurocodes

side 1

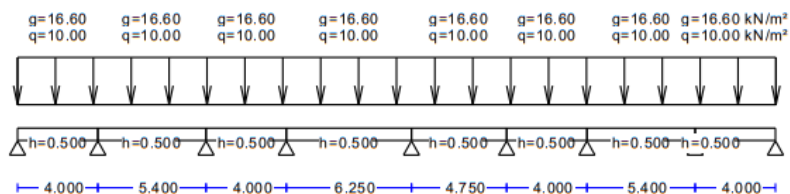
Project Eurocodes

1. Slakkarmert dekke plan 1

Kontinuerlig plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 1 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=8, tverrlengde $L_y=10.10$ mLastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$ Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=35+12/2=41$ mm

Spenn, tykkelser, laster i felt (g=egenvekt + permanent last, q=variabel last)

Felt -1, L= 4.000 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -2, L= 5.400 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -3, L= 4.000 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -4, L= 6.250 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -5, L= 4.750 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -6, L= 4.000 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -7, L= 5.400 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²
 Felt -8, L= 4.000 m, h= 0.500 m, $g=(12.50+16.60) \times 1.000=29.10$ kN/m², $q=10.00 \times 1.000=10.00$ kN/m²

1.4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

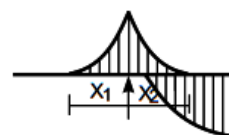
Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)
 Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0.30 m) (EC2 §5.3.2.2.3)
 Kontroll for minimumsverdier, (0.65ql²/8, 0.65ql²/12) (EC2 §5.3.2.2.3N)

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

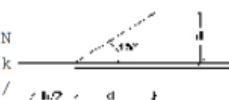
Felt -1, Med= 61.02 kNm/m, Ved,A= 70.56 kN/m, Ved,B=-123.28 kN/m
 Felt -2, Med= 90.28 kNm/m, Ved,A= 135.18 kN/m, Ved,B=-125.51 kN/m
 Felt -3, Med= 27.37 kNm/m, Ved,A= 93.50 kN/m, Ved,B=-110.12 kN/m
 Felt -3, negativ minimum moment Msd= -7.41 kNm/m
 Felt -4, Med= 118.04 kNm/m, Ved,A= 148.15 kN/m, Ved,B=-154.30 kN/m
 Felt -5, Med= 60.16 kNm/m, Ved,A= 132.93 kN/m, Ved,B=-101.37 kN/m
 Felt -6, Med= 43.62 kNm/m, Ved,A= 91.18 kN/m, Ved,B=-107.69 kN/m
 Felt -7, Med= 85.37 kNm/m, Ved,A= 128.06 kN/m, Ved,B=-132.56 kN/m
 Felt -8, Med= 62.11 kNm/m, Ved,A= 122.49 kN/m, Ved,B= -71.26 kN/m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.20g+1.50q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m
 Opplager-1, Med=-104.10 kNm/m, x1=1.239 m, x2=1.066 m
 Opplager-2, Med= -81.67 kNm/m, x1=0.870 m, x2=1.561 m
 Opplager-3, Med=-116.20 kNm/m, x1=1.922 m, x2=1.030 m
 Opplager-4, Med=-133.59 kNm/m, x1=1.165 m, x2=1.503 m
 Opplager-5, Med= -57.53 kNm/m, x1=0.818 m, x2=0.972 m
 Opplager-6, Med= -90.22 kNm/m, x1=1.299 m, x2=0.964 m
 Opplager-7, Med=-101.06 kNm/m, x1=1.062 m, x2=1.207 m
 Opplager-8, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m

**Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1.20g+1.50q**

Felt -1, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=47.65kN/m, VedB=100.37kN/m
 Felt -2, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=112.27kN/m, VedB=102.60kN/m
 Felt -3, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=70.59kN/m, VedB=87.21kN/m
 Felt -4, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=125.24kN/m, VedB=131.38kN/m
 Felt -5, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=110.02kN/m, VedB=78.46kN/m
 Felt -6, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=68.26kN/m, VedB=84.77kN/m
 Felt -7, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=105.15kN/m, VedB=109.65kN/m
 Felt -8, b/2+d=0.609m, 1.20g+1.50q=49.92kN/m², VedA=99.58kN/m, VedB=48.35kN/m

**1.5. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 61.02kNm/m, d=459mm, Kd=1.858 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2332, **As= 310mm²/m**
 Med2= 90.28kNm/m, d=459mm, Kd=1.528 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2340, **As= 460mm²/m**
 Med3= 27.37kNm/m, d=459mm, Kd=2.775 x/d=0.03 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.5/20.0$ ks=2320, **As= 138mm²/m**
 Med4= -7.41kNm/m, d=459mm, Kd=5.334 x/d=0.01 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.3/20.0$ ks=2309, **As= 37mm²/m**
 Med5=118.04kNm/m, d=459mm, Kd=1.336 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ ks=2348, **As= 604mm²/m**
 Med6= 60.16kNm/m, d=459mm, Kd=1.871 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2332, **As= 306mm²/m**
 Med7= 43.62kNm/m, d=459mm, Kd=2.198 x/d=0.03 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2326, **As= 221mm²/m**
 Med8= 85.37kNm/m, d=459mm, Kd=1.571 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ ks=2339, **As= 435mm²/m**
 Med9= 62.11kNm/m, d=459mm, Kd=1.842 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ ks=2332, **As= 316mm²/m**

Armering over støtte

Med1=-104.10kNm/m, d=459mm, Kd=1.423 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ ks=2344, **As= 532mm²/m**
 Med2=-81.67kNm/m, d=459mm, Kd=1.606 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ ks=2338, **As= 416mm²/m**
 Med3=-116.20kNm/m, d=459mm, Kd=1.346 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ ks=2347, **As= 594mm²/m**
 Med4=-133.59kNm/m, d=459mm, Kd=1.256 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ ks=2352, **As= 684mm²/m**
 Med5=-57.53kNm/m, d=459mm, Kd=1.914 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2331, **As= 292mm²/m**
 Med6=-90.22kNm/m, d=459mm, Kd=1.528 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2340, **As= 460mm²/m**
 Med7=-101.06kNm/m, d=459mm, Kd=1.444 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2343, **As= 516mm²/m**

Project Eurocodes

side 4

1.6. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -2, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -3, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -4, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -5, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -6, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -7, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)
 Felt -8, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 764 \text{ mm}^2 / \text{m}$, $s \leq 400 \text{ mm}$, $s' \leq 450 \text{ mm}$ Ø12s145 (779mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)

1.7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rcc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} >= (v_{min} + k_l \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 459 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.66$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 684 / (1000 \times 459) = 0.0015$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.29 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\text{min}) = 0.0015 \cdot (0.29) \times 1000 \times 459 = 133.11 \text{ kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.0015 [0.120 \times 1.66 \times (0.15 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 459 = 158.91 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 131.38 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 158.91 \text{ kN/m}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

1.8. Armering:Feltarmering

Felt -1	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -2	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -4	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -5	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -6	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -7	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -8	Ø12s145	(779mm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø10s450	(174mm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø 8s450	(112mm ² /m) hovedarmering i topp		

Armering over støtte

Opplager-0	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp
Opplager-1	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-2	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-3	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-4	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-5	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-6	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-7	Ø12s145	(779mm ² /m) armering i topp
Opplager-8	Ø10s450	(174mm ² /m) armering i topp

1.9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 4.000 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, $d = 0.455 \text{ m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 29.10 + 0.30 \times 10.00 = 32.10 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 4.000 \text{ m}$, $M_{ed} = (32.10 / 49.92) \times 61.02 = 39.24 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS) = 39.24 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 1.82$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.19\%$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$, $E_{eff} = 34.0 / (1 + 1.82) = 12.06 \text{ GPa} = 12060 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Modulforhold $E_s / E_c = 200 / 34.0 = 5.88$, effektivt $E_s / E_c, eff = 200 / 12.06 = 16.58$
 Strekkarmering: Ø12s145 (779mm²/m)
 Armeringsforhold $\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 779 / (1000 \times 459) = 0.002$

1.9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58) \times (0.001 \times 10.934) = 131897 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_{2s} = (0.001)^2 \times 779 \times 0.204 = (0.001) \times 0.159 \text{ m}^3$, $y_2 = 245 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 245 - 41 = 204 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 39.24 / 131897 = (0.001) \times 0.297 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.159 / 10.934) = (0.001) \times 0.046 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.297 + (0.001) \times 0.046 = (0.001) \times 0.343 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3.2 \times (10.934 / 0.245) = 142.79 \text{ kNm}$

1.9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 16.58$, $n \cdot \rho = 0.033$, $\xi = 0.715$, $\alpha = 0.226$, $x = \alpha \cdot d = 0.104 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.715 \times 200 \times 779 \times 0.459^2 = 23473 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 355 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 355 \times 39.24 / 23473 = 0.59$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 779 \times 0.355 = (0.001) \times 0.277 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 39.24 / 23473 = (0.001) \times 1.672 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.277 / 1.946) = (0.001) \times 0.448 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 1.672 + (0.001) \times 0.448 = (0.001) \times 2.119 \text{ (1/m)}$
 $Med = 39.24 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.17 / 0.59$, $x = 104 \text{ mm}$, $\sigma_s = 119 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$1/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)}]^{3/2} = 115.86$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_o = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.002$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_o$, $K = 1.3$
 $1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 119 \text{ N/mm}^2$, $1/d = (310/119) \times 115.86 = 302.59$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 4.000 / 0.459 = 8.71 < 302.59$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.3)

$Med = 39.24 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 142.79 = 99.95 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 2.119) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.343) = (0.001) \times 0.343 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 104.10) / 61.02 = 1.71$, $k = 0.104 (1 - 1.71 / 10) = 0.0863$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0863 \times 4.000^2 \times 0.343 = 0.47 \text{ mm}$
 $f = 0.47 \text{ mm} < 1000 \times 4.000 / 250 = 16.00 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.9.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, $d = 0.459 \text{ m}$, $x = 0.104 \text{ m}$, $\phi = 12 \text{ mm}$
 $Ned = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (Ned / bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $Act = (h - x) \cdot b = (500 - 104) \times 1000 = 396040 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b) = 1 \text{ m}$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $Act = 396040 \text{ mm}^2$, $k = 0.86$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 0.86 \times 3.20 \times 396040 / 435 = 1002 \text{ mm}^2 / \text{m}$

1.9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_r, \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 119 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 16.58$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h - d) = 103 \text{ mm}$, $(h - x) / 3 = 132 \text{ mm}$, $h / 2 = 250 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 2.5(h - d)b = 2.5 \times (500 - 459) \times 1000 = 102500 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 779 / 102500 = 0.008$
 $e_{sm} - e_{cm} = [119 - 0.4 \times (3.2 / 0.008) (1 + 16.58 \times 0.008)] / 200 = -0.35\% \geq 0.6 \times 119 / 200 = 0.36\%$
 $s_r, \max = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_r, \max = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.008 = 387.42 \text{ mm}$
 $w_k = s_r, \max \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 387.42 \times 0.001 \times 0.36 = 0.14 \text{ mm}$
 $w_k = 0.14 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

Project Eurocodes

side 6

1.10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=5.400\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.500\text{m}$, $d=0.459\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=29.10+0.30 \times 10.00=32.10 \text{ kN/m}$
 $L_{eff}=5.400\text{m}$, $Med=(32.10/49.92) \times 85.37=54.89 \text{ kNm/m}$, $Med(SLS)=54.89 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.82$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.19\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{eff}=34.0/(1+1.82)=12.06\text{GPa}=12060\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/12.06=16.58$
 Strekkarmering: $\emptyset 12s145$ ($779\text{mm}^2/\text{m}$)
 Armeringsforhold $\rho=As1/(b \cdot d)=779/(1000 \times 459)=0.002$

1.10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -7

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/16.58) \times (0.001 \times 10.934)=131897 \text{ kNm}^2$
 $A_i=Ac+(n-1)(As1+As2)$, $e=(n-1)(As1 \cdot y1s-As2 \cdot y2s)/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As1 \cdot y1s^2+As2 \cdot y2s^2)(n-1)$
 $S=As \cdot y2s=(0.001)^2 \times 779 \times 0.204=(0.001) \times 0.159 \text{ m}^3$, $y2=245\text{mm}$, $y2s=y2-d=245-41=204\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=54.89/131897=(0.001) \times 0.416$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/rcs=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.159/10.934)=(0.001) \times 0.046$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.416+(0.001) \times 0.046=(0.001) \times 0.462$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y2)=3.2 \times (10.934/0.245)=142.79 \text{ kNm}$

1.10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -7

$\rho=As/(b \cdot d)=0.002$, $n=\alpha_e=16.58$, $n \cdot \rho=0.033$, $\xi=0.715$, $\alpha=0.226$, $x=\alpha \cdot d=0.104\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.715 \times 200 \times 779 \times 0.459^2=23473 \text{ kNm}^2$
 $y2=(1-\alpha)d=355\text{mm}$, $\epsilon_s=y2 \cdot M/EI=(0.001) \times 355 \times 54.89/23473=0.83$
 $S=As \cdot y2=(0.001)^2 \times 779 \times 0.355=(0.001) \times 0.277 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/rM=54.89/23473=(0.001) \times 2.339$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/rcs=(0.001 \times 0.19) \times 16.58 \times (0.277/1.946)=(0.001) \times 0.448$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.339+(0.001) \times 0.448=(0.001) \times 2.786$ (1/m)
 $Med=54.89 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.24/0.83$, $x=104\text{mm}$, $\sigma_s=166 \text{ N/mm}^2$

1.10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=133.68$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.000$, $\rho < \rho_0$, $K=1.5$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=166 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/166) \times 133.68=249.55$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=5.400/0.459=11.76 < 249.55$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -7

(EC2 §7.4.3)

$Med=54.89 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 142.79=99.95 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 2.786)+(1-0.00) \times (0.001 \times 0.462)=(0.001) \times 0.462$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(90.22+101.06)/85.37=2.24$, $k=0.104(1-2.24/10)=0.0807$
 $f=k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.0807 \times 5.400^2 \times 0.462=1.09 \text{ mm}$
 $f=1.09\text{mm} < 1000 \times 5.400/250=21.60\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.10.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As, min=k_c \cdot k \cdot f_{ct, eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.500\text{m}$, $d=0.459\text{m}$, $x=0.104\text{m}$, $\emptyset=12\text{mm}$
 $Ned=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(Ned/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(500-104) \times 1000=396040 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b1)=1\text{m}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=396040\text{mm}^2$, $k=0.86$, $k_c=0.40$, $k1=1.50$
 Minimumsarmering, $As, min=0.40 \times 0.86 \times 3.20 \times 396040/435=1002\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes

side 7

1.10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -7

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 166 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 16.58$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 103 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 132 \text{ mm}$, $h/2 = 250 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 2.5(h-d)b = 2.5 \times (500-459) \times 1000 = 102500 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 779 / 102500 = 0.008$
 $e_{sm} - e_{cm} = [166 - 0.4 \times (3.2 / 0.008) (1 + 16.58 \times 0.008)] / 200 = -0.12\% \geq 0.6 \times 166 / 200 = 0.50\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.008 = 387.42 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 387.42 \times 0.001 \times 0.50 = 0.19 \text{ mm}$
 $w_k = 0.19 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

V4.5 500 mm utkragerplate

Project Eurocodes

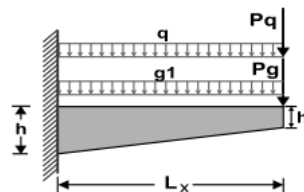
side 1

Project Eurocodes1. EC2-PLATE-006Utkragerplate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stål kvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet: XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning: $C_{nom}=35$ mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong: 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, laster

Utkragerplate, utkragerlengde $L_x=3.600$ m, tverrlengde $L_y=4.300$ m
 Platetykkelse, i opplager $h=0.500$ m, i fri ende $h_1=0.500$ m
 Plate egenvekt $g_0=25.00 \times 0.500=12.50$ kN/m²
 Platelaster permanent $g=(12.50+3.66)=16.16$ kN/m², variabel $q=7.00$ kN/m²
 konsentrert last ved fri ende, $P_g=0.00$ kN/m, $P_q=0.00$ kN/m
 Lastfaktorer: $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster: $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=35+10/2=40$ mm, $d=500-40=460$ mm
 Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50q = 1.35 \times 16.16 + 1.05 \times 7.00 = 29.17$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 16.16 + 1.50 \times 7.00 = 29.89$ kN/m

1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Opplagermoment $M=-0.5 \times (1.20 \times 16.16 + 1.50 \times 7.00) \times 3.60^2 = -193.70$ kNm/m
 Skjærkraft $V=(1.20 \times 16.16 + 1.50 \times 7.00) \times 3.60 = 107.61$ kN/m
 Reaksjonskraft $V_g A = 1.20 \times 16.16 \times 3.60 = 69.81$ kN/m, $V_q A = 1.50 \times 7.00 \times 3.60 = 37.80$ kN/m

Armering av plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med -193.70 kNm/m, $d=460$ mm, $K_d=1.045$ $x/d=0.08$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.7/20.0$ $k_s=2367$, $A_s=997$ mm²/m
 Minimum platearmering, $A_s > 0.26 b d \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 765$ mm²/m, $s \leq 400$ mm, $s' \leq 450$ mm (EC2 §9.3.1)
 minimum hovedarmering $\varnothing 12s145$ (779 mm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 10s390$ (201 mm²/m)

Hovedarmering $\varnothing 12s110$ (1027 mm²/m) topp, $\varnothing 10s390$ (201 mm²/m) fordelingsarmering

1.3. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager $\max V = 93.86$ kN/m
 Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \alpha_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 460$ mm
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.66$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) = 1027 / (1000 \times 460) = 0.0022$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.29$ N/mm², (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c}(\min) = 0.001 \times (0.29) \times 1000 \times 460 = 133.40$ kN/m
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.66 \times (0.22 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 460 = 180.94$ kN/m
 $V_{ed} = 93.86$ kN/m $\leq V_{rdc} = 180.94$ kN/m, **Ved $\leq V_{rdc}$ skjærarmering ikke påkrevd**

Project Eurocodes

side 2

1.4. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=3.600\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.500\text{m}$, $d=0.460\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{\text{ed}}=g+\psi_2 \cdot q=16.16+0.30 \times 7.00=18.26 \text{ kN/m}$
 $L_{\text{eff}}=3.600\text{m}$, $Med=(18.26/29.89) \times 193.70=-118.32 \text{ kNm/m}$, $Med(\text{SLS})=-118.32 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{\text{cs}}=-0.30\%$
 $\gamma_{\text{c}}=1.00$, $\gamma_{\text{s}}=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetmodul $E_{\text{cm}}=34.0\text{GPa}$, $E_{\text{eff}}=34.0/(1+2.50)=9.71\text{GPa}=9710\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_{\text{s}}=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_{\text{s}}/E_{\text{c}}=200/34.0=5.88$, effektivt $E_{\text{s}}/E_{\text{c,eff}}=200/9.71=20.60$
 Strekkarmering: $\emptyset 12\text{s}110 (1027\text{mm}^2/\text{m})$
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=1027/(1000 \times 460)=0.002$

1.4.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20.60) \times (0.001 \times 11.270)=109418 \text{ kNm}^2$
 $A_i=A_{\text{c}}+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_{\text{c}}+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001)^2 \times 1027 \times 0.202=(0.001) \times 0.207 \text{ m}^3$, $y_2=242\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d=242-40=202\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=118.32/109418=(0.001) \times 1.081 (1/\text{m})$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.207/11.270)=(0.001) \times 0.114 (1/\text{m})$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 1.081+(0.001) \times 0.114=(0.001) \times 1.195 (1/\text{m})$
 Rissmoment, $M_{\text{cr}}=f_{\text{ctm}} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (11.270/0.242)=149.10 \text{ kNm}$

1.4.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=As/(b \cdot d)=0.002$, $n=\alpha_e=20.60$, $n \cdot \rho=0.041$, $\xi=0.689$, $\alpha=0.249$, $x=\alpha \cdot d=0.114\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_{\text{s}} \cdot As \cdot d^2=0.689 \times 200 \times 1027 \times 0.460^2=29942 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=346\text{mm}$, $\epsilon_{\text{s}}=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 346 \times 118.32/29942=1.37$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 1027 \times 0.346=(0.001) \times 0.355 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=118.32/29942=(0.001) \times 3.952 (1/\text{m})$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.355/3.084)=(0.001) \times 0.711 (1/\text{m})$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 3.952+(0.001) \times 0.711=(0.001) \times 4.663 (1/\text{m})$
 $Med=118.32 \text{ kNm}$, $\epsilon_{\text{c}}/\epsilon_{\text{s}}=0.45/1.37$, $x=114\text{mm}$, $\sigma_{\text{s}}=273 \text{ N/mm}^2$

1.4.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho_0/\rho-1)^2}]^2=35.65$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{\text{ck}}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.000$, $\rho<\rho_0$, $K=0.4$
 $l/d=(310/\sigma_{\text{s}}) \times (l/d)$, $\sigma_{\text{s}}=273 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/273) \times 35.65=40.46$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{\text{eff}}/d=3.600/0.460=7.83 \leq 40.46$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.4.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EC2 §7.4.3)

$\zeta=1-0.50 \cdot (M_{\text{cr}}/Med)^2=1-0.50 \times (149.10/118.32)^2=0.21$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.21 \times (0.001 \times 4.663)+(1-0.21) \times (0.001 \times 1.195)=(0.001) \times 1.910 (1/\text{m})$ (Lign.7.18)
 $f=k \cdot L_{\text{eff}}^2 \cdot (1/r)=0.2500 \times 3.600^2 \times 1.910=6.19 \text{ mm}$
 $f=6.19\text{mm} \leq 1000 \times 3.600/250=14.40\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.4.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As_{\text{min}}=k_{\text{c}} \cdot k_{\text{fct,eff}} \cdot Act/\sigma_{\text{s}}$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{\text{eff}}=1.000\text{m}$, $h=0.500\text{m}$, $d=0.460\text{m}$, $x=0.114\text{m}$, $\emptyset=12\text{mm}$
 $N_{\text{ed}}=0.00\text{kN}$, $\sigma_{\text{c}}=(N_{\text{ed}}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_{\text{s}}=f_{\text{yd}}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(500-114) \times 1000=385554 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1)=1\text{m}$, $f_{\text{ctm}}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=385554\text{mm}^2$, $k=0.86$, $k_{\text{c}}=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $As_{\text{min}}=0.40 \times 0.86 \times 3.20 \times 385554/435=976\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes





side 3

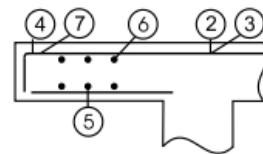
1.4.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 273 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 20.60$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 100 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 128 \text{ mm}$, $h/2 = 250 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 2.5(h-d)b = 2.5 \times (500-460) \times 1000 = 100000 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 1027 / 100000 = 0.010$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [273 - 0.4 \times (3.2 / 0.010) (1 + 20.60 \times 0.010)] / 200 = 0.61\% \geq 0.6 \times 273 / 200 = 0.82\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.010 = 317.64 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 317.64 \times 0.001 \times 0.82 = 0.26 \text{ mm}$
 $w_k = 0.26 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	④	430 	20	12	0.888	7.900	140.30
2	②		20	12	0.888	4.280	76.01
3	⑤		9	10	0.617	4.230	23.49
4	⑥		9	10	0.617	4.230	23.49
Total vekt [kg]						263.29	



V4.6 350 mm utkragerplate etter forskyvning av betongfot

Project Eurocodes

side 1

Project Eurocodes

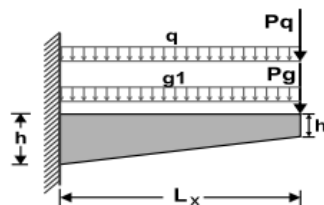
1. EC2-PLATE-006

Utkragerplate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet: XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning: $C_{nom}=35$ mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong: 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



1.1. Dimensjoner, laster

Utkragerplate, utkragerlengde $L_x=2.400$ m, tverrlengde $L_y=4.300$ m
 Platetykkelse, i opplager $h=0.350$ m, i fri ende $h_1=0.350$ m
 Plate egenvekt $g_0=25.00 \times 0.350=8.75$ kN/m²
 Platelaster permanent $g=(8.75+3.66)=12.41$ kN/m², variabel $q=7.00$ kN/m²
 konsentrert last ved fri ende, $P_g=0.00$ kN/m, $P_q=0.00$ kN/m
 Lastfaktorer: $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster: $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=35+12/2=41$ mm, $d=350-41=309$ mm
 Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 12.41 + 1.05 \times 7.00 = 24.10$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 12.41 + 1.50 \times 7.00 = 25.39$ kN/m

1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.3.1)

Opplagermoment $M=-0.5 \times (1.20 \times 12.41 + 1.50 \times 7.00) \times 2.40^2 = -73.13$ kNm/m
 Skjærkraft $V=(1.20 \times 12.41 + 1.50 \times 7.00) \times 2.40 = 60.94$ kN/m
 Reaksjonskraft $V_g A = 1.20 \times 12.41 \times 2.40 = 35.74$ kN/m, $V_q A = 1.50 \times 7.00 \times 2.40 = 25.20$ kN/m

Armering av plate (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

$M_{ed} = -73.13$ kNm/m, $d=309$ mm, $K_d=1.143$ $x/d=0.07$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.5/20.0$ $k_s=2359$, **$A_s=558$ mm²/m**
 Minimum platearmering, $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 514$ mm²/m, $s \leq 400$ mm, $s' \leq 450$ mm (EC2 §9.3.1)
 minimum hovedarmering $\varnothing 12s220$ (514mm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 10s450$ (112mm²/m)

Hovedarmering $\varnothing 12s200$ (565mm²/m) topp, $\varnothing 10s450$ (174mm²/m) fordelingsarmering

1.3. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager $\max V = 53.09$ kN/m
 Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 309$ mm
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.80$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) = 565 / (1000 \times 309) = 0.0018$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.31$ N/mm², (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c}(\min) = 0.0018 \times (0.31) \times 1000 \times 309 = 95.79$ kN/m
 $V_{rdc} = 0.0018 \times [0.120 \times 1.80 \times (0.18 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 309 = 123.27$ kN/m
 $V_{ed} = 53.09$ kN/m $\leq V_{rdc} = 123.27$ kN/m, **$V_{ed} < V_{rdc}$ skjærarmering ikke påkrevd**

Project Eurocodes

side 2

1.4. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=2.400\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=12.41+0.30 \times 7.00=14.51 \text{ kN/m}$
 $l_{eff}=2.400\text{m}$, $M_{ed}=(14.51/25.39) \times -73.13=-41.79 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS)=-41.79 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.30\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{eff}=34.0/(1+2.50)=9.71\text{GPa}=9710\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/9.71=20.60$
 Strekkarmering: $\emptyset 12 \times 200$ (565mm²/m)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=565/(1000 \times 309)=0.002$

1.4.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20.60) \times (0.001 \times 3.766)=36560 \text{ kNm}^2$
 $A_i=A_c+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001)^2 \times 565 \times 0.130=(0.001) \times 0.073 \text{ m}^3$, $y_2=171\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d=171-41=130\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=41.79/36560=(0.001) \times 1.143 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.073/3.766)=(0.001) \times 0.120 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 1.143+(0.001) \times 0.120=(0.001) \times 1.263 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (3.766/0.171)=70.51 \text{ kNm}$

1.4.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=As/(b \cdot d)=0.002$, $n=\alpha_e=20.60$, $n \cdot \rho=0.041$, $\xi=0.689$, $\alpha=0.249$, $x=\alpha \cdot d=0.077\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.689 \times 200 \times 565 \times 0.309^2=7433 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=232\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 232 \times 41.79/7433=1.31$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 565 \times 0.232=(0.001) \times 0.131 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=41.79/7433=(0.001) \times 5.622 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.131/0.765)=(0.001) \times 1.059 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 5.622+(0.001) \times 1.059=(0.001) \times 6.681 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed}=41.79 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.43/1.31$, $x=77\text{mm}$, $\sigma_s=261 \text{ N/mm}^2$

1.4.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=35.65$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.000$, $\rho<=\rho_0$, $K=0.4$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=261 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/261) \times 35.65=42.34$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=2.400/0.309=7.77 \leq 42.34$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.4.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EC2 §7.4.3)

$M_{ed}=41.79 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 70.51=49.36 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=(0.001) \times (0.001 \times 6.681)+(1-0.00) \times (0.001 \times 1.263)=(0.001) \times 1.263 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $f=k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.2500 \times 2.400^2 \times 1.263=1.82 \text{ mm}$
 $f=1.82\text{mm} \leq 1000 \times 2.400/250=9.60\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.4.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As, min=k_c \cdot k \cdot f_{ct, eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.350\text{m}$, $d=0.309\text{m}$, $x=0.077\text{m}$, $\emptyset=12\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(350-77) \times 1000=273122 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_l)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.2\text{N/mm}^2$, $Act=273122\text{mm}^2$, $k=0.97$, $k_c=0.40$, $k_l=1.50$
 Minimumsarmering, $As, min=0.40 \times 0.97 \times 3.20 \times 273122/435=776\text{mm}^2/\text{m}$

Project Eurocodes





side 3

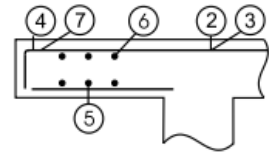
1.4.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / p_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot p_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 261 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 20.60$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h-d) = 103 \text{ mm}$, $(h-x)/3 = 91 \text{ mm}$, $h/2 = 175 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333x(350-77)x1000 = 90950 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $p_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 565 / 90950 = 0.006$
 $e_{sm} - e_{cm} = [261 - 0.4x(3.2/0.006)(1 + 20.60x0.006)] / 200 = 0.14\% \geq 0.6x261/200 = 0.78\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / p_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4x35.00 + 0.8x0.5x0.425x12/0.006 = 447.38 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 447.38x0.001x0.78 = 0.35 \text{ mm}$
 $w_k = 0.35 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	④	280 	11	12	0.888	5.350	52.26
2	②		11	12	0.888	3.080	30.09
3	⑤		5	10	0.617	4.230	13.05
4	⑥		5	10	0.617	4.230	13.05
Total vekt [kg]						108.45	



V4.7 Søyلة

Project Eurocodes

1. EC2-SØYLE-008

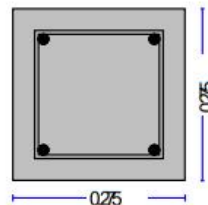
Enkeltstående søyle

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0.275 m, h = 0.275 m, Ned = 865.00 kN
Med yy = 17.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Søyler med rektangulære tverrsnitt $b=0.275$ m, $h=0.275$ m, søylelelgde $L=4.550$ m
 Laster, Laster, aksial $Ned=865.00$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=17.00$ kNm, $Med_{yy}=0.00$ kNm
 Knekklelgder for rammesøyler retning z-z : $L_{cz}=0.70 \times L=3.185$ m
 Knekklelgder for rammesøyler retning y-y : $L_{cy}=1.00 \times L=4.550$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=d_2=C_{nom}+\phi_s+\phi_s/2=35+8+20/2=53$ mm, $d_x=222$ mm, $d_y=222$ mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

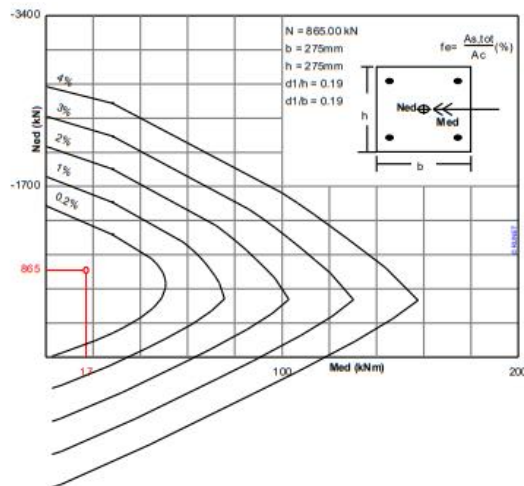
Ned=865.00kN, Med,yy=17.00kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=865.00$ kN (trykk), $Med=17.00$ kNm
 B35-B500C
 $b=275$ mm, $h=275$ mm
 $d=222$ mm, $d_1=53$ mm, $d_2=53$ mm, $d_1/h=0.193$
 $e=Med/Ned=17.00/865.00=0.020$ m = 20 mm
 $z_s=h/2-d_1=275/2-53=84$ mm, $e=20$ mm $\leq z_s=84$ mm

$As_1=As_2=76$ mm², $(As_1+As_2)/Ac=0.20\%$
 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-2.00/-1.96$

As1= 76mm², As2= 76mm²
As,tot= 151mm²



Project Eurocodes

side 2

Minimum lengdearmering, $A_s \geq 0.10 N_{ed} / f_{yk}$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s, \min} = 4\phi_8 (201 \text{ mm}^2)$ (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmering, $A_s \leq 0.04 A_c$, ($A_{s, \max} = 3025 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $s_{cl, t}$ i søylehøyde fra 0.28m til $H - 0.28 \text{ m}$: Bøyler $\phi_s \geq 6$, $s_{cl, t} \leq 20 \times 10 = 2$ (EC2 §9.5.3)
 i område 0 til 0.28m og $H - 0.28 \text{ m}$ til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $s_{cl, t} \leq 12 \times 10 = 1$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 240 \text{ mm} = 0.240 \text{ m}$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø10 (314 mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s200 [h:0.28m~H-0.28m], Ø 8s120 [h:0~0.28m, H-0.28m~H]

4. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 1.98$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Effektivt kryptall $\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 1.98 \times 1.00 = 1.98$ (EC2 §5.8.4)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{ce} = 1000 \times 34.0 / 1.20 = 28.33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 314 / (275 \times 275) = 0.004$

4.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \lim = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Lign.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 314 \times 435 / (275 \times 275 \times 19.83) = 0.09$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 865000 / (275 \times 275 \times 19.83) = 0.577$
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.98) = 0.72$
 $B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.09} = 1.09$
 $C = 1.70 - r_m = 0.70$, ($r_m = M_{01} / M_{02} = 1.0$)
 $\lambda, \lim = 20 \times 0.72 \times 1.09 \times 0.70 / \sqrt{0.577} = 14.36$

4.2. Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0.70 \times 4.550 = 3.185 \text{ m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_0 / i$, $i = 0.289 \times 275 \text{ mm}$, $\lambda = 3185 / 79 = 40.08$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 40.08 > \lambda, \lim = 14.36$, **annen ordens effekter må tas hensyn til**

4.3. Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ (EC2 Lign.5.21)
 $\rho = A_s / A_c = 0.004$, $E_{cd} = 28333 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 865000 / (275 \times 275 \times 19.83) = 0.577$
 $K_s = 1$, $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef})$, $\phi_{ef} = 1.98$ (EC2 Lign.5.22)
 $k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ MPa} = \sqrt{35 / 20} = 1.32 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.23)
 $k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20$, $n = 0.577$, $\lambda = 40.08$, $k_2 = 0.136$ (EC2 Lign.5.24)
 $K_c = 1.323 \times 0.136 / (1 + 1.98) = 0.060$
 $EI = 0.060 \times 28333 \times 275 \times 275^2 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 157 \times (169 / 2)^2 = 1.26 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 1264 \text{ kNm}^2$

4.4. Faktor for økning av moment

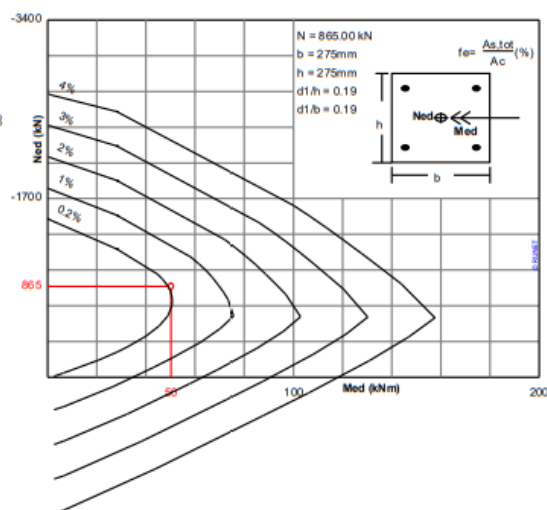
(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$Med = Moed [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)]$, $N_b = n^2 \cdot EI / L_0^2$ (EC2 Lign.5.28)
 $\beta = n^2 / c_0$, $c_0 = 12.0$, $\beta = 0.82$ (EC2 Lign.5.29)
 $N_b = 3.14^2 \times 1264 / 3.185^2 = 1229.30 \text{ kN}$
 $Med / Moed = 1 + 0.82 / (1229.30 / 865.00 - 1) = 2.95$, **Med = 50.20 kNm**

5. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=865.00kN, Med,yy=50.20kNm, Med,zz=0.00kNm
 Tilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0.10)
 Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(bh^2f_{cd})=0.12, M_z/(bh^2f_{cd})=0.00, N/(bh \cdot f_{cd})=-0.58$
 $As \cdot f_{yd}/(bh \cdot f_{cd})=0.13, As = 448mm^2, As/Ac=0.59\%$



Beregninger ved numerisk integrasjon
 Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=865.00kN (trykk), Med=50.20kNm
 B35-B500C
 b=275mm, h=275mm
 d=222mm, d1= 53mm, d2= 53mm, d1/h=0.193
 $e=Med/Ned=50.20/865.00=0.058m=58mm$
 $z_s=h/2-d1=275/2-53=84mm, e=58mm \le z_s=84mm$
 $As1=As2=189mm^2, (As1+As2)/Ac=0.50\%$
 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/0.18$

As1= 189mm², As2= 189mm²
As,tot= 378mm²

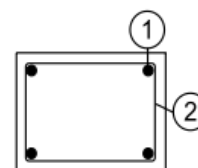
Minimum lengdearmering, $As \ge 0.10Ned/f_{yk}, \phi_s \ge 8, As, min = 4\phi 8 (201mm^2)$ (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmering, $As \le 0.04Ac, (As, max = 3025mm^2)$ (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $s_{cl,t}$ i søylehøyde fra 0.28m til H-0.28m : Bøyler $\phi_s \ge 6, s_{cl,t} \le 20 \times 10 = 2$ (EC2 §9.5.3)
 i område 0 til 0.28m og H-0.28m til H : Bøyler $\phi_s \ge 6, s_{cl,t} \le 12 \times 10 = 1$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 240mm = 0.240m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø16 (804mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s200 [h:0.28m-H-0.28m], Ø 8s120 [h:0~0.28m, H-0.28m~H]

6. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	4550	4	16	1.580	4.550	28.76
2	②	80 200 200 200	29	8	0.395	0.960	11.00
Total vekt [kg]							39.76



V4.8 Snølastdimensjonering

Project Eurocodes

side 1

Project Eurocodes

1. EC1-SNØ-001

SNØLAST PÅ TAK

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Snølast, EN1991-1-3:2003

2. Snølast på mark

(EN1991-1-3 §4, Tillegg C)

Klima region : Norway

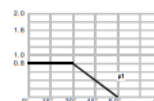
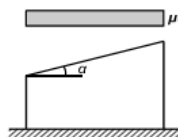
Tabell NA.4.1(901), Ibestad

 $s_k, \sigma = 5.0 \text{ kN/m}^2$, $H_g = 150 \text{ m}$, $H = 150 \text{ m}$, $\Delta s_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$ $s_k = 5.0 + [(150 - 150) / 100] \times 1.0 = 5.000 \text{ kN/m}^2$, 5.000 kN/m^2 , (Ibestad)Karakteristiske verdier av snølast på mark: $s_k = 5.000 \text{ kN/m}^2$

3. Snølast på tak

(EC1 EN1991-1-3:2003 §5)

pulttak tak (EC1-1-3 §5.3.2)

Takvinkel : $\alpha = 0.000^\circ$ Eksponeringsfaktor : $C_e = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2 (7))Termisk faktor : $C_t = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2 (8))

3.1. Formfaktorer

Formfaktorer, $\alpha = 0.00^\circ$, $\mu_1 = 0.800$

(EN1991-1-3 §5.3)

(Tabell 5.2)

3.2. Snølast

 $S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 5.000 = 4.000 \text{ kN/m}^2$

(EN1991-1-3 §5.3.2)

V4.9 Vindlastdimensjonering

Project Eurocodes

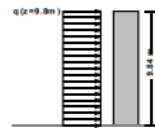
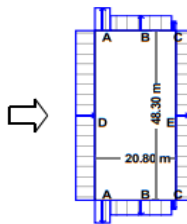
1. EC1-VIND-001

VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast, EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : h = 9.84 m
 Bygningsbredde på tvers av vind: b = 48.30 m
 Bygningsdybde : d = 20.80 m



1.2. Basisvindhastighet

(EN1991-1-4, §4.2)

$v_{bo} = 26.00$ m/s, Norway NS-EN, Sone: 1
 $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{bo} = 26.00$ m/s

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : 0

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Kyststrøk som er eksponert for åpent hav

Ruhetsfaktor $C_r(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: 0, $z = 9.840$ m, $z_o = 0.003$ m, $z_{min} = 2$ m, $z_{max} = 200$ m, $z_{oII} = 0.050$ m

$k_r = 0.19 \cdot (0.003/0.05)^{0.07} = 0.160$

$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0.160 \times \ln(9.840/0.003) = 1.295$

Terrengformfaktor $C_o(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.3)

$C_o(z) = 1.000$

(EN1991-1-4, §4.3.3)

Turbulensfaktor K_t

(EN1991-1-4, §4.4)

$K_t = 1.000$

Eksponeringsfaktor $C_e(z)$

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: 0

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

$z = 9.84$ m, $k_r = 0.160$, $l_v(z) = 0.124$, $C_e(z) = 3.129$

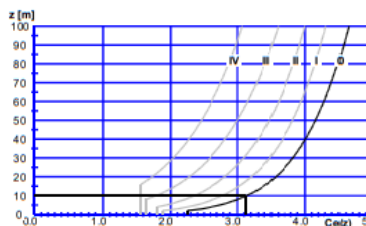
(EN1991-1-4, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)

$q(z) = C_e(z) \cdot (\frac{1}{2} \rho) \cdot V_b^2 = [0.001] \times 3.129 \times 0.625 \times 26.00^2 = 1.322$ kN/m²

1.4. Vindlastfaktor $q(z) = C_e(z) \cdot q_b = C_e(z) \cdot (0.625) \cdot V_b^2$

(EN1991-1-4, §4.5)

$V_b = 26.00 \text{ m/sec}$
 $z = 9.84 \text{ m}, C_r(z) = 1.295, C_o(z) = 1.000, K_t = 1.000$
 $q(z) = C_e(z) \cdot (\mu_p) \cdot V_b^2 = [0.001] C_e(z) \times 0.625 \times 26.00^2 \text{ kN/m}^2$
 $c(z) = 3.129$
 $q(z) = [10^{-3}] \times 3.129 \times 0.625 \times 26.00^2 = 1.32 \text{ kN/m}^2$

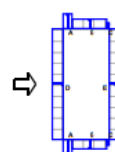


1.5. Vindkrefter på vertikale vegger

(EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor Cpe

$h/d = 9.84/20.80 = 0.473, e = 19.68 \text{ m}$
 Sone : A, (3.94xh), $C_{pe,10} = -1.20, C_{pe,1} = -1.40$
 Sone : B, (15.74xh), $C_{pe,10} = -0.80, C_{pe,1} = -1.10$
 Sone : C, (1.12xh), $C_{pe,10} = -0.50, C_{pe,1} = -0.50$
 Sone : D, (48.30xh), $C_{pe,10} = 0.80, C_{pe,1} = 1.00$
 Sone : E, (48.30xh), $C_{pe,10} = -0.36, C_{pe,1} = -0.36$



(EN1991-1-4, Tab.7.1)

Vindtrykk på veggoverflater $w_e = q(z) \cdot C_{pe}$ [kN/m²]

(EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
$z = 9.84 \sim 0.00 \text{ m}$,	-1.586	-1.851	-1.057	-1.454	-0.661	-0.661	1.057	1.322	-0.475	-0.475

Vindkrefter på veggoverflater $F_w = w_e \cdot A$ [kN]

z [m]	dz [m]	A (3.94m)		B (15.74m)		C (1.12m)		D (48.30m)		E (48.30m)	
		F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]		
$z = 9.84 \sim 0.00 \text{ m}$,	4.92	9.84	-61.432	-163.820	-7.284	502.572	-225.835				

Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

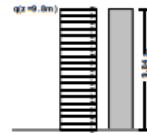
Sone : A, Kraft $F_w = -61.43 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 302.25 \text{ kNm}$
 Sone : B, Kraft $F_w = -163.82 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 805.99 \text{ kNm}$
 Sone : C, Kraft $F_w = -7.28 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 35.84 \text{ kNm}$
 Sone : D, Kraft $F_w = 502.57 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 2472.65 \text{ kNm}$
 Sone : E, Kraft $F_w = -225.84 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 1111.11 \text{ kNm}$

Project Eurocodes**1. EC1-VIND-001****VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER**

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : h= 9.84 m
 Bygningsbredde på tvers av vind: b= 20.80 m
 Bygningsdybde : d= 48.30 m

**1.2. Basisvindhastighet**

$v_{bo}=26.00$ m/s, Norway NS-EN, Sone: 1
 $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{bo} = 26.00$ m/s

(EN1991-1-4, §4.2)

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : 0

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Kyststrøk som er eksponert for åpent hav

Ruhetsfaktor $C_r(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: 0, $z=9.840$ m, $z_o=0.003$ m, $z_{min}=2$ m, $z_{max}=200$ m, $z_oII=0.050$ m $k_r=0.19 \cdot (0.003/0.05)^{0.07}=0.160$ $C_r(z)=k_r \cdot \ln(z/z_o)=0.160 \cdot \ln(9.840/0.003)=1.295$

(EN1991-1-4, §4.3.3)

Terrengformfaktor $C_o(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.3)

 $C_o(z)=1.000$ **Turbulensfaktor K_t**

(EN1991-1-4, §4.4)

 $K_t=1.000$ **Eksponeringsfaktor $C_e(z)$**

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: 0

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

 $z=9.84$ m, $k_r=0.160$, $l_v(z)=0.124$, $C_e(z)=3.129$

(EN1991-1-4, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)

 $q(z)=C_e(z) \cdot (k_p) \cdot V_b^2=[0.001] \times 3.129 \times 0.625 \times 26.00^2=1.322$ kN/m²

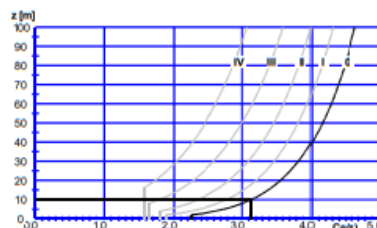
Project Eurocodes

side 2

1.4. Vindlastfaktor $q(z) = C_e(z) \cdot q_b = C_e(z) \cdot (0.625) \cdot V_b^2$

(EN1991-1-4, §4.5)

$V_b = 26.00 \text{ m/sec}$
 $z = 9.84 \text{ m}$, $C_r(z) = 1.295$, $C_o(z) = 1.000$, $K_t = 1.000$
 $q(z) = C_e(z) \cdot (K_t) \cdot V_b^2 = [0.001] C_e(z) \times 0.625 \times 26.00^2 \text{ kN/m}^2$
 $c(z) = 3.129$
 $q(z) = [10^{-3}] \times 3.129 \times 0.625 \times 26.00^2 = 1.32 \text{ kN/m}^2$



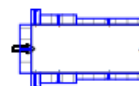
1.5. Vindkrefter på vertikale vegger

(EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor C_{pe}

(EN1991-1-4, Tab.7.1)

$h/d = 9.84/48.30 = 0.204$, $e = 19.68 \text{ m}$
 Sone : A, (3.94xh), $C_{pe,10} = -1.20$, $C_{pe,1} = -1.40$
 Sone : B, (15.74xh), $C_{pe,10} = -0.80$, $C_{pe,1} = -1.10$
 Sone : C, (28.62xh), $C_{pe,10} = -0.50$, $C_{pe,1} = -0.50$
 Sone : D, (20.80xh), $C_{pe,10} = 0.70$, $C_{pe,1} = 1.00$
 Sone : E, (20.80xh), $C_{pe,10} = -0.30$, $C_{pe,1} = -0.30$



Vindtrykk på veggoverflater $w_e = q(z) \cdot C_{pe}$ [kN/m²]

(EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
$z = 9.84 \sim 0.00 \text{ m}$,	-1.586	-1.851	-1.057	-1.454	-0.661	-0.661	0.925	1.322	-0.397	-0.397

Vindkrefter på veggoverflater $F_w = w_e \cdot A$ [kN]

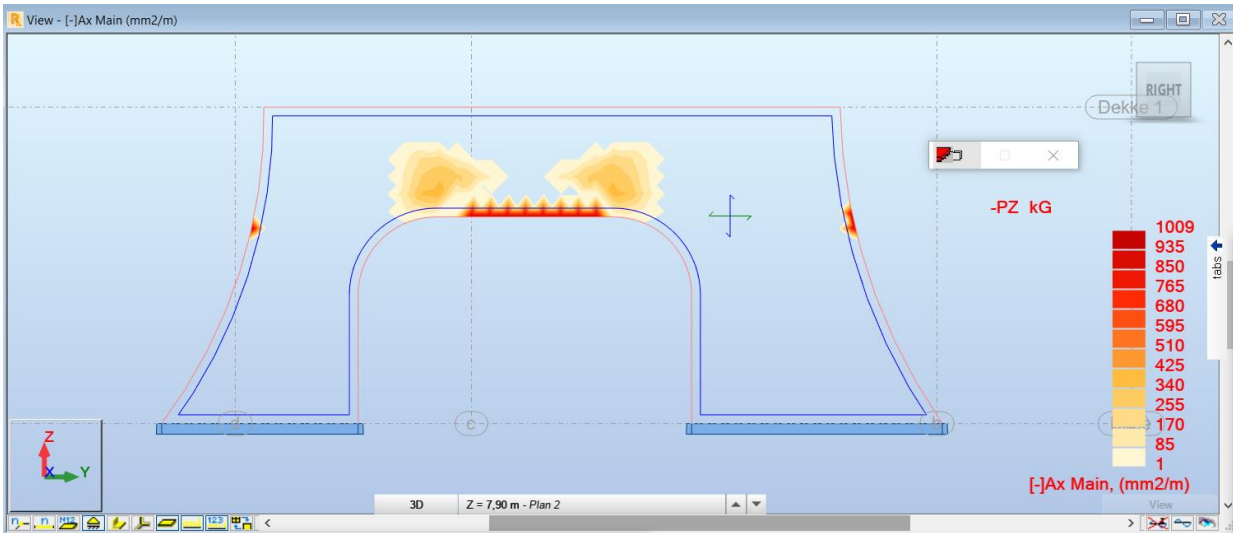
z_c [m]	dz [m]	A (3.94m)		B (15.74m)		C (28.62m)		D (20.80m)		E (20.80m)	
		F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]		
$z = 9.84 \sim 0.00 \text{ m}$,	4.92	9.84	-61.432	-163.820	-186.123	189.375	-81.161				

Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

Sone : A, Kraft $F_w = -61.43 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 302.25 \text{ kNm}$
 Sone : B, Kraft $F_w = -163.82 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 805.99 \text{ kNm}$
 Sone : C, Kraft $F_w = -186.12 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 915.73 \text{ kNm}$
 Sone : D, Kraft $F_w = 189.37 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 931.72 \text{ kNm}$
 Sone : E, Kraft $F_w = -81.16 \text{ kN}$, $z_c = 4.92 \text{ m}$, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 399.31 \text{ kNm}$

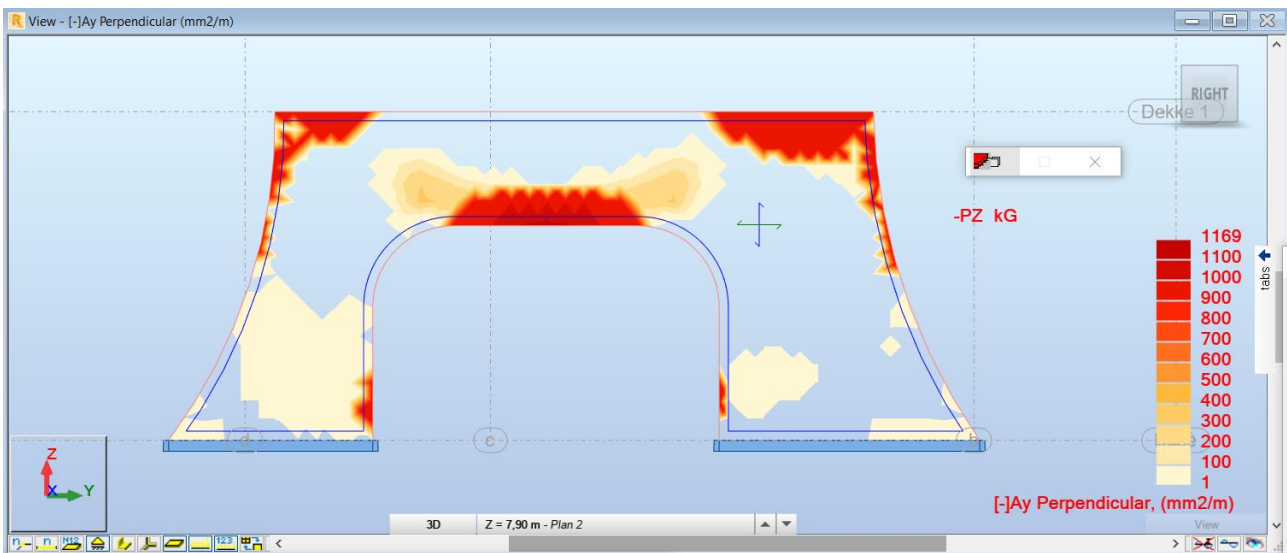
V5 Robot Structural Analysis beregninger

V5.1 Nødvendig vertikalarmering



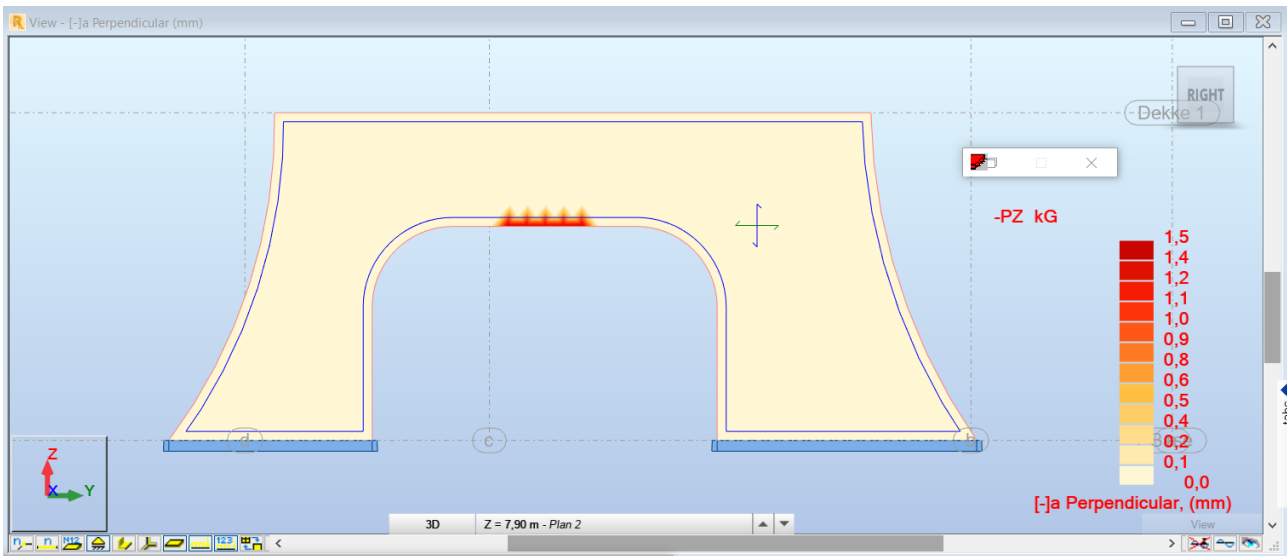
Figur: nødvendig vertikalarmering

V5.2 Nødvendig horisontalarmering



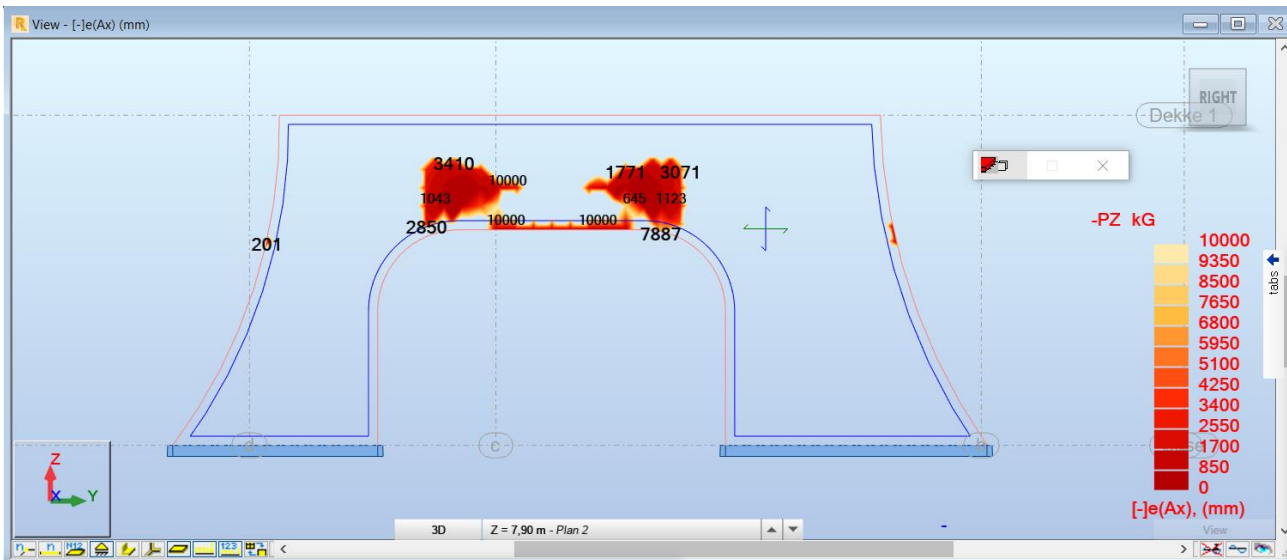
Figur: nødvendig horisontalarmering

V5.3 Rissvidder



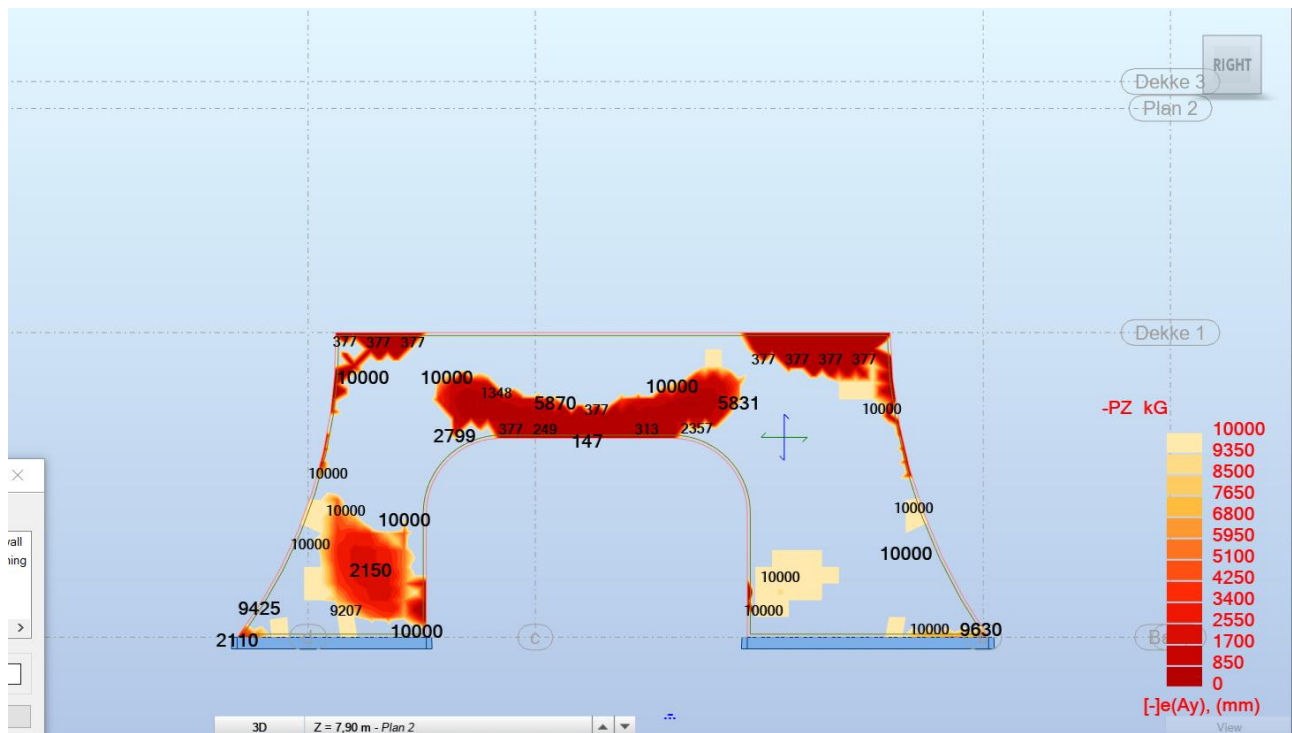
Figur: Rissvidder

V5.4 Senteravstand vertikalarmering



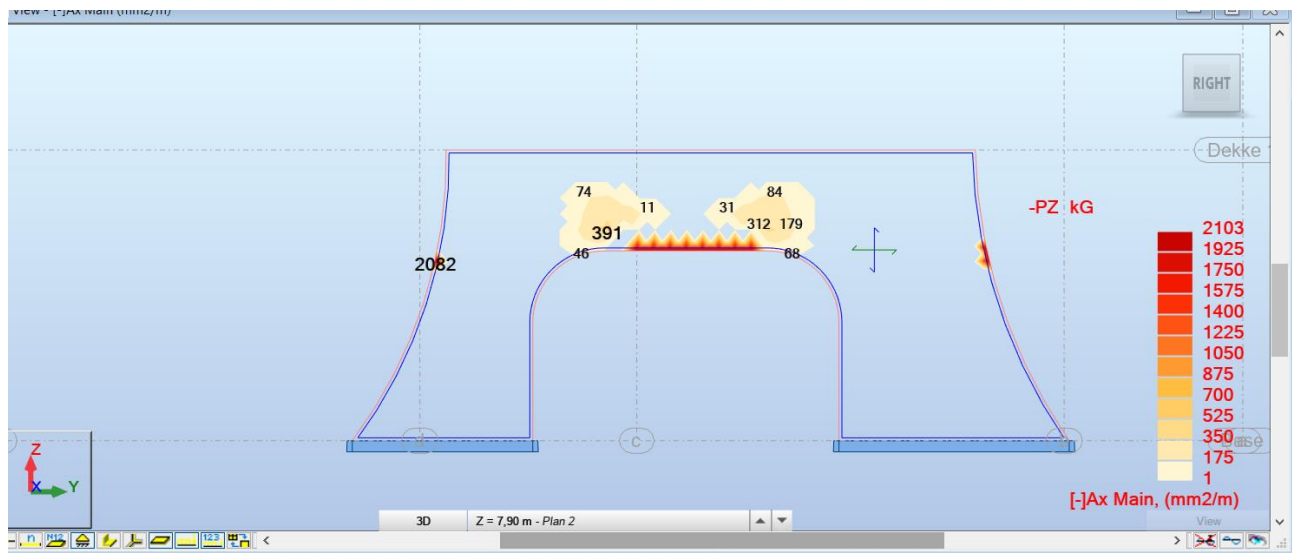
Figur: Senteravstand vertikalarmering

V5.5 Senteravstand horisontalarmering



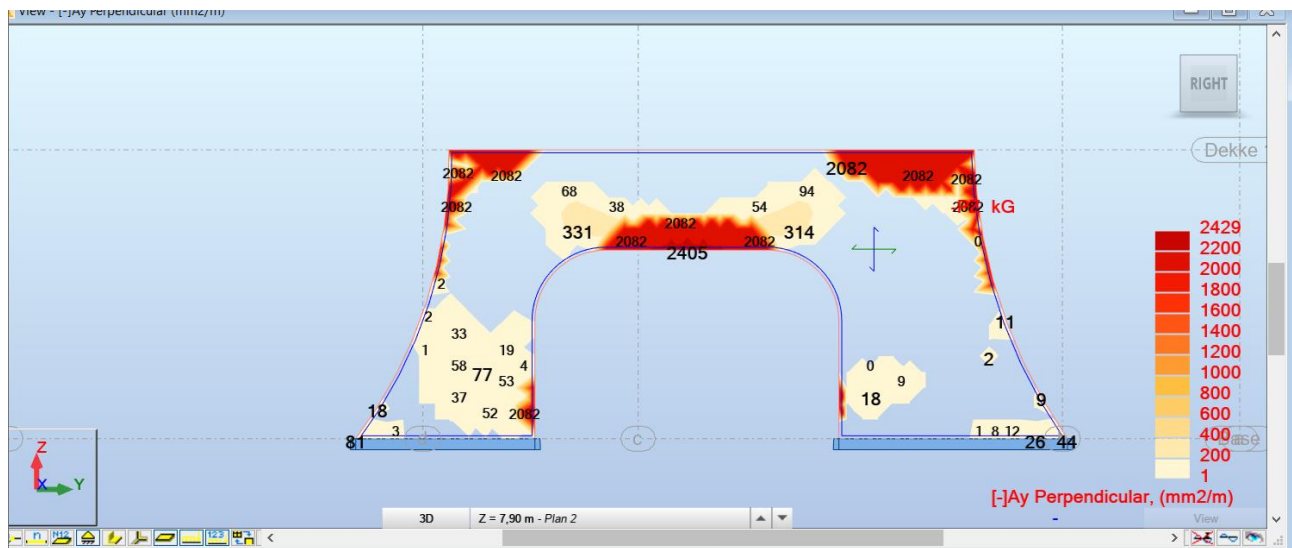
Figur: Senteravstand horisontalarmering

V5.6 Oppjustert nødvendig vertikalarmering



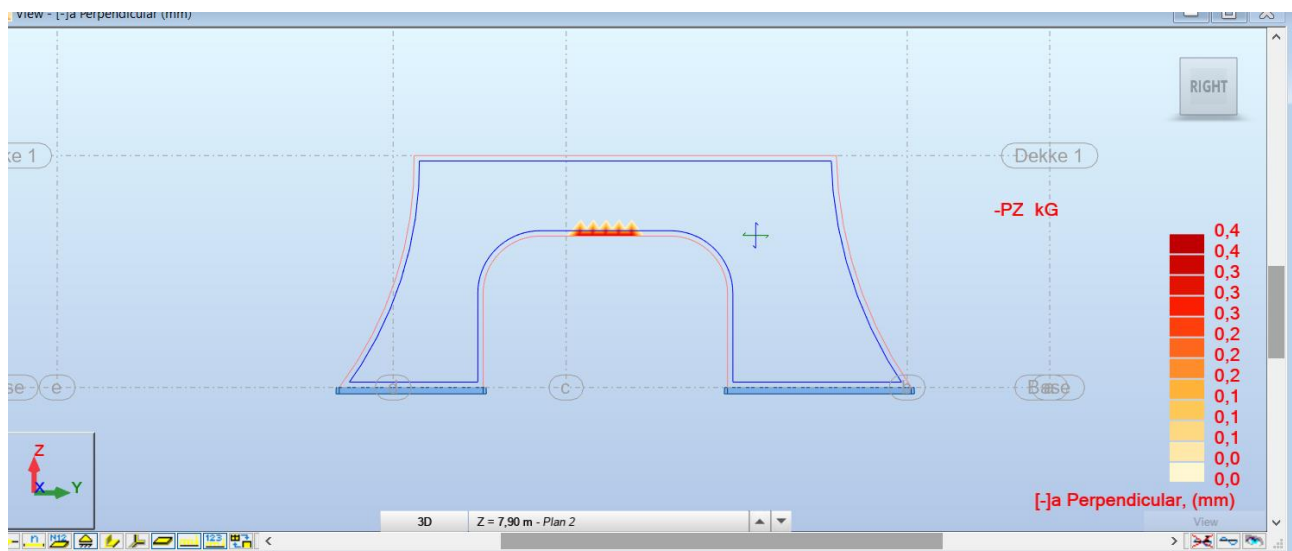
Figur: Oppjustert nødvendig vertikalarmering

V5.7 Oppjustert nødvendig horisontalarmering



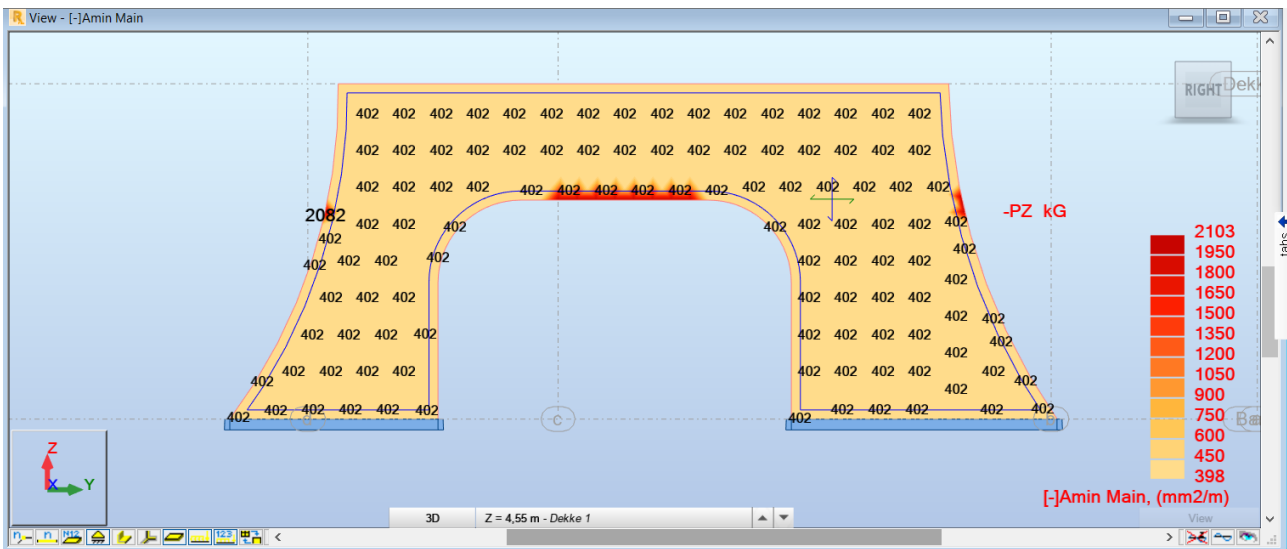
Figur: Oppjustert nødvendig horisontalarmering

V5.8 Rissvidder etter oppjustert armering



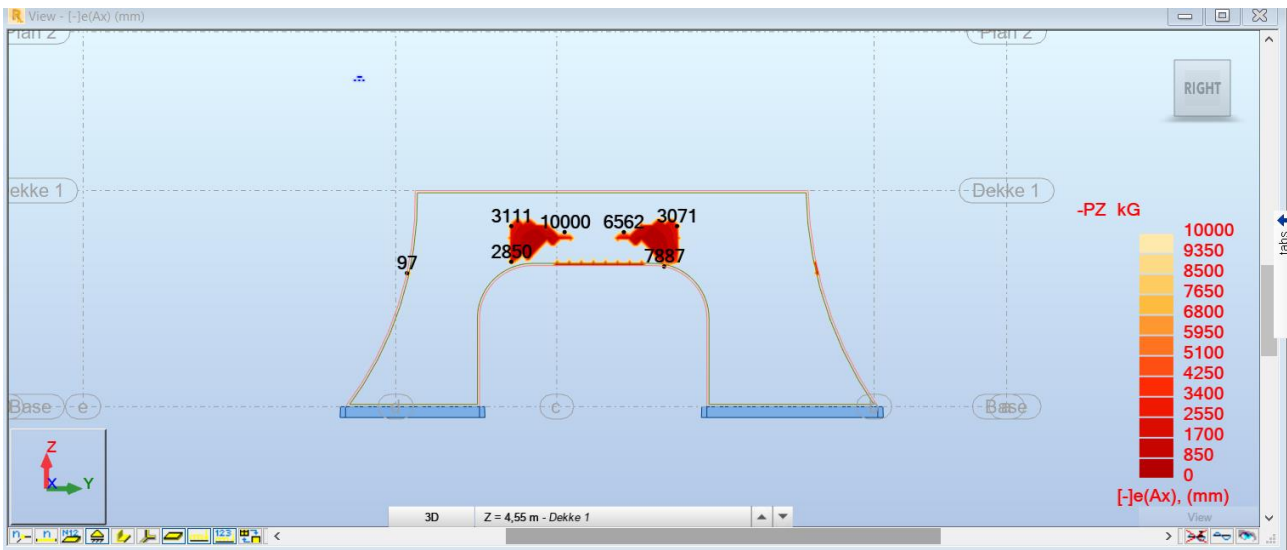
Figur: Rissvidder etter oppjustert armering

V5.9 Minimumsarmering



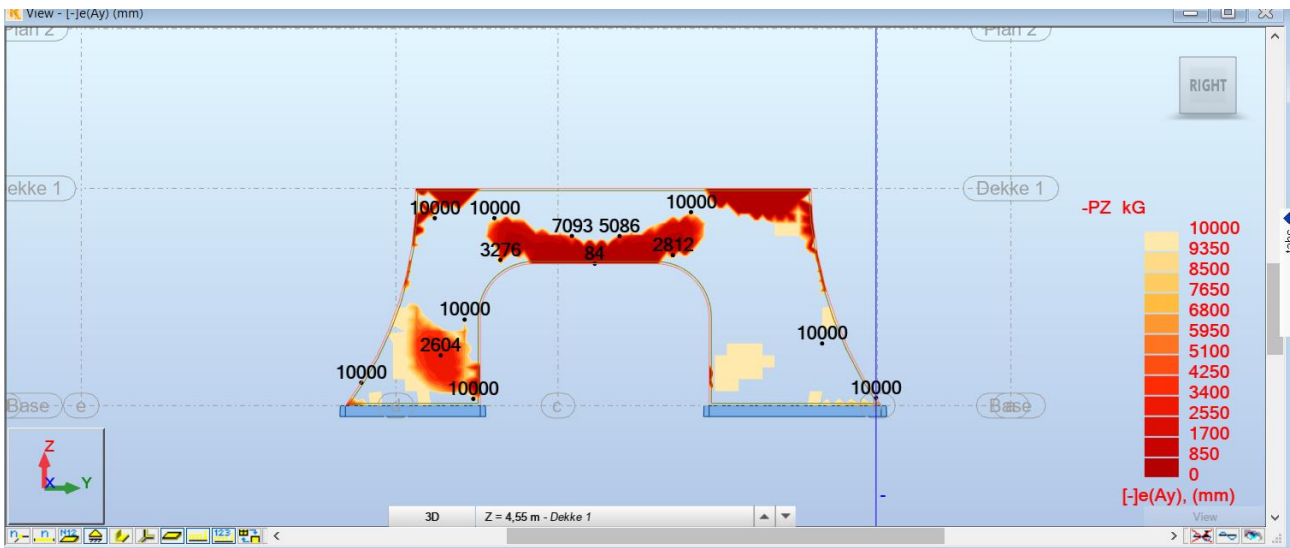
Figur: Minimumsarmering

V5.10 Senteravstand for vertikalarmoring etter oppjustering for rissvidde



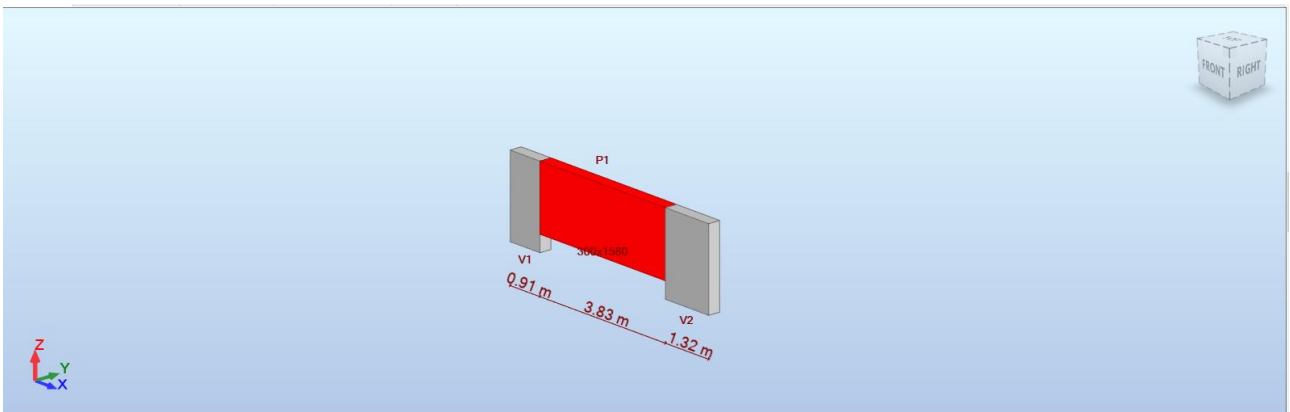
Figur: Senteravstand for vertikalarmoring etter oppjustering for rissvidde

V5.11 Senteravstand for horsiontalarmering etter oppjustering for rissvidde



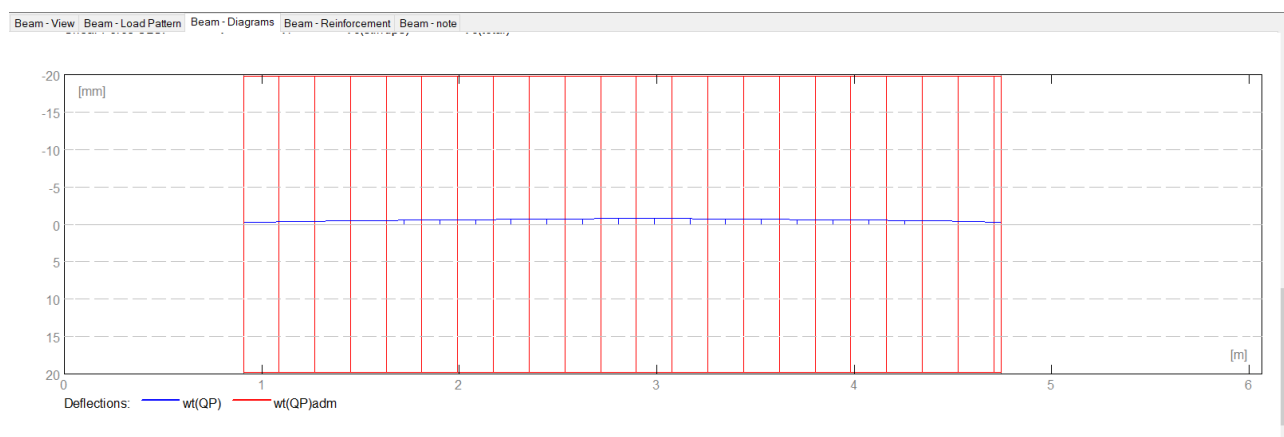
Figur: Senteravstand for horsiontalarmering etter oppjustering for rissvidde

V5.12 Fritt opplagt bjelke for beregning av nedbøying på vegg



Figur: Fritt opplagt bjelke for beregning av nedbøying på vegg

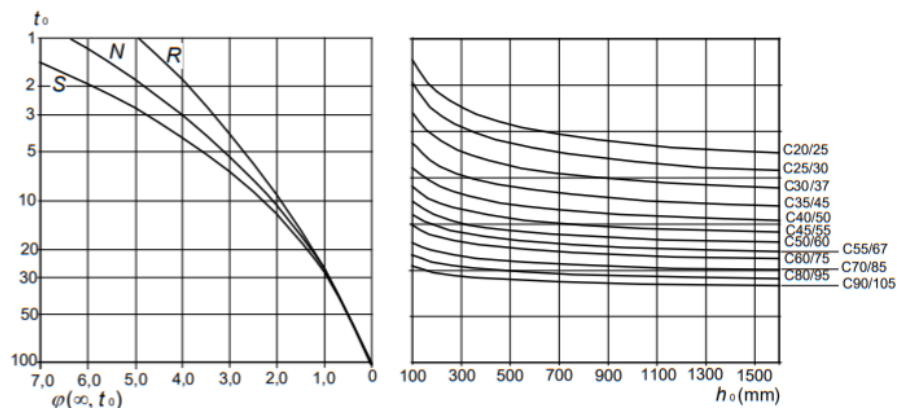
V5.13 Nedbøying og største tillatte nedbøying for betongfot



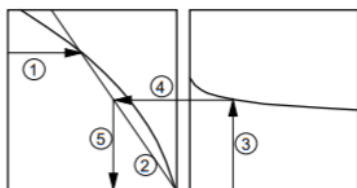
Nedbøying (blått) og største tillatte nedbøying (rødt) for betongfot.

Vedlegg 6 Kryp

NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

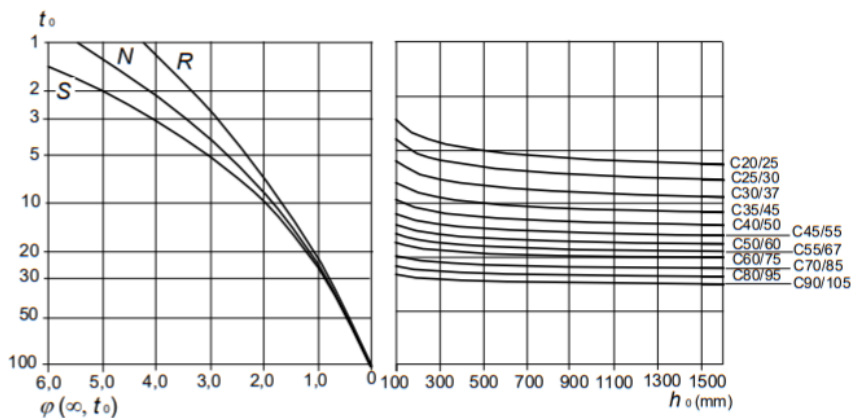


a) innendørs forhold – RH = 50 %



MERKNAD

- krysningspunktet mellom linje 4 og 5 kan også ligge over punkt 1
- for $t_0 > 100$ er det tilstrekkelig nøyaktig å anta $t_0 = 100$ (og bruke tangentlinjen)



b) utendørs forhold – RH = 80 %

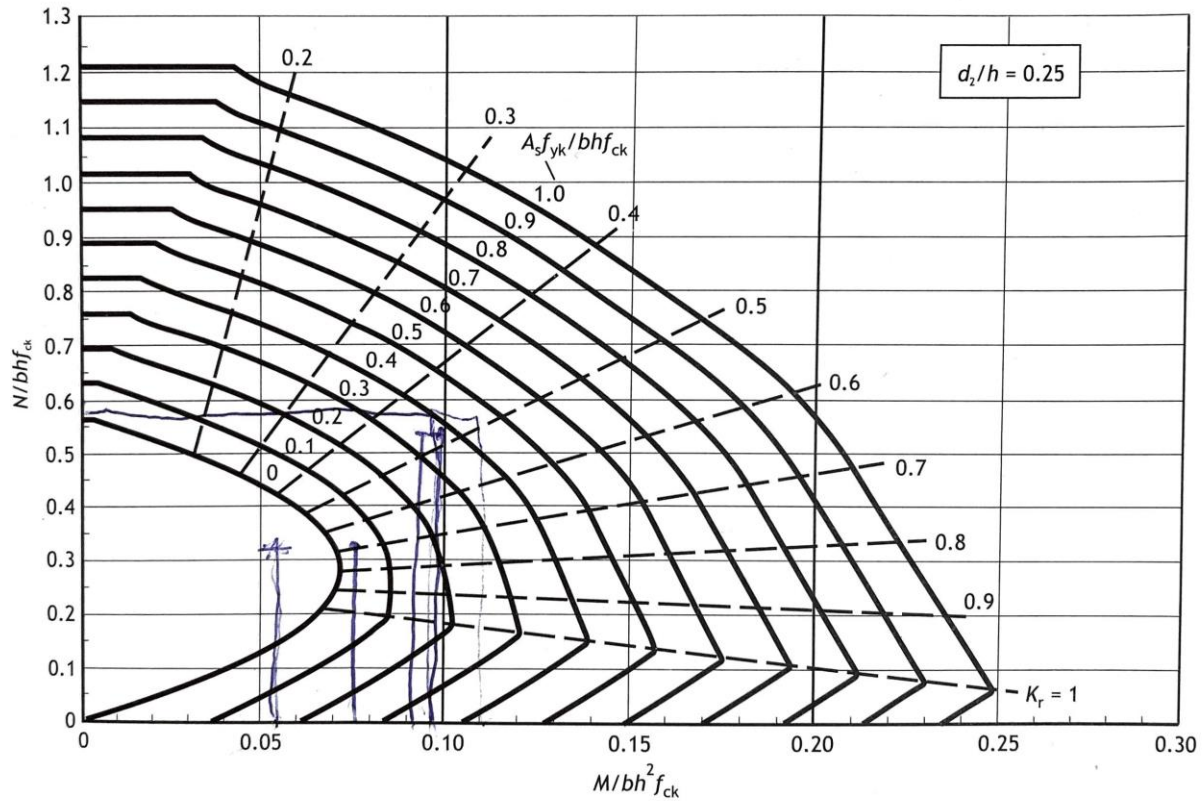
Figur 3.1 – Metode for å bestemme kryptallet $\varphi(\infty, t_0)$ for betong under normale miljøforhold

Bestemmelse av kryptall, hentet fra NS-EN 1991

Vedlegg 7 m-n diagram

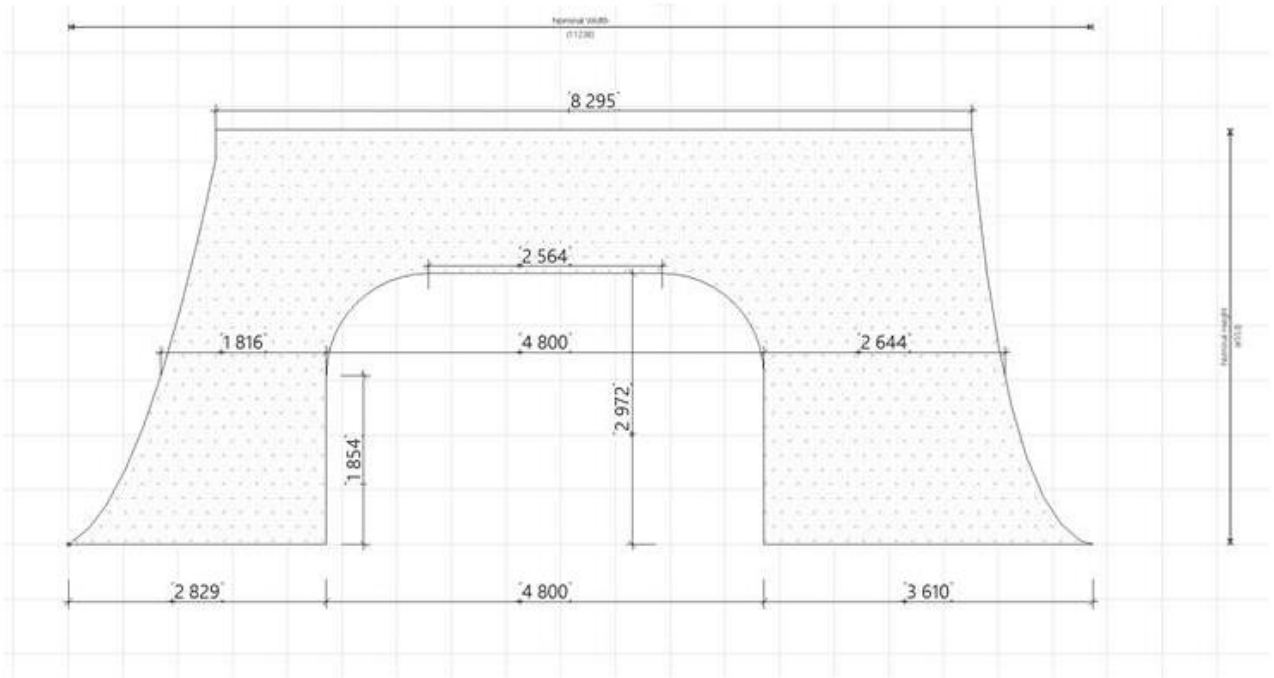
9e

design chart for rectangular columns $d_2/h = 0.25$



m-n diagram (Sørensen, 2013)

Vedlegg 8 Tegninger

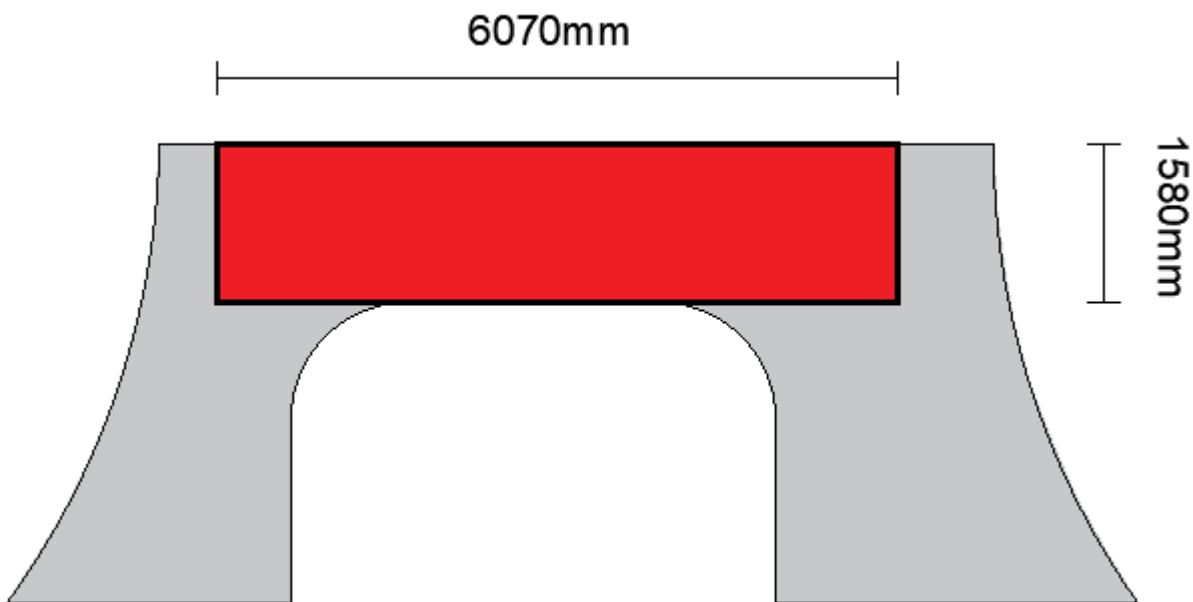


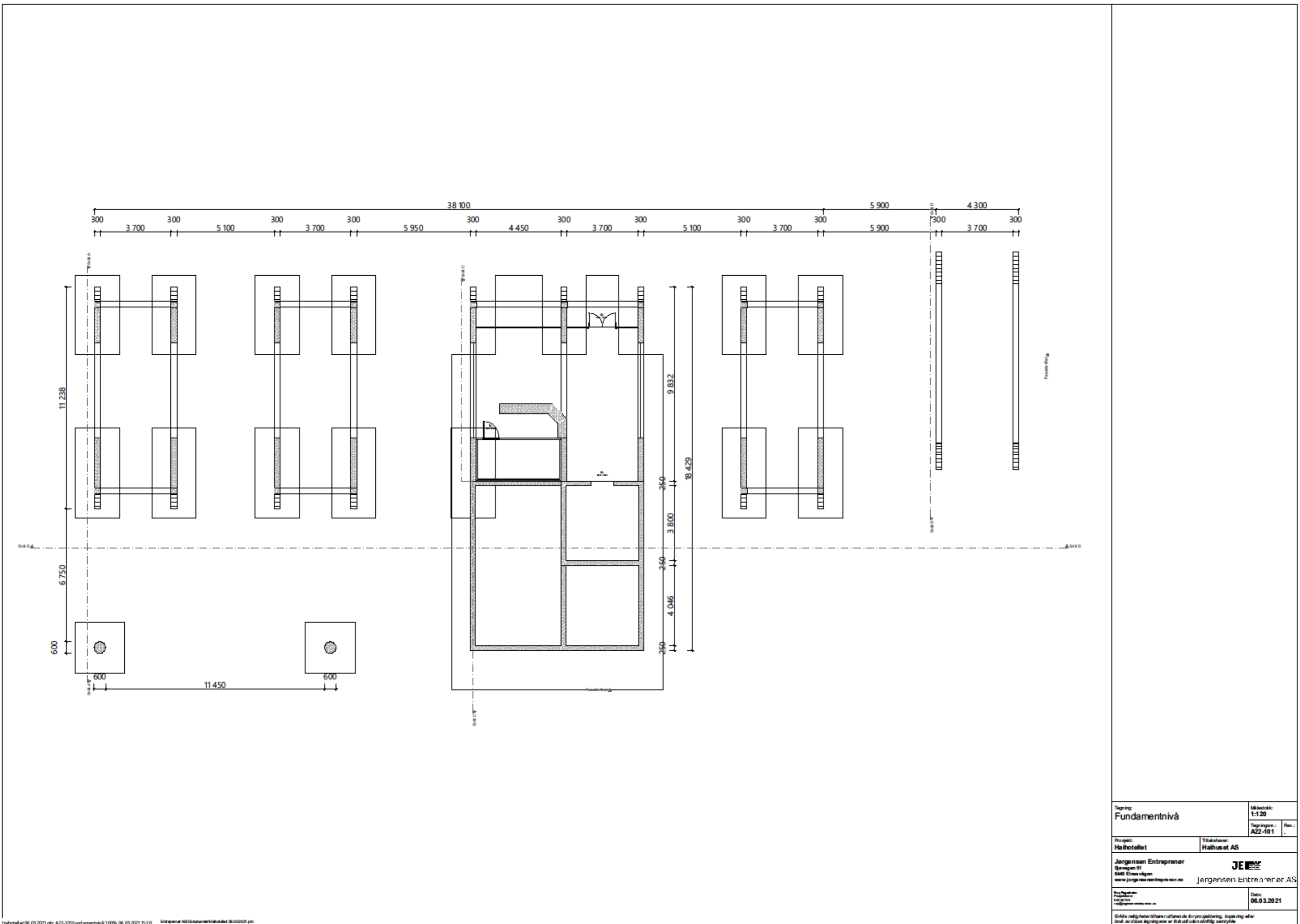
Utkraving:

$$2829 + 4800 + 3610 - 8295 = 2944$$

$$2944 / 2 = 1472$$

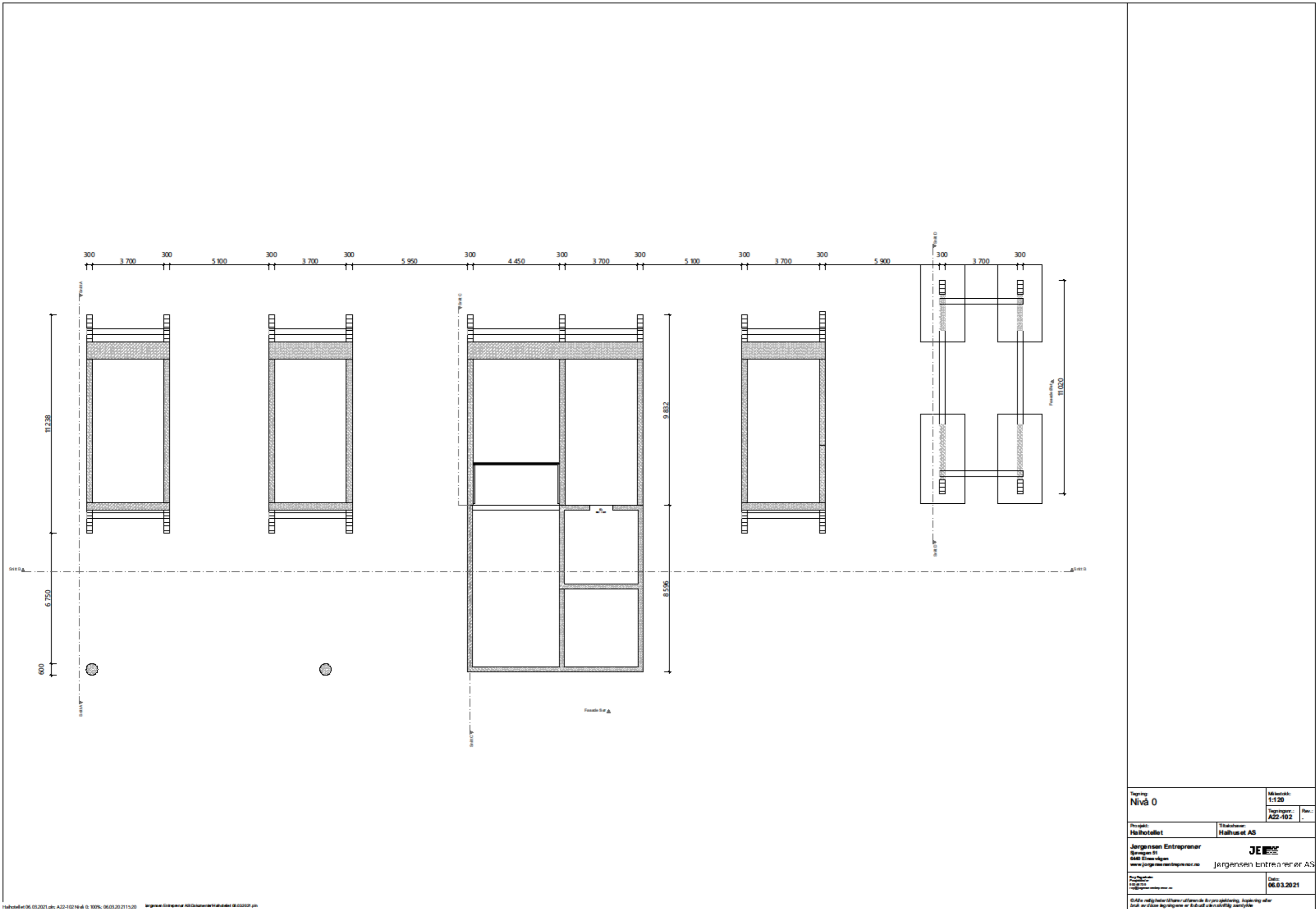
$$1472 + 2100 = 3572$$





Tegning: Fundamentnivå		Målestokk: 1:120	Rev.:
Prosjekt: Håihotellet		Tilskottstaker: Håihuset AS	Tegningens nr.: A22-101
Jørgensen Entreprenør Jørgensen 51 6460 Elverøy www.jorgensenentreprenor.no		 Jørgensen Entreprenør AS	
Tegningens nr.: A22-101		Dato: 06.03.2021	
<small>© Alle rettigheter tilhører utøveren. For prosjektering, kopiering eller bruk av disse tegningene er det utført uenig skriftlig samtykke.</small>			

1:120, 06.03.2021, jpk, A22-101 Fundamentnivå, 100%, 06.03.2021 15:20
 C:\prosjekt\A22\tegn\A22-101 Fundamentnivå.dwg

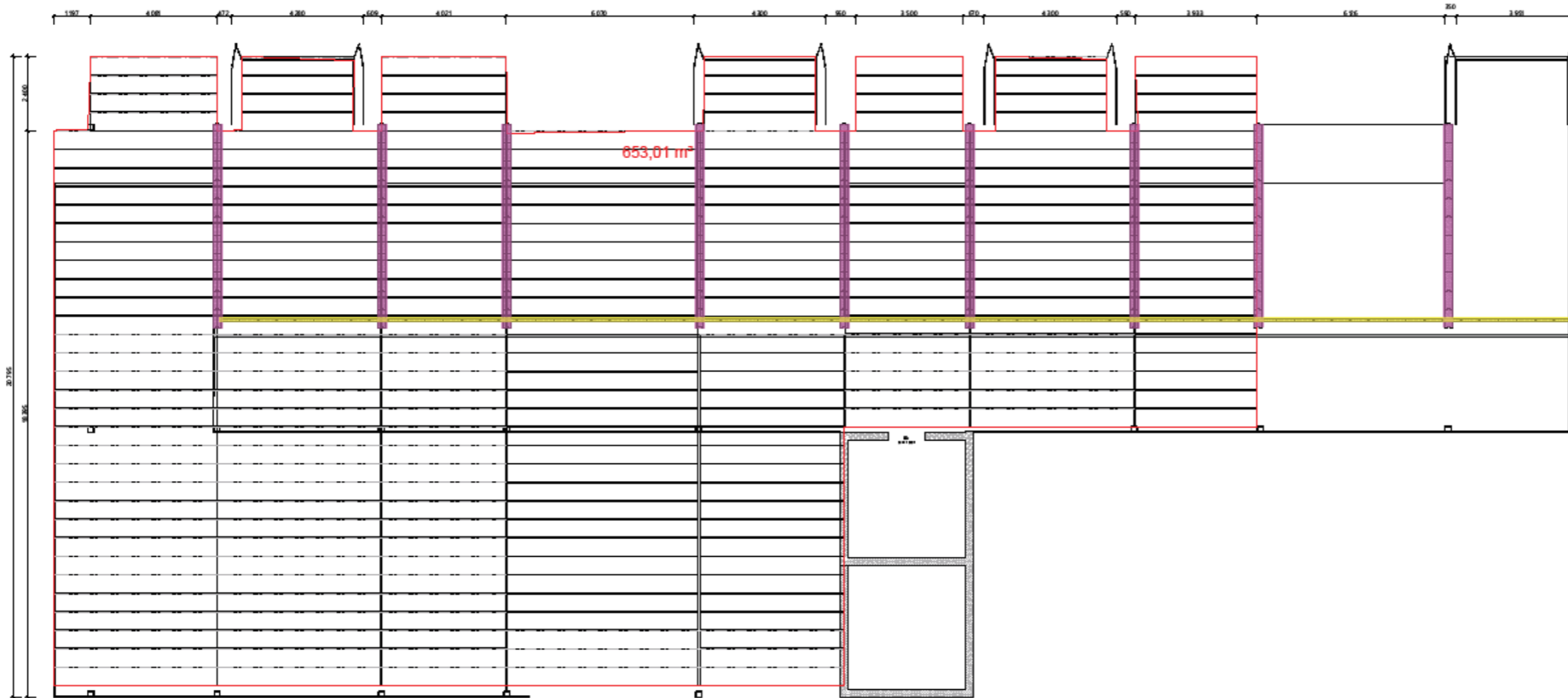


Tegning: Nivå 0		Målestokk: 1:120
Prosjekt: Hålotellet		Rev.: -
Tilbehør: Håhuset AS		Tegningens ID: AZ2-102
Jørgensen Entreprenør Sjøvegen 51 6468 Etnevik www.jorgensenentreprenor.no		JE Jørgensen Entreprenør AS
Prosjektleder: Prosjektleder: Prosjektleder:		Dato: 06.03.2021
©Alle rettigheter til dette rullerende forprosjektet, kopiering eller bruk av disse tegningene er å betrakte som ulovlig samtykke.		

Hålotellet 06.03.2021, pty AZ2-102 Nivå 0, 100%, 06.03.2021 11:52 | Jørgensen Entreprenør AS | Dokument: Hålotellet 06.03.2021.ppt

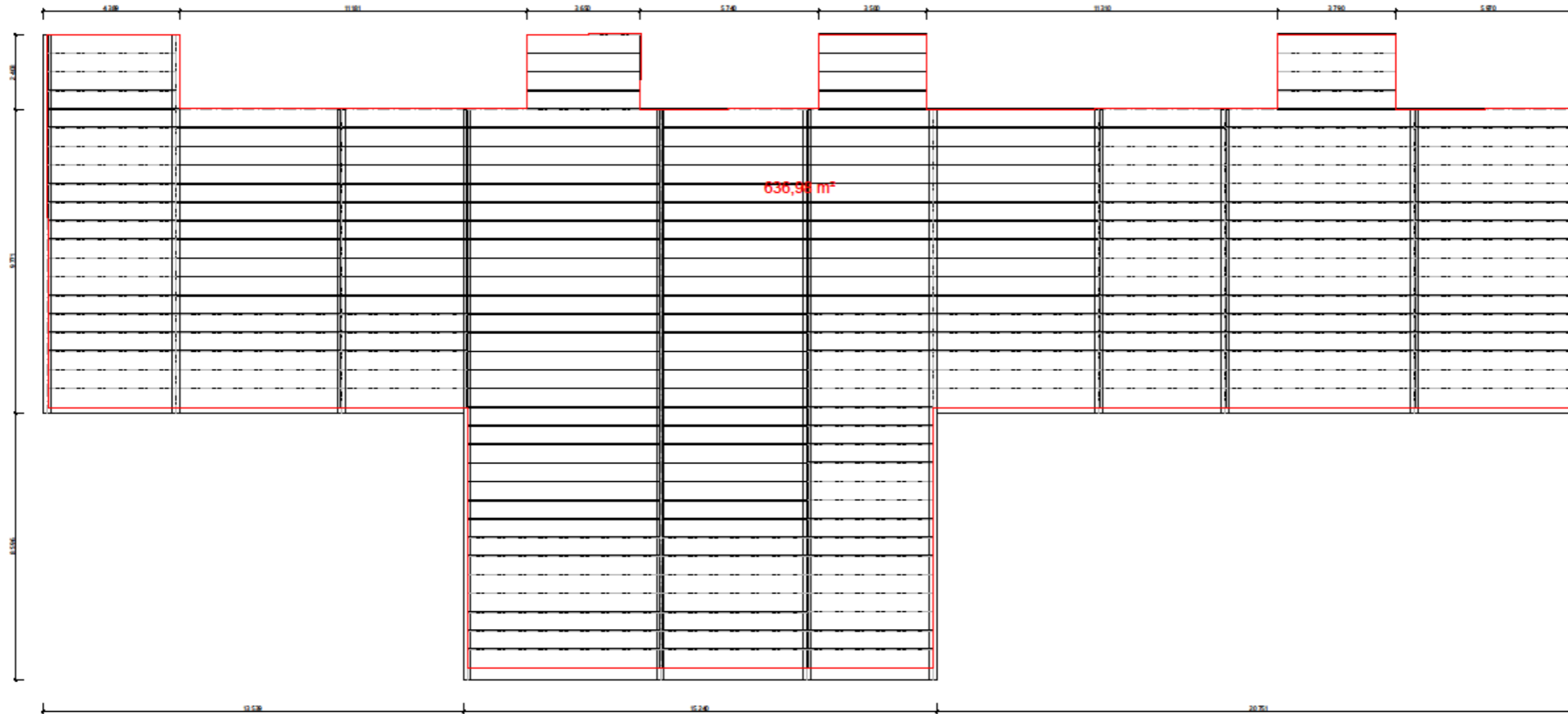


Tegning Plan 1		Målestokk: 1:120	Rev.:
Prosjekt: Høhollet		Tegningens: A22-103	
Tilbehør: Høhuset AS		 Jørgensen Entreprenør AS Jørgensen 11 6440 Eidevågen www.jorgensenentreprenor.no	
Prosjektleder: [Name]		Dato: 06.03.2021	



Tegning Plan 2		Målestokk: 1:120	Rev.:
Prosjekt: Håhotellet		Tegningsnr.: AZ2-104	
Tilbakeløst: Håhuset AS			
Jørgensen Entreprenør Sjøvegnes 51 6460 Elnessvågen www.jorgensenentreprenor.no		JE Jørgensen Entreprenør AS	
Prosjektleder: Per Arne 98 48 71 8 per@jorgensenentreprenor.no		Dato: 06.03.2021	
©Alle rettigheter forbeholdt. Ingen deling, kopiering eller bruk av dokumentasjonen er tillatt uten skriftlig samtykke.			

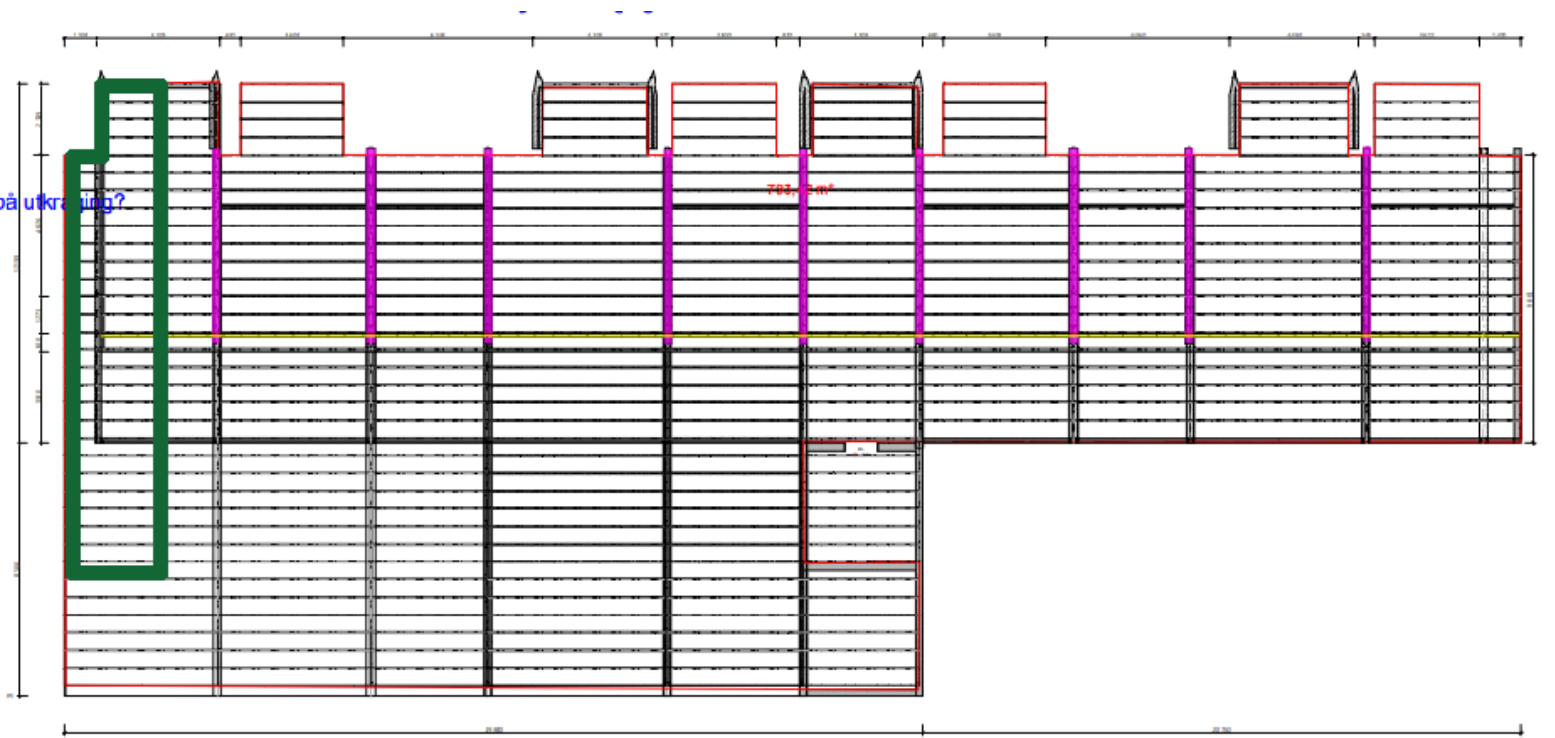




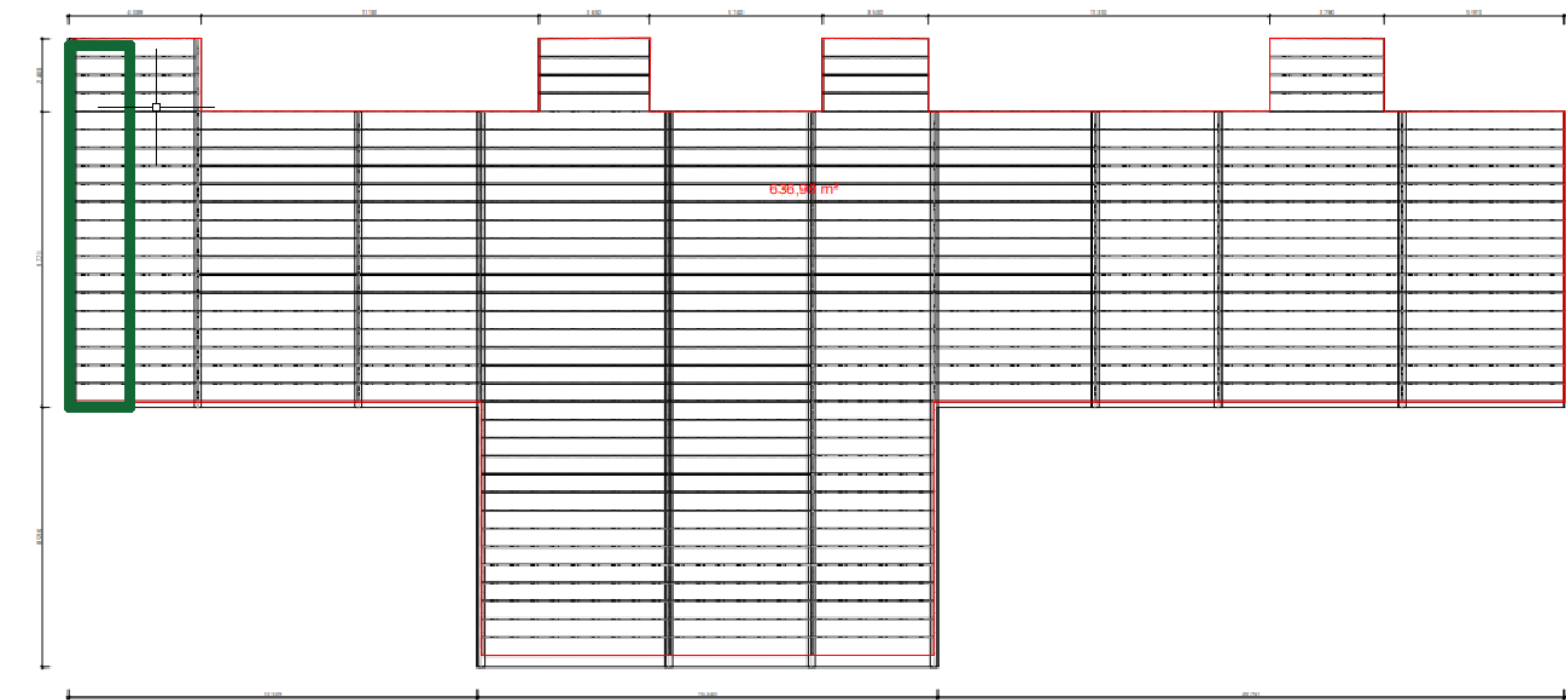
Tegning: Takplan		Målestokk: 1:120
Prosjekt: Haihotellet		Tegningsnr.: A22-106
Tilbehørvær: Haihuset AS		Rev.: -
Jørgensen Entreprenør Sjøvegen 51 6440 Eresvågen www.jorgensenentreprenor.no		JE Jørgensen Entreprenør AS
Prosjektleder: Prosjektansvarlig: Tegningssjef:		Dato: 06.03.2021
©Alle rettigheter forbeholdt. Denne tegningen er et utkast og skal ikke brukes uten tillatelse.		

Vedlegg 9 Lastareal

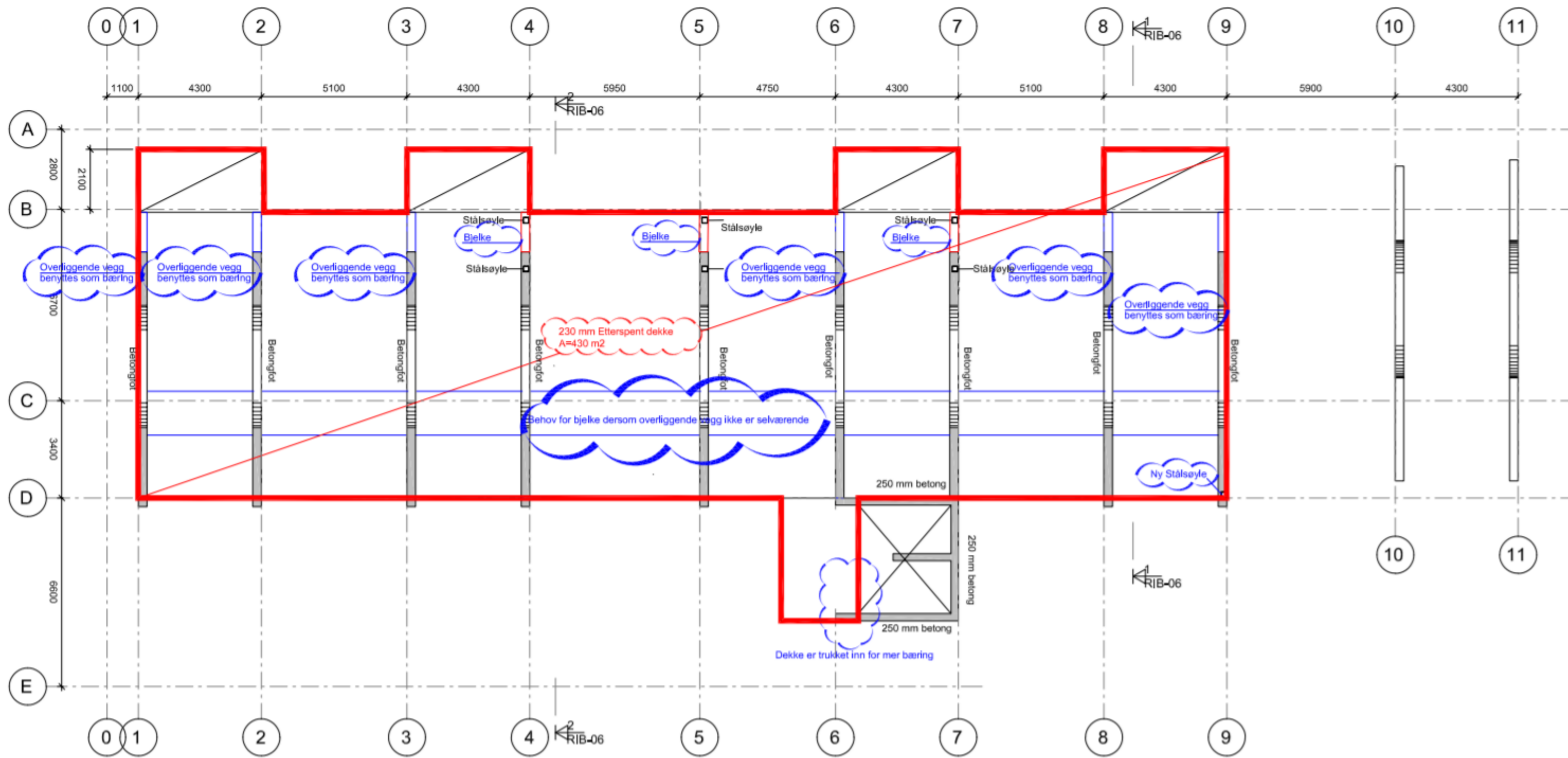
Plan 3



Takplan



Vedlegg 10 CCL løsning



Vedlegg 11 Produktbestillinger

Prosjnr/XRM n		Prissetting varer utenfor kontrakt:
Kundenr/XRM		Betalingstid:
Businespartn		Faktura sendes:

Xella Norge AS

Pris

Forhandler/faktura adr

Jørgensen Entreprenør AS

Prosjekt/Leverings adr

Haihotellet
Blokkberging Plan 1, 2 og 3 og ges

Mottager Abc

Telefon Def

Merkes:

Dato	22.03.2021	Saksbh.	L.H.B.S	Transportmåte	Semitrailer	Lev tid	ca 7 dager	Prosjekt/XRM nr.	558682
------	------------	---------	---------	---------------	-------------	---------	------------	------------------	--------

Art Nr	Vareart	Dimensjon TxHxL	m2 pr. pall	Stk pall	Stk. Blokker	Antall m ₂	Veil pris kr. pr. m ²	Sum veil pris kr	Rabatt %	Netto pris kr
10005320	Plate	50x400x600	23,040	0	0	0,00	170,00	-	28 %	kr -
10005188	Dobbel 10cm i lydvegger	100x400x600	13,440	27	1512	362,88	281,00	101 969,28	28 %	kr 73 417,88
10005013	Gesims	240x250x600	5,400	10	360	54,00	623,00	33 642,00	28 %	kr 24 222,24
10005656	U-Blokk	240x250x625	2,344	22	330	51,56	997,00	51 407,81	28 %	kr 37 013,63
10005863	Multipor	60x390x600	28,08	0	0	0,00	187,00	-	28 %	kr -
10005853	---	140x390x600	11,232	28	1344	314,50	438,00	137 749,25	28 %	kr 99 179,46
10005931	---	260x390x600	5,616	85	2040	477,36	811,00	387 138,96	28 %	kr 278 740,05
	Sum Blokk					1260,30				kr 512 573,26
Bjelker										
10004255	Lett-Bjelker 10x25x125			28	stk	1,00	359	10 052,00	28 %	kr 7 237,44
	Sum U-bjelker, bjelker									kr 7 237,44
10011017	Tilbehør	Tynn fugemørtel	15 kg	50	sekk		158	7 900,00	30 %	kr 5 530,00
10011018		Tynn fugemørtel Vinter	15 kg	0	sekk		209	-	30 %	kr -
10011025		Rep. Mørtel	12,5 kg	10	sekk		308	3 080,00	100 %	kr -
10004074		Tynn fugemørtel MP	20 kg	390	sekk		210	81 900,00	30 %	kr 57 330,00
30010431		Glatt puss gips	25 kg	75	sekk		370	27 750,00	30 %	kr 19 425,00
30010871		Alsecco silitec T1,5m	25 kg	110	spann		1559	171 490,00	30 %	kr 120 043,00
30010450		Alsecco maling Farvet	15L	19	spann		2660	50 540,00	30 %	kr 35 378,00
30010472	3797/5525	Hjemelist m nett	2,5 lm	100	stk		38	3 800,00	30 %	kr 2 660,00
30010434	1227/3034	Sokkellist	2,5 lm	25	stk		145	3 625,00	30 %	kr 2 537,50
30010872	37909/6458	Anpuss-list	2,6 lm	30	stk		112	3 360,00	30 %	kr 2 352,00
30004114		Armeringsnett	50 lm	20	rull		815	16 300,00	30 %	kr 11 410,00
30004115		Armeringsnett	25 lm	5	rull		409	2 045,00	30 %	kr 1 431,50
30004307		Dybler STR-U 195		13	pk		1642	21 346,00	30 %	kr 14 942,20
30004341		Dybler STR-U 315		20	pk		2812	56 240,00	30 %	kr 39 368,00
30004308		Multipor propper		6	pk		225	1 350,00	30 %	kr 945,00
30004018		Multipor isolation stripes, 100mm		5	rull		298	1 490,00	30 %	kr 1 043,00
	Sum Tilbehør og Verktøy									kr 314 395,20
96000332		Engangspåler		stk	174	94,00				kr 16 324,67
50003126		Kranleie antatt tidsforbruk ca.		time	0	975,00				kr -
50003129		Frakt 6stk semitrailere, 38000,- per stk								kr 228 000,00
	Netto sum									kr 1 078 530,56
	MVA 25%									kr 269 632,64
	Sum total									kr 1 348 163,20

Xella Norge A/S, Dansrudveien 75, 3036 Drammen

Xella Norge A/S
Dansrudveien 75
3036 Drammen

Til Jørgensen Entreprenør AS
V/ Bengt Arne Jørgensen

Telefon +47 32 23 24 40
Xella-norge@xella.com
www.ytong.no

Dato: 22.03.2021

VEDRØRENDE : Haihotellet
BYGGEPLASS ADR. : 9455 Engenes
PROSJEKT NR. : 558682

Vi takker for Deres tilbudsforespørsel og har gleden av å tilby Porebetong til Deres prosjekt.

Leveransens innhold:

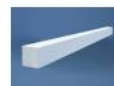
Blokker i format 100x400x600mm til en vange I lydvegg mot korridor
Alle Plan: 362 m²



U-blokk i tykkelse 240 mm til topp vegger i stående elementer
Alle plan: 51 m²



Massive bjelker over dører i format 100x25x125mm
Alle Plan: 28 stk



Tynnfugemørtel for montasje sekk å 15 kg
Alle Plan: 50 sekker



Mørtel for reparasjon sekk å 12,5 kg
Alle Plan: 20 sekker



Utvendig Multipor isolasjonsPlater med pusssystem og maling
140mm MP til fasade: 314 m²
260mm MP til under dekke: 477 m²



Stående veggelementer mellom rom
Alle Plan: 473 m²



Gulvelementer i tykkelse 24 cm over plan U, 1 og 20cm til Takdekket
Plan 1: 653 m²
Plan 2: 793 m²
Takdekke: 636 m²



xella

YTONG

silka

YTONG
multipor

Stående veggelementer mellom hotellrom. Bærende med ublokk i toppen
 Innvendige ikke bærende vegger i tykkelse 10 cm mellom rom og gang.
 Gulv/tak elementer i 200 og 240mm tykkelse.
 Svinn er ikke medberegnet og utsparinger er trukket ut.
 Det er oppjustert til nærmeste hele paller med blokker.
 Stål må påregnes for skjøting av etasjeskillere/bjelkelag.
 Beregning av statikk må foretas av RIB.
 Se vedlagt fargelagt plantegning og beskrevne mengder i teksten over.

Pris Murplater og blokker med multiporisoleasjonsplater og pusssystem	1 078 530,-
Stående veggelementer	446 882,-
Pris dekkeplank til plan 1	744 716,-
Pris dekkeplank til plan 2	894 464,-
Pris dekkeplank til plan 3	624 527,-
SUM	3 789 119,- eks mva.

Alle priser er eks mva.
 Frakt er medberegnet. Vi har gjort et overslag på hvor mange semitrailere/konteinere og kommet frem til:
 18 stk med gulv/takelementer.
 4 stk med stående veggelementer.
 6 stk med murplater, isolasjonsplater og annet tilbehør.
 Det må være framkommelig med fulle trailere til byggeplassen.
 Det er estimert en mengde tilpassninger/spesialiteter som utsparinger i elementene.
 Det faktureres medgåtte masser.
 Det utstedes en faktura per leveranse/billass, 2 til 3 dager etter levering.
 Leveransene avklares av ansvarlig byggeleder min. 14 dager før levering av blokker, og 21 dager for dekker.
 Leveringstid for elementer er ca 8-9 uker fra godkjente montasjetegninger foreligger. Pluss eventuelle ferier
 Xella utarbeider montasjetegninger (elementer) basert på prosjektets ARK/RIB-tegninger i dwg format.
 Tilbudet er gitt ut ifra estimert mengdeberegning av Xella.
 Ut over dette gjelder Xella's salg og leveringsbetingelser.
 Tilbudet er gitt med forbehold om skrivefeil/regnefeil og mengder kontrolleres av Entreprenør.
 Tilbudet er gjeldene i 60 dager.

All nødvendig ekspertise stilles til rådighet for Deres prosjekt.

Vedrørende byggdetaljer for utførelse av porebetong blokker henvises det til brosjyre vedrørende blokker
 Se også våre hjemmesider: www.ytong.no

Vedrørende byggdetaljer for utførelse av porebetong elementer som etasjeskille henvises til brosjyre vedrørende gulv.
 Se også våre hjemmesider: www.ytong.no

Henvendelser vedrørende dette prosjekt kan rettes til undertegnede på direkte tlf. 992 81 803.

Vi håper De finner tilbudet i den form De ønsker og Dere er hjertelig velkomne til å kontakte oss igjen.

Med vennlig hilsen

Xella Norge A/S

Leif Harald Backe Skustad

xella®

2 / 2



Vedlegg 12 Forprosjektrapport

Tittel: <p style="text-align: center;">Bacheloroppgave IB 303312</p> <p style="text-align: center;">2021</p> <p style="text-align: center;">Forprosjektrapport</p>
--

Kandidatnummer(e): 10009, 10048, 10001			
Dato: 29.01.2021	emnekode: IB303312	emne: Bacheloroppgave (Bygg)	Dokument tilgang: Åpen
Studium: Byggingeniør - Konstruksjon		Ant sider/Vedlegg: 10/1	Bibl. nr: Ikke i bruk

Oppdragsgiver/Veiledere: Jørgensen Entreprenør AS Lacramioara Telehoi Nilsen Torodd Skjerve Nord
--

Oppgave/Sammendrag:

Denne bacheloroppgaven dreier seg om et prosjekt i Ibestad kommune. Prosjektet er et hotell som er prosjektert med inspirasjon av haien håkjerring. Oppgaven ble valgt etter at vi tok en vurdering på ulike prosjekter fra ulike bedrifter, og bestemte oss for at dette var det prosjektet vi ønsket å arbeide med. Prosjekthaver og vår oppdragsgiver er Jørgensen Entreprenør AS. Prosjektet virket ekstra spennende siden det der en anerkjent arkitekt som har tegnet hotellet. Bygget er full av utfordringer, derfor har vi begrenset oss til å beregne betongføtter og det nederste dekket. Siden både vi og oppdragsgiver er spesielt interessert i Revit, skal vi prøve oss på å modellere det vi skal føttene og dekket selv.

1 INNLEDNING

Denne bacheloroppgaven dreier seg om et prosjekt i Ibestad kommune. Prosjektet er et hotell som er prosjektert med inspirasjon av haien håkjerring. Oppgaven ble valgt etter at vi tok en vurdering på ulike prosjekter fra ulike bedrifter, og bestemte oss for at dette var det prosjektet vi ønsket å arbeide med. Prosjekthaver og vår oppdragsgiver er Jørgensen Entreprenør AS. Prosjektet virket ekstra spennende siden det der en anerkjent arkitekt som har tegnet hotellet. Bygget er full av utfordringer, derfor har vi begrenset oss til å beregne betongfötter og det nederste dekket. Siden både vi og oppdragsgiver er spesielt interessert i 3D- modellering i Revit, skal vi prøve oss på å modellering av det vi skal beregne.

2 BEGREPER

Slakkarmert dekker Betongdekke med slakkarmering.

Etteroppspent dekke Betongdekke med spennarmering, og det påføres spenn etter herding

Etter hvert som det arbeides med prosjektet, vil det opprettes begrepslist der de ulike begrepene defineres.

3 PROSJEKTORGANISASJON

3.1 Prosjektgruppe

Studentnummer	Kandidatnr	Mobiltelefon	E-post

480122	10009	x	x
502618	10048		
473800	10001		

3.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen - organisering

- Fordele oppgaver og ansvar på en rettferdig måte der vi tar hensyn til hverandres styrker og svakheter.
- Tilrettelegge for god kommunikasjon.
- Være tilgjengelig for hverandre og for både veiledere og for oppdragsgiver so langt som det lar seg gjøre.
- Opptre samarbeidsvillige ovenfor hverandre og vise engasjement.

3.1.2 Oppgaver for prosjektleder

- Ansvarlig for å avtale når gruppen skal møtes og arbeide.
- Ansvarlig for å ta kontakt med veileder og oppdragsgiver og eventuelt samle opp spørsmål gruppen har til disse.
- Fordele ansvar

3.1.3 Oppgaver for øvrige medlemmer

- Være villige til å ta på seg ansvar for ulike arbeidsoppgaver.

3.1.4 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

- **Interne veiledere:** Lacramioara Telehoi Nilsen og Torodd Skjerve Nord
- **Kontaktperson oppdragsgiver:** Bengt Arne Jørgensen, daglig leder Jørgensen Entreprenør AS

4 AVTALER

4.1 Avtale med oppdragsgiver

Se vedlegg.

4.2 Arbeidssted og ressurser

Arbeidsplass: NTNU i Ålesund

Ettersom prosjektområdet vi skriver om befinner seg i Ibestad Kommune, blir ikke tilgangen til arbeidsplassen veldig optimal for oss med tanke på distansen, og grunnet dagens situasjon som gjør at vi per dags dato ikke kan reise fritt fram og tilbake. Så vi forholder oss til satellittbilder på Google Maps for å få innblikk på området.

Vi har åpen dialog med oppdragsgiver der vi får tilgang på filer som plantegninger, reguleringskart og snitt-tegninger på Microsoft Teams. Om det er noe vi lurer på, skriver vi i felles chatten og får svar fortløpende av oppdragsgiveren. Grunnen til at vi for det meste kontakter oppdragsgiver på nett er fordi han har kontor i Molde. Så besøkene opp dit blir begrenset med tanke på smittevernreglene.

4.3 Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger

Vi ønsker å oppnå et samarbeidsnivå innad i gruppen der vi har felles interesser og mål når det gjelder fremgang av oppgaven både når det gjelder tid og kvalitet. Det skal være mulig å sette forventninger til hverandre og disse skal kunne leves opp til så langt som det lar seg gjøre. Det forventes også at hver enkelt interesserer seg i de andre i gruppen sine oppgaver for

å unngå at oppgavene avgrenses på en slik måte at det blir tre individuelle oppgaver istedenfor en gruppeoppgave. Dette vil også åpne opp for at oppgaven blir sammenhengende og gir mening.

5 PROSJEKTBEKRIVELSE

5.1 Problemstilling - målsetting - hensikt

Vi har formulert en tredelt problemstilling som er som følger:

- Beregne og modellere betongføtter og det nederste dekket til konstruksjonen, samtidig sammenligne resultatet med etterspente dekker fra ccl.

5.2 Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifisering

Vi har fått i oppgave å 3D-modellere Jørgensen Entreprenørs prosjekt. De ønsket at vi brukte Revit for å gjøre dette. Det ble stilt ulike krav til 3D-modellen som vi skal produsere.

Eksempel på dette er:

- Betongføttene og nederste dekke skal være slakkarmert betong.
- Resten av etasjene skal bestå av Ytong-produkter. (yttervegg, etasjeskillere og innervegger.)
- Tre etasjer + inngang/resepsjon under det nederste dekket
- Heis/trappesjakt
- Areal på 637 m²
- Åtte til ti rom per etasje

5.3 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt

Vi har fått plantegninger av Jørgensen Entreprenør AS. De gir oss også fortløpende den informasjonen vi trenger for å utføre arbeidet.

Vi vil også bruke veiledere, internett, lærebøker og egen kunnskap som informasjonskilder.

5.4 Vurdering – analyse av risiko

Hindringer og problemer mot suksess:

- Sykdom deriblant Covid-19
- Vanskeligheter med å få kontakt med oppdragsgiver(e)
- Forsinkelser av byggeprosjektet

Tiltak for å overvinne truslene:

- Finne ut tidlig hvor stor oppgaven skal bli
- Sette en 14-dagers plan der vi setter oss de målene vi skal gjennomføre
- Være tilgjengelige for hverandre slik at vi får hjulpet hverandre hvis det skal oppstå problemer
- Avtale møter med intern og ekstern veileder

5.5 Framdriftsplan – styring av prosjektet

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	Aktivitetsnavn	Varighet	Start	Slutt	Januar	Februar	Mars	April	Mai				
2	Dato				18.01-01.02	01.02-15.02	15.02-01.03	01.03-15.03	15.03-29.03	29.03-12.04	12.04-26.04	26.04-10.05	10.05-16.05
3	Forprosjekt	11 dager	18.jan	29.jan									
4	Utkast	11 dager	18.jan	29.jan									
5	Definering av oppgaven	11 dager	18.jan	29.jan									
6	Innlevering av utkast	1 dag	29.jan	29.jan									
7	Fremføring av utkast							Avlyst					
8													
9	Hovedprosjekt	104 dager	30.jan	16.mai									
10	Redigere utkast til forprosjekt	14 dager	01.feb	15.feb									
11	Forord	3 dager	01.feb	04.feb									
12	Generelt om KT	3 dager	04.feb	07.feb									
13	Litteraturinnsamling	14 dager	07.feb	21.feb									
14	Opplæring/bruk Revit	21 dager	22.feb	15.mar									
15	Seismiske krefter	7 dager	01.mar	08.mar									
16	Dimensjonering	21 dager	29.mar	19.apr									
17	Sluttrapport	7 dager	30.apr	06.mai									
18	Buffer	7 dager	07.mai	16.mai									

5.5.1 Intern kontroll – evaluering

Internkontrollen blir slik at vi kontrollerer for hverandre når vi har gjort en oppgave og kommer med godkjenning eller forslag til forbedring.

Oppfølging av fremdrift vil bli at vi skriver rapport annenhver fredag. I tillegg vil vi avtale møter med intern veileder, der vi forteller hvor langt vi har kommet og hva planen vår er fremover.

Kriterier eller kjennetegn på at våre mål/delmål er nådd er at vi først går igjennom felles i gruppen der vi er kritiske og ser om det er forbedringspotensialet i det vi har skrevet/gjort. Om vi ser at vi ikke kan tilføye noe mer vil vi si at målene er nådd.

5.5.2 Beslutninger – beslutningsprosess

Beslutninger som tas i forhold til både hovedprosjektet og forprosjektet gjøres som et samarbeid mellom oss, oppdragsgiver og veiledere.

6 DOKUMENTASJON

6.1 Rapporter og tekniske dokumenter

- Skrive rapport etter møtene
- 14 dagers rapport til skolens veileder/oppdragsgiver
- Føre logg

7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

7.1 Møter

7.1.1 Møter med styringsgruppen

Vi skal møte veileder hver 14. Dag. Det blir vårt ansvar å kalle inn til møtene. Vi videresender referatet fra møtene til oppdragsgiver og veileder. Oppdragsgiver har vi stadig kontakt med gjennom teams.

7.1.2 Prosjektmøter

Vi planlegger å møtes så ofte som det lar seg gjøre utenom helg og de dagene vi har forelesninger.

7.2 Periodiske rapporter

7.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

Rapporten som leveres til veileder skal inneholde fremdrift, milepæler og avvik i prosjektet. Dette gjøres hver uke og leveres hver 14. dag.

8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Vi skal bruke 14 dagers planen vår for å se om vi har gjort unna målene vi har satt oss. Om vi blir ferdig begynner vi på neste plan, men om vi ikke blir ferdig så jobber vi for å fullføre dette, samtidig som vi utsetter på neste plan om det er mulig.

9 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

- Revit Structure
- Microsoft Word
- Microsoft Excel
- EuroCode Express
- AutoCad

VEDLEGG

Vedlegg 1 - Kontrakt

1 av 2

NTNU
Avdeling for ingeniør- og realfag

Bacheloroppgave 2021

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:
Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utføres i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift: Sjergensen Entreprenør AS

NTNU i Ålesund: Institutt IHB, Fagseksjon Bygg,
Veileder

Studenter: Jonas Bullman, Anders Gjøde, Keeshan Suvarajah

Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehåndboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.

Postadresse: Org.nr. 874 787 880 Besøksadresse Telefon
Postboks 1517 Langkleivvegen 2 4770 Ålesund
6022 Ålesund poststud@alesund.ntnu.no 47 72 99 50 00

2 av 2

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mål og fremdriftsplan.

Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilstilt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

Generelt:
Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Et resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift).

Date: _____

NTNU i Ålesund Sjergensen Entreprenør AS Student(ene)
Oppdragsgiver (bedrift) ds
Anders Gjøde
Keeshan Suvarajah

Vedlegg 13 Timelister

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
5	01.02	Planlegging/innhenting av informasjon	5	5	5
	02.02	Teams møte og gjennomgang	2	2	2
	03.02	Rapportskriving	4	4	4
	04.02	Rapportskriving	5	5	5
	05.02	Rapportskriving	4	4	4
6	08.02	Møte med oppdragsgiver	2	2	2
	09.02	Modellering	5	5	5
	10.02	Modellering	4	4	4
	11.02	Modellering	4	4	4
Sum timer			35	35	35

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
7	15.02	Rapportskriving	6	6	6
	16.02	Modellering	5	5	5
	17.02	Modellering	5	5	5
8	22.02	Rapportskriving	4	4	4
	23.02	Rapportskriving	4	4	4
	24.02	Rapportskriving og modellering	5	5	5
	25.02	Møte og oppstart på nytt prosjekt	7	7	7
Sum timer			36	36	36

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
9	01.03	Møte med CCL, innføring i dimensjonering av etterspente dekker	6	6	6
	02.03	Utregninger	7	7	7
	03.03	Utregninger	7	7	7
	04.03	Rapportskriving	5	5	5
	05.03	Rapportskriving	5	5	5
10	08.03	Modellering og rapportskriving	6	6	6
	09.03	Modellering og rapportskriving	5	5	5
	10.03	Modellering	4	4	4
	11.03	Modellering	4	4	4
Sum timer			49	49	49

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
11	15.03	Rapportskriving og eksamenslesing	2	2	2
	16.03	Rapportskriving og eksamenslesing	1	1	1
	17.03	Eksamenslesing			
	18.03	Eksamenslesing			
12	22.03	Eksamenslesing			
	23.03	Eksamenslesing			
	24.03	Eksamenslesing			
	25.03	Eksamen			
Sum timer			3	3	3

1IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
14	05.04	Rapportskriving	7	7	7
	06.04	Rapportskriving	6	6	6
	07.04	Rapportskriving og modellering	6	6	6
	08.04	Rapportskriving og modellering	6	6	6
15	12.04	Rapportskriving og modellering	8	8	8
	13.04	Modellering	7	7	7
	14.04	Modellering	7	7	7
	15.04	Modellering	6	6	6
Sum timer			53	53	53

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
16	19.04	Rapportskriving	6	6	6
	20.04	Rapportskriving	5	5	5
	21.04	Rapportskriving	5	5	5
	22.04	Rapportskriving og beregninger	4	4	4
17	26.04	Rapportskriving og beregninger	6	6	6
	27.04	Rapportskriving og beregninger	6	6	6
	28.04	Rapportskriving og beregninger	5	5	5
	29.04	Rapportskriving og beregninger	6	6	6
	30.04	Rapportskriving og beregninger	6	6	6
	01.05	Beregninger	7	7	7
	02.05	Beregninger	7	7	7
Sum timer			63	63	63

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	
18	03.05	Beregninger	9	9	9	
	04.05	Beregninger	10	10	10	
	05.05	Beregninger	10	10	10	
	06.05	Beregninger og rapportskrivning	10	10	10	
	07.05	Beregninger og rapportskrivning	10	10	10	
	08.05	Beregninger og rapportskrivning	8	8	8	
	09.05	Modellering	8	8	8	
19	10.05	Modellering	10	10	10	
	11.05	Modellering og rapportskrivning	10	10	10	
	12.05	Modellering og rapportskrivning	10	10	10	
	13.05	Beregninger og rapportskrivning	10	10	10	
	14.05	Beregninger og rapportskrivning	10	10	10	
	15.05	Beregninger og rapportskrivning	10	10	10	

	16.05	Beregninger og rapportskrivning	9	9	9	
Sum timer			134	134	134	

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
20	17.05	Rydding/drøfting	12	12	12
	18.05	Rydding/sortere kilder	13	13	13
	19.05	Rydding og ferdigstille rapporten	14	14	14
	20.05	Rydding og ferdigstille rapporten	2	2	2
Sum timer			41	41	41

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: 10009 Stud2: 10048 Stud3: 10001

Navn på bedrift/organisasjon: Jørgensen Entreprenør

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bengt Jørgensen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
20	17.05	Rydding/drøfting	12	12	12
	18.05	Rydding/sortere kilder	13	13	13
	19.05	Rydding og ferdigstille rapporten	14	14	14
	20.05	Rydding og ferdigstille rapporten	2	2	2
Sum timer			41	41	41

