



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjon og materialer	Vår semesteret, 2012..... Åpen / Konfidensiell
Forfatter: Mikael Vikeså (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Veileder(e): Kjell Tore Fosså	
Tittel på masteroppgaven: Er det bedre å bruke elementer enn plastøpt betong? Engelsk tittel: Is it better to use precast concrete rather than casting concrete?	
Studiepoeng: 30	
Emneord:	Sidetall: 186..... + vedlegg/annet: 6..... Stavanger, dato/år

FORORD

Da jeg skulle finne en problemstilling å løse, så ville jeg velge et tema som jeg kom til å få videre bruk for fremover når jobbkarrieren begynner. De faktorene som blir gjennomgått i denne oppgaven føler jeg er svært relevant for den bransjen som jobbkarrieren vil være i.

Jeg fikk et referansebygg av Hamar og Vikeså Bygg AS. Ingen beregninger hadde blitt gjort på det, bare en tegneskisse. De ville finne ut hva som mest lønnsomt av å bruke prefabrikerte elementer eller plasstøpt betong til dette bygget. Jeg tok steget lengre å tok med en del andre faktorer som er av betydning.

Det har vært mye å sette seg inn i, både med beregninger og litteratur. Alle beregninger har jeg gjort selv, uten hjelp av noen eksterne bedrifter. Dette er gjort også for en del å teste egne kunnskaper som er opparbeidet gjennom masterstudiet.

Jeg vil takke Kjell Tore Fosså, som har vært min veileder. Han har hjulpet meg med mye hjelpfull fakta og bidratt med egne erfaringer. I tillegg vil jeg takke alle de bedriftene og firmaene jeg har vært i kontakt med, og tatt tid til å svare meg på spørsmål.

SAMMENDRAG

Denne oppgaven ble skrevet på bakgrunn av den voksende bruken av prefabrikerte betongelementer, og dermed å sammenligne bruken av elementer og plasstøpt betong.

Hensikten og problemstillingen for denne oppgaven er å finne ut "hva er mest fordelaktig av å bruke betongelementer eller plasstøpt betong til referansebygget på Moi?" Eller som navnet er på om oppgaven : Er det bedre å bruke elementer enn plasstøpt betong?

Det vil da bli sett på følgende punkter:

- Produksjon
- Transport
- Montasje/støping
- Brann
- Lyd
- Varme
- Armering
- Økonomi

Disse faktorene vil da bli satt opp mot hverandre for bruk av elementer og plasstøpt betong.

For å gjøre dette ble det brukt et referansebygg som skal bli bygd på Moi. Dette er et leilighetskompleks med tre etasjer. Bygget består hovedsakelig av betong, med lette skillevegger og noe kledning av tre.

Siden beregningene for denne oppgaven består nesten bare av håndberegninger, så har det blitt gjort en del antakelser og forenklinger. Forfatteren har ikke hatt tilgang på beregningsprogrammer.

Kapitel 9, Økonomi, ble mer omfattende og komplisert enn forventet. Det kom ikke noe godt svar på egentlig hva som er mest lønnsomt ved bruk av elementer eller plasstøpt, med tanke på alle faktorene som spiller inn på pris.

Resultatet for denne oppgaven er at det er mest fordelaktig å bruke elementer til bygget på Moi. Så hovedkonklusjonen for denne oppgaven er at det er bedre å bygge med elementer.

INNHOILDSFORTEGNELSE

1 Innledning

1.1 Referansebygget	9
1.2 Metoder	10
1.3 Elementbygg	10

2 Produksjon

2.1 Produksjon av elementene	11
2.1.1 Hulldekkene	11
2.1.2 Veggelementene	14
2.1.3 LB-bjelkene	15
2.1.4 Sandwichelementene	17
2.2 Plasstøpt betong	18
2.2.1 Portlandsement	18
2.2.2 Pozzolaner	19

3 Transport, lagring, montasje og støping

3.1 Transport av elementer	21
3.1.1 Trailertransport	21
3.1.2 Jernbanetransport	22
3.1.3 Båttransport	22
3.2 Lagring av elementer	22
3.2.1 Hulldekkene	22
3.2.2 Veggelementene/Sandwichelementene	23
3.2.3 LB-bjelkene	23
3.2.4 Trappene	23
3.3 Skader på elementene fra transport og lagring	23

3.3.1 Hulldekkene	23
3.3.2 Veggelementene/Sandwichelementene	24
3.3.3 LB-bjelkene	24
3.3.4 Trappene	24
3.4 Montasje av elementene	24
3.4.1 Løfteredskaper	24
3.4.2 Montering av elementene	25
3.4.3 Understøttelse og staging	27
3.5 Transport av den plasstøpte betongen	27
3.5.1 Fabrikk til byggeplass	27
3.5.2 På byggeplassen	28
3.6 Lagring av delmaterialene	29
3.6.1 Sementen	29
3.6.2 Tilslaget	30
3.7 Forskaling	30
3.7.1 Generelt	30
3.7.2 Dekkene	32
3.7.3 Veggene	33
3.7.4 Fundament/bankett	35
3.7.5 Trappene	36
3.8 Støping	36
3.8.1 Separasjon	37
3.8.2 Komprimering	38
3.8.3 Støping av konstruksjonsdelene	40
3.8.4 Støpeskjøter og fuger	41
3.8.5 Herdetiltak	42

3.9 Konklusjon transport, lagring, montasje og støping	44
4 Krefter og laster	
4.1 Snølast	46
4.2 Vindlaster	47
4.3 Permanente laster	54
4.3.1 Nyttelaster	54
4.3.2 Egenlaster	54
4.4 Vertikale laster på modellen	55
4.5 Horisontale laster på modellen	58
4.6 Avstivningssystem	62
5 Dimensjonering	
5.1 Dimensjonering av elementene	67
5.1.1 Etasjeskillerne	67
5.1.2 Massive veggelement	75
5.1.3 Hyllene, LB-bjelkene	79
5.1.4 Veggbankettene	83
5.1.5 Bærende sandwichelement	89
5.2 Dimensjonering med plasstøpt betong	92
5.2.1 Etasjeskillerne og taket	92
5.2.2 Plasstøpte vegger	103
5.2.3 Trappene	111
5.2.4 Veggbankettene	114
6 Brann	
6.1 Generelt om brann og betong	125
6.1.1 Begreper om brann	125

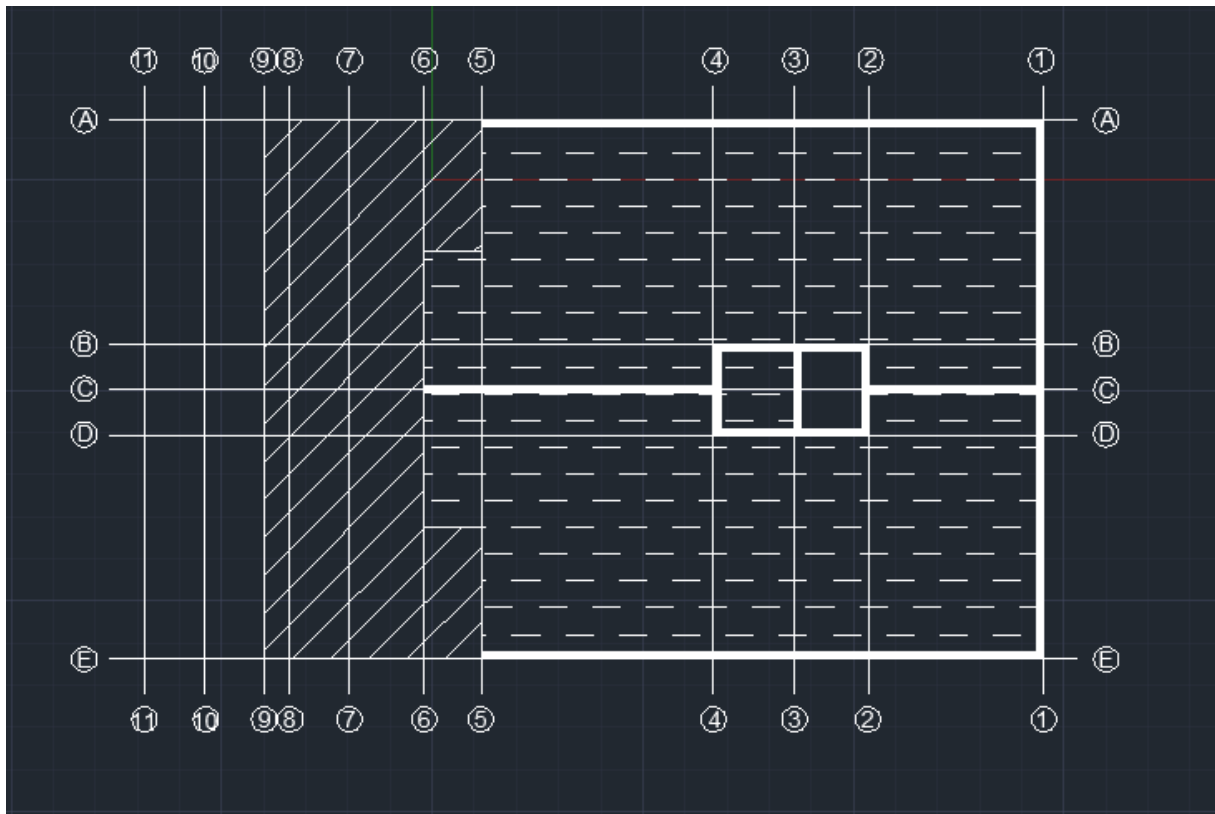
6.1.2 Brannens innvirkning på betong	126
6.1.3 Brannteknisk dimensjonering	128
6.2 Brann og elementene	129
6.2.1 Hulldekkene	129
6.2.2 Massive veggelement	134
6.2.3 Sandwichelement	138
6.3 Brann og plasstøpt betong	139
6.3.1 Plasstøpt dekke	139
6.3.2 Plasstøpte vegger	141
6.4 Konklusjon brann	144
7 Lyd	
7.1 Generelt om lyd og betong	146
7.1.1 Begreper om lyd	146
7.1.2 Påvirkninger på lydisolasjonen	148
7.1.3 Krav og bestemmelser	151
7.2 Etasjeskillerne av elementer og plasstøpt betong	152
7.2.1 Grensefrekvenser	152
7.2.2 Lydisolering	153
7.3 Veggene av elementer og plasstøpt betong	156
7.3.1 Innvendige skillevegger	156
7.4 Konklusjon lyd	158
8 Varmemotstand	
8.1 Definisjoner og krav	159
8.1.1 Begreper og definisjoner	159
8.1.2 Krav og bestemmelser fra TEK07/10	159
8.2 U-verdi	160

8.2.1 Beregning av U-verdi	160
8.2.2 Korreksjon av U-verdien	161
8.3 Kuldebroer	162
8.4 Varmemotstand og elementer	163
8.4.1 Hulldekkene	163
8.4.2 Massive veggelement	166
8.4.3 Fasader, sandwichelement	169
8.4.4 Bærende sandwichelement	171
8.5 Varmemotstand og bruk av plasstøpt betong	174
8.5.1 Plasstøpt dekke	174
8.5.2 Plasstøpte vegger	175
8.6 Konklusjon varmemotstand	175
9 Økonomi	
9.1 Produksjon	176
9.1.1 Elementene	176
9.1.2 Plasstøpt betong	178
9.2 Transport	180
9.2.1 Elementene	180
9.2.2 Plasstøpt betong	182
9.3 Montasje og støping	182
9.3.1 Elementene	182
9.3.2 Plasstøpt betong	183
9.4 Konklusjon økonomi	185
10 Referanser	
11 Vedlegg	

1 INNLEDNING

1.1 REFERANSEBYGGET

Bygget ligger på Moi i Lund kommune. Bygget består av tre etasjer, med til sammen fire leiligheter og en kjelleretasje brukt til parkering. Loftsetasjen blir brukt til referanse plan.



(Figur 1.1 viser planet av loftsetasjen med akser, som brukes til referanse plan)

1.2 METODER

Dimensjoneringen er gjort etter den «gamle» betong standarden NS 3473. Dette skyldes av at forfatteren av denne oppgaven hadde betong kursene sine før den nye betong standarden kom. I tillegg er det brukt betongelementbøkene.

Beregninger på referansebygget kan bli svært komplisert uten bruk av dataprogram, så derfor er det gjort en del forenklinger og antakelser:

- Alle etasjene er identiske. Dette er ikke tilfellet for referansebygget. Det er derfor antatt at alle etasjene er lik loftsetasjen.
- Alle vertikale skiver er fullt innspent i en horisontalskive og leddlagret til takskiven.
- Taket er en horisontal og uendelig stiv skive som er forbundet med fundamentet med de vertikale skivene.

- Horisontallastene, vind – og skjevstillingslastene, angriper i takskiven. Dvs at disse lastene angriper $z = 9,9[m]$ over bakkenivå.
- Det er på forhånd bestemt at det brukes HD 200, og fra avsnitt 5.2.1 er det funnet at de plasstøpte dekkene må være $350[mm]$.

1.3 ELEMENTBYGG

Det er valgt å bruke en skivekonstruksjon for bygget på Moi. Dette skyldes at bygget har flere etasjer og kan dermed avstives. For å få avstivet bygget skal skivene oppta horisontallastene i sitt eget plan. Horisontallastene er vind – og skjevstillingslaster. Dekkene må forankres til de avstivende veggskivene og heissjakten.

Det er valgt å bruke heissjakten, den ene delen av gavlveggen, langveggen og den innvendige bærende skilleveggen som skiver. Det er disse vertikale skivene som tar vertikallasten. Den horisontale lasten fordeles via de horisontale skivene, taket og dekkene, til veggskivene og heissjakten. Se figur 4.1 over oversikt over hvor de forskjellige skivene er lokalisert.

Veggskive	I	II	III	IV	V	VI	VII
Bredde $h[m]$	5,2	7,7	5,2	2,3	2,2	2,3	2,2
Lastbredde $b[m]$	3,85	0,0	3,85	0,0	3,23	0,0	3,23
Lastareal $A[m^2]$	20,0	0,0	20,0	0,0	7,1	0,0	7,1

(Tabell 1.1 viser geometri og lastareal for veggskivene)

2 PRODUKSJON

I dette kapitlet er det produksjonen av det ferdige betongproduktet som settes under lupen. Det blir en sammenligning av hvordan elementene produseres og hvordan de ferdige betongkonstruksjonsdelene med bruk av plasstøpt betong blir gjort.

2.1 PRODUKSJON AV ELEMENTER

Spennbetong:

Forspenning er spennarmert betong. Spennarmert betong er konstruksjonsdeler/elementer som hulldekker, bjelker, plater o.l., der all eller deler av armeringen er forspent. Det vil da bli gitt en strekktøyning i forhold til betongen, der kreftene som tilsvarer denne tøyningen, blir overført til konstruksjonsdelen/elementet. Armeringen blir tilført en strekkraft slik at det oppstår trykk i betongen. Denne trykkraften kan påføres der det oppstår strekkrefter i elementet. Slik kan lastene som påføres elementet etter montasje motvirkes.

Forspenning benyttes ofte i produksjon av prefabrikerte betongelementer. Denne forspenningen krever:

- Armering med høy fasthet, spennarmering.
- Betong med høy fasthet. Dette skyldes at betongen må tåle store trykkspenninger, og at betong med høy fasthet kan utnyttes uten at deformasjoner og riss blir for store.

Forspenningen foregår på to måter, førspenning eller etterspenning, der hovedforskjellen er at stålet påføres strekk før eller etter at betongen er støpt og herdnet.

2.1.1 HULLDEKKENE

Hulldekkene brukes til tak – og dekkeelementer i kontor – og forretningsbygg, boliger, skoler og sykehus. Kan også brukes til etasjeskillere i industribygg.

Hulldekkene dimensjoneres hovedsakelig ut fra en vurdering av lastkapasiteten og deformasjon, og i noen tilfeller ut fra brannkrav eller lydisolering.

Hulldekker er standard førspente konstruksjonsdeler, som hovedsakelig serie fremstilles. Armeringen vil bli oppspent med jekk og låses i spennbenker. Det benyttes spennbenker med plass til en serie like hulldekker. Hulldekkene vil så formsettes. Det benyttes jordfast betong, slik at det ikke blir formsider. Betongen støpes og deretter herdner. Forspente hulldekker støpes ved glideforskaling i store lengder mot en stålbunn. Hulldekkene får en glatt underside som kan males, og en ru overside og kanter som gir god heft for utstøping av fuger og avretting. Etter at betongen har herdnet og oppnådd tilstrekkelig fasthet, så kan hulldekkene sages til de riktige lengdene. Spennarmeringen kappes mellom form og endeforankringene og

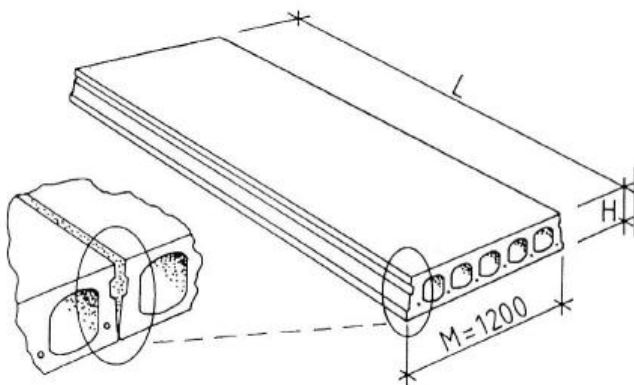
mellom hulldekkene. Hulldekkene er nå førroppsrent. Hulldekkene utgjør en stor del av markedet for etasjeskillere i betongelementbygg, men kan også brukes sammen med stålkonstruksjoner og plasstøpt betong.

Spennarmerte hulldekker klarer å spenne over stor lengder ved små byggehøyder, og kan armeres for mindre utkragninger. Hulldekkene har en gunstig pris, og reduserer kostnaden ved å redusere behovet for himlinger. Dekkene kan males direkte, med eller uten sparkling.

Ved leilighetskomplekser med flere etasjer stilles det krav spesielt til lydisolasjon. Hulldekkene har så stor flatevekt at de oppnår de vanlige krav som stilles til lydisolasjon.

Hulldekkene har også en relativt god brannmotstand. Ved standard hulldekker har de brannklasse REI 60, dvs er brannmotstandstid på 60 min, men høyere brannklasser kan leveres, som for eksempel REI 90 og sjeldnere REI 120.

Kanalene som finnes kan brukes til el- og VVS-installasjoner og rør. Vanligvis må man lekte ned himlingen for å legge rør, ventiler og kabler, men med hulldekkene så slipper man det. Dersom det er lagt opp til at betongens varmelagringsevne skal utnyttes, så passer det godt å bruke kanalene som ventilasjonskanaler. Men da må alle drenshull sparkles og alle ender og skjøter må gjøres trykktette.



(Figur 2.1 viser et standard hulldekke)

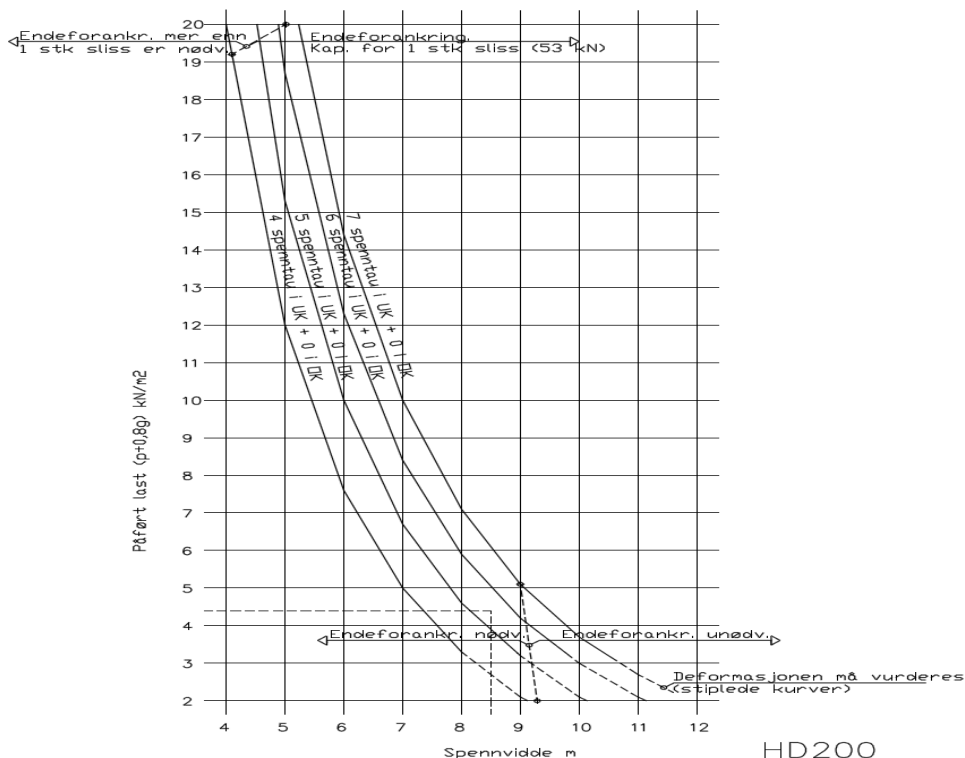
Utdrag fra *Norges betongindustriforbund Håndbok*:

- Hulldekkene leveres i standard modulbredde $M = 1200$ [mm], og høyder $H = 200 - 420$ [mm].
- Fasthetsklassen er B45 eller høyere.
- Utsparinger og innstøpningsgods bør reduseres til et minimum. Slisser for montasjestøpning og større utsparinger utføres i fabrikk.
- Mindre utsparinger gjennom kanalene kjernebores etter montasje.
- Drenshullene på undersiden av hulldekkene må holdes åpne til bygget er under tak.

Elementtype B/H	Egenvekt av fuget dekke $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$	Maksimum anbefalt spennvidde $[m]$
1200/200	2,6	10
1200/265	3,6-3,8	12
1200/290	4,2-4,3	13
1200/320	4,2	15
1200/400	5,0	17
1200/420	5,2	18

(Tabell 2.1 viser elementtype, vekt og anbefalte spennvidder for hulldekker)

Kurvene i diagrammet nedenfor angir maksimallast, bruksgrense, som kan påføres hulldekket, i tillegg til hulldekkets egenvekt. Figuren gjelder for HD 200, men kan også brukes til HD 220 ved å øke påført last med $0,5\left[\frac{kN}{m^2}\right]$. Det skal kontrolleres at aktuell last, som er angitt som $(0,8g + p)$ er mindre enn bæreevnen som er angitt i diagrammet. Ved dimensjonering, så skal det være 20% reservekapasitet ved utsparinger. Diagrammet viser et hulldekke med påstøp $g = 0,5\left[\frac{kN}{m^2}\right]$, nyttelast $p = 4,0\left[\frac{kN}{m^2}\right]$ som gir påført last $(0,8 \times 0,5 + 4,0) = 4,4\left[\frac{kN}{m^2}\right]$, og spennvidde $8,5[m]$, vil kreve HD 200 med 6 spenntau.



(Figur 2.2 viser et dimensjoneringsdiagram for HD 200 og HD 220)

Hulldekkene justeres etter montering, men før fugeutstøpingen, for å jevne ut eventuelle utjevninger på undersiden. Vanligvis er det tilstrekkelig å bruke

selvutjevne masse for å få et plant hulldekke, siden forskjeller i oppbøyningene vil føre til utjevning.

Bruk av hulldekker fører til en del knutepunkter som krever spesiell oppmerksomhet. Utdrag fra Norges Betongindustriforbund Håndbok:

- *K-ender, ender av hulldekker hvor overflensen er fjernet, må ikke brukes unntatt under helt spesielle forutsetninger.*
- *Dersom hulldekkene legges opp på bjelker som kan få mer enn ubetydelige deformasjoner, $\delta \geq \frac{L}{250}$, må skjærkapasiteten vurderes.*
- *Minimum oppleggslengder må ikke underskrides.*
- *Utsiktet innspenning av hulldekkene må forhindres.*
- *Det statiske system og opplegget for hulldekkene må utformes slik at det ikke oppstår horisontale strekkrefter i elementenes underkant av opplegget. Dersom slike strekkrefter ikke kan unngås, må det tas spesielle hensyn i detaljeringen.*
- *Håndteringen av elementene må alltid utføres i henhold til produsentens anvisninger.*
- *Skjæroverføringen til strekkbåndet må alltid kontrolleres, beskrives og detaljeres når dekker av hulldekkelementer fungerer som horisontale skiver.*
- *Det kan forhindre problemer om man før montasjen starter, kontrollerer at alle mål på byggeplassen er innenfor toleransen. Om så ikke er tilfellet må korrigerende tiltak utføres før montasjen påbegynnes.*

2.1.2 VEGGELEMENTENE

For de avstivende veggelementene og heissjakten kan det være nødvendig å foreta en etteroppspanning. Dette er særdeles aktuelt dersom bygget er påført store horisontale laster som vind – og skjevstillingslaster. Da må det støpes inn korrugerte rør vertikalt i veggelementene som må passe med hverandre i vertikal retning, over hverandre på strekksiden, der kablene skal tres i gjennom. Det må være innstøpt forankring i fundamentet før etteroppspanningen kan foretas. Det er svært viktig at denne forankringen og de korrugerte rørene er riktig plassert og med stor nøyaktighet. Etteroppspanningen blir gjort på toppen av det øverste elementet, etter at alle elementene er montert og fugestøpt. De korrugerte rørene kan så injiseres med mørtel.

2.1.3 LB-BJELKENE

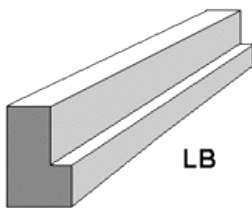
LB-bjelker er rette bjelker med L-tverrsnitt. Hulldekkene hviler på en oppleggshylle som går langs bjelken. Dette vil redusere høyden på etasjeskille eller taket. LB-bjelkene kan fås forspente eller slakkarmert. For forspente bjelker vil det alltid være mye bøyer i endene. Brannklassen er REI 60 eller mer. Jo høyere hyllens høyde er, jo bedre. Høyden skal ligge i intervallet $150[mm] < h \leq 200[mm]$. Eksempel på betegnelse er LB b/h/L=LB 250/600/6350

Bredde $b_o[mm]$	Høyde $h[mm]$			
	400	500	600	700
200				
300				
400				

(Tabell 2.2 viser tverrsnittsdimensjoner for LB-bjelker med minste bredde lik søylebredden)

Bredder (mm)		Høyde $h[mm]$			
b_u	$b_o = b_u - 300$				
300	150				
400	250				

(Tabell 2.3 viser tverrsnittsdimensjoner for LB-bjelker med største bredde lik søylebredden)



(Figur 2.3 viser eksempel på en LB-bjelke)

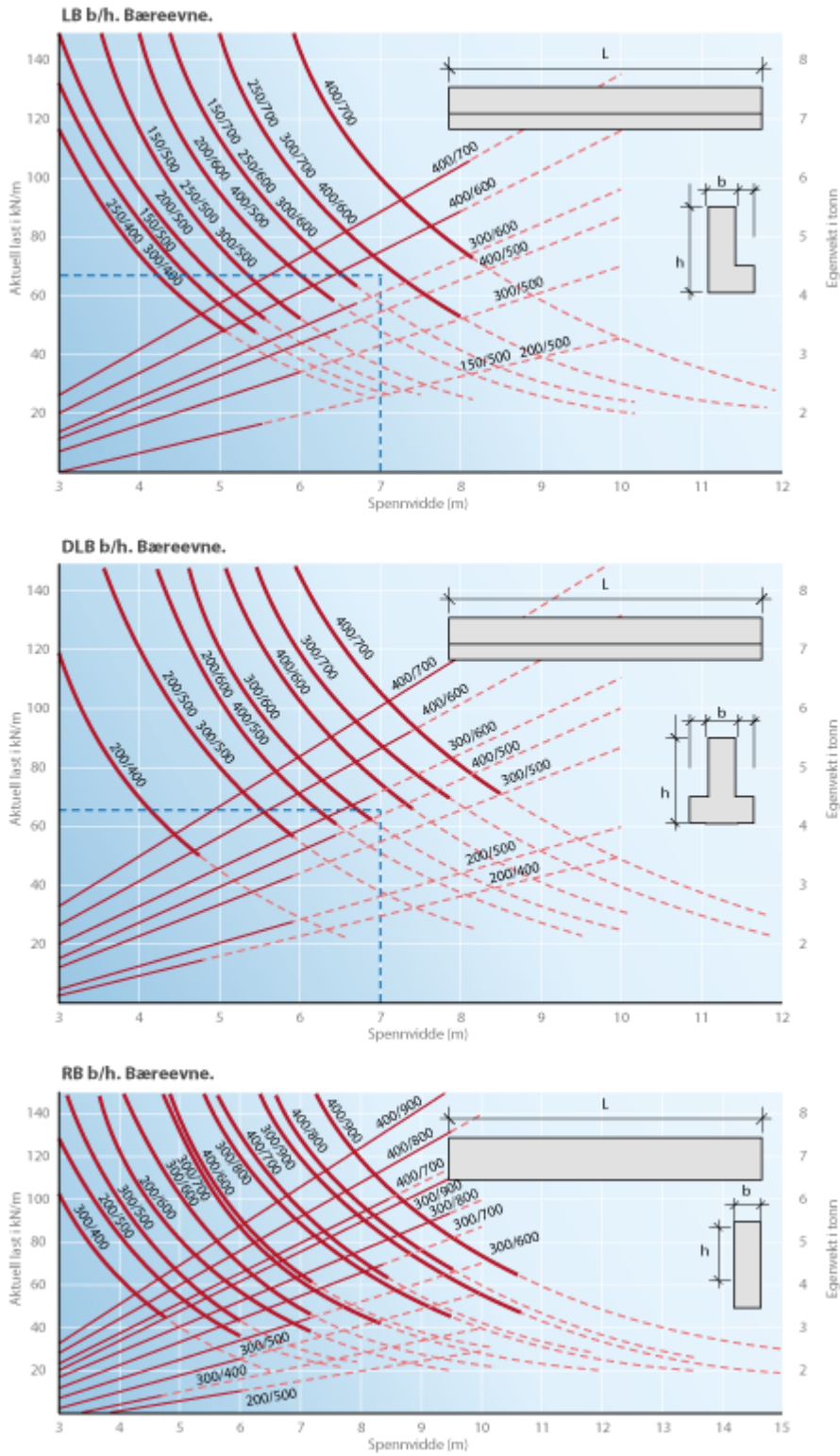
Bæreevnen til LB-bjelker kan finnes ved å bruke diagrammet nedenfor.

Bruksgrenselasten som påføres LB-bjelken er $(0,9g + p)$. Dersom LB-bjelken har

egenlast $g = 5,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$, nyttelast $p = 5,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$ og spennvidde $7[m]$, så kan

dimensjonen på bjelken finnes. $[(0,9 \times 5 + 5)] \times 7 = 66,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$. Ut fra diagrammet gir det

en LB 350/600. Diagrammet viser også bæreevnen til RB-bjelker og DLB-bjelker



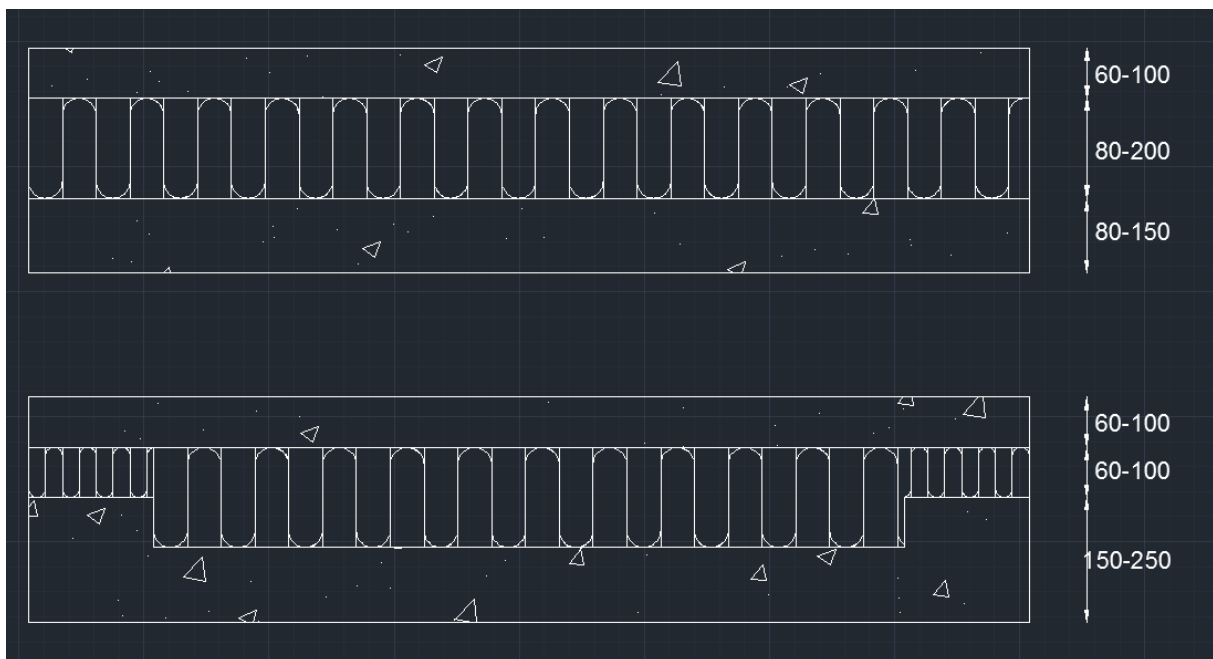
(Figur 2.4 viser bæreevne diagram for LB, DLB –og RB-bjelker)

2.1.4 SANDWICHELEMENTENE

Sandwichelementene er konstruksjonselementer som består av to betongsjikt med mellomliggende varmeisolasjon av polystyren eller mineralull. Betongsjiktene kobles sammen med bindere eller armeringsstiger. Elementet blir brukt til fasader, både ikke-bærende og bærende. I bærende fasader er det normalt det innerste betongsjiktet som har den bærende funksjonen, mens det ytterste har en tettfunksjon. Ved store laster må sandwichelementet produseres med forsterkningsribber langs sidekantene. Det kan regnes med samvirke mellom betongsjiktene, der sjiktene regnes som trykk – og strekksoner. Å vurdere graden av samvirke mellom betongsjiktene er avgjørende ved produksjon og konstruksjon. Håndteringen av elementene fra avforming til elementet er montert, er den faktoren som er avgjørende for opprissing og bestandighet.

Funksjon:	Samvirke:	Ikke samvirke:
Armerings forbruk	Mindre	Større
Stivhet	Større	Mindre
Håndbarhet	Bedre	Dårligere
Krumning	Større	Mindre
Varmegjennomgang	Større	Mindre

(Tabell 2.4 viser oversikt over hvilke funksjon graden av samvirke har)



(Figur 2.5 viser et sandwichelement med standard mål og et med ribber)

2.2 PLASSTØPT BETONG

2.2.1 PORTLANDSEMENT

Sementen som brukes mest av her i landet er portlandsementen. Portlandsement er et grått pulver som framstilles ved å male et mellomprodukt, klinker, sammen med litt gips. Når portlandsementen reagerer med vann dannes det en hard og vannbestandig masse. Portlandsement er derfor et hydraulisk bindemiddel.

Produksjonen av portlandsement foregår slik:

1. Produksjon av råmel. Kalkstein blir sprengt ut i fjell eller gruver. Steinen knuses og transporteres til lager, der kalksteinen blandes med mengder av kvarts, bauksitt og kisavbrann. Dette gjøres for å oppnå ønsket kjemisk sammensetning. Etter dette males sammensetningen til fint mel, hvor råmelet lagres for å homogenisere.
2. Produksjon av klinker. Råmelet som er homogenisert varmes opp til 1450°C . Oppvarmingen skjer først i en varmeveksler, og deretter i roterovnen. Klinkeren som dannes under oppvarmingen er kuleformet, grått materiale, som avkjøles og transporteres til store siloer.
3. Produksjon av sement. Klinkeren som dannes under brenningen, blandes med noe gips og males til sement. Klinkeren males til den finhet som er ønsket. Nå er det blitt mer vanlig å blande inn pozzolaner eller rene fillere, noe som kalles blandingssementer. Sementen kjøles så ned, og transporteres til siloer.

De viktigste reaksjonene som skjer under oppvarmingsfasen:

Reaksjoner under 1300°C :

- i. Nedbrytning av kalsitt $CaCO_3 \Rightarrow CaO + CO_2$
- ii. Nedbrytning av mindre bestanddeler
- iii. Reaksjon mellom kalkstein med kvarts og mindre mineral nedbrytningsprodukter, som gir ferritt, aluminat og bellitt

Reaksjoner mellom 1300 – 1450°C :

En smelte er dannet, hovedsakelig aluminat og ferritt.

Reaksjoner under nedkjøling:

Smelten krystalliseres.

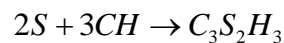
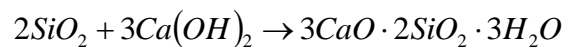
Kjemisk forbindelse	Mengde
Kalsiumdioksid CaO	62 – 67%
Silisiumoksid SiO_2	20 – 25%
Aluminiumoksid Al_2O_3	3 – 7%
Jernoksid Fe_2O_3	2 – 5%

(Tabell 2.5 viser typisk sammensetningen i portlandsement)

2.2.2 POZZOLANER

Pozzolaner kan males direkte inn i sementen eller blandes direkte i betongen. De mest brukte pozzolanene som brukes i Norge er silikastøv og flygeaske. I tillegg kan slagg også brukes. Pozzolaner er silika – og aluminat innholdende materialer. Når pozzolaner og vann blandes vil det ikke dannes sementlim. Pozzolaner har derfor ikke hydrauliske egenskaper. Portlandsement reagerer imidlertid med vann og danner bindestoffer, og kalsiumhydroksid. Pozzolaner vil reagere med kalsiumhydroksid, og øke dannelsen av bindestoffer. Betongen vil da bli tettere og få mer styrke. Dette kalles en pozzolan reaksjon. Kalsiumhydroksid vil gi betongen høyere pH, som gir bedre beskyttelse mot armeringskorrosjon. Kalsiumhydroksid gir ingen fasthet.

Pozzolan reaksjonene for silikastøv og flygeaske er vist nedenfor. Reaksjonene fører til mer C-S-H gele per gram sement.



Silikastøv:

Er filterstøv som kommer fra framstilling av ferrosilisium og silisium. Silikastøv er svært finkornet, med en kornstørrelse som er $\frac{1}{100}$ av sementens, og en spesifikk

overflate på $20000 \left[\frac{m^2}{kg} \right]$. Pga disse egenskapene vil silikastøv være svært reaktivt

med kalsiumhydroksid, og produksjonen av C-S-H gele vil gå mye hurtigere og være mye større enn for grovere pozzolaner som flygeaske.

I tillegg vil silikastøv binde store mengder vann, siden dets store spesifikke overflate. Dette gjør betongen stivere og seigere, og dermed vanskeligere å bearbeide. Betongen vil være utsatt for tidlig uttørking. Betonger vil som regel "blø" etter utstøpning. Det betyr at det dannes en tynn vannfilm på betongoverflaten som beskytter betongen mot for rask uttørking på overflaten. Betong med silikastøv vil være så stabil at det ikke dannes noen vannfilm. Silika betong vil også binde mye vann, slik at transporten med vann til overflaten blir liten.

Tilsetning av silikastøv, ca. 5% av sementmengden, vil forbedre betongens frostmotstand.

Flygeaske:

Er filterstøv fra kullfyrte kraftverk som males inn i Norcems Standard FA sement. Denne sementen inneholder 20% flygeaske. Sementen gir en bestandig betong selv med alkalireaktivt tilslag, som betyr at betongen kan sprekke opp dersom betongen inneholder høy fuktighet, alkalier og reaktivt tilslag. Grunnen til dette er at flygeaske gir lavere alkalinitet i porevannet, som gir lavere løselighet av reaktive bestanddeler. Flygeaske vil gi økt mengde C-S-H, som gir tettere porestruktur, noe som reduserer vandringsraten til klorider og andre skadelige ioner.

Flygeaske vil redusere utviklingen av herdevarme. Dette skyldes at pozzolan reaksjonene er trege, og er ikke ferdige før flere uker. Siden disse reaksjonene er trege, vil herdevarmen reduseres. Dersom det støpes massive betongtversnitt så kan herdevarmen bli høy, men det slipper man med bruk av flygeaske.

Høy herdevarme i massive betongtversnitt kan:

- Raskere tap av slump
- Tidlig uttørring som fører til plastisk svinn riss
- Oppsprekking pga temperaturforskjeller
- Redusert størkingstid
- Lavere langtidsfasthet
- Redusert bestandighet

Normalt er armeringen passivisert. Dvs at den innstøpte armering er beskyttet mot armeringskorrosjon pga det høye alkalinitetsnivået i betongen. Da er $pH > 12,5$. Dersom pH senkes lokalt, så kan passiviseringen oppheves. Denne effekten kalles karbonatisering. Korrosjonen spres over et nokså stort armeringsareal, og er enklere å oppdage enn korrosjon forårsaket av klorider. Flygeaske brukt i betong vil gi redusert mengde med C-H, noe som øker karbonatiseringshastighet.

3 TRANSPORT, LAGRING, MONTASJE OG STØPING

Følgende faktorer skal vurderes:

1. Transport av elementer og plasstøpt betong
2. Lagring av elementer og delmaterialene til den plasstøpte betongen
3. Montering av elementene og støping av konstruksjonsdeler

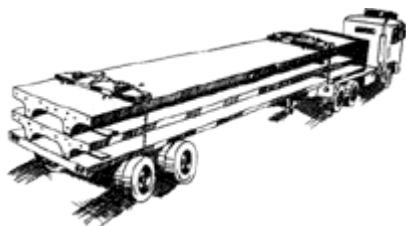
3.1 TRANSPORT AV ELEMENTER

3.1.1 TRAILERTRANSPORT

Den vanligste metoden å transportere betongelementene på er med trailer. Dette skyldes av trailertransport kan frakte elementene til byggeplassen uten omlasting. I tillegg passer trailertransport til frakt til middels lange avstander, ca. 300[km]. For bygget på Moi er den nærmeste betongelement fabrikken i Sandnes, Spenncon, som ligger en avstand på ca. 90[km] fra Moi. Ifølge deres hjemmesider har de ca. 25 trailerlass tur/retur per dag, og fra dette er det åpenlyst at trailertransport er viktig. Transport med trailer har en del begrensninger med tanke på elementenes utforming. Tillatt total lengde for trailer med elementer er 18[m], men på noen veier tillates 22[m]. Tillatt totalbredde er 2,5[m], men bredde opp til 3,3[m] tillates ofte. Tillatt totalhøyde for er 4,0[m] ved udelelig last. Metodene som brukes til å sikre betongelementene er riktig bruk av stroppeutstyret. For å sikre lasten brukes metoder som surring, låsing, stemping eller en kombinasjon av disse.



(Figur 3.1 viser sikring fremover og på tvers med stenging og surring)



(Figur 3.2 viser stenging både fremover og på tvers, og med surring)

3.1.2 JERNBANETRANSPORT

Jernbanetransport er mer fleksibel, og kan brukes til å transportere betongelementene over lengre avstander. I tillegg kan man transportere større elementer. Det som er kritisk med transport med tanke på å unngå skader er omlastinger. Med jernbanetransport vil det være omlastinger, noe som øker faren for skader på elementene. Sikringsmetodene her er en kombinasjon av låsing og surring.

3.1.3 BÅTTRANSPORT

For transport over enda lengre avstander kan båttransport brukes. Det kan også være økonomisk fordelaktig å transportere betongelementene med båt over relativt lange avstander. Det er viktig å sikre elementene, slik at de er stabile og avstivet, siden det kan oppstå store bevegelser på båten. Elementene må stemples i alle retninger, og i noen tilfeller må det lages rammer som elementene kan lagres i.

3.2 LAGRING AV ELEMENTER

Betongelementer bør ikke mellomlagres på byggeplassen, men dersom det er uunngåelig så er det viktig å mellomlagre betongelementene riktig for å unngå varige deformasjoner eller skader. Elementer som stables i høyden må ikke bli for høy og ustabil, noe som fører til velt. Velt kan føre til ødeleggelse av elementene. Mellomlegget må tåle trykket som betongelementene gir. Mellomlegg eller strø bør være betongbjelker eller sviller. Lekter av tre er også brukt. Underlaget må være helt rett, slik at det ikke oppstår unødvendige vridninger på elementene. Strøene skal alltid legges der det oppmerket på elementene.

3.2.1 HULLDEKKENE

Det viktigste her er å legge strøene så nærmest mulig endene. Strøene bør legges 15–60[cm] fra endene. Strøene skal legges rett over det som ligger under. Her er det også viktig å ikke stable hulldekkene i for høye stabler. Normalt skal det ikke stable mer enn 8–10 elementer i høyde, med tanke på stabilitet og velt.



(Figur 3.3 viser mellomlagring av hulldekker)

3.2.2 VEGGELEMENTENE/SANDWICHELEMENTENE

Veggene bør mellomlagres stående mot noe som er stabilt og vil tåle belastningen som veggene gir. Veggene skal sikres mot utglidning i bunnen. Ved transport og lagring av veggelementer så er det en god løsning å sette dem stående på en pall. Pallene må være stabile og tåle trykket fra veggelementene. Spesielt viktig er det med å passe på at grunnforholdene er gode på byggeplassen ved lagring av veggelementene, siden pallene fort blir ustabile.

3.2.3 LB-BJELKENE

Siden LB-bjelkene kan være relativt lange og slanke, så bør de legges på flere strø i lengden, dvs flere opplagringspunkt. Dette for å unngå unødvendige sig midt på bjelken. Det beste er å legge strøene rett under løftepunktet. Dersom det lagres bjelker i flere høyder, så bør de lagres på siden av hverandre, slik at strøene kan strekke seg over flere stabler, og dermed stabilisere stablene.

3.2.4 TRAPPENE

Trappene skal ha strø som ligger på langs, og de skal lagres med strø mellom hver trapp. Det skal ikke lagres mange trapper i høyden, fordi dette kan føre til ustabilitet og velt.

3.3 SKADER PÅ ELEMENTENE FRA TRANSPORT OG LAGRING

Betongelementene som fraktes ut fra fabrikk, og transporteres til byggeplassen, der de muligens blir mellomlagret, er svært sårbare for skader. Dette kan skyldes skadelige støt, velt, deformasjoner, vridning, ulykker o.l. Ser nå på skader som skal oppstå på de elementene som skal brukes til bygget på Moi.

3.3.1 HULLDEKKENE

Den kritiske skaden som kan oppstå er skade på nederste langsgående kant som skal tette og ligge mot naboelementet, og i endene ved opplegget. Dersom det oppstår skade på kanten, så må det forsikres at det blir tett med naboelementet. Det gjøres ved å få lagt fugen slik at den blir tett, ved forskaling under. Skader i endene kan repareres ved å legge armering i kanalene og deretter støpe ut.

3.3.2 VEGGELEMENTENE/SANDWICHELEMENTENE

Det som reduserer faren for at det oppstår skader på veggelementene er at de blir transportert og lagret på paller. Pallene sørger for at veggelementene blir stort sett urørte fra transporten fra fabrikken til byggeplassen. Veggelementene blir synlige i fasaden, slik at sår og riss som kan oppstå også blir synlige. Derfor er det spesielt viktig å forhindre skader på veggelementene. Riss som kan oppstå kan repareres med injisering av mørtel, noe som ikke er ønskelig med tanke på arbeid, økonomi og utseende.

3.3.3 LB-BJELKENE

Her kan det oppstå skader på kant og hjørner etter transport, samt utstikkende armeringsjern kan bli bøyd. Under mellomlagring kan det oppstå riss og deformasjoner.

3.3.4 TRAPPENE

Trappene kan oppleve skader på kant og hjørner. Reparasjon av trappene er arbeidskrevende og kostbart. Det er derfor spesielt viktig å planlegge transport og håndtering av disse, og behandle dem med forsiktighet.

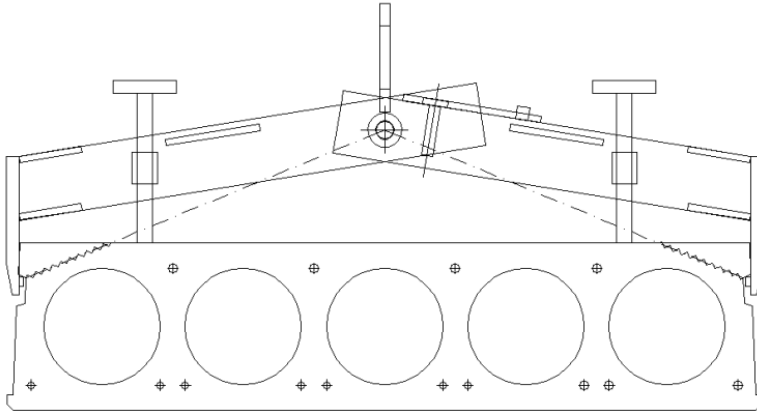
3.4 MONTASJE AV ELEMENTENE

3.4.1 LØFTEREDSKAPER

Løfting av elementene er en viktig del av montasje fasen. Ved bruk av løfteutstyr må det passes på at det velges riktig løfteutstyr til elementets tyngde og størrelse.

Klyper:

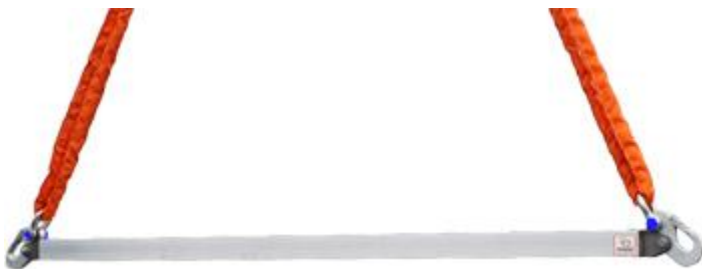
For å bruke løftesklyper så skal betongelementet være helt, uskadet og uten utsparinger der kreftene fra klypen virker. Størrelsen på dette området avhenger av klypens lengde og plasseringen av elementets løftespor. Det er viktig at leppen ligger i elementets løftespor. Det genereres da en horisontal trykkraft gjennom elementets overkant, og leppen vil da trykke vertikalt mot løftesporets overkant.



(Figur 3.4 viser bruk av klype på å løfte et hulldekke)

Åk:

Løfteåk lages i mange varianter for å kunne brukes i de fleste løftetilfellene. Løfteåket brukes for å utføre et sikkert løft.



(Figur 3.5 viser eksempel på sprederåk)

Stropper og kjettinger:

Løftestropper finnes i farger som indikerer deres løftekapasitet, opp til 10[tonn]. Til kjettinger er det et krav om at stålqualiteten har en minimum strekkfasthet på $80 \left[\frac{kg}{mm^2} \right]$, og at kjettingen er kortlenket.

3.4.2 MONTERING AV ELEMENTENE

Ser nå på hvordan de forskjellige betongelementene blir montert på byggeplassen.

Hulldekkene:

Først skal det sjekkes alt er klart for montasje, dvs at det riktige utstyret er på plass, oppleggspunktene er merket og er riktig plassert. Hulldekkene blir løftet med to løfteklyper som er festet til bom. Klypene og bom velges slik at de passer lengde og vekten av hulldekket. Løfteklypene skal festes maks 1,0[m] fra enden. Det er utarbeidet tabeller som angir hvilke klyper som skal brukes til hulldekke lengder og tverrsnitt. Ved korte hulldekker skal det være innstøpt en løfteordning. Ved lengre

hulldekke lengder enn hva som står i tabellen skal det brukes løfteåk og pallegafler. Det er alltid viktig å tenke på HMS på byggeplassen. Derfor blir de to først hulldekkene montert fra lift eller stillas, og etter det må det sørges for fallsikring som rekkverk i bakgrunnen. Retteklyper brukes til å justere eventuelle unøyaktigheter i fugene. Alle justeringer skal gjøres før man støper ut fugene og randstøp, slik at alt blir rett, uten unødvendig justeringer i etterkant. Dersom hulldekkene blir montert med helning sideveis må det passes på at det første elementet er nøyaktig lagt og er skikkelig innspent. Dersom hulldekkene blir montert med helning i lengderetningen så må hvert element sikres mot glidning.

Veggelementene/Sandwichelementene:

For stående veggelementer skal elementene løftes i løfteanordninger i toppen. Elementene løftes på plass etter de oppmerkede linjene som er markert på forhånd. Det er viktig å legge tid i å planlegge stabiliteten til veggelementene når de monteres. God innfesting og staging er derfor viktig for å støtte opp elementet mot eventuelle horisontale krefter. Stagene og stagfestene må tåle den belastning som de utsettes for. Stagfester som er boret i hulldekker kan ha for liten kapasitet til å tåle belastning. Derfor kan det være ønskelig å støpe ut kanalene. Når veggelementet er på plass, så må det sjekkes at veggelementet er i lodd. Det er viktig å justere eventuelle feil, før elementet festes. Veggelementet skal ha en jevn og tett overgang mot fundamentet.

Trappene:

Underkant av repos skal merkes av på begge veggene i sjakten. Så må det festes et opplegg i sjakten slik at trappen kan hvile der. Når repositet ligger i riktig posisjon kan RVK eller TSS trekkes ut av trappen og inn i veggen, der det allerede finnes ferdige hull.

LB-bjolkene:

Under montasje må det tas hensyn til at LB-bjolkene kan oppleve vridning pga torsjonsmomenter. Dette skyldes at kraften fra hulldekkene som hviler på oppleggshyllen, kan angripe bjelken eksentrisk, og dermed får man torsjonsmoment. Vridde bjelker kan ikke brukes, og under montasje må LB-bjolkene støttes opp. Disse støttene må tåle momentet som oppstår. Det anbefales også å bruk et hardt mellomlegg som sveis eller stålplater. LB-bjolkene kan altså både oppleve torsjon og ikke torsjon. Dersom torsjon ikke finner sted, sentrisk belastning, så skal LB-bjelken monteres, etablere midlertidig sikring mot vridning (støtter) og deretter kan hulldekkene legges. Dersom torsjon finner sted, så skal LB-bjelken monteres, etablering av torsjonsforbindelse for LB-bjelken og deretter kan hulldekkene legges.

3.4.3 UNDERSTØTTELSE OG STAGING

Utdrag fra NS 3465 pkt.10.4.2: ”Montasjespesifikasjonen skal angi utførelsen av knutepunkter, nødvendig stimpling og staging, og eventuelle andre nødvendige tiltak for å ivareta stabilitet i montasjefasen”.

De som utfører montasjen og lederen der må sikre at elementene holder seg på plass under montasje og at bygget er stabilt. De fleste vertikale elementene er ustabile under montasjen, og dermed må de bli midlertidig støttet opp, for eksempel av stag. Det er ofte nødvendig med en stagegrøft, for å få festet stagene. Dette er vanlig i starten av montasjen, hvor det ikke er noe gulv eller fundamenter å gå etter.

Stagene skal:

- Kunne bære de lastene som virker
- Tilstrekkelig lengde
- Kunne brukes uten kran
- Være raske og sikre i bruk

For bygget på Moi er det 3 etasjer. Dersom det skal stages til hulldekkene så må dette skje etter at fugene er utstøpt og randstøp. Ved montasje av overliggende hulldekke må det tas hensyn til horisontallaster fra bjelker og dekker, dersom det ikke er antatt at søylene er innspente.

3.5 TRANSPORT AV DEN PLASSTØPTE BETONGEN

Det er viktig å få transportert betongen så raskt og enkelt som mulig fra fabrikken/blandemaskinen til byggeplassen. Dette skyldes at betongen må være plassert i forskalingen før den begynner å stivne, og at jo lengre tid det tar, jo større er sjansen for at betongen separerer under transporten.

3.5.1 FABRIKK TIL BYGGEPLASS

Vanlig betongbil/trommelbil:

Det kan ofte ta lang tid for å få transportert betongen fra fabrikken til byggeplassen. I tillegg kan det oppstå forsinkelser. Når betongen er ferdigblandet på fabrikken, så blir støpbarheten svekket med tiden. Dette gjelder spesielt ved bruk av plastiserende tilsetningsstoff, som har en effekt på 30–34[*min*]. Ved lang transporttid må derfor betongblandingen etterdoseres for å opprettholde konsistensen, uten å reduserer betongkvaliteten. Denne etterdoseringen kan gjøres med dagens trommelbiler. Trommelen blir montert slik at det er en helning på trommelen. Åpningen bak på trommelen er åpen, og betongen er fylt på her. Betongen blir skrudd rundt om i trommelen ved hjelp av skovler. Ved tømningen snus rotasjonsretningen på trommelen. Rotasjonshastigheten for ferdig betong må ikke være for stor, siden dette

kan føre til separasjon. For å opprettholde en jevn og homogen ferdigblanding så må ikke trommelen være for full, og blandetiden bør være $1\left[\frac{\text{min}}{m^3}\right]$ betong. Trommelen kan vanligvis romme $8,0[m^3]$ ferdigbetong. Betongbilen kan være utstyrt med hydraulisk teleskoprenne, transportbånd eller pumpe, for å levere betongen på byggeplassen. Bilene har også 2–3 ekstra renner, som gjør at rekkevidden er 3–4[m] rett ut bak og 1,5[m] i høyden.



(Figur 3.6 viser en trommelbil)

Betongbil med hydraulisk renne:

Denne rennen har rekkevidde på 9,0[m], og har dermed mye lengre rekkevidde enn vanlige betongbiler. Passer til støp av kjellergolv og plattinger.

Pumier:

Mobile betongpumper kan lett transporteres, og er avhengig av å få tilført betong via vanlige betongbiler. Pumier er betongbiler med pumper, som har mindre fraktekapasitet enn vanlige betongbiler, pga total vekt. Pumier har lange "armer" som har rekkevidde på 25,0[m]. Ekstra slange på 20,0[m] kan brukes.

3.5.2 PÅ BYGGEPLASSEN

Det finnes en rekke transportmidler som brukes på byggeplassen. Generelt er det hjulredskaper for horisontal transport, heiser for vertikal transport og kraner for både horisontal – og vertikal transport.

Siden pumpebiler har tatt mer og mer over transporten av ferdigbetongen, så har transport på selve byggeplassen blitt redusert. Selv om det blir mye håndtering av betongen og transport innen byggeplassen, så må ikke betongens kvalitet bli dårligere. Samtidig er det vanskelig å opprettholde luftinnholdet og støpbarheten i betongen.

Selv om det finnes mange transportredskaper som er mulige å bruke, så er betongpumpen den mest aktuelle. Bruk av tobb passer best for større prosjekt. Transportbånd er heller ikke egnet. For å få fylt ut formene på bygget på Moi, så blir fort helningen på transportbåndet for bratt, og det er en stor fare for separasjon. I tillegg blir ikke dette en kontinuerlig støpeoperasjon. Renner er absolutt ikke aktuelt

her heller. Det er ikke mulig for trommelbilen å “komme seg opp i høyden” bak bygget slik at betongen kan renne nedover. Det samme gjelder for bruk av trillebår.

Pumper kan bli montert på spesialbiler. Pumper kan transportere betong i rør opp til 100[m] høyde og 300[m] horisontalt. Betongpumper deles inn i tre hovedgrupper: mekaniske-, hydrauliske- og presspumper.

Fordeler ved å pumpe betongen:

- Passer til store betongutstøpninger der det kreves stor kapasitet
- Pumpen tar liten plass
- Lavere kostnad enn bruk av kran med tobb
- Fleksibiliteten er stor. Kommer til der andre transportredskaper ikke gjør

Ulempene ved pumping:

- Strengere krav til betongsammensetning
- Strengere krav til kontinuerlig støpning
- Økende risiko for at utstyr som pumpen eller rør kan svikte, og dermed forsinke støpeprosessen
- Problemer med å pumpe nedover
- Påvirker betongkvaliteten, som luftinnholdet
- Krav til økende mengde finstoff, øker risikoen for uttørking av betongen
- For lite finstoff i betongen kan føre til proppdannelse. Det samme gjelder for partikkelsprang

Betong som pumpes må proporsjoneres som en spesialbetong i henhold til gitte krav. Dersom vannet er presset ut av betongen, separasjon pga for lite finstoff, så vil friksjonen mellom partiklene øke jo mer de kommer i kontakt med hverandre. Dette vil føre til proppdannelse. Men på den andre siden, dersom betongen har stor slump, så må pumpen produsere et stort trykk selv for en liten flyt ut av slangen. Kapasiteten vil derfor være lav.

Viktige parametere for betong som skal pumpes er derfor partikkelstørrelse fordeling, partikkel form, mengde av finstoff og konsistens.

3.6 LAGRING AV DELMATERIALENE

3.6.1 SEMENTEN

Må lagres tørt, siden sement lett tar opp fuktighet fra omgivelsene. Dersom sementen blir lagret over lengre tid eller er utsatt for fuktighet så kan hydratiseringsprosessen begynne. Dersom det er tilstrekkelig fuktighet så danner det seg sementklumper som resulterer i at sementen får lengre størkningstid og nedsatt styrke. Er byggeleder i tvil om sementens kvalitet etter lagring kan sementen sendes til laboratoriet der det bestemmes glødetapet, som sier noe om det kjemiske bundne vannet.

3.6.2 TILSLAGET

Må lagres slik at de forskjellige fraksjonene ikke blandes og forurenses. Separasjon av tilslaget kan skje når tilslaget er svært tørt og når tilslaget tippes over en skråning. Tilslaget skal derfor lagres i horisontale sjikt.

3.7 FORSKALING

3.7.1 GENERELT

Funksjoner og krav:

Kravene til forskalingen er gitt i NS 3465, utdrag:

- *Den skal være dimensjonert slik at den kan motstå alle laster som oppstår under byggeprosessen*
- *Den må være stiv nok til at de geometriske toleransene som er spesifisert for konstruksjonen overholdes*
- *Formen, funksjonen, utseendet og bestandigheten til de permanente betongarbeidene skal ikke forringes eller skades som følge av forskalingens utførelse eller virkemåte, eller som følge av at forskalingen fjernes*

Forskalingen skal forme den ferske og bløte betongen og holde den på plass til at den har fått tilstrekkelig fasthet til å bli selv bærende. Formen er selve flatene som omslutter den ferske betongen, mens forskalingen omslutter både formen og de avstivende – og bærende delene. Forskalingen deles inn i en bærende forskaling som skal motstå selve vekten av betongmassen og blir sett på som en dekkeforskaling. Den andre type forskaling er en støttende forskaling som skal tåle betongtrykket som oppstår i en vertikal forskaling og blir sett på som en veggforskaling.

Forskalingen må ikke rives før betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet. For tidlig rivning av forskalingen kan føre til:

- Skader på betongoverflaten fra rivningsarbeid
- Konstruksjonen ikke klarer å bære lastene i rivingsfasen
- Utsiktede deformasjoner fra betongens elastiske egenskaper og kryp

Materialer:

Materialene som velges til bruk i forskalingen må være sterke nok til å tåle den belastningen som de utsettes for. De vanligste materialene som brukes er:

Hud:

Finer er den mest brukte huden, og vil bestemme utseendet på betongoverflaten. Dette skyldes at huden er i direkte kontakt med betongmassen.

Strø:

Strøet skal føre lasten videre fra huden. Vanligvis brukes trebord. I kassettforskaling er stålrammen strøet. Ved dekkeforskaling, der det finnes store laster og lange spenn, kan aluminiumsbejelker fungere som strø.

Strekfisker og puter:

I støttende forskaling blir lasten overført fra strøet til strekkfiskene, og vil da konsentrere laster fra et stort område fra forskalingen. I bærende forskaling har puter den samme oppgaven som strekkfiskene har i støttende forskaling.

Stag og bindere:

Vanligvis brukes stag i dag, men bindere av båndjern brukes der stag ikke kan komme til.

Forskalingstrykk:

Forskalingen som brukes må være sterk nok til å motstå forskalingstrykket som oppstår når betongen fylles i forskalingen. Dersom fyllingen av betong i forskalingen er meget rask, så vil forskalingstrykket øke lineært som en funksjon av dybden. Erfaringen viser at forskalingen sjelden faller sammen, men kan gi betydelige deformasjoner og betongen kan sprekke.

Faktorer som påvirker forskalingstrykket:

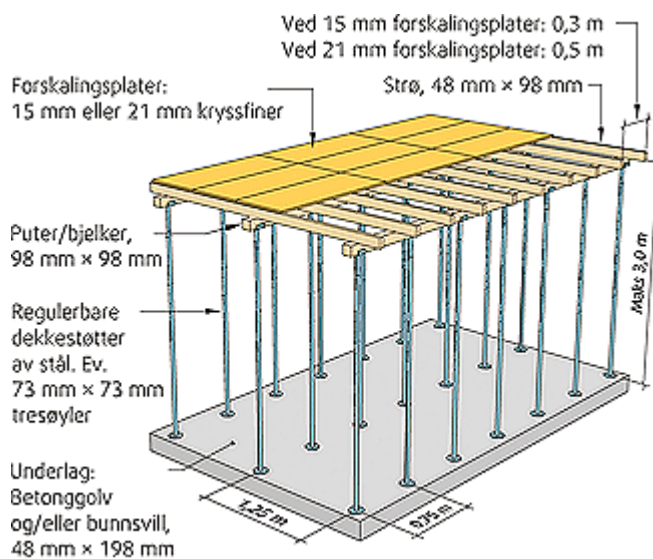
- Hvor raskt støpningen/fyllingen skjer. Jo raskere fyllingen skjer, jo større trykk. Lagvis utlegging over tid gir mindre trykk.
- Betong temperatur. Trykket reduseres med økende temperatur, siden betongen størkner fortere.
- Konsistens. Betong med høy slump vil gi høyere forskalingstrykk enn en stivere betong.
- Retarderende tilsetningsstoffer vil forlenge betongens ferske tilstand, og dermed øke trykket.
- En finstoff dominert betong gir større trykk enn en betong der stabiliteten skyldes viskositetendrende tilsetningsstoffer.

- Store dimensjoner på stavvibratoren vil påvirke et større volum av betongen, og dermed øke forskalingstrykket.
- Jo lengre stavvibratoren stikkes ned i betongen, jo større blir trykket.

3.7.2 DEKKENE

Framgang:

Dekkeforskalingen er en bærende forskaling, der det har blitt mer og mer vanlig å bruke ferdige forskalingselement. Forskalingssystemet kan enten leies eller bygges selv. Når det bygges selv bør trevirke gjenbrukes. Det er også en fordel å bruke justerbare støtter av stål, slik at enkle justeringer kan gjennomføres.



(Figur 3.7 viser forskalingssystem for dekkene)

Dersom kjellergolvet er ferdig støpt, så er det et godt grunnlag for støttene, ellers må grusen rettes og støttene må plasseres på tresviller. Det er viktig å tenke på materialbruken og gjenvinning av forskalingen under montasje. Derfor bør materialbruken og plasseringen nøye planlegges. Den beste fremgangsmåten er å begynne å montere bjelker som festes i kjellerveggene. Dette sikrer stabilitet. Når de første bjelkene er lagt, så kan det begynnes med å legge forskalingsplater på bjelkene. Forskalingsplatene virker dermed som en arbeidsplattform, der forskalingsarbeiderne kan jobbe seg utover fra, med å legge bjelker og forskalingsplater. Før utstøpingen begynner må formene sprøytes med forskalingsolje, som sikrer en penere overflate og en enklere rivning og rengjøring av forskalingsplatene.

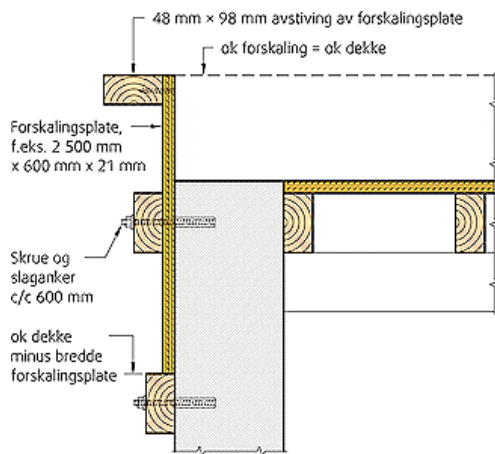
Betongkvaliteten, herdingstemperaturen og lengden på dekket spennet bestemmer når rivningen av forskalingen kan begynne. Dersom stempler settes opp under dekket og det er gode forhold, kan rivningen starte fra etter ett til to døgn.

Detaljer:

Støpeskjøter i dekkene må være vertikale. Da brukes enten strekkmetall eller det kan stanges med bord. Det er en fordel å legge skjøten over en skillevegg, slik at støpeskjøten blir minst mulig synlig. Fortanning må legges inn dersom skjøten legges inn mellom to opplegg. Det må være gjennomgående dekkearmoring i skjøtene. Da kan det bores hull i dekkestenget, og legge armeringen i hullene.

Endesteget lages ved å bruke stagene fra veggen. Dette er en fordel siden dekkene er relativt tykke, slik at det må avstivning til for å ta opp trykket som oppstår.

Forskaling av dekkekant er vist under. Her er det ikke brukt avstivning, men bare montert finerlemmer på veggen.



(Figur 3.8 viser forskaling av dekkekant)

Når forskalingssystemet for dekket er ferdig, så må det lages forskaling eller kasser til utsparinger, som for eksempel trapper og skorstein. Disse kalles gjerne utsparingskasser. Høyden på disse kassene må være lik tykkelsen på dekket, og de må festet godt til forskalingsplatene slik at de ikke deformerer seg under utstøpning.

3.7.3 VEGGENE

Framgang:

Der stagene kommer til, legges et trebord, slik at det slippes å bore hull i finerlemmene. Alternativt kan stagene legges i lemneskjøtene. Det markeres hvor veggen skal gå og langs denne linjen reises et strø og avstives for hver $3[m]$. Avstanden mellom linjen, der veggen skal gå og strøet, skal være lik tykkelsen på huden. Den nederste strekkfisker henges opp $10[cm]$ fra bunnen, og videre oppover henges strekkfiskene opp slik at stagene kommer i lemneskjøtene. Strekkfiskene må skråavstives. Deretter blir resten av de vertikale strøene festet med en avstand som passer med et strø i lemneskjøtene. Dersom strøene skal skjøtes så skal det gjøres over to strekkfisker. Stagene som ikke er montert til nå, skal monteres nå, og de skal være i overkant av strekkfiskene, og over stagene legges en ny strekkfisk. Så brukes

kiler, slik at forsidene strammes til riktig avstand. Der utsparingene skal være så spikres en ramme på veggen. Det er viktig at rammene har tilstrekkelig styrke.

Detaljer:

Ved hver avslutning av veggen må det være et endesteng. Finnes det horisontale strø, så legges et stengebord over hvert av strøene og et vertikalt stengebord utpå dem i avslutningen. Dersom det finnes horisontale strekkfisker, så skal det festes en stengelem med labanker og stående strø utpå dem. Så legges to stengebord over strekkfiskene.

Dersom det brukes horisontale strekkfisker, så legges de over hverandre i hjørnene, og låses med vertikale bord. Dersom strekkfiskene er vertikale, så må strøene gå så langt ut at det er mulig å feste vertikale stengebord i hjørnene.

Lages det vertikale støpeskjøt, så må det bores hull i endestenet, og det skal monteres inn skjøtejern, slik at god heft sikres mellom hver støpedel. Dersom det lages horisontale støpeskjøter, så skal de legges så nær en strekkfisk som mulig. Dette skyldes at strekkfisken kan ta opp trykket som oppstår når støpingen starter igjen ved skjøten. Fugebånd skal brukes for å få en vanntett støpeskjøt.

Kassetter:

I dag finnes det lettere kassetter med rammeverk av aluminium, enn tyngre rammeverk av stål og tre som ble brukt før. Disse kassetene kan settes opp i et system, som er bygd opp av standard kasettstørrelser med tilhørende hjørneløsninger, låsesystem, utsparinger for stag, skråstøtter og støpekonsoller. Disse systemene er svært fleksible, og kan nesten tilpasses til alle typer konstruksjoner. Dersom kassetene kobles sammen til store, sammenhengende deler, så kan mye tid spares. Ved bruk av kran så kan det brukes storkassetter, som er større og kraftigere dimensjonerte kassetter.

Først måles det opp og merkes av hvor veggen skal plasseres. Deretter kan kassetene plasseres langs den oppmerkete linjen. Det er lurt å begynne i et hjørne og arbeide seg utover. Ytter – eller innerforskalingen monteres, så utsparinger og eventuelle innstøpningsdetaljer. Så plasseres armeringen, og formen lukkes så ved at inner/ytterforskalingen og stagene monteres. For å rette opp kassetene horisontalt brukes strekkfisker, og til oppretting vertikalt brukes skråstøtter.

Vanligvis kan kasettforskalingen rives etter et døgn. Skråstøttene skal stå så lenge som mulig. Kassetene løsnes en for en og så kan stagene fjernes. Huden skrapes ren og kassetene sprøytes med formolje, før de stables.

Sjaktforskaling:

Sjaktforskaling brukes til høye runde eller høye firkantete konstruksjoner. I bygget på Moi er det en heissjakt. En sjaktforskaling er en klatreforskaling som utvendig består av fire enkeltstående klatredeler som er tilpasset sjaktens utvendige mål og koblet sammen i hjørnene. Den innvendige forskalingen er best bygd opp som en enhet med en bunn som er ferdig påmontert, slik at hele enheten kan løftes til neste etasje i et løft. Hovedproblemet med denne forskalingen er å få fjernet den innvendige forskalingen når den skal rives. Da må formen krympes, slik at den kan tas ut av sjakten. For å unngå støpeskjøter må glideforskaling brukes.

3.7.4 FUNDAMENT/BANKETT

Framgang:

Ved forskaling av fundamenter/banketter så stilles det mindre krav til nøyaktighet og overflate utseende. Dette skyldes at fundamentet er nedgravd og ikke synlig. Men det er viktig å passe på at kvaliteten på fundamentet/banketten ikke svekkes.

Fundamentforskaling deles inn i fire hovedgrupper:

- Fundamentering på bæredyktig grunn
- Fundamentering rett på fjell
- Fundamentering for søyle
- Fundamentering på pæler

For bygget på Moi gjelder fundamentering på bæredyktig grunn. Da er grunnen enten løs eller hard. På løs grunn brukes labanker som slås ned i bakken. Strekkfisker brukes i toppen av forskalingen for å holde forskalingen sammen. Bord eller lemmer brukes til kledning av forskalingen, og da settes overkant av kledningen slik at den stemmer med støpehøyden. Så kan det fortsettes å kle nedover. Ved hard grunn kan ikke labankene slås ned i grunnen, og da må det brukes strekkfisker eller bindere for å holde forskalingen sammen.

Kassetter:

Forskalingskassetter passer også bra til fundamentforskaling når underlaget er jevnt. Kassettenes kan brukes liggende eller stående, avhengig av fundamentthøyde og målene på kassettenes. Kassettenes låses sammen i hjørnene med utvendige låseinretninger.

3.7.5 TRAPPENE

Framgang:

Trappetypen som brukes til bygget på Moi er en enkeltløpet rett trapp. Den går rett fram på skrått mellom kjelleretasje og 1 etasje, og fra 1 etasje til loftsetasje. Trappen settes opp mot allerede ferdig støpt yttervegger av betong. Da kan trappen tegnes opp mot betongveggen med opp – og inntrinn ifølge formelen

$$2\text{opptrinn} + \text{inntrinn} = 630[\text{mm}].$$

Trappeløpet blir rett med en referanselinje som ligger 90° på veggen. Understøttelse settes opp og den nederste puten legges, og deretter settes understøttelse og pute øverst. Deretter legges bueskivene på, de mellomliggende putene henges opp og alle understøttelser settes opp. Det er svært viktig å avstive understøttelsen godt siden skrå flaten til trappen vil gi en horisontalkraft på putene under støping.

Når dette er gjort kan huden festes. Denne huden skal gå et stykke lengre ut enn hva trappebredden er. Slik blir det plass til trappevingen med avstivning.

Etter dette kan merkingen av trinnene på betongveggen overføres fra betongveggen til sidestenet. På betongveggen og sidestenet festes klosser for stenget til hvert opptrinn. Nå kan armeringen legges inn i trappeforskalingen. I betongveggen skal det være lagt inn slissarmering som stikker ut fra veggen. Dersom det ikke er montert slissarmering på forhånd, så må det bores hull i veggen og legges inn skjøtearmering. Til slutt kan plankene for opptrinnene settes opp. For at opptrinnene ikke skal bøyes ut på midten under støpingen, så skal det settes opp et steg og trinnene avstives.

3.8 STØPING

Støpingen bestemmer hvor god kvalitet og levetid det blir for betongkonstruksjonen. Støpingen må gjøres riktig, uten feil. Det er svært vanskelig og dyrt å rette opp feil etter at betongen er herdnet. I tillegg vil reparasjoner skjemme utseendet for betongen. Støpingen er en prosess som omfatter å fylle formene helt ut, hindre at betongen separerer, komprimere betongen effektivt og oppnå pene betongoverflater.

Før støpingen kan begynne må produksjonslederen ha en del punkter klare:

- Alt utstyret som skal brukes til støpingen er på plass, dvs i tilfellet for bygget på Moi, pumper, vibratorer og eventuell tobb.
- All forskalingen som skal til for støpeprosessen er satt opp, den har tilstrekkelig styrke og at armeringen er plassert riktig.
- Betongen er kontrollert og godkjent
- Det er satt opp en plan for herdeprosessen

I tillegg finnes det en del farer som produksjonsleder må være obs på:

- Separasjon som resulterer i lommer av grovt tilslag eller bare sementlim
- Utvasket betong med lommer av bare sand og dårlig betong
- Mangel på komprimering, som resulterer i lommer av grovt tilslag, porøs betong og ikke-homogenitet
- Tidlig uttørking gir porøs betong og dårlig overflate
- Frost i fersk betong, som resulterer i porøs betong, redusert bestandighet og styrke.

Forskalingen må være rengjort for rusk, og om vinteren må is og snø fjernes før betongen pumpes i forskalingen. Dersom forskalingen har vanskelige tilgjengelige hjørner og utsparinger, så kan det være vanskelig å få fylt forskalingen helt. Da må hele støpearbeidet gjøres på nytt. Et annet problem er dersom armeringen er meget tett lagt, eller den er lagt slik at det er vanskelig å komme til med stavvibrator eller støperør. Da må armeringen omplasseres.

3.8.1 SEPARASJON

Et av de større problemene er separasjon. Separasjon betyr at delmaterialene i betongen skiller lag. Betongen kan oppleve bleeding, separasjon av mørtel eller separasjon av tilslaget.

Vannutskillelse eller bleeding:

Skjer for ordinære betonger. Bleeding vil si at noe vann vil transporteres opp til betongoverflaten, samles i lommer under grovt tilslag og armeringen, og det vil dannes en vannfilm på overflaten. Vannlommene vil gi en betong med dårligere bestandighet og styrke. Vannfilmen på overflaten kan gi høyere v/c-tall, og dermed reduserer kvaliteten på overflaten. Men vannfilmen kan også være bra å ha når det støpes dekker og plater. Vannfilmen vil forhindre at dekket eller platen tørker ut for tidlig, og dermed minske risikoen for kryp og oppsprekking. Dette er særlig aktuelt for de store dekkene som støpes for bygget på Moi, siden de er særlig utsatt for tidlig uttørking.

Bleeding kan reduseres ved å:

- Øke finstoffmengden, som øker arealet av kontakt mellom matriks og partiklene.
- Bruke en sement med større finhet
- Redusere vannmengden
- Øke luftporeinnholdet i betongen ved å bruke luftinnførende tilsetningsstoffer

Mørtel separasjon:

Oppstår når sementpastamengden er for stor i forhold til mengden av sand, eller når sanden mangler de finere fraksjonene, partikler mindre enn $0,125[mm]$. Mørtel separasjon skjer normalt for betonger med lavt v/c-tall, dvs høy styrke betonger.

Mørtel separasjon kan unngås ved å:

- Øke sand fraksjonen
- Begrense betongflyten ved å redusere plastiserende tilsetningsstoffer

Separasjon av tilslaget:

Oppstår når det grove tilslaget synker i betongen, noe som kommer av mangel på en tilslag størrelse. Dersom tilslagets partikkelstørrelse er jevnt fordelt, så vil alle partikkelstørrelsene være omgitt av partikler med en størrelse mindre, og dermed begrense bevegelsen.

Tiltak for å redusere separasjon av tilslaget kan være å:

- Begrense betongflyten.
- Plassere betongen mest mulig der den skal ligge
- Vibratoren skal ikke brukes til å spre betongen utover horisontalt
- Fri fallhøyde for betongen skal ikke være større enn $1,5[m]$

3.8.2 KOMPRIMERING

Å komprimere betongen etter den er lagt i forskalingen er svært viktig. Komprimeringen må gjøres for å drive ut innkapslet luft som finnes i betongen, pakke betongen godt, betongen kan fylle ut forskalingen og omslutter armeringen. Jo stivere betongen er, jo mer må den komprimeres.

Å vibrere betongen er å sette betongen i hurtige svingninger, $3000 - 18000[svingninger/min]$. Disse svingningene vil drive ut luft, slik at betongen pakker seg. Dette vil føre til at trykkfastheten øker. I tillegg vil betong kunne fylle forskalingen helt, og gi bedre heft mellom betong og armering.

Stavvibratoren:

Brukes til vibrering av vegger, søyler og dekker. Dette er en direkte måte å vibrere betongen på. Vibreringen blir effektiv siden den kommer i direkte kontakt med betongen. Stavvibratører har en frekvens i området $10000 - 15000[svingninger/min]$, og øker med stav diameteren. Diameteren på staven er normalt $20 - 90[mm]$. Mengden av betong som komprimeres rundt stavvibratoren avhenger diameteren på staven og evnen som betongen har til å la seg komprimere.



(Figur 3.9 viser en standard stavvibrator)

Hva som bestemmer størrelsen på stavvibratoren avhenger av:

- At det er nok plass mellom armeringen og i forskalingen
- At stavvibratoren har tilstrekkelig kapasitet
- At stavvibratoren ikke er så stor at betongen separerer ved kort vibreringstid, eller at forskalingstrykket øker for mye
- At utstyret ikke blir for stort og vanskelig å håndtere

Riktig bruk av stavvibratoren er å stikke den hurtig ned i det nederste betonglaget og deretter trekke den langsomt opp igjen. Slik vil luftblærene flytte seg oppover og bli drevet ut av betongen. En tommelregel er at avstanden mellom hvert stikk skal være 8–10 ganger diameter av staven. Vibreringstiden ved overflaten av betongen må være lengre enn vibreringstiden lengre nede i betongen. Dette skyldes at overflaten kan være synlig, og at det finnes flere hindringer for flyten og innkapslinger ved overflaten. Staven skal nå et stykke ned i det underliggende betonglaget, og støpesjiktet skal gjennomvibreres før neste betonglag er lagt.

Formvibratoren:

Brukes til støping av vegger. Formvibratoren brukes når forskalingen blir så trang at stavvibratoren ikke kan brukes. Den kan brukes til vibrering av veggene, ved at den skrues fast til veggforskalingen. Forskalingen må da ha nok styrke til å motstå påkjenningen som vibratoren gir.

Ved for mye vibrering, så kan det føre til separasjon. Men hovedfeilen som gjøres er å vibrere for lite. Ved vibrering av dekker vil betongen lett separeres dersom det vibreres horisontalt for å prøve å bevege betongmassen.

3.8.3 STØPING AV KONSTRUKSJONSDELENE

Veggene og søylene:

Støping av vegger og søyler er en utfordrende oppgave. Avstanden for hvor det fylles på betong kommer an på erfaring. Det må tas hensyn til betongens stabilitet og støpelighet, og hvor mange hindringer som betongen må komme seg igjennom på vei ned forskalingen. Normalt legges lag som er 30–50[cm] tykke, og maksimal avstand mellom påfyllingspunktene bør være 2[m]. Dersom det er få påfyllingspunkt, så vil det dannes hauger og skråninger som kan føre til steinreir. Ved bruk av veggtobb, som føres langs forskalingen, så kan betongen fordeles godt i lengderetningen.

Dersom fallhøyden blir for stor kan det lett føre til separasjon. Vegger og søyler er ofte tett armert. Når betongen treffer armeringen vil matriksen henge seg fast på armeringen, og dermed vil betongen på bunnen inneholde for my grovt tilslag. Det beste er å bruke støperør, hvis det er plass til det. Dersom støperør ikke kan brukes og fallhøyden er stor, så må fallhøyden reduseres eller farten på betongen. Dette kan gjøres ved å bruke spesielle trakter.

Dekkene:

Veggene og søylene må ha satt seg før støpingen av dekkene begynner. Hvis ikke dette skjer, vil betongen i veggene og søylene sette seg, mens dekket blir liggende igjen på forskalingen og armeringen. Dette kan føre til at det oppstår sprekker i øvre del av veggene eller søylene. Støpingen skal starte ved en kortsida og fortsetter med tverrgående striper over til motsatt kortsida. En betongstripe må ikke få tid å størkne før neste stripe legges. Betongen skal legges mest mulig direkte i forskalingen der den skal ligge, med jevn og riktig tykkelse, pumpet med slange fra pumpebil eller med tobb dersom det er kran. Når første betongstripe er lagt og vibrert skal den avrettes, og dette gjentar seg for resterende betongstriper.

Noen vanlige prinsipper som bør følges ved støping av dekker:

- Ved å legge betongen i parallelle striper, så vil betongfronten under støpingen være så kort som mulig
- Ved å flytte betongen horisontalt med vibrator, vil det lett oppstå separasjon. Derfor er det viktig å legge riktige mengder med betong ved alle områdene
- Betongen må legges i flere lag dersom dekket er tykkere enn 40[cm]. Det skal gå 2[timer] før neste lag er lagt etter det foregående, slik at betongen kan sette seg plastisk mellom lagene, ellers kan det oppstå sprekker i laget over armeringen
- Betongen skal vibreres med en vibratorstav, med vertikale bevegelser, slik at betongen pakkes, omslutter all armering og at undersiden på dekket får en tett og pen overflate.

Ved støping av dekker kan det være en fordel å bruke SKB, selvkomprimerende betong. SKB har bløt konsistens og kan lett trenge igjennom utettheter i forskalingen. Derfor må forskalingen være tett og robust, spesielt i kantene og hjørnene. SKB er ikke særlig utbredt enda, pga den høye kostnaden.

Fordelene ved bruk av SKB her kan være:

- Bedre HMS-forhold for arbeiderene. De slipper å vibrere, noe som er en relativt krevende oppgave med tanke på belastningsskader, lyd og vibrering
- Betongkvaliteten øker. Kvaliteten av betongen avhenger nå ikke av vibreringen, siden SKB komprimeres av egen vekt
- Økt produktivitet. Store ressurser trengs for å vibrere. Noe som øker kostnaden og tid

3.8.4 STØPESKJØTER OG FUGER

Støpeskjøter:

Dersom støpeprosessen blir avbrutt eller avsluttes vil betongoverflaten etter hvert danne en glatt hinne og størkne. Når støpingen begynner igjen blir det ingen direkte sammenheng mellom den nye og den gamle betongen. Det har da blitt dannet en støpeskjøt. Dersom det ikke blir gjort noen tiltak vil skjøten være utett. Noe som ikke er bra med tanke på luft og vann. Skjøtene skal aldri være skrå, men helt horisontale eller vertikale. Skrå skjøter gir dårlig kvalitet. For å få en helt tett skjøt kan det være ønskelig å legge inn spesielle fugebånd, men dette blir sjeldent tett nok. Det beste er å bruke innstøpte plastslanger, som ligger i både den gamle og nye betongen, og som injiseres med spesialmørtel. Mørtelen vil trenge ut gjennom hullene i slangen og dermed blir det tett.

Skjøtene i veggene skal legges horisontalt eller vertikalt. Skjøten legges ved å legge en lekt innvendig på forskalingen og støpe mot den. Hinnen som dannes på betongoverflaten må fjernes, siden den er meget porøs og vil gi dårlig heft mellom gammel og ny betong. Deretter vannes skjøten og behandles med sement, slik at den blir usynlig.

Støpeskjøter i dekker skal alltid være vertikale. Disse skjøtene blir utført med strekkmetall eller bord. Bruk av strekkmetall gir god heft ved videre støp, siden noe mørtel vil tyte ut i åpningene.

Fuger:

Fuger skal dele opp bygget i flere deler, slik at delene kan bevege seg i forhold til hverandre. Det finnes svinnfuger, utvidelsesfuger og forskyvningsfuger.

Svinnfuger:

Svinnfugene går gjerne på tvers av bygget. Når betongen begynner tørke oppstår det uttørkningssvinn, og kan føre til at betongen sprekker opp. Svinnet er normalt $0,5[mm/m]$, men øker jo mer sementlim det er i betongen. Denne tendensen blir større jo mer sammenhengende bygget er. Svinnfugene skal hjelpe med å konsentrere rissene til steder hvor det er ønskelig. Svinnfugene skal også dele bygget opp i deler, slik at faren for oppsprekking blir mindre.

Utvidelsesfuger:

Tørr betong som utsettes for fukt, og høy temperatur vil utvide seg. Selv om temperaturutvidelsen ikke blir stor, så kan utvidelsen av betongen bli betydelig dersom fuktutvidelse også virker samtidig. Utvidelsen fører til trykkspenninger, noe som for dekker fører til at dekket kan reise seg fra underlaget. Det kan derfor legges inn en kombinasjon av svinn – og utvidelsesfuger, siden betongen utvider seg og trekker seg sammen.

Forskyvningsfuger:

Forskyvningsfuger er mindre aktuelt for bygget på Moi.

3.8.5 HERDETILTAK

Sluttkvaliteten på betongen er svært påvirket av herdingen av betongen. Herdebetingelsene er tid, fuktighet og temperatur. For å oppnå en god sluttkvalitet er det nødvendig med nok fuktighet og riktig temperatur.

Tid:

Fasthetstilveksten er størst for alle Norcems sementer de første dagene. Derfor må betongen få gode herdebetingelser de første dagene etter utstøping.

Fuktighet og temperatur:

Når vannet reagerer med sementen, så vil sementen hydratiserer. Det vil da dannes varme, og temperaturøkningen i betongen avhenger av sementtype, sementmengde, bruk av tilsetningsstoffer og varmetap til omgivelsene. Denne oppvarmingen kan brukes til vinterstøping for å forhindre at betongen fryser, men ved store temperaturforskjeller kan betongen sprekke opp. For ubeskyttet betongoverflate vil det fordampe vann fra betongoverflaten. Fordampningshastigheten avhenger av betong – og lufttemperaturen, luftfuktighet, vindforholdene og hvordan

betongkonstruksjonen er utformet. Det må forhindres at vann fordamper fra overflaten for å få en vellykket herding.

Fra Norcem sine hjemmesider : ”*god etterbehandling betyr at betongens herdebetingelser er slik at de sikrer betongens iboende egenskaper*”.

Etterbehandlingen skal sikre at:

- Sementen får tilstrekkelig med fuktighet til at hydratiseringen ikke stopper opp.
- Betongoverflaten ikke svekkes eller sprekkes opp pga tidlig uttørking
- Betongen ikke får skader pga temperaturspenninger
- Betongen ikke fryser før den har oppnådd tilstrekkelig styrke
- Betongen oppnår en gunstig fasthetsutvikling med hensyn til både framdrift og langtidsfasthet

For at en nystøpt betongoverflate ikke tørker ut kan det gjøres overflatetiltak som:

Vanning:

Ved vanning får betongen en kontinuerlig fukttilgang, slik at faren for uttørking og vekselvis svinn og svelling reduseres. Vanningen gir gode forhold for hydratiseringsprosessen. Men vanning kan føre til utvasking av betong, temperaturforskjeller og avkjølt betongoverflate. Veggene og søylene kan fort oppleve uttørking. Dersom forskalingen er bygd opp av tre, så holder forskalingen på fuktigheten så lenge at det ikke trengs å vanne. Men sterk varme og vind kan fort føre til at også forskalingen tørker ut. Da må det vannes.

Diffusjonstett plast:

Plasten må være tett og sikret mot avrivning. Da gir plasten god beskyttelse mot uttørking. Plasten kan først legges når betongen har oppnådd tilstrekkelig styrke, slik at den ikke vil påvirke betongoverflaten. Det er lurt å påføre en membranherdner slik at betongen ikke opplever temperatursjokk når plasten tas av.

Membranherdner:

Membranherdner blir påført betongen som en sammenhengende film. Den må bli jevnt påført umiddelbart etter utstøpning. Den gir beskyttelse mot uttørking i de første dagene, og gir delvis vannmetning nær betongoverflaten. Membranherdner har liten effekt dersom den blir påført etter mer enn ett døgn, siden uttørkingen da allerede har begynt. Betong med membranherdner kan gi dårlig heft for golvbelegg, påstøp, maling og fuger.

Dekkene er særlig utsatt for uttørking fra temperatur og vind. Uttørkingen fører til at den ferske massen, rett etter utstøping, trekker seg sammen. Dette kan føre til riss dersom sammentrekningen er større enn betongens evne til å motstå tøyninger.

Under herdingen må det passes på at betongen ikke opplever for store temperaturforskjeller. Betongen utvikler som nevnt varme under hydratiseringen. Dersom det er kaldt vær ute, kan det kalde været føre til at betongen trekker seg sammen. Det er ikke fare for oppsprekking av en vegg dersom temperaturforskjellen mellom midten og betongoverflaten ikke overstiger $20 - 25^{\circ}\text{C}$. Når temperaturen igjen er lik over hele betongtverrsnittet vil sprekene, som oppstod ved store temperaturforskjeller, lukke seg. Denne effekten vil øke effekten av kloridinntrengning, frostpåkjenning og karbonatisering. For eksempel ved utstøpning av fugene ved bygget på Moi, så kan det være aktuelt å varme opp det kalde underlaget, før fugene støpes. Dette gjelder vinterstøp.

Dersom bygget på Moi skal støpes på vinteren, noe som ikke er klargjort enda, kan betongen oppleve frostpåkjenning. I følge NS 3465, så skal temperaturen i betongen aldri falle under 0°C før den har oppnådd en fasthet på minst $5[\text{MPa}]$. Etter utstøping vil 80% av betongens vannmengde ligge som fritt vann. Vann som fryser utvider seg 10%, og vannet utgjør ca. 20% av betongvolumet. Det betyr at betong som fryser utvider seg 2%. Dette kan føre til rissdannelse. Vannet som fryser til is i betongens ferske fase kan ikke reagere med sementen, og hydratiseringen stopper opp. Når vannet så tiner igjen, vil hydratiseringen starte, men betongen er nå porøs, har dårlig bestandighet og har nedsatt fasthet. Det er vist at det kan bli et fasthetstap på 30–40% dersom fersk betong fryser.

Faren for frostskafer kan reduseres ved å:

- Bruke luftinnførende tilsetningsstoffer, slik at det oppnås en god luftporestruktur
- Ha et lavt v/c-tall
- Velge enkle og gode utforminger på betongkonstruksjonen som gir minst mulig fukttilgang
- Sikre god utstøpning og etterbehandling
- Fjerne is og snø fra forskalingen

3.9 KONKLUSJON TRANSPORT, LAGRING, MONTASJE OG STØPING

Transport av elementene kan foregå over store avstander. Dette skyldes at elementene er ferdig herdet og klare til bruk når dem kommer ut av fabrikken. I tillegg finnes det transportmidler som kan frakte elementene over større avstander enn bil, som jernbane og båt. For plasstøpt betong er det viktig at kjøreavstanden fra blandeverket til byggeplassen ikke blir for lang. Dette skyldes at betongen ennå er i fersk tilstand når den fraktes, og for lang blanding i betongbilen fører til betong med dårlig kvalitet. Men frakt av elementene har også en ulempe, i at de kan bli skadet under transporten. Elementene er sårbare for støt, velt, deformasjoner og ulykker. Dette er ikke et problem med frakt av plasstøpt betong.

Å lagre elementene og delmaterialene er ikke bra for begge delene. Men av og til må de lagres med tanke på forsinkelser, overproduksjon o.l. Når elementene skal lagres er det mye som være i orden og kontrolleres. Ikke lagre elementene i for store høyder, stabilitet, mellomlegg og beskyttelse. Det er ikke mulig å lagre betongen. Men dersom delmaterialene som sementen og tilslaget skal lagres, så må det lagres tørt, og forhindre vibrasjoner og bevegelser i tilslaget, slik at fraksjonene ikke blander seg.

Å montere elementene til et ferdig råbygg, er som å sette sammen et byggesett element for element. Det er derfor svært viktig at montasjefasen er nøye planlagt. Alle bitene skal passe, og dette krever stor nøyaktighet, helt fra tegnebordet til monteringen. Til monteringen av elementene trengs det en tårnkran eller en mobilkran. Til sammenligning med plasstøpt betong, så er det en del krevende for å få utstøpt de forskjellige konstruksjonsdelene på byggeplassen. Elementene produseres inne i industrihaller, der det er mulig å holde en optimal temperatur, samt at elementene er beskyttet mot vær og vind under herdeforløpet. Dette gjør det mye lettere å styre og kontrollere kvaliteten på de ferdige elementene. Når de forskjellige konstruksjonsdelene skal støpes på byggeplassen så er det mange faktorer som påvirker kvalitetene på det ferdige produktet. Støpe metode, komprimering og herdetiltak er noen av faktorene. En annen faktor som har mye å si for både kvalitet, arbeidsmengde, tid og kostnader er bruken av forskalingssystemene på byggeplassen. Med elementene så slipper byggeleder å tenke på dette.

4 KREFTER OG LASTER

Boligkomplekset blir utsatt for en rekke laster, samt naturkrefter/laster. Naturlastene som tas med i betraktningen er snølast og vindlast. I tillegg finnes det permanente – og nyttelaster, og skjevstillingslaster.

4.1 SNØLAST

For å beregne snølasten på taket brukes *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008*.

Først finnes karakteristisk snølast på mark i *tab. NA.4.1*. Boligkomplekset ligger på Moi i Lund kommune som er i Rogaland fylke.

Karakteristisk snølast på mark, s_k , med 50 års returperiode bestemmes for Lund kommune:

- Grunnverdi $s_{k0} = 3,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Høydegrense $H_g = 150[m]$
- $\Delta s_k = 0,5 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- $s_{k,max} = 7,5 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Fra tegningene ses at taket ligger på $K + 133,2[m]$

Dersom $H < H_g$ så er $s_k = s_{k0} = 3,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Det man er ute etter er snølast på taket. Taket er et flatt tak, og man setter takvinkelen $\alpha = 0^\circ$.

Fra *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 pkt.5.3* finnes formfaktoren for taket.

Siden $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ så gir dette $\mu_1 = 0,8$

Resulterende snølast på taket:

$$s = s_k \mu_1 = 3,0 \times 0,8 = 2,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

4.2 VINDLASTER

Her må det tas hensyn til vind i x – og y retning.

Ved beregning av vindtrykkene – og lastene brukes NS 3491-4.

Bruk av tab.1:

- Terrengruhetskategori: Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder.
- Kategorinummer III.
- Terrengruhetsfaktor $k_T = 0,22$
- Ruhetslengde $z_0 = 0,3[m]$
- Startnivået for logaritmisk vindprofil $z_{\min} = 8,0[m]$

Boligkomplekset er $z = 9,9[m]$ høyt.

Pkt.6 Vindhastighetstrykk, turbulensintensitet og tilhørende vindkasthastighet:

$$q_{kast} = 0,5\rho \times v_{kast}^2(z) = 0,5\rho \times v_s^2(z) [1 + 2k_p I_v(z)] = [1 + 2k_p I_v(z)] \times q_s(z)$$

- $v_{kast}(z)$ er kortvarig toppverdi for vindhastigheten i det sterkeste vindkastet.
- $q_s(z)$ er gitt ved *ligning 5*.
- $I_v(z)$ er gitt ved *ligning 15*.
- k_p er en toppfaktor som settes lik 3,5
- $v_s(z)$ er gitt ved *ligning 4*.
- ρ er luftens densitet.

Må dermed finne de forskjellige parameterne.

Pkt.5 Vindhastighet og vindhastighetstrykk:

5.1 Basisvindhastighet, ligning (1):

$$v_b = c_{RET} c_{\text{ÅRS}} c_{HOH} c_{SAN} v_{REF}$$

v_{REF} er referansevindhastigheten, som er angitt i *pkt.A.1*. Finner for Lund kommune

$$\text{at } v_{REF} = 26 \left[\frac{m}{s} \right]$$

- c_{RET} retningsfaktoren som kan velges 1,0 for alle vindretninger. Eventuelle lavere verdier for enkelte sektorer er angitt i *pkt.A.2*. For Sørlandet, vest er det gitt retningsvektorer:

Region	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
Sørlandet, vest c_{RET}	0,7	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0

(Tabell 4.1 viser retningsfaktorer)

- c_{SAN} er en faktor som bestemmer årlig sannsynlighet for overskridelse, som er angitt i *ligning 2*.
- $c_{ÅRS}$ er årstidfaktoren som settes lik 1,0 med mindre annet er angitt i *punkt A.3*.

For vanlige konstruksjoner settes begge disse to faktorene lik 1,0 i følge NS 3491-4.

- c_{HOH} er nivåfaktoren som settes lik 1,0 med mindre annet er angitt i *pkt. A.4*:

Pkt.A.4 Faktor for vindøkning med høyde over havet

$$c_{HOH} = \begin{cases} 1,0; v_{REF} \geq v_0 \\ 1,0 + \frac{(v_0 - v_{REF}) \times (H - H_0)}{v_{REF} \times (H_{topp} - H_0)}; v_{REF} < v_0 \end{cases}$$

- v_0 er en valgt terskelverdi, $v_0 = 30 \left[\frac{m}{s} \right]$ for v_{REF}
- v_{REF} er referansevindhastighet i havnivå, angitt i *tab.A.1*. $v_{REF} = 36 \left[\frac{m}{s} \right]$
- H er høyde over havet for byggestedet, $H = 133[moh]$
- H_0 er laveste høyde over havet der det skal brukes nivåkorreksjon, *tab A.4*:
- H_{topp} er den høyden over havet, over hvilke det kan antas at c_{HOH} ikke lengre øker, *tab.A.4*:

	Distrikt	$H_0[m]$	$H_{topp}[m]$
Område 2	Sør-Norge	700	1300

(Tabell 4.2 viser høyde faktorer)

Fra *tab.A.5* finnes nå nivåfaktoren $c_{HOH} = 1,0$

Setter nå denne informasjonen inn i *ligning (1)*, og basisvindhastighetene blir:

	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
c_{RET}	0,7	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
$c_{ÅRS}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
c_{SAN}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
c_{HOH}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
v_{REF}	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0
v_b	18,2	23,4	23,4	23,4	26,0	26,0	26,0	26,0

(Tabell 4.3 viser basisvindhastighetene for de forskjellige retningene)

Dersom det antas at basisvindhastigheten for x-retning er SØ, og y-retning NV, som gir:

$$v_{b,x} = 23,4 \left[\frac{m}{s} \right]$$

$$v_{b,y} = 26,0 \left[\frac{m}{s} \right]$$

Hastighetstrykk i x-retning:

Pkt.5.2 Stedsvindhastighet og tilhørende hastighetstrykk:

$$v_s(z) = c_r(z) \times c_t(z) \times v_b \quad \text{ligning (4)}$$

- v_b er basisvindhastigheten, funnet i *ligning (1)*.
- $c_r(z)$ er terrengruhetsfaktoren, se *pkt.5.3.1*.
- $c_t(z)$ er topografifaktoren, se *pkt.5.4*.
- z er høyden over terrenget på byggestedet.

Må finne terrengruhetsfaktoren og topografifaktoren.

Pkt.5.3.1 Terrengruhet:

Terrengruhetsfaktoren ved nivået z defineres som:

$$c_r(z) = \begin{cases} k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); & z_{\min} \leq z \leq 200m \\ c_r(z_{\min}); & z < z_{\min} \end{cases}$$

- k_T er terrengruhetsfaktoren, fra *tab. 1* funnet at $k_T = 0,22$
- z_0 er ruhetslengden, fra *tab. 1* funnet at $z_0 = 0,3[m]$
- z_{\min} er startnivået for logaritmisk vindprofil, fra *tab. 1* funnet at $z_{\min} = 16,0[m]$

For boligkomplekset er $z = 9,9[m]$, som dermed gir $z_{\min} < z < 200[m]$, og dette gir fra *ligning (6)*:

$$c_r(9,9m) = k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,22 \times \ln\left(\frac{9,9}{0,3}\right) = 0,769$$

Pkt.5.4.3 Byggested på laveliggende terreng i le av ås eller skråning:

Her vil stedvindhastigeten reduseres.

Nødvendige kriterier for å regne denne skjermingen i en aktuell retningssektor θ er følgende, sitat fra NS 3491-1:

- "den gjennomsnittlige terrenghellingen i vindretningen, for terrengpartiet synlig fra byggestedet innenfor aktuell retningssektor for den skjermede åsen eller skråningen, er mindre enn 25° ".

Regner ut vinkelen:

Horisontal projeksjon av åsen $L_{hor,proj} = 1404[m]$

Høyde $H_{ås} = 336[m]$

$$\alpha = \tan\left(\frac{336}{1404}\right)^{-1} \approx 14^\circ < 25^\circ \Rightarrow OK!$$

- 'horisontal avstand fra åsen eller skråningens topp til byggestedet er mindre enn 15 ganger nivåforskjellen mellom de to punktene'.

Avstanden fra toppen til åsen til byggestedet $|x| = 866m$

15 ganger nivåforskjell $15 \times H' = 15(336 - 65) = 4065[m]$

$15H' > |x| \Rightarrow OK!$

- 'avstanden x jf. ligning (11), oppfyller kravet $x > 1,5k_{virk}L_H$

Fra tab.2 finnes for ås og $x > 0 \Rightarrow k_{virk} = 1,5$

$$L_H = 257[m]$$

$$1,5k_{virk}L_H = 1,5 \times 1,5 \times 257 = 579[m] < |x| = 866[m] \Rightarrow OK!$$

Fra ligning (13) får man da at $c_t = 0,8$ og $c_u = 1,2$

Må nå finne turbulensintensiteten fra ligning (15a):

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma(z)}{v_s(z)} = \frac{c_u}{c_t(z)} \times \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{c_u \times k_T}{c_r(z) \times c_t(z)}; z \geq z_{\min} \\ I_v(z_{\min}); z < z_{\min} \end{cases}$$

Siden $z > z_{\min}$ finner vi turbulensintensiteten ved den øverste ligning i *ligning (15a)*:

$$I_v(9,9m) = \frac{1,2 \times 0,22}{0,769 \times 0,8} = 0,429$$

Putter verdier inn i *ligning (4)*:

$$v_s(9,9m) = 0,769 \times 0,8 \times 24 = 14,76 \left[\frac{m}{s} \right]$$

Hastighetstrykket blir da fra ligning (5):

$$q_s(9,9m) = c_t^2(9,9m)c_r^2(9,9m)q_b = \frac{\rho}{2} v_s^2(9,9m) = \frac{1,25}{2} \times 14,76^2 = 136 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Nå kan dette settes inn i ligning (14), og man finner hastighetstrykket i toppen av bygget:

$$q_{kast}(9,9m) = [1 + 2k_p I_v(9,9m)] \times q_s(9,9m) = [1 + 2 \times 3,5 \times 0,429] 136 = 545 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

$z[m]$	$c_r(z)$	$v_s(z) \left[\frac{m}{s} \right]$	$q_s(z) \left[\frac{N}{m^2} \right]$	$I_v(z)$	$q_{kast}(z) \left[\frac{N}{m^2} \right]$
1	0,26	5,09	16,16	1,25	157,14
2	0,42	8,01	40,13	0,79	262,27
3	0,51	9,73	59,12	0,65	328,73
4	0,57	10,94	74,82	0,58	378,11
5	0,62	11,88	88,27	0,53	417,68
6	0,66	12,65	100,08	0,50	450,85
7	0,69	13,31	110,64	0,48	479,46
8	0,72	13,87	120,22	0,46	504,67
9	0,75	14,37	129,00	0,44	527,24
9,9	0,77	14,77	136,33	0,43	545,74

(Tabell 4.4 viser hastighetstrykkene for de forskjellige høydenivåene til bygget)

Bruker den største verdien $q_{kast,x} = 545,74 \left[\frac{N}{m^2} \right]$

Hastighetstrykk i y-retning:

For vind i y-retning antas det at det hastighetstrykket ikke blir påvirket av noen topografiske faktorer, og $q_{kast,y} = q_{k0}(z)$

Fra pkt.E.3 finnes fra *diagram c)* med $v_{REF} = 26 \left[\frac{m}{s} \right]$, terrengruhet III og $z = 9,9[m]$ at hastighetstrykket i y-retning er $q_{kast,y} = 740 \left[\frac{N}{m^2} \right]$

Vindtrykk og vindsug i begge retningene:

Pkt.10 Formfaktorer, kraftfaktorer og friksjonsfaktorer:

Pkt.10.2.1 Bygninger:

Når det belastede arealet er større eller lik 10 m^2 , så brukes $c_{pe,10}$, til å finne utvendig formfaktor.

Tab.5 gir $A > 10[m^2] \Rightarrow c_{pe} = c_{pe,10}$

Pkt.10.2.2 Vertikale vegger i rektangulære bygninger og referansehøyde for vindlastberegning:

Ser på vind i x – og y-retning, og fra *figur 11* fås:

VINDRETNING	x	y
d	18,4	16,0
b	16,0	18,4
h/d	0,54	0,62
$e = \min \begin{cases} b \\ 2h = 19,8 \end{cases}$	16,0	18,4
Sone C? $d > e$	Ja	Nei
UTSTREKNING AV SONER:		
$A = e/5$	3,20	3,68
$B = e - (e/5)$	12,80	14,72
$C = d - e$	2,4	0
D	16,0	18,4
E	16,0	18,4

(Tabell 4.5 viser utstrekningen av de forskjellige sonene til bygget)

Siden $h < b$ for begge vindretningen, så vil bygget være delt inn i en sone i følge *tab.6*

Feltet C forekommer bare dersom $d > e$

Så brukes *tab.7* til å bestemme formfaktorene for veggene. Finner da faktorene for sone A, B, C, D og E, som er avhengig av forholdet $\frac{h}{d}$. Mellomliggende verdier for $\frac{h}{d}$ skal interpoleres med formelen:

$$c_{pe,10,i} = c_{pe,10,a} + (c_{pe,10,b} - c_{pe,10,a}) \frac{\left[\left(\frac{h}{d} \right)_i - \left(\frac{h}{d} \right)_a \right]}{\left[\left(\frac{h}{d} \right)_b - \left(\frac{h}{d} \right)_a \right]}$$

Sitat fra NS 3491-4:

“Dersom kraften fra vinden på bygningen bestemmes ved å benytte formfaktorverdiene for vindsiden og lesiden samtidig (sone D og E) kan det tas hensyn til at disse ikke opptrer med maksimal korrelasjon. For bygninger med $\frac{h}{d} > 5,0$ og bygninger med $\frac{h}{d} < 1,0$ kan derfor resultantkraften på bygningene multipliseres hhv, med faktorene 1,0 og 0,85. For mellomliggende verdier av $\frac{h}{d}$ kan lineær interpolasjon benyttes”.

Benytter da samme interpoleringsformel som oven. Siden $\frac{h}{d} = 0,5 < 1,0$ for begge vindretningene, så vil korrelasjonsfaktoren være 0,85 for begge tilfellene.

Sug har negativ formfaktor, mens trykk har positiv.

$$w_{e,i} = q_{kast} c_{pe,10,i} = \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

x-retning $\frac{h}{d} = 0,54$ og $q_{kast,x} = 0,545 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$					
SONE	A	B	C	D	E
Interpolering	Nei	Nei	Nei	Ja	Ja
Utvendig formfaktor $c_{pe,10,i}$	1,2	0,8	0,5	0,74	0,38
Vindtrykk $w_{e,i}$	0,65	0,44	0,27	0,40	0,21
Sug/trykk?	Sug	Sug	Sug	Trykk	Sug

(Tabell 4.6 viser vindtrykk for de forskjellige sonene i x-retning)

y-retning $\frac{h}{d} = 0,62$ og $q_{kast,y} = 0,74 \left[\frac{N}{m^2} \right]$					
SONE	A	B	C	D	E
Interpolering	Nei	Nei	-	Ja	Ja
Utvendig formfaktor $c_{pe,10,i}$	1,2	0,8	-	0,75	0,40
Vindtrykk $w_{e,i}$	0,89	0,59	-	0,56	0,30
Sug/trykk	Sug	Sug	-	Trykk	Sug

(Tabell 4.7 viser vindtrykk for de forskjellige sonene i y-retning)

4.3 PERMANENTE LASTER

4.3.1 NYTTELASTER

Finner først nyttelastene. Bruker da *NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008*. Fra tab.N.A.6.1, ser man boligkomplekset kommer inn under kategori A, arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter, Videre fra *tab.N.A.6.2*:

Kategori A	$q_k \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
Gulv/dekker	2,0
Trapper	3,0
Balkonger/veranda	4,0

(Tabell 4.8 viser de aktuelle nyttelastene)

4.3.2 EGENLASTER.

Egenlastene for både ved bruk av elementer og plasstøpt betong blir nå behandlet. For både elementene og plasstøpt betong antas det at brukes lett flytende golv, lette skillevegger og nedhengt himling. Det samme gjelder for taket, der oppbyggingen er vist i figur 8.1. Selv om bygget bare delvis er kledd med fasadekledning så antas det at hele bygget er kledd. Fra oppslagsverk kan tyngdetettheten til de forskjellige materialene finnes. Egenlasten finnes ved å multiplisere tyngdetettheten med tykkelsen på materialet. For noen standard materialer er egenlasten oppgitt i oppslagsverk.

ELEMENTER	Tykkelse $d[mm]$	Tetthet $\left[\frac{kN}{m^3} \right]$	Egenlast $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$
Vegger:			
Massive veggelement	200	25	5,0
Fasadekledning			0,6
Sum vegger			5,6
Etasjeskillere:			
HD 200 fuget			2,6
Påstøp	10	25	0,25
Lette skillevegger			0,5
Nedhengt himling			0,15
Lett, flytende golv			0,5
Sum etasjeskillere			4,0
Tak:			
HD 200 fuget			2,6
EPS	300	0,3	0,09
Asfaltbelegg			0,05
Nedhengt himling			0,15
Sum tak			2,89

(Tabell 4.9 viser egenlastene ved bruk av elementer)

PLASSTØPT BETONG	Tykkelse $d[mm]$	Tetthet $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$	Egenlast $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$
Yttervegger:			
Massive veggelement	200	25	5,0
Kledning inne/ute			0,6
Sum vegger			5,6
Etasjeskillere:			
Betongdekke	350	25	8,75
Lette skillevegger			0,5
Nedhengt himling			0,15
Lett, flytende golv			0,5
Sum etasjeskillere			9,9
Tak:			
Betongdekke	350	25	8,75
EPS	300	0,3	0,09
Asfaltbelegg			0,05
Nedhengt himling			0,15
Sum tak			9,04

(Tabell 4.10 viser egenlastene ved bruk av plasstøpt betong)

4.4 VERTIKALE LASTER PÅ MODELLEN

For å finne skjevstillingslastene, trenger man de totale vertikale lastene for alle dekkene. Her blir det ikke tatt med egenlast fra trappene som ligger på hver sin side av bygget.

Karakteristiske vertikale laster for hele bygget:

ELEMENTER		$\left[\frac{kN}{etasje}\right]$
Tak:		
Sum egenlast dekker tak	$= 2,89 \times 19,2 \times 16,0$	$G_{tak} = 887,8$
Sum snølast på tak	$= 2,4 \times 19,2 \times 16,0$	$S = 737,3$
Etasjeskillere:		
Egenlast HD m.himling,golv	$= 3,5 \times (23,15 \times 16 - 2,8 \times 4,6)$	$= 1251,3$
Egenlast yttervegger	$= 5,6 \times 3,0 \times 48,8$	$= 819,8$
Egenlast skillevegger	$= 6,2 \times 2,8 \times 27,4$	$= 475,7$
Egenlast lette skillevegger	$= 0,5 \times 2,8 \times 91$	$= 127,4$
Sum egenlast etasjeskillere		$G_{e.skillere} = 2674,2$
Nyttelast golv	$= 2,0 \times 240,4$	$= 480,8$
Nyttelast balkong	$= 4,0 \times 86,6$	$= 346,6$
Sum nyttelast		$P = 827,4$

(Tabell 4.11 viser karakteristiske vertikale krefter for hver etasje)

Karakteristiske vertikale laster for veggskivene I-VII:

Prosedyren for alle veggskivene:

- Finn lastarealet på dekker som belaster skiven.
- Finn egenlast og nyttelast for dekker over kjelleretasje til loftsetasjen.
- Finn egenlast og snølast for tak, som stikker 1,1[m] over dekke.

Utrekning for skive I blir gjort i detalj. Resten av skivene blir satt opp i enkel tabell.

Skive I:

Lastareal på dekker som belaster skive I: $A = 20,0[m^2]$

Høyde $H = 3,0[m]$ og tykkelse $t = 0,2[m]$

Dekker under tak		[kN]
Egenlast etasjeskillere	$= 4,0 \times 20,0$	$= 80,0$
Egenlast vegger	$= 5,6 \times 3,0 \times 5,2$	$= 87,4$
Nyttelast	$= 2,0 \times 20,0$	$= 40,0$
Tak		
Egenlast tak	$= 2,89 \times 20,0$	$= 57,8$
Egenlast vegger	$= 5,6 \times 1,1 \times 5,2$	$= 32,0$
Snølast	$= 2,4 \times 20,0$	$= 48,0$

(Tabell 4.12 viser vertikale krefter på veggskive I)

Veggskive	Bredde $h[m]$	Areal $A[m^2]$	Etasjeskillere [kN]	Vegger [kN]	$\sum G_e[kN]$	$P[kN]$
I	5,2	20,0	80,0	87,4	167,4	40,0
II	7,7	0,0	0,0	129,4	129,4	0,0
III	5,2	20,0	80,0	90,3	170,3	40,0
IV	2,3	0,0	0,0	32,2	32,2	0,0
V	2,2	7,1	28,4	30,8	59,2	14,2
VI	2,3	0,0	0,0	32,2	32,3	0,0
VII	2,2	7,1	28,4	30,8	59,2	14,2

(Tabell 4.13 viser vertikale krefter på alle veggskivene for etasjene under taket)

Veggskive	Bredde $h[m]$	Areal $A[m^2]$	Tak [kN]	Vegger [kN]	$\sum G[kN]$	$S[kN]$
I	5,2	20,0	57,8	21,8	79,6	48,0
II	7,7	0,0	0,0	32,3	32,3	0,0
III	5,2	20,0	57,8	21,8	79,6	48,0
IV	2,3	0,0	0,0	9,7	9,7	0,0
V	2,2	7,1	20,5	9,2	29,7	17,0
VI	2,3	0,0	0,0	9,7	9,7	0,0
VII	2,2	7,1	20,5	9,2	29,5	17,0

(Tabell 4.14 viser vertikale krefter på alle veggskivene for tak)

Siden bygget består av flere etasjer, så kan nyttelastene reduseres med en etasjereduksjonsfaktor α_n , som virker på nyttelasten fra overliggende etasjer. Fra *NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008 ligning (NA.6.2)*:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}$$

der:

- $n > 2$ er antall etasjer over de belastede bærende delene fra samme kategori.
- ψ_0 er en faktor angitt i *tab. N.A.A1.1* i nasjonalt tillegg til *NS-EN 1990*

Fra *tab. N.A.A1.1* finnes at for boliger er $\psi_0 = 0,7$

Ser først på karakteristisk last på fundamentet. Finner nå vertikal last i bunnfugen. Det er nå $n = 3$ etasjer som regnes med, og det antas at dekket på grunnen ikke belaster fundamentene.

$$\alpha_n = \frac{2 + (3 - 2) \times 0,7}{3} = 0,9$$

Ser nå på de andre karakteristiske vertikale lastene for veggskivene. Siden $n \leq 2$ for de andre etasjene, så blir $\alpha_n = 1,0$

Beregner karakteristisk vertikal last på veggskive I, mens resten av veggskivene blir satt opp i tabell.

Skive I:

Karakteristisk last på fundamentet:

$\alpha_n = 0,9$. Man regner med 2 etasjer for $\sum G$, og tar med egenlast fra overliggende vegg og kledning. I tillegg blir egenlast fra taket, snølast og nyttelast medregnet.

$$G = (2 \times 167,4) + 79,6 + 87,4 = 501,8 [kN]$$

$$S = 48,0 [kN]$$

$$P = 2 \times 0,9 \times 40,0 = 72,0 [kN]$$

Karakteristisk last på veggskive fra dekke over kjelleretasje:

$\alpha_n = 1,0$ siden antall etasjer over veggskiven nå er mindre enn 3. Man regner med 1 overliggende etasje for $\sum G$, og tar med egenlast fra overliggende vegg og kledning. I tillegg blir egenlast fra taket, snølast og nyttelast medregnet.

$$G = 167,4 + 79,6 + 87,4 = 334,4 [kN]$$

$$S = 48,0[kN]$$

$$P = 1,0 \times 40,0 = 40,0[kN]$$

Karakteristisk last på veggskive fra taket:

Her tas med egenlast fra taket og overliggende vegg og kledning, samt nyttelast og snølast.

$$G = 79,6 + 87,4[kN]$$

$$S = 48,0[kN]$$

$$P = 1,0 \times 40,0 = 40,0[kN]$$

Veggskive	Kjelleretasje			1 etasje			Loftsetasje	
	G	P	S	G	P	S	G	S
I	501,7	104,0	48,0	334,4	40,0	48,0	167,0	48,0
II	420,4	0,0	0,0	291,1	0,0	0,0	161,7	0,0
III	510,5	104,0	48,0	340,2	40,0	48,0	169,9	48,0
IV	106,3	0,0	0,0	74,1	0,0	0,0	41,9	0,0
V	178,9	36,9	17,0	119,8	14,2	17,0	60,6	17,0
VI	106,3	0,0	0,0	74,1	0,0	0,0	41,9	0,0
VII	178,9	36,9	17,0	119,8	14,2	17,0	60,6	17,0

(Tabell 4.15 viser egenlast, snølast og nyttelast for skivene i de forskjellige etasjene)

4.5 HORISONTALE LASTER PÅ MODELLEN

Karakteristisk vindlast på bygningen:

I avsnitt 4.2 er det funnet de forskjellige vindtrykkene – og sugene for de forskjellige sonene for bygget, både i x – og y-retning. Når det brukes formfaktor for vind – og leside samtidig så skal resultantkraften reduseres med korrelasjonsfaktoren som er regnet til 0,85. Regner hver etasje på $3,0[m]$ så blir de karakteristiske vindlastene:

Mot dekke over kjelleretasjen til loftsetasjen for x – og y-retning:

Sone i:		$w_{ei,x} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$h_{vi,x} \left[\frac{kN}{m} \right]$	$w_{ei,y} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$h_{vi,y} \left[\frac{kN}{m} \right]$
A	Sug	0,65	1,95	0,89	2,67
B	Sug	0,44	1,32	0,59	1,77
C	Sug	0,27	0,81	-	-
D	Trykk	0,40	1,20	0,56	1,68
E	Sug	0,21	0,63	0,30	0,90

(Tabell 4.16 viser vindlastene i x – og y-retning mot dekkene opp til loftsetasjen)

Vindlaster i x- og y-retning:

$$h_{v,x} = (h_{vD,x} + h_{vE,x}) \times \text{korrelasjonsfaktor} = (1,20 + 0,63) \times 0,85 = 1,56 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$h_{v,y} = (h_{vD,y} + h_{vE,y}) \times \text{korrelasjonsfaktor} = (1,68 + 0,90) \times 0,85 = 2,19 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Resulterende vindlast per dekkeskive i x- og y-retning:

$$P_{v,x} = h_{v,x} \times 16,0 = 1,56 \times 16,0 = 24,96 [kN]$$

$$P_{v,y} = h_{v,y} \times 18,4 = 2,19 \times 18,4 = 40,29 [kN]$$

Vindtrykk på vegg i x- og y-retning:

$$p_{v,x} = (w_{eD,x} + w_{eE,x}) \times \text{korrelasjonsfaktor} = (0,40 + 0,21) \times 0,85 = 0,52 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$p_{v,y} = (w_{eD,y} + w_{eE,y}) \times \text{korrelasjonsfaktor} = (0,56 + 0,30) \times 0,85 = 0,73 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Mot tak i x- og y-retning:

$$h_{v,tak,x} = p_{v,x} \times \left(\frac{3,0}{2} + 1,1 \right) = 0,52 \times 2,6 = 1,35 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$h_{v,tak,y} = p_{v,y} \times \left(\frac{3,0}{2} + 1,1 \right) = 0,73 \times 2,6 = 1,89 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Der vindtrykket virker over halve loftsetasjen og hele taktykkelsen.

Dette gir resulterende vindlast på takskiven:

$$P_{v,tak,x} = h_{v,tak,x} \times 16,0 = 1,35 \times 16,0 = 21,6 [kN]$$

$$P_{v,tak,y} = h_{v,tak,y} \times 18,4 = 1,89 \times 18,4 = 34,78 [kN]$$

Karakteristiske skjevstillingslaster:

Det skal regnes skjevstillingslaster på 1% av alle vertikale laster. De vertikale lastene for hele bygget finnes fra tab.4.11

Pr. dekkeskive:

$$1\% \text{ av egenlast: } G_{1\%} = 0,01 \times G_{dekker} = 0,01 \times 2674,2 = 26,74 [kN]$$

$$1\% \text{ av nyttelast: } P_{1\%} = 0,01 \times P_{dekker} = 0,01 \times 827,4 = 8,27 [kN]$$

Takskive:

$$1\% \text{ av egenlast: } G_{1\%} = 0,01 \times G_{tak} = 0,01 \times 887,8 = 8,88 [kN]$$

$$1\% \text{ av snølast: } S_{1\%} = 0,01 \times S_{tak} = 0,01 \times 737,3 = 7,37 [kN]$$

Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand:

Bruk av NS-EN 1990:2002+NA:2008.

	Permanent last	Dominerende variable laster	Øvrige variable laster
Ligning 6.10 a)	$\gamma_{Gj, sup} = 1,35$	$\gamma_{Q,i} \times \psi_0 = 1,5 \times 0,7 = 1,05$	$\gamma_{Q,i} \times \psi_0 = 1,5 \times 0,7 = 1,05$
Ligning 6.10 b)	$\xi \times \psi_0 = 0,89 \times 1,35 = 1,2$	$\gamma_{Q,1} = 1,5$	$\gamma_{Q,i} \times \psi_0 = 1,5 \times 0,7 = 1,05$

(Tabell 4.17 viser lastfaktorene)

Velger ugunstig tilfelle for permanente laster.

For dekkene gjelder lastene:

$$G_{1\%} = 26,74 [kN], P_{1\%} = 8,27 [kN], P_{v,x} = 24,96 [kN], P_{v,y} = 40,29 [kN]$$

	Permanent last	Dominerende variable laster		Øvrige variable laster
	$G_{1\%} [kN]$	$P_{v,x} [kN]$	$P_{v,y} [kN]$	$P_{1\%} [kN]$
Lign. 6.10 a)	$= 1,35 \times 26,74 = 36,1$	$= 1,05 \times 24,96 = 26,2$	$= 1,05 \times 40,29 = 42,3$	$= 1,05 \times 8,27 = 8,7$
Lign. 6.10 b)	$= 1,2 \times 26,74 = 32,1$	$= 1,5 \times 24,96 = 37,4$	$= 1,5 \times 40,29 = 60,4$	$= 1,05 \times 8,27 = 8,7$

(Tabell 4.18 viser dimensjonerende horisontale laster for dekkene opp til loftsetasjen)

Dimensjonerende laster for dekkene med ligning 6.10a):

$$H_{f,x} = 36,1 + 26,2 + 8,7 = 71,0 [kN]$$

$$H_{f,y} = 36,1 + 42,3 + 8,7 = 87,1 [kN]$$

Dimensjonerende laster for dekkene med ligning 6.10b):

$$H_{f,x} = 32,1 + 37,4 + 8,7 = 78,2 [kN]$$

$$H_{f,y} = 32,1 + 60,4 + 8,7 = 101,2 [kN]$$

For taket gjelder lastene:

$$G_{1\%} = 8,88 [kN], S_{1\%} = 7,37 [kN], P_{v,x} = 21,6 [kN], P_{v,y} = 34,78 [kN]$$

	Permanent last	Dominerende variable laster		Øvrige variable laster
	$G_{1\%} [kN]$	$P_{v,x} [kN]$	$P_{v,y} [kN]$	$S_{1\%} [kN]$
Lign. 6.10 a)	$= 1,35 \times 8,88 = 12,0$	$= 1,05 \times 21,6 = 22,7$	$= 1,05 \times 34,78 = 36,5$	$= 1,05 \times 7,37 = 7,7$
Lign. 6.10 b)	$= 1,2 \times 8,88 = 10,7$	$= 1,5 \times 21,6 = 32,4$	$= 1,5 \times 34,78 = 52,2$	$= 1,05 \times 7,37 = 7,7$

(Tabell 4.19 viser dimensjonerende horisontale laster mot taket)

Dimensjonerende laster for taket med ligning 6.10a):

$$H_{f,x,tak} = 12,0 + 22,7 + 7,7 = 42,4 [kN] = \frac{42,4}{71,0} H_f = 0,6 H_f$$

$$H_{f,y,tak} = 12,0 + 36,5 + 7,7 = 56,2 [kN] = \frac{56,2}{87,1} H_f = 0,65 H_f$$

Dimensjonerende laster for taket med ligning 6.10b):

$$H_{f,x,tak} = 10,7 + 32,4 + 7,7 = 50,8 [kN] = \frac{50,8}{78,2} H_f = 0,65 H_f$$

$$H_{f,y,tak} = 10,7 + 52,2 + 7,7 = 70,6 [kN] = \frac{70,6}{101,2} H_f = 0,7 H_f$$

Velger den lastkombinasjonen som gir den største last påkjenningen. For både dekkene og taket er det da ligning 6.10b) som gjelder.

Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand:

$$\text{Dekkene} \Rightarrow H_{f,x} = 78,2 [kN], H_{f,y} = 101,2 [kN]$$

$$\text{Taket} \Rightarrow H_{f,x,tak} = 50,8 [kN], H_{f,y,tak} = 70,6 [kN]$$

Dimensjonerende vindlaster x – og y-retning ved å bruke en lastfaktor $\gamma = 1,5$, der henholdsvis dimensjonerende vindlaster i x-retning er $h_{if,x} = \gamma \times h_{vi,x}$ og y-retning

$$h_{if,y} = \gamma \times h_{vi,y}$$

Sone i:		$h_{if,x} \left[\frac{kN}{m} \right]$	$h_{if,y} \left[\frac{kN}{m} \right]$
A	Sug	2,93	4,0
B	Sug	1,98	2,66
C	Sug	1,22	-
D	Trykk	1,80	2,52
E	Sug	0,95	1,35

(Tabell 4.20 viser dimensjonerende vindlaster)

4.6 AVSTIVNINGSSYSTEM

Homogent uarmert tverrsnitt:

For å bestemme stivhetene på kan det brukes følgende metoder:

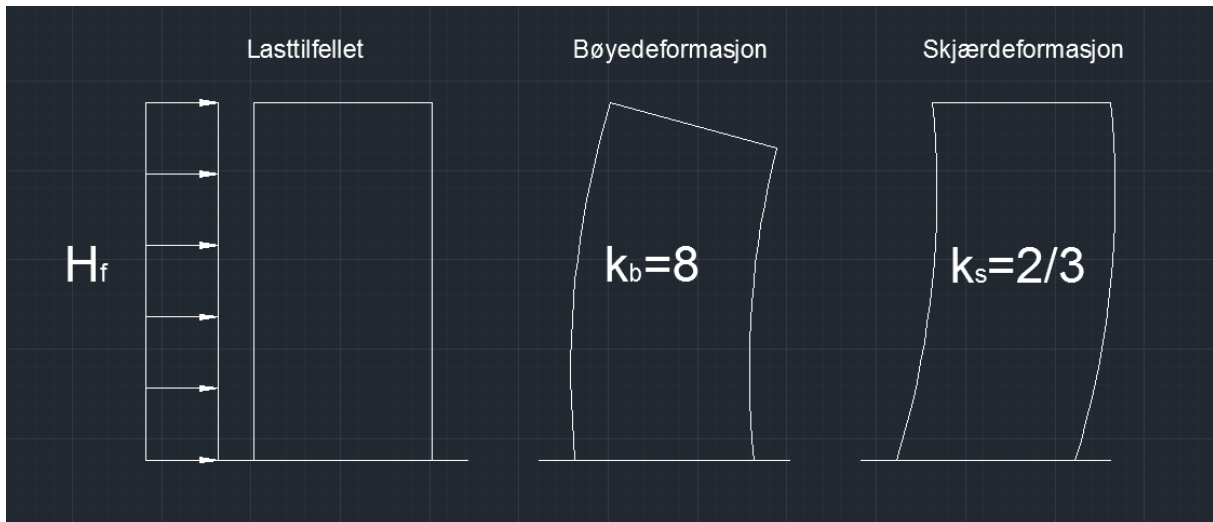
- Metode a: antar et homogent og uarmert tverrsnitt. Stadium 1, der vanlige formler for treghetsmoment, tyngdepunkt, hovedakser etc. kan brukes.
- Metode b: bruke moment-krumning analyse med gjennomsnittsverdier.
- Metode c: bruke moment-krumning analyse med numerisk integrasjon.

Velger å bruke metode a, siden denne metoden bruker klassiske formler, og krever ikke så store utregninger.

Utregning for skive I blir gjort i detalj. Resten av skivene blir satt opp i enkel tabell.

For alle skivene er:

- $t = 0,2[m]$
- $l = 2,5 + 0,35 + 2,8 + 0,35 + 2,8 + 0,35 = 9,15[m]$
- $E_{ck} = 26,36 \times 10^6 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$ for fasthetsklasse B30
- Fra figur er stivetskoeffisientene $k_s = \frac{2}{3}$ og $k_b = 8$.
- Areal for skive i: $A_i = t \times h_i$
- Treghetsmomentet av skive i: $I_i = \frac{t \times h_i^3}{12} [m^4]$
- Bøystivhet for skive i: $K_{bi} = \frac{k_b \times I_i \times E_{ck}}{l^3} \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Skjærstivhet for skive i: $K_{si} = \frac{k_s \times A_i \times E_{ck}}{l} \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Stivhet for veggskive i: $\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{si}} \left[\frac{kN}{m} \right]$



(Figur 4.1 viser deformasjonstilfellet for veggskivene)

Skive I:

$$t = 0,2[m], h = 5,2[m], l = 9,9[m]$$

$$\text{Tregghetsmoment: } I_l = \frac{0,2 \times 5,2^3}{12} = 2,34[m^4]$$

$$\text{Areal: } A_l = 0,2 \times 5,2 = 1,04[m^2]$$

$$\text{Bøyestivhet: } K_{bl} = \frac{8 \times 77,62 \times 26,36 \times 10^6}{9,15^3} = 645106 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Skjærstivhet: } K_{sl} = \frac{\frac{2}{3} \times 1,04 \times 26,36 \times 10^6}{9,15} = 1997406 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Samlet stivhet: } \frac{1}{K_l} = \frac{1}{645106} + \frac{1}{1997406} \Rightarrow K_l = 487619 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Veggskive	$h[m]$	$A[m^2]$	$I[m^4]$	$K_b \left[\frac{kN}{m} \right]$	$K_s \left[\frac{kN}{m} \right]$	$K \left[\frac{kN}{m} \right]$
I	5,2	1,04	2,34	645106	1997406	487619
II	7,7	1,54	7,61	2094561	2957698	1226199
III	5,2	1,04	2,34	645106	1997406	487619
IV	2,3	0,46	0,20	55822	883468	52504
V	2,2	0,44	0,18	48853	845056	46183
VI	2,3	0,44	0,18	55822	883468	52504
VII	2,2	0,46	0,20	48853	845056	46183

(Tabell 4.21 viser oversikt over stivhetene til hver skive)

Fordeling av krefter i y-retning:

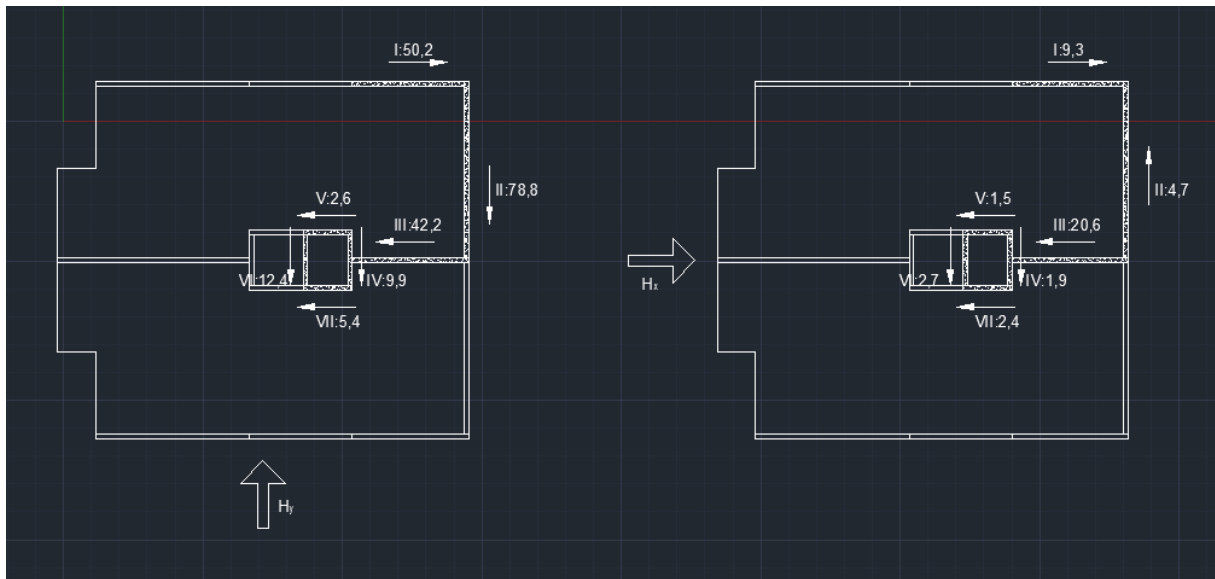
Skive	I	II	III	IV	V	VI	VII	Sum
a	2,6	0,1	2,6	5,3	6,3	7,3	6,3	
b	15,9	11,95	8,0	8,0	9,25	8,0	6,75	
K_x	487619	0,0	487619	0,0	46183	0,0	46183	1067604
K_y	0,0	1226199	0,0	52504	0,0	52504	0,0	1331207
aK_y	0,0	122620	0,0	278273	0,0	383282	0,0	784175
bK_x	7753142	0,0	3900949	0,0	427192	0,0	311735	12393018
$x_t = \frac{\sum(a_i \times K_{yi})}{K_y} = \frac{784175}{1331207} = 0,589[m], \quad y_t = \frac{\sum(b_i \times K_{xi})}{K_x} = \frac{12393018}{1067604} = 11,608[m]$								
$e_x = 9,2 - x_t = 9,2 - 0,589 = 8,611[m], \quad e_y$ eksisterer ikke siden det ikke er horisontalkraft i x-retning								
$\delta_x = \frac{H_{f,x}}{K_x} = \frac{0,0}{5513650} = 0,0[m], \quad \delta_y = \frac{H_{f,y}}{K_y} = \frac{101,2}{1331207} = 0,000076[m]$								
$M_z = H_{f,x}e_y + H_{f,y}e_x = 0,0 + 101,2 \times 8,611 = 871,4[kNm]$								
x	2,011	-0,489	2,011	4,711	5,711	6,711	5,711	
y	4,292	0,342	-3,608	-3,608	-2,358	-3,608	-4,858	
x^2K_y	0,0	293210	0,0	1165257	0,0	2364667	0,0	3823134
y^2K_x	8982552	0,0	6347656	0,0	256785	0,0	1089924	16676917
$I = 3823134 + 16676917 = 20500051 \quad d\varphi = \frac{M_z}{I} = \frac{871,4}{20500051} = 0,000043$								
Trans.								
H_x	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
H_y	0,0	93,2	0,0	4,0	0,0	4,0	0,0	
Rot:								
H_x	-50,2	0,0	42,2	0,0	2,6	0,0	5,4	
H_y	0,0	-14,4	0,0	5,9	0,0	8,4	0,0	
Sum								
H_x	-50,2	0,0	42,2	0,0	2,6	0,0	5,4	
H_y	0,0	78,8	0,0	9,9	0,0	12,4	0,0	

(Tabell 4.22 viser fordelingen av kreftene med krefter i y-retning)

Fordeling av krefter i x-retning:

Skive	I	II	III	IV	V	VI	VII	Sum
a	2,6	0,1	2,6	5,3	6,3	7,3	6,3	
b	15,9	11,95	8,0	8,0	9,25	8,0	6,75	
K_x	487619	0,0	487619	0,0	46183	0,0	46183	1067604
K_y	0,0	1226199	0,0	52504	0,0	52504	0,0	1331207
aK_y	0,0	122620	0,0	278273	0,0	383282	0,0	784175
bK_x	7753142	0,0	3900949	0,0	427192	0,0	311735	12393018
$x_t = \frac{\sum(a_i \times K_{yi})}{K_y} = \frac{784175}{1331207} = 0,589[m], \quad y_t = \frac{\sum(b_i \times K_{xi})}{K_x} = \frac{12393018}{1067604} = 11,608[m]$								
$e_y = y_t - 8,0 = 11,608 - 8,0 = 3,608[m], \quad e_x$ eksisterer ikke siden det ikke er horisontalkraft i y-retning								
$\delta_x = \frac{H_{f,x}}{K_x} = \frac{78,2}{1067604} = 0,000073[m], \quad \delta_y = \frac{H_{f,y}}{K_y} = \frac{0,0}{1331207} = 0,0[m]$								
$M_z = H_{f,x}e_y + H_{f,y}e_x = 78,2 \times 3,608 + 0 = 282,1[kNm]$								
x	2,011	-0,489	2,011	4,711	5,711	6,711	5,711	
y	4,292	0,342	-3,608	-3,608	-2,358	-3,608	-4,858	
x^2K_y	0,0	293210	0,0	1165257	0,0	2364667	0,0	3823134
y^2K_x	8982552	0,0	6347656	0,0	256785	0,0	1089924	16676917
$I = 3823134 + 16676917 = 20500051 \quad d\varphi = \frac{M_z}{I} = \frac{282,1}{20500051} = 0,000014$								
Trans.								
H_x	6,9	0,0	6,9	0,0	0,7	0,0	0,7	
H_y	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Rot:								
H_x	-16,2	0,0	13,7	0,0	0,8	0,0	1,7	
H_y	0,0	-4,7	0,0	1,9	0,0	2,7	0,0	
Sum								
H_x	-9,3	0,0	20,6	0,0	1,5	0,0	2,4	
H_y	0,0	-4,7	0,0	1,9	0,0	2,7	0,0	

(Tabell 4.23 viser fordelingen av kreftene med krefter i y-retning)



(Figur 4.2 viser fordelingen av kreftene i både x – og y-retning)

5 DIMENSJONERING

5.1 DIMENSJONERING AV ELEMENTER

5.1.1 ETASJESKILLERE

Nødvendig antall spenntau i hulldekket:

Nedenfor er det dimensjonert hulldekkene brukt til etasjeskillere og til tak. Tabellen viser at hvert hulldekke, både innendørs og på taket må ha fire spenntau i underkant, og med fire spenntau vil den lengste spennvidde være henholdsvis for dekkene innendørs

dekkene innendørs og taket $8,09[m]$ og $8,46[m]$. Hele beregningen er vist i avsnitt 6.2.1

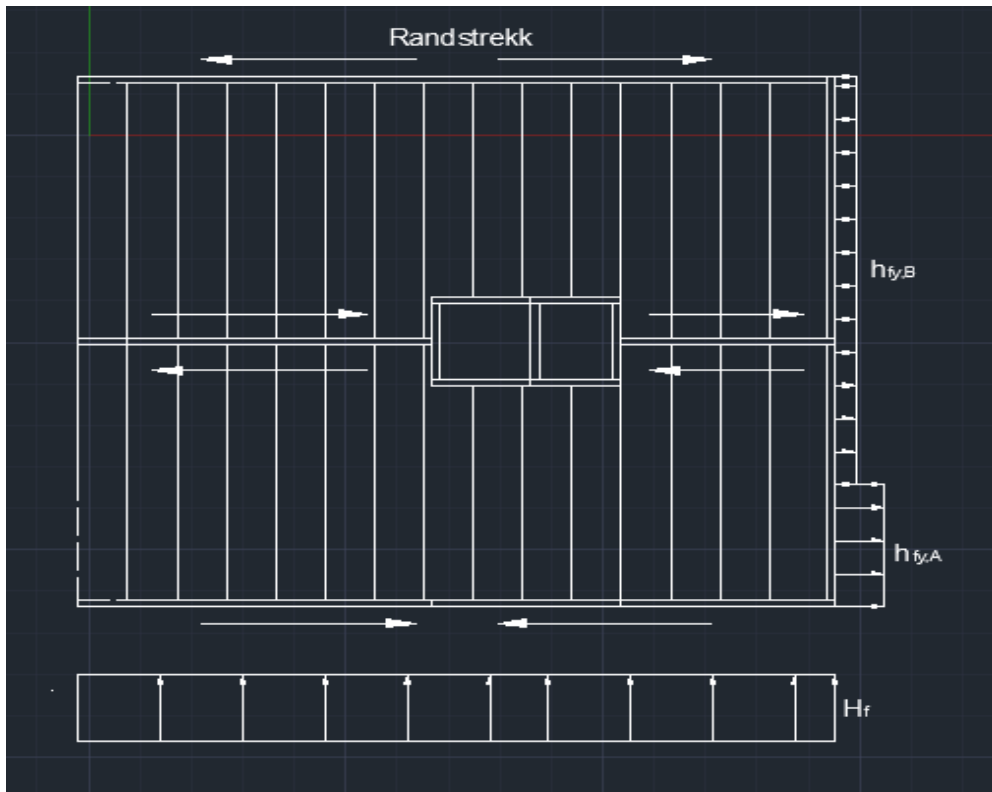
Hulldekkedimensjonering i henhold til moment- og skjærkraft-tabeller fra Block Berge Bygg AS				
Laster etter NS 3490 og NS 3491-1				
Jevnt fordelt laster kN/m ²		Bruk	γ	Brudd
Egenlast hulldekke h=	210	3,15		
Påstøp	10	0,24		
Egenlast for øvrig (jevnt fordelt)	1,15			
Sum egenlast		4,54	1,2	5,45
Nyttelast		2,0	1,5	3,0
q		6,54		8,45
Spennvidde hulldekke		Bruks		Brudd
Oppleggslast (kN/m)	g	18,16	1,2	21,79
	p	8,0	1,5	12,0
	q	26,16		33,79
Max spennvidde mhp. antall spenntau				
0	0,0 m			
1	0,0 m			
2	0,0 m			
3	0,0 m			
4	8,09 m			
		$M = q^2L^2/8*1,2m$ (kNm)		62,78
		$V = q^2L/2*1,2m$ (kN)		31,39
		Nødvendig antall spenntau i underkant hulldekke		4 stk

(Figur 5.1 viser antall nødvendige spenntau til hulldekkene brukt til etasjeskillerne)

Hulldekkedimensjonering i henhold til moment- og skjærkraft-tabeller fra Block Berge Bygg AS				
Laster etter NS 3490 og NS 3491-1				
Jevnt fordelt laster kN/m ²		Bruk	γ	Brudd
Egenlast hulldekke h=	210	3,15		
Påstøp	0	0,0		
Egenlast for øvrig (jevnt fordelt)	0,29			
Sum egenlast		3,44	1,2	4,13
Nyttelast		2,4	1,5	3,6
q		5,84		7,73
Spennvidde hulldekke		Bruks		Brudd
Oppleggslast (kN/m)	g	13,76	1,2	16,51
	p	9,6	1,5	14,4
	q	23,36		30,91
Max spennvidde mhp. antall spenntau				
0	0,0 m			
1	0,0 m			
2	0,0 m			
3	0,0 m			
4	8,46 m			
		$M = q^2L^2/8*1,2m$ (kNm)		56,06
		$V = q^2L/2*1,2m$ (kN)		28,03
		Nødvendig antall spenntau i underkant hulldekke		4 stk

(Figur 5.2 viser antall nødvendige spenntau til hulldekkene brukt til taket)

Velger å dimensjonere med vind – og skjevstillingslaster i y-retning, siden det gir størst krefter på skivene.



(Figur 5.2 viser oppriss av referanse planet med hulldekker og vindlaster)

$$L = 18,4[m], b = b_1 = b_2 = 8,0[m], D = 16,0[m]$$

Antar avstand fra dekkekant til strekkbåndet $l_t = 0,35[m]$

$$d = D - 0,35 = 16,0 - 0,35 = 15,65[m]$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5L = 9,2[m] \\ d = 15,65[m] \\ L = 18,4[m] \end{array} \right\} \Rightarrow 0,5L < d \leq L \Rightarrow z = 0,67d$$

$$z = 0,67 \times 15,65 = 10,5[m]$$

$$\text{Jevnt fordelt horisontallast i y-retning } h_{f,y} = \frac{H_{f,y}}{L} = \frac{101,2}{18,4} = 5,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Maksimal randarmering ved } x = \frac{L}{2} - \frac{z}{n \times \mu_e}$$

Antall fuger som det tenkte risset krysser, hver elementende og midtopplegg, $n = 3$

Antar at elementfugene har en ru overflate $\mu_e = 1,7$

$$x = \frac{18,4}{2} - \frac{10,5}{3 \times 1,7} = 7,14[m]$$

Total randarmering strekkside, A_t :

$$M_\gamma = \frac{h_{f,y} \times L^2}{8} = \frac{5,5 \times 18,4^2}{8} = 232,8[kNm]$$

Siden punktet for maksimal randarmering ligger så nært senterlinjen, vil det være tilstrekkelig å dimensjonere kun for kreftene fra momentpåvirkning.

$$\text{Armering fra moment } A_M = \frac{F_s}{f_{sd}} = \frac{M_\gamma}{z \times f_{sd}} = \frac{232,8 \times 10^6}{10500 \times 400} = 58[mm^2]$$

Sjekker allikevel randarmeringen for der hvor randarmeringen er størst x

$$\text{Maks skjærkraft i hver ende av skiven } V_{\gamma,\max} = \frac{h_{f,y} \times L}{2} = \frac{5,5 \times 18,4}{2} = 50,6[kN]$$

$$\text{Moment i punktet } x \quad M_{\gamma,x} = 50,6 \times 7,14 - \frac{5,5 \times 7,14^2}{2} = 221,1[kNm]$$

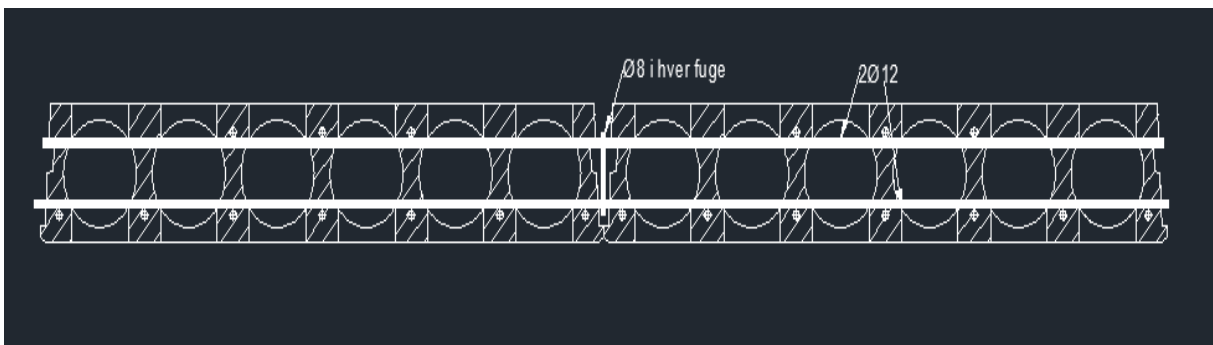
$$\text{Skjær i punktet } x \quad V_{\gamma,x} = h_{f,y} \times 7,14 = 5,5 \times 7,14 = 39,3[kN]$$

$$A_M = \frac{F_s}{f_{sd}} = \frac{M_{\gamma,x}}{z \times f_{sd}} = \frac{221,1 \times 10^6}{10500 \times 400} = 53[mm^2]$$

$$\text{Skjærarmeringsareal per fuge } A_v = \frac{V_{\gamma,x}}{n \times \mu_e \times f_{sd}} = \frac{39,3 \times 10^3}{3 \times 1,7 \times 400} = 20[mm^2]$$

$$A_t = A_M + A_v = 53 + 20 = 73[mm^2]$$

$$\text{Bruk minimum randarmering } 2\emptyset 12 \Rightarrow A_t = 226[mm^2]$$



(Figur 5.3 viser strekkbåndet og forankringen av denne randarmeringen)

Skjærkontroll:

Ser på skjær i de langsgående fugene mellom dekkeelementene. Det må legges

armering på tvers av fugene som kan motstå kraften $F_v = \frac{V_\gamma}{n \times \mu_e}$. Fugens

skjærkapasitet, med høyde $b_f [mm]$, skal holdet kravet:

$$\text{Skjærspenning } \tau = \frac{V_\gamma}{z \times b_f} \leq f_v$$

$$f_v \begin{cases} 0,2 [MPa]; \text{ glatt} \\ 0,4 [MPa]; \text{ for tan net} \end{cases}$$

Antar at dekkelementene har fortannede fuger $f_v = 0,4 [MPa]$. Fugehøyden settes lik hulldekkehøyden $b_f = 200 [mm]$. Den horisontale skiven er satt sammen av hulldekker med modulbredde $B = 1,2 [m]$

$$\text{Ser på skjær i første fuge } V_{\gamma,1} = h_{f,y} \left(\frac{L}{2} - B \right) = 5,5 \times \left(\frac{18,4}{2} - 1,2 \right) = 44,0 [kN]$$

$$\text{Skjærspenning i fugen } \tau = \frac{44,0 \times 10^3}{10500 \times 200} = 0,02 [MPa] \ll f_v = 0,2 [MPa] \Rightarrow OK!$$

Forankring av strekkbånd ved gavli:

For å oppnå tilstrekkelig forankring av randarmeringen og sikre at det ytterste elementet ikke glir ut, men holdes på plass, så skal armeringen bøyes inn i de ytterste kanalene i det ytterste elementet. Fugene mellom hulldekkene har ru overflate og vil gi $\mu_e = 1,7$.

$$\text{Kraft i strekkbåndet fra skjærkraft } F_v = \frac{V_{\gamma,1}}{\mu_e} = \frac{44,0}{1,7} = 25,9 [kN]$$

$$\text{Armering som forankres i ytterste element } A_1 = \frac{F_v}{n \times f_{sd}} = \frac{25,9 \times 10^3}{3 \times 400} = 22 [mm^2]$$

I tillegg må det forankres for vindsug i gavli. For sone A $h_{A,sug} = 4,0 \left[\frac{kN}{m} \right]$ som har en

utstrekning på $l_A = 3,68 [m]$, og sone B $h_{B,sug} = 2,66 \left[\frac{kN}{m} \right]$ med en utstrekning på

$l_A = 12,32 [m]$. Dette er funnet i tab.4.5 og 4.20.

$$F_{v',sug} = 4,0 \times 3,68 + 2,66 \times 12,32 = 47,5 [kN]$$

$$\text{Armering som skal forankres for vindsug } A_{sug} = \frac{F_{v',sug}}{n \times f_{sd}} = \frac{47,5 \times 10^3}{3 \times 400} = 40 [mm^2]$$

$$\text{Total forankringsarmering per side } A_{forankring} = A_1 + A_{sug} = 22 + 40 = 62 [mm^2]$$

Bruker dermed minimumsarmering 2Ø12

Forankring av strekkbåndet til dekket:

Strekkarmeringen må også forankres inn i dekket for å kunne ta opp horisontale skjærpåkjenninger mellom strekkbåndet og elementene. I dette tilfellet er fugene utstøpt og forankringen legges inn i fugene. Dersom den midlere skjærspenningen $\tau_m < 0,05 [MPa]$, så trengs det ikke forankringsarmering. Men dersom dette er tilfellet skal det allikevel legges inn minimumsforankring på 1Ø8 i hver tredje fuge for å forhindre eventuelle riss som kan oppstå.

$$\text{Midlere skjærspenning } \tau_m = \frac{V_{\gamma,1}}{b \times z}$$

Den totale horisontale skjærkraften over dekkebredden $V_{\gamma,h} = \tau_m \times b \times B$

$$= \frac{V_{\gamma,1} \times b \times B}{b \times z} = \frac{V_{\gamma,1} \times B}{z}$$

$$V_{\gamma,1} = h_{f,y} \left(\frac{L}{2} - B \right) = 5,5 \times \left(\frac{18,4}{2} - 1,2 \right) = 44,0 [kN]$$

$$\text{Midlere skjærspenning } \tau_m = \frac{44,0 \times 10^3}{200 \times 10500} = 0,02 [MPa] < 0,05 [MPa]$$

Dvs at forankringsarmering ikke trengs. Men velger likevel å legge inn.

$$\text{Horisontal skjærkraft over dekkebredden } V_{\gamma,h} = \frac{44,0 \times 10^3 \times 1200}{10500} = 5,0 [kN]$$

$$\text{Armering for forankring av strekkbånd } A_B = \frac{V_{\gamma,h}}{\mu_e \times f_{sd}} = \frac{5,0 \times 10^3}{1,7 \times 400} = 8 [mm^2]$$

Det må også legges inn forankring for vindsug på langvegg. Fra tab.4.20 for sone E har man dimensjonerende vindsug på langvegg er $h_{f,y,sug} = 1,35 \left[\frac{kN}{m} \right]$

$$\text{Armering for forankring av vindsug } A_{\text{sug}} = \frac{h_{f,y,\text{sug}} \times B}{f_{sd}} = \frac{1,35 \times 10^3 \times 1,2}{400} = 5 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Total bøylebehov } A_3 = A_B + A_{\text{sug}} = 8 + 5 = 13 [\text{mm}^2]$$

Dette gir 1Ø8 i hver fuge.

Denne forankringen gjelder for gavlene. Antall forankringer kan reduseres nærmere midtspennet.

Armering på langs av midtopplegget:

På langs av det indre opplegget så skal det legges inn armering som kan ta kraften $F_{\gamma,l}$, som kommer fra skjærkraften på langs av dekkeelementene. Oppleggspunktet er den indre massive skilleveggen. Dette vil gi $n = 3$ fuger på tvers av dekkeelementene.

$$F_{\gamma,l} = \frac{V_{\gamma,1}}{n \times \mu_e} = \frac{44,0}{3 \times 1,7} = 8,6 [\text{kN}]$$

$$\text{Armeringen på langs av midtopplegget } A_4 = \frac{F_{\gamma,l}}{f_{sd}} = \frac{8,6 \times 10^3}{400} = 22 [\text{mm}^2]$$

Bruker dermed minimumsarmering 2Ø12

Armering på tvers av midtopplegget:

Avstand fra skivens nøytralakse til dekkestripens tyngdepunkt

$$y = \frac{D}{2} - \frac{b}{2} = \frac{16,0}{2} - \frac{8,0}{2} = 4,0 [\text{m}]$$

$$\text{Statisk moment ved midtopplegg } S = b \times y = 8,0 \times 4,0 = 32 [\text{m}^2]$$

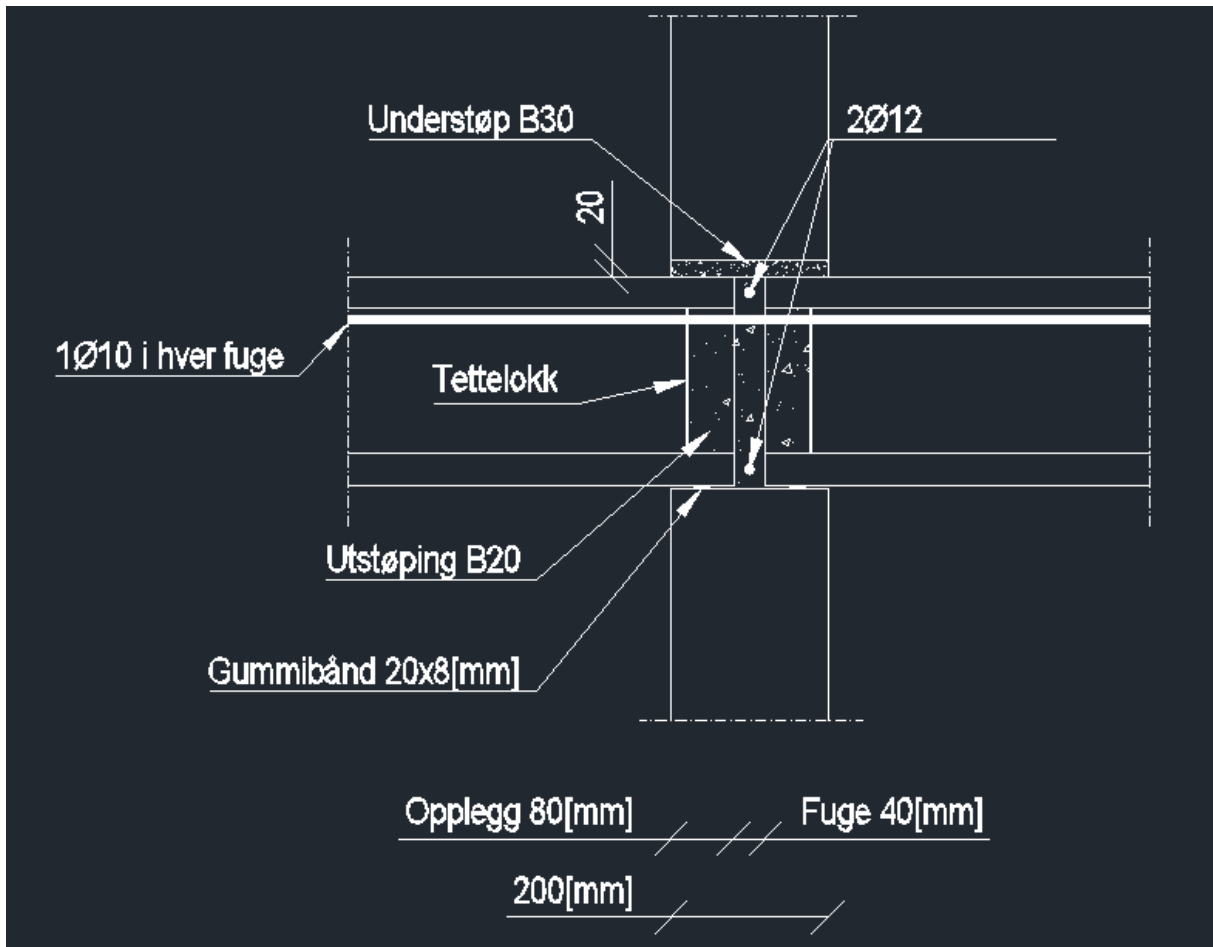
$$\text{Tregghetsmoment } I = \frac{D^3}{12} = \frac{16,0^3}{12} = 341,3 [\text{m}^3]$$

$$\text{Skjærkraft ved midtopplegg } V_{\gamma,h} = \frac{V_{\gamma,1} \times S}{I} = \frac{44,0 \times 32,0}{341,3} = 4,1 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Kraften som skal motvirke skjærkraften } F_2 = \frac{V_{\gamma,h} \times B}{\mu_e} = \frac{4,1 \times 1,2}{1,7} = 2,9 [\text{kN}]$$

$$\text{Armering på tvers av midtopplegget } A_5 = \frac{F_2}{f_{sd}} = \frac{2,9 \times 10^3}{400} = 8 [\text{mm}^2]$$

Bruker minimumsarmering 1Ø10 i hver fuge.



(Figur 5.4 viser etasjekysset, der hulldekkene er opplagt på den massive skilleveggen)

Forbindelse mellom horisontalskive og gavlvegg skive II:

Maks kraft ved skive II $H_{II} = 78,8[kN]$

$$\text{Jevnt fordelt last ved skive II } h_{f,II} = \frac{H_{II}}{h_{II}} = \frac{78,8}{7,7} = 10,2 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Velger friksjonskoeffisient for glatt fuge og B-20 $\mu_{\min,e} = 1,12$

$$\text{Kraften som innføres i skjærfugen } S_{II} = \frac{h_{f,II}}{\mu} = \frac{10,2}{1,12} = 9,1 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Største vindsug på veggskive II } S_{sug} = 4,0 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Samlet strekk } S_f = S_{II} + S_{sug} = 9,1 + 4,0 = 13,1 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

HD 200 med betongsjikt over kanalene og påstøp gir $t = 12 + 10 = 22[mm]$, og det antas at det forankres i kanal nummer 2.

$$\text{Øvre grenselast } s_{d\phi} = 0,5 \times f_{td} \times t = 0,5 \times \frac{2,3}{1,4} \times 22 = 18,0 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Minste senteravstand med forankring i kanal 2 } s = 0,8[m]$$

$$\text{Maks kapasitet per punktlast } S_d = s_{d\phi} \times s = 18,0 \times 0,8 = 14,4[kN]$$

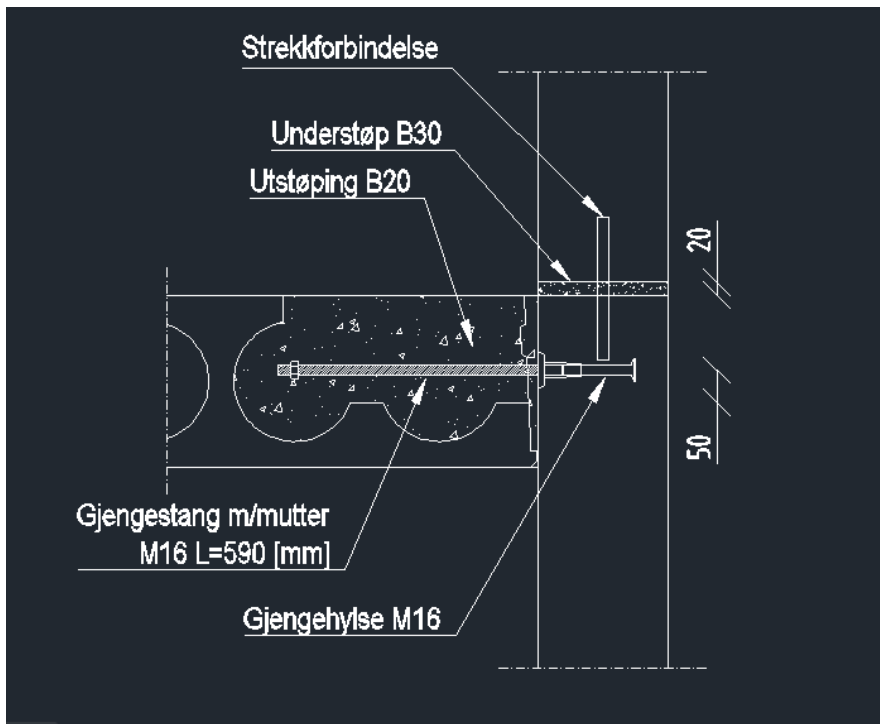
$$\text{Nødvendig senteravstand } s \leq \frac{S_d}{S_f} = \frac{14,4}{13,1} = 1,1[m]$$

Ved forankring med kamstål B500C så skal dette stålet utnyttes til halve kapasitet. Dette betyr at dimensjonerende kapasitet og forankringslengde skal halveres. Dette gjøres ved å redusere stålspenningen til mindre eller lik $f_{sd} = 200 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$. Ved høy stålspenning, lang forankring og store tøyninger så vil ikke forankringslengden bli utnyttet før brudd har oppstått i første kanal.

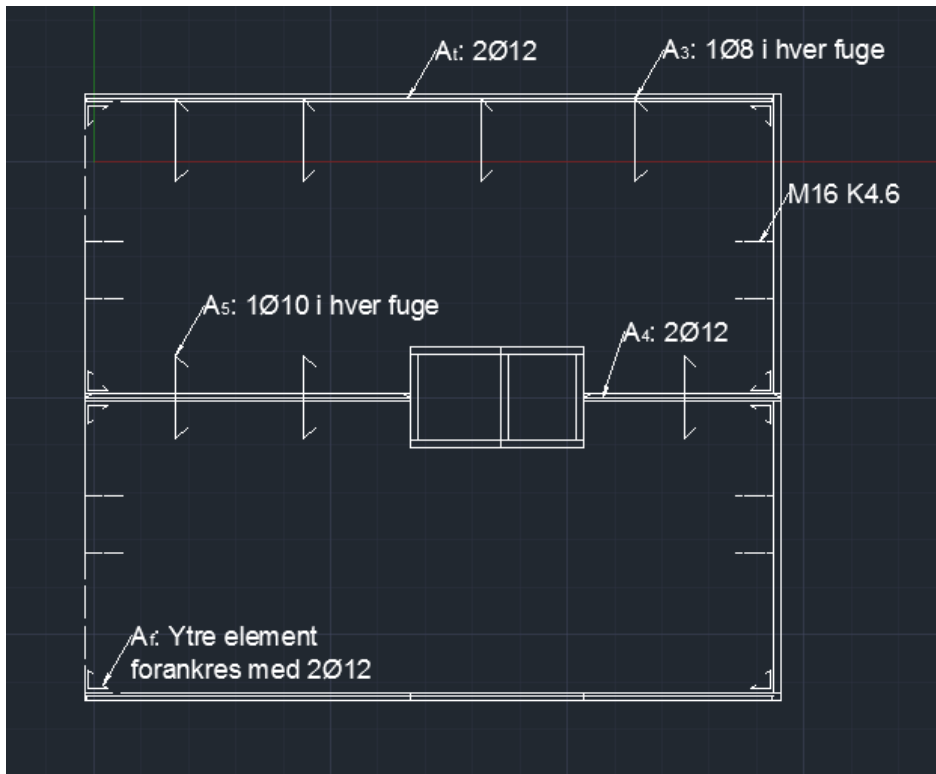
Velger å bruke kamstål B500C og $\phi 10$ bøyler.

$$\text{Stålkapasitet } 0,5 \times N_{sd} \times 2 = 0,5 \times 31,0 \times 2 = 31[kN] > S_d$$

Eller bruk av gjengestang, se avsnitt 5.1.3, M16 K4.6.



(Figur 5.5 viser forbindelsen mellom gavlveggen og vertikalskivene)



(Figur 5.6 viser oversikt over armeringen av dekkene med bruk av elementer)

5.1.2 MASSIVE VEGGELEMENT

Innvendig skillevegg:

Dimensjonerer den innvendige skilleveggen i kjelleretasjen. Dette er fordi denne bærende veggen vil oppleve de største lastene og dermed vil være dimensjonerende. Velger å bruke samme armering for alle skilleveggene i hver etasje.

Vertikale laster som skilleveggen påvirkes av:

- Snølast $s = 2,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Nyttelast $p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast massive skillevegger med tosidig kledning $g_v = 6,2 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast etasjeskillere $g_e = 3,5 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast tak $g_t = 2,89 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Bruker ligning 6.10 b), der snølasten er den dominerende variable lasten.

$$N_f = 1,2(g_v + g_e + g_t) + 1,5s + 1,05p$$

$$N_{f1} = 1,2 \times 6,2 \times 2,8 \times 2 + 1,2 \times (3,5 + 2,89) \times 8,0 + 1,5 \times 2,4 \times 8,0 + 1,05 \times 2,0 \times 8,0 = 150,14 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

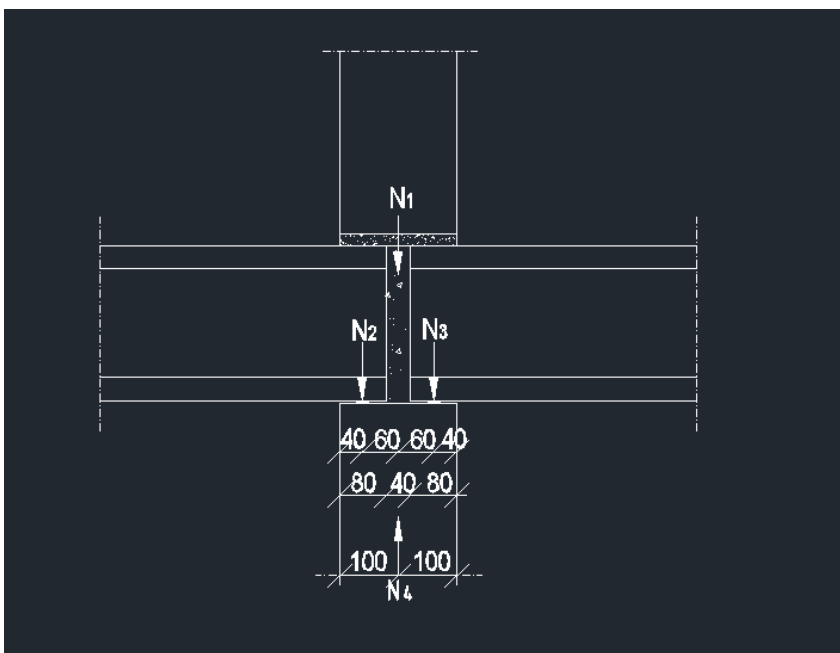
$$N_{f2} = N_{f3} = 1,2 \times 3,5 \times 4,0 + 1,05 \times 2,0 \times 4,0 = 25,2 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$N_{f4} = N_{f1} + N_{f2} + N_{f3} = 148,61 + 25,2 + 25,2 = 199,01 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Dimensjonerende trykkfasthet for veggelementene B30 $f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{23,8}{1,4} = 17,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Dimensjonerende trykkfasthet understøp B20, fuge $f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{16,8}{1,6} = 10,5 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Dimensjonerende strekkspenning, innendørs tørt $f_{sd} = 380 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$



(Figur 5.7 viser oversikt over angrepspunkt for lastene ved etasjekrysset)

Underkant av vegg i 1 etasje, over den utstøpte fugen:

$$N_{f1} = 148,61 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Bruker pkt. 12.9.2 NS 3473 til å finne trykkraftkapasiteten for stripelast.

Sideflatene som i pyramiden som dannes mellom belastningsflaten og fordelingsflaten skal ikke større helning enn 1:2.

Vinkel mellom sideflate i pyramide og sidekant til veggen $\theta = \tan\left(\frac{160}{80}\right)^{-1} = 63,4^\circ$

$$a_1 = 40 + 2 \times (20 \times \tan(26,6^\circ)) = 60 [\text{mm}]$$

$$a_2 = 200 [\text{mm}]$$

$$b_1 = b_2 = 1000 [\text{mm}]$$

$$\text{Effektiv oppleggsflate } A_1 = a_1 \times b_1 = 60 \times 1000 = 60 \times 10^3 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Fordelingsflate } A_2 = a_2 \times b_2 = 200 \times 1000 = 200 \times 10^3 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Trykkspenningskapasitet } \sigma_{cd} = f_{cd} \sqrt[3]{\frac{A_2}{A_1}} = 17 \times \sqrt[3]{\frac{200 \times 10^3}{60 \times 10^3}} = 25,4 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

$$\text{Trykkraftkapasitet } F_{cd} = A_1 \times \sigma_{cd} = 60 \times 10^3 \times 25,4 = 1524 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] > N_{f1} = 150,14 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Spaltestrekk } Z_{s1} = 0,25 N_{f1} \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right) = 0,25 \times 148,61 \left(1 - \frac{60}{200} \right) = 26,0 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Spaltestrekkarmering } A_s = \frac{Z_{s1}}{f_{sd}} = \frac{26,0 \times 10^3}{380} = 69 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \emptyset 8_s 300 \Rightarrow 168 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \text{ Armerings tegning C.s 239}$$

Overkant av vegg i kjelleretasje, under den utstøpte fugen:

Prosedyren for dimensjonering er akkurat den samme som oven. Eneste forskjellen er lastene og deres plassering. Nå vil 3 laster N_{f1}, N_{f2} og N_{f3} angripe toppen av vegg i kjelleretasjen. Mellomlegg for hulldekkene er gummibånd $20 \times 8 [\text{mm}]$

$$N_{f4} = 199,01 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Trykkspenningskapasitet } \sigma_{cd} = f_{cd} \sqrt[3]{\frac{A_2}{\sum A_1}} = 17 \times \sqrt[3]{\frac{200 \times 10^3}{(20 + 40 + 20) \times 10^3}} = 23,1 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

Trykkraftkapasitet

$$F_{cd} = \sum A_1 \times \sigma_{cd} = 80 \times 10^3 \times 23,1 = 1840 \left[\frac{kN}{m} \right] > N_{f1} = 210,14 \left[\frac{kN}{m} \right] \Rightarrow OK!$$

Spaltestrekk pga samlet sentrisk kraft

$$Z_{s1} = 0,25 N_{f1} \left(1 - \frac{\sum a_1}{a_2} \right) = 0,25 \times 199,01 \left(1 - \frac{80}{200} \right) = 29,85 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Spaltestrekk pga eksentrisk laster N_{f2} og N_{f3}

$$Z_{s2} = Z_{s3} = \frac{0,015 N_{f2/f3}}{1 - \sqrt{\frac{2e}{a_2}}} = \frac{0,015 \times 25,2}{1 - \sqrt{\frac{2 \times 60}{200}}} = 1,68 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Spaltestrekkarmering } A_s = \frac{Z_{s1} + Z_{s2} + Z_{s3}}{f_{sd}} = \frac{(29,85 + 1,68 + 1,68) \times 10^3}{380} = 88 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \emptyset 8s300 \Rightarrow 168 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Ytterveggene:

De massive veggelementene brukt både til innvendig skillevegg og til yttervegger har samme geometri og blir utsatt for samme lastareal som de plasstøpte veggene som er behandlet i avsnitt 5.2.2. De må derfor dobbelt armeres. Forskjellen er at de plasstøpte veggene opplever mye større last enn veggelementene. Dette skyldes hovedsakelig de tykke plasstøpte dekkene. Fra avsnitt 5.2.2 er det beregnet at både de plasstøpte skilleveggene inne og ytterveggene skal armeres med minimumsarmering. Velger derfor minimumsarmering for veggelementene, siden de opplever mindre last enn de plasstøpte veggene.

Armering for veggelementene brukt til skillevegger og yttervegger:

$$\emptyset 8s300 \Rightarrow A_s = 168 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \text{ på hver side, både horisontalt og vertikalt}$$

5.1.3 HYLLENE, LB BJELKER

Hulldekkene er opplagt på hyller i akse A og C. Disse hyllene og forbindelsene der må dimensjoneres. Spennvidden på disse hulldekkene er $l_s = 8,0[m]$, slik at lasten på hyllene er halve spennvidden.

$$\text{Egenvekt etasjeskillere } g_e = 4,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\text{Nyttelast } p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Bruker ligning 6.10 b) med nyttelasten som dominerende variabel last

$$N_f = (1,2 \times g_e + 1,5 \times p) \frac{l_s}{2} = (1,2 \times 4,0 + 1,5 \times 2,0) \frac{8,0}{2} = 31,2 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Fastheter hyllene B30 } f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{23,8}{1,4} = 17,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \text{ og } f_{td} = \frac{f_m}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,4} = 1,28 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{Fastheter fuger B20 } f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{16,8}{1,4} = 12,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \text{ og } f_{td} = \frac{f_m}{\gamma_c} = \frac{1,4}{1,4} = 1,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Dimensjonering av torsjonslåsen:

Når hulldekkene er opplagt på hyllene så blir ikke forbindelsen momentstiv, slik at hyllene må dimensjoneres for torsjon. Det må da velges en torsjonslås, slik at innspenningsmomentet kan ta opp eksentrisitetsmomentet.

$$\text{Eksentrisitet } e = 100 + 75 + 20 = 195 [mm]$$

$$\text{Avstanden mellom trykk – og strekkresultant } h' = 200 - 17,5 - 80 = 102,5 [mm]$$

$$\text{Strekraft pga vridning } s_{f,n} = \frac{N_f \times e}{h'} = \frac{31,2 \times 195}{102,5} = 59,4 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Skjærspenning på tvers av hulldekkene har samme intensitet som på langs. Bruker største skjærstrøm som opptrer på bygget, skive II, som finnes i tab.4.22 og figur 4.2

$$V_{\gamma, \max} = 78,8 [kN]$$

$$\frac{V_{\gamma, \max}}{z} = \frac{78,8}{10,5} = 7,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Strekraft pga skjær } s_{f,v} = \frac{V_{y,\max}}{\mu} = \frac{7,5}{0,7} = 10,7 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fra tab.4.20 finnes største vindsuget som opptrer på skive II, som ligger i sone B, for vind i y-retning $s_{s,s} = 2,66 \left[\frac{kN}{m} \right]$

$$\text{Samlet strekk } s_f = s_{f,n} + s_{f,v} + s_{s,s} = 59,4 + 10,7 + 2,66 = 72,76 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Strekraft per element } S_{f,e} = s_f \times B = 72,76 \times 1,2 = 87,3 \left[\frac{kN}{\text{element}} \right]$$

$$\text{Maks forankringskraft per kanal HD 200 } N_{maks} = 53,0 \left[\frac{kN}{\text{kanal}} \right]$$

$$\text{Maks forankringskraft for to kanaler HD 200 } N_{maks,2} = 2 \times 53,0 = 106 \left[\frac{kN}{\text{kanal}} \right]_0$$

Dette vil si at det må brukes to kanaler siden $S_{f,e} > N_{maks}$

$$\text{Kraft som innføres i hver kanal } \frac{S_{f,e}}{2} = \frac{87,3}{2} = 43,7 \left[\frac{kN}{\text{kanal}} \right]$$

Det velges å bruke en gjengestang M16 K4.6

$$\text{Dimensjonerende kapasitet til en gjengestang M16 } N_{sd} = 45,0 [kN] > \frac{S_{f,e}}{2}$$

$$\text{Forankringslengde for denne kapasitet } l_b = 590,0 [mm]$$

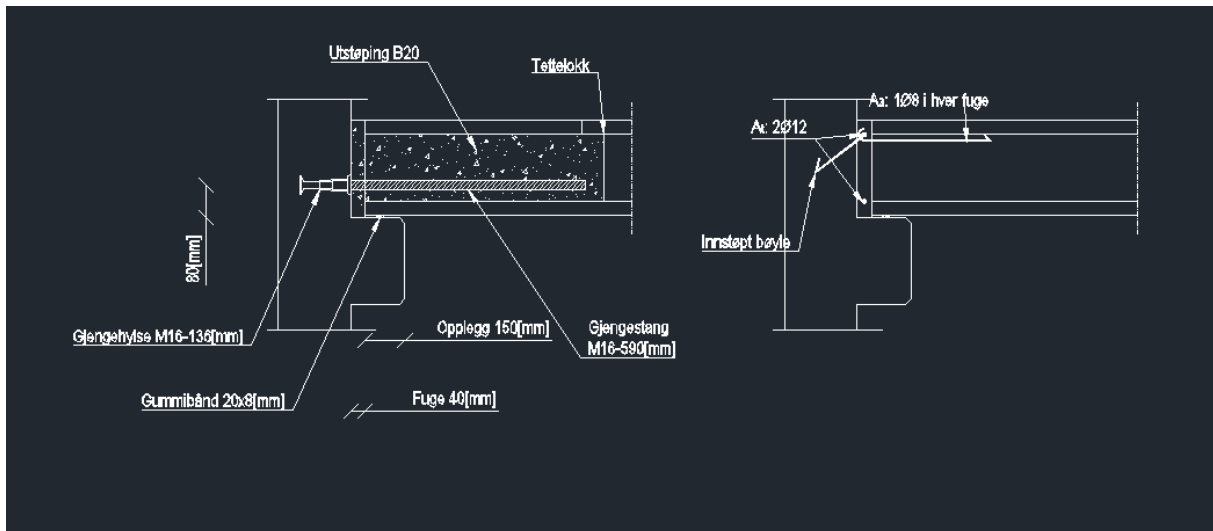
Det velges å bruke gjengehylse Bitek 6330S.

$$\text{Gjengehylsens strekkapasitet M16 } N_{sd} = 50,0 [kN]$$

$$\text{Forankring for strekk i betong B45 } N_{cdo} = 72,0 [kN]$$

$$\text{Forankringslengde i hyllen } l_b = 136,0 [mm]$$

Det brukes derfor en gjengestang M16 K4.6 med lengde $l_b = 590,0 [mm]$ og gjengehylse Bitek 6330S M16, per element.



(Figur 5.8 viser torsjonslåsen og alternativt strekkbånd ved skiver av HD)

Dimensjonering av hyllene:

Friksjonskoeffisient for gummi/betong $\mu = 0,2$

$$\text{Horisontal last på hyllene } H_f = N_f \times \mu = 31,2 \times 0,2 = 6,24 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Overdekning, inne, tørt } c_{nom} = 25[mm]$$

Antatt bøyler $\varnothing 8$ er brukt.

$$z = 200 - 2c_{nom} - 2 \times \frac{\varnothing 8}{2} = 200 - 2 \times 25 - 2 \times \frac{8}{2} = 142[mm]$$

$$c_1 = c_{nom} + \frac{\varnothing 8}{2} = 25 + 4 = 29[mm]$$

$$a_0 = \frac{150}{2} = 75[mm]$$

$$a' = a_0 + c_1 = 75 + 29 = 104[mm]$$

$$d = 300 - c_{nom} = 300 - 25 = 275[mm]$$

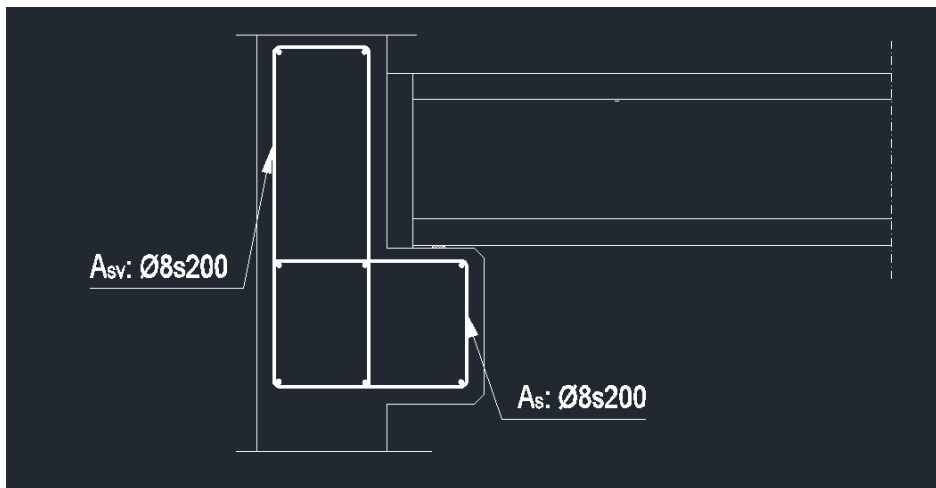
$$\text{Strekraft } F_s = \frac{N_f \times a'}{z} + H_f = \frac{31,2 \times 104}{142} + 6,24 = 29,1 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Krav} \left\{ \begin{array}{l} 0,3b \times z \times f_{cd} = 0,3 \times 1000 \times 142 \times 17 = 724 \left[\frac{kN}{m} \right] > N_f \Rightarrow OK! \\ \frac{1,8f_{td} \times b \times d^2}{a'} = \frac{1,8 \times 1,28 \times 1000 \times 275^2}{104} = 1675 \left[\frac{kN}{m} \right] > N_f \Rightarrow OK! \\ 0,5N_f + H_f = 0,5 \times 31,2 + 6,24 = 21,84 < F_s \Rightarrow OK! \end{array} \right.$$

Strekkarmering som er nødvendig $A_s = \frac{F_s}{f_{sd}} = \frac{29,1 \times 10^3}{380} = 77 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$

Bruk hyllearmering $\emptyset 8s200 \Rightarrow A_s = 252 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$

Opphengsarmering for jevnt fordelt last på hyllene $A_{sv} = \frac{N_f}{f_{sd}} = \frac{31,2 \times 10^3}{380} = 82 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$



(Figur 5.9 viser armering i konsollen eller LB-bjelkene)

5.1.4 VEGGBANKETTENE

Prosedyren for å finne nødvendig banketthøyde og dens armering er akkurat den samme som for plasstøpt. Lastbreddene er også de samme. Den eneste forskjellen er at lastene blir forandret. Bruker nå lastene fra tab. 4.9. Det settes opp bare utregning av nødvendig høyde og armering, siden detaljert beregning er vist i avsnitt 5.2.4. Lasttilfellene er vist i figur 5.17.

For de to ytterste veggbankettene:

$$N_{f,y} = (1,2g_e \times 3 + 1,2g_t + 1,5s + \alpha_3 1,05p \times 2) \times 4,0 + 1,2g_v \times 3 \times 3,3 + 1,2g_f$$

$$N_{f,y} = (1,2 \times 4,0 \times 3 + 1,2 \times 2,89 + 1,5 \times 2,4 + 0,9 \times 1,05 \times 2,0 \times 2) \times 4,0 + 1,2(5,6 \times 3 \times 3,3 + 7,5)$$

$$N_{f,y} = 176,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

For den midtre banketten:

$$N_{f,m} = (1,2g_e \times 3 + 1,2g_t + 1,5s + 1,05\alpha_3 p \times 2) 8,0 + 1,2(g_v \times 3 \times 3,3 + g_f)$$

$$N_{f,m} = (1,2 \times 4,0 \times 3 + 1,2 \times 2,89 + 1,5 \times 2,4 + 1,05 \times 0,9 \times 2,0 \times 2) 8,0 + 1,2(5,6 \times 3 \times 3,3 + 7,5)$$

$$N_{f,m} = 277,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Nødvendig bankettbredde: } \begin{cases} B_{n\ddot{o}dv,y} = \frac{N_{f,y}}{\sigma_{gr,dim}} = \frac{176,5}{210,0} = 0,84[m] \\ B_{n\ddot{o}dv,m} = \frac{N_{f,m}}{\sigma_{gr,dim}} = \frac{277,5}{210,0} = 1,32[m] \end{cases}$$

$$\text{Dimensjonerende laster uten vekt av fundament: } \begin{cases} N_{f,inf,y} = 176,5 - 9,0 = 167,5 \left[\frac{kN}{m} \right] \\ N_{f,inf,m} = 277,5 - 9,0 = 268,5 \left[\frac{kN}{m} \right] \end{cases}$$

Dimensjonerende grunntrykkspenninger eksklusiv bankett tyngden:

$$\begin{cases} \sigma_{gr,inf,y} = \frac{N_{f,inf,y}}{B_{n\ddot{o}dv,y}} = \frac{167,5}{0,84} = 199,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \\ \sigma_{gr,inf,m} = \frac{N_{f,inf,m}}{B_{n\ddot{o}dv,m}} = \frac{268,5}{1,32} = 203,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \end{cases}$$

Avstand fra vegg til ytterkant av de ytte bankettene er $x_y = 0,32[m]$ og $x_m = 0,56[m]$ for den midtre banketten.

$$\text{Dimensjonerende bøyemomenter: } \begin{cases} M_{f,y} = \frac{\sigma_{gr,inf,y} x_y^2}{2} = \frac{199,4 \times 0,32^2}{2} = 10,2 \left[\frac{kNm}{m} \right] \\ M_{f,m} = \frac{\sigma_{gr,inf,m} x_m^2}{2} = \frac{203,4 \times 0,56^2}{2} = 31,9 \left[\frac{kNm}{m} \right] \end{cases}$$

$$M_{cd} = 0,28 f_{cd} b d^2 \geq M_f \Rightarrow d_{n\odot dv} = \sqrt{\frac{M_f}{0,28 f_{cd} b}} \begin{cases} d_{n\odot dv,y} = \sqrt{\frac{10,2 \times 10^6}{0,28 \times 17,0 \times 1000}} = 46 [mm] \\ d_{n\odot dv,m} = \sqrt{\frac{31,9 \times 10^6}{0,28 \times 17,0 \times 1000}} = 82 [mm] \end{cases}$$

Antar bruk av $\emptyset 12$ til både de ytre bankettene og den midtre banketten

$$\text{Nødvendig banketthøyde: } \begin{cases} h_{n\odot dv,y} = d_{n\odot dv,y} + c_{nom} + \frac{\emptyset 12}{2} = 46 + 35 + \frac{12}{2} = 87 [mm] \\ h_{n\odot dv,m} = d_{n\odot dv,m} + c_{nom} + \frac{\emptyset 12}{2} = 82 + 35 + \frac{12}{2} = 123 [mm] \end{cases}$$

Siden begge banketthøydene er mindre enn $200 [mm]$ og ti ganger stangdiameteren, som er gitt som krav i *NS 3473 pkt. 18.6.1*, så velges $h = h_y = h_m = 200 [mm]$

Minimumsarmering:

NS 3473 pkt. 18.6.1 sier at det brukes minimumsarmering som for plater.

$$A_{s,min} \geq 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25 (1,5 - 0,2) 1000 \times 200 \frac{2,65}{500} = 345 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Strekkarmering:

$$d = d_y = d_m = h - c_{nom} - \frac{\emptyset 12}{2} = 200 - 35 - \frac{12}{2} = 159 [mm]$$

$$M_{cd,y} = M_{cd,m} = 0,28 f_{cd} b d^2 = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 159^2 = 120,3 \left[\frac{kNm}{m} \right] > M_{f,y}, M_{f,m}$$

$$\text{Indre momentarmer: } \begin{cases} z_y = \left(1 - 0,17 \frac{M_{f,y}}{M_{cd,y}} \right) d_y = \left(1 - 0,17 \frac{10,2}{120,3} \right) 159 = 157 [mm] \\ z_m = \left(1 - 0,17 \frac{M_{f,m}}{M_{cd,m}} \right) d_m = \left(1 - 0,17 \frac{31,9}{120,3} \right) 159 = 152 [mm] \end{cases}$$

$$\text{Strekkarmeringer: } \begin{cases} A_{s,y} = \frac{M_{f,y}}{z_y f_{sd}} = \frac{10,2 \times 10^6}{157 \times 400} = 163 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \\ A_{s,m} = \frac{M_{f,m}}{z_m f_{sd}} = \frac{31,9 \times 10^6}{152 \times 400} = 525 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \end{cases}$$

For de ytre bankettene så ser man at $A_{s,\min} > A_{s,y}$, slik at for disse bankettene velges minimumsarmering med $\emptyset 12s300 \Rightarrow A_{s,y} = 345 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$

For den midtre banketten velges $\emptyset 12s200 \Rightarrow A_{s,m} = 565 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$

Kontroll av heftekapasiteten ved snitt a-a:

$$\text{Skjærpåkjenninger snitt a-a: } \begin{cases} V_{f,a,a,y} = \sigma_{gr,\text{inf},y} x_y \times 1,0 = 199,4 \times 0,32 \times 1,0 = 63,8 [kN] \\ V_{f,a-a,m} = \sigma_{gr,\text{inf},m} x_m \times 1,0 = 203,4 \times 0,56 \times 1,0 = 113,9 [kN] \end{cases}$$

Fra NS 3473 pkt. 12.8.5 finnes dimensjonerende heftfasthet, der $k_1 = 1,4$ fra tab.8, for kamstål.

$$f_{bd} = f_{bc} + f_{bs} \leq 2k_1 f_{td} = 2 \times 1,4 \frac{1,8}{1,4} = 3,6 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

$$\text{der } f_{bc} = k_1 k_2 f_{td} \left(\frac{1}{3} + \frac{2c}{3\emptyset} \right)$$

$$c = \min \left\{ \begin{array}{l} c_{nom} = 35 [mm] \\ \frac{s_y}{2} = \frac{300}{2} = 150 [mm], \frac{s_m}{2} = \frac{200}{2} = 100 [m] \end{array} \right\} \Rightarrow c_y = c_m = 35 [mm]$$

For de ytre bankettene:

$$\text{maks} \begin{cases} 9\emptyset = 9 \times 12 = 108 \\ 6c + \emptyset = 6 \times 35 + 12 = 222 \end{cases} < s_y = 300 [mm]$$

Fra NS 3473 pkt. 12.8.5 så er $k_2 = 1,6$

$$f_{bc} = 1,4 \times 1,6 \frac{1,8}{1,4} \left(\frac{1}{3} + \frac{2 \times 35}{3 \times 12} \right) = 6,56 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

$$f_{bd,y} = f_{bc} + f_{bs} = 6,56 + 0,0 = 6,56 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

$$\text{Krav at } f_{bd,y} \leq 2k_1 f_{td} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \Rightarrow f_{bd,y} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

For den midtre banketten:

$$\text{maks} \begin{cases} 9\emptyset = 9 \times 12 = 108 \\ 6c + \emptyset = 6 \times 35 + 12 = 222 \end{cases} > s_m = 200 [mm]$$

$$\text{maks} \begin{cases} 5\emptyset = 5 \times 12 = 60 \\ 3c + \emptyset = 3 \times 35 + 12 = 117 \end{cases} < s_m = 200 [mm]$$

Da må det interpoleres fra NS 3473 pkt. 12.8.5.

$$k_2 = 1,0 + (1,6 - 1,0) \frac{200 - 117}{222 - 117} = 1,47$$

$$f_{bc} = 1,4 \times 1,47 \frac{1,8 \left(\frac{1}{3} + \frac{2 \times 35}{3 \times 12} \right)}{1,4} = 6,03 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$f_{bd,m} = f_{bc} + f_{bs} = 6,03 + 0,0 = 6,03 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{Krav at } f_{bd,m} \leq 2k_1 f_{td} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \Rightarrow f_{bd,m} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Nødvendig samlet strekkarmeringsomkretser:

$$\begin{cases} u_{s,y} = \frac{V_{f,a-a,y}}{f_{bd,y} d_y} = \frac{63,8 \times 10^3}{3,6 \times 159} = 112,0 [mm] \\ u_{s,m} = \frac{V_{f,a-a,m}}{f_{bd,m} d_m} = \frac{113,9 \times 10^3}{3,6 \times 159} = 199,0 [mm] \end{cases}$$

For de ytre bankettene:

$$\frac{1000}{s_y} = \frac{1000}{300} = 3,33\emptyset 12 \text{ stenger per meter bankettlengde.}$$

$$\text{Dette tilsvarer } u_s = 3,33\pi\emptyset = 3,33\pi \times 12 = 126,0 [mm] > u_{s,y} = 112,0 [mm] \Rightarrow \text{OK!}$$

For midtre bankett:

$$\frac{1000}{s_m} = \frac{1000}{200} = 5\emptyset 12 \text{ stenger per meter bankettlengde.}$$

$$\text{Dette tilsvarer } u_s = 5\pi\emptyset = 5\pi \times 12 = 189,0 [mm] < u_{s,m} = 199,0 [mm]$$

Kan da enten øke banketthøyden eller legge armeringen med mindre senteravstand, for å hindre heftebrudd. Velger å minke senteravstanden.

Antall stenger som må til for å tilfredsstille kravet til heftekapasitet

$$n = \frac{u_{s,m}}{\varnothing\pi} = \frac{199}{12\pi} = 5,28\varnothing12 \text{ stenger per meter banketlengde.}$$

$$\text{Nødvendig strekkarmering } A_{s,n\varnothing d,m} = A_{\varnothing12}n = \pi6^2 \times 5,28 = 598 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger } \varnothing12s180 \Rightarrow A_{s,m} = 628 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Strekkbruddkontroll:

Det kritiske området for skjærpåkjenning viser fra erfaring ligger i avstand $\frac{d}{3}$ fra veggen.

$$\text{Kritiske områder } \frac{d}{3} = \frac{d_y}{3} = \frac{d_m}{3} = \frac{159,0}{3} = 53,0[mm]$$

Avstand fra det kritiske området til ytterkanten av de ytre bankettene er $x_y = 0,267[m]$ og $x_m = 0,50[m]$ for den midtre banketten.

$$\text{Skjærpåkjenninger snitt b-b: } \begin{cases} V_{f,b-b,y} = \sigma_{gr,inf,y}x_y \times 1,0 = 199,4 \times 0,267 \times 1,0 = 53,2[kN] \\ V_{f,a-a,m} = \sigma_{gr,inf,m}x_m \times 1,0 = 203,4 \times 0,50 \times 1,0 = 101,7[kN] \end{cases}$$

Finner betongens skjærkapasitet i snitt b-b fra NS 3473 pkt. 12.3.2.1

$$k_v = 1,5 - \frac{d}{d_1} = 1,5 - \frac{0,159}{1,0} = 1,341 \text{ og } k_A = 100 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$V_{cd} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

For de ytre bankettene:

$$V_{cd,y} = 0,3 \left(\frac{1,8}{1,4} + \frac{100 \times 345}{1,4 \times 1000 \times 159} \right) 1000 \times 159 \times 1,341 = 92,2[kN] < 0,6 \frac{1,8}{1,4} 1000 \times 159 \times 1,341 = 164,5[kN]$$

Siden $V_{cd,y} = 92,2[kN] > V_{f,b-b,y} = 53,2[kN]$ så vil betongens egen skjærkapasitet være tilstrekkelig.

For midtre bankett:

$$V_{cd,m} = 0,3 \left(\frac{1,8}{1,4} + \frac{100 \times 628}{1,4 \times 1000 \times 159} \right) 1000 \times 159 \times 1,341 = 100,3 [kN] < 0,6 \frac{1,8}{1,4} 1000 \times 159 \times 1,341 = 164,5 [kN]$$

Siden $V_{cd,m} = 100,3 [kN] \approx V_{f,b-b,m} = 101,7 [kN]$ så vil betongens egen skjærkapasitet være tilstrekkelig.

Armering i lengderetningen:

Armeringen i lengderetningen skal kunne ta opp svinn – og temperaturkrefter, og strekkarmeringen må kunne holdes på plass. Velger å bruke halvparten av minimumsarmeringen for plater. Fra NS 3473 pkt. 18.1.3

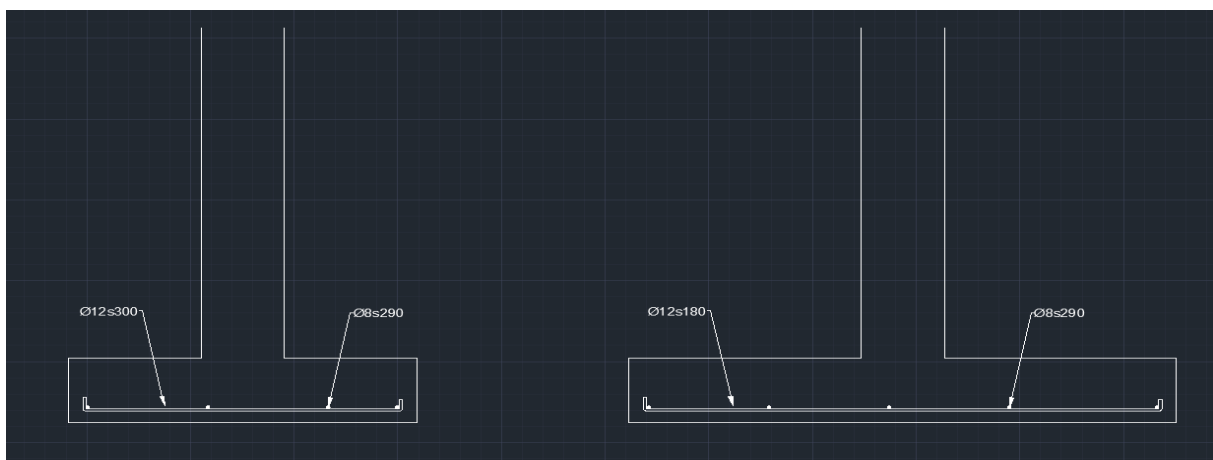
$$A_{s,\min} = 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25(1,5 - 0,2) \times 1000 \times 200 \frac{2,65}{500} = 345 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Nødvendig lengdearmering } A_{s,l} = \frac{1}{2} A_{s,\min} = \frac{1}{2} 345 = 173 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 8s290 \Rightarrow A_{s,l} = 173 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Antall stenger i bankettbredden for } \underline{\text{ytre banketter}}: \frac{B_{n\emptyset dv,y}}{s} + 1 = \frac{840}{290} + 1 = 4 \text{ stenger}$$

$$\text{Antall stenger i bankettbredden for } \underline{\text{midtre bankett}}: \frac{B_{n\emptyset dv,y}}{s} + 1 = \frac{1320}{290} + 1 = 5 \text{ stenger}$$



(Figur 5.10 viser armeringen av fundamentene/veggbankettene ved elementbygg)

5.1.5 BÆRENDE SANDWICHELEMENT

Dimensjonerer ribbene som om de var søyler med dimensjoner $b/h = 250/170$.

Søylene regnes fastholdte, men fritt dreibare i topp og bunn. Siden HD er opplagt på den indre betongskiven, så regnes knekk lengden for søylene $l_k = 3,3 - 0,2 = 3,1[m]$.

Mye av beregningen er den samme som for veggene, avsnitt 5.2.2, så fullstendige forklaringen blir ikke gjort her, siden de allerede er forklart der. Ser på veggskive II, sandwichelement som befinner seg i kjelleren. Får da last fra 1 etasje, loftsetasjen og taket. Fra tab.4.15 finnes lasten på dette sandwichelementet.

$$N_f = 1,2G + 1,5(P + S) = 1,2 \times 334,4 + 1,5(40,0 + 48,0) = 533,3[kN]$$

Materialkonstanter:

Eksponeringsklasse XC1 → M60 → B30

$$f_{ck} = 30 \left[\frac{N}{mm^2} \right], f_{cd} = 17,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right], f_{sd} = \frac{500}{1,25} = 400 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$NS\ 3473\ pkt.\ A.9.2.1\ E_{sk} = 2,0 \times 10^5 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Tverrsnittskonstanter:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 \times 170^3}{12} = 102,35 \times 10^6 [mm^4]$$

$$A_c = bh = 250 \times 170 = 42,5 \times 10^3 [mm^2]$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{102,35 \times 10^6}{42,5 \times 10^3}} = 48,9 [mm]$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{3100}{48,9} = 63,4$$

Armeringsmengden er ikke enda bestemt, så må derfor anta en mengde armering.

NS 3473 pkt. 18.4.2 tilsier et krav på minimum lengdearmering til å være 1% av betongtverrsnittet. Velger 2%

$$w_t = \frac{\sum f_{sd} A_s}{f_{cd} A_c} = \frac{f_{sd} 0,02 A_c}{f_{cd} A_c} = \frac{400 \times 0,02}{17,0} = 0,47$$

Lastavhengige slankheten:

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{N_f}{f_{cd} \times A_c} \frac{1}{1 + 4w_t}} = 68,4 \sqrt{\frac{533,3 \times 10^3}{17,0 \times 42,5 \times 10^3} \frac{1}{1 + 4 \times 0,47}} = 38,7 < 45 \Rightarrow OK!$$

Siden $\lambda_N > 10$, fritt dreibar i topp og bunn gir ingen momenter, så regnes søylen somslank, og må da dimensjonere for aksialkraften og bøyemoment.

$$1 \text{ ordens moment } M_{1f} = N_f (e_0 + e_a)$$

Utsiktede eksentrisitet

$$e_a = \max \begin{cases} 20[\text{mm}] \\ \frac{l_k}{300} = \frac{2800}{300} = 10,3[\text{mm}] \Rightarrow e_a = 20[\text{mm}] \\ \frac{h}{30} = \frac{170}{30} = 5,7[\text{mm}] \end{cases}$$

$$1 \text{ ordens moment } M_{1f} = 533,3(0 + 0,02) = 10,7[\text{kNm}]$$

$$2 \text{ ordens moment } M_{2f} = N_f a = N_f (a_e + a_L)$$

$$\text{Momentan eksentrisitet i det kritiske snitt } a_e = 0,1 \frac{l_k^2}{r}$$

$$0,5 f_{cd} A_c = 0,5 \times 17,0 \times 42,5 \times 10^3 = 36,1[\text{kN}] < N_f \Rightarrow \frac{1}{r} = 0,5 \frac{f_{cd} A_c}{N_f} \frac{\varepsilon_e + \varepsilon_s}{d}$$

Antatt bøyer $\emptyset 8$ og vertikalarmering $\emptyset 12$

$$d = 170 - 25 - 8 - 6 = 131[\text{mm}]$$

$$\text{Krumming } \frac{1}{r} = 0,5 \frac{17,0 \times 42,5 \times 10^3}{533,3 \times 10^3} \frac{500}{2 \times 10^5} + 0,003 = 2,58 \times 10^{-5} [\text{mm}^{-1}]$$

$$\text{Momentan eksentrisitet } a_e = 0,1 \times 3100^2 \times 2,58 \times 10^{-5} = 24,8[\text{mm}]$$

Tilleggsmoment pga 2 ordens elastisk forskyvning

$$M_a = N_f a_e = 383,9 \times 0,0291 = 13,2[\text{kNm}]$$

Ser bort fra kryp virkningen

$$M_{2f} = M_a = 13,2[\text{kNm}]$$

Bøyemoment $M_f = M_{1f} + M_{2f} = 10,7 + 13,2 = 23,9 [kNm]$

Dimensjonsløse samvirksfaktorer:

$$n_f = \frac{N_f}{f_{cd} A_c} = \frac{533,3 \times 10^3}{17,0 \times 42,5 \times 10^3} = 0,2$$

$$m_f = \frac{M_f}{f_{cd} A_c h} = \frac{23,9 \times 10^6}{17,0 \times 42,5 \times 10^3 \times 170} = 0,7$$

$$\frac{h'}{h} = \frac{170 - 2(25 + 8 + 6)}{170} \approx 0,6$$

Ved bruk av samvirkediagram, m/n-diagram $w = 0,15$

$$A_s = w A_c \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 0,15 \times 42,5 \times 10^3 \frac{17,0}{400} = 217 [mm^2] \Rightarrow A_{sl} = 2 \times 217 = 434 [mm^2]$$

Minimum lengdearmering pkt. 18.4.2

$$A_{sl, \min} = \max \begin{cases} 0,2 A_c \frac{f_{cd}}{f_{sk}} = 0,2 \times 42,5 \times 10^3 \frac{17,0}{500} = 289 [mm^2] \\ 0,01 A_c = 0,01 \times 42,5 \times 10^3 = 425 [mm^2] \end{cases}$$

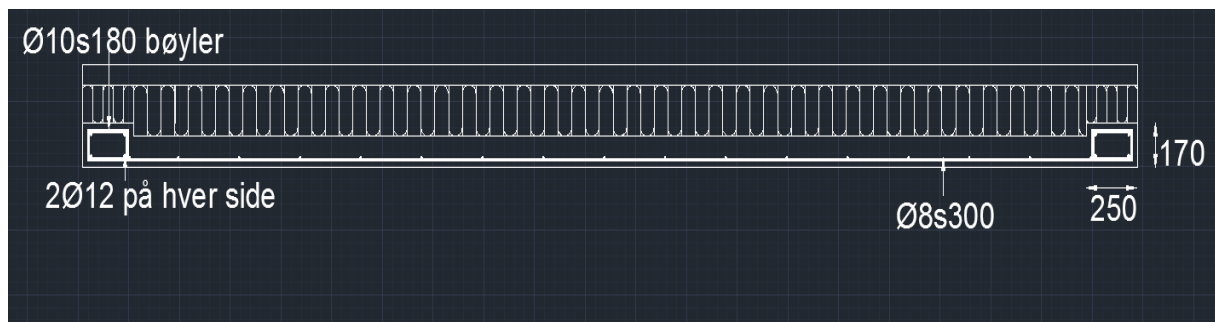
Legger inn minst $\frac{434}{2} = 217 [mm^2]$ på hver side. Velger

$2\emptyset 12 \Rightarrow 226 [mm^2]$ på hver side.

Må legge inn bøyer i henhold til NS 3473 pkt. 18.4.2.

$$s_{maks} = 15\emptyset = 15 \times 12 = 180 [mm] \Rightarrow \emptyset 10s180$$

Legger også inn minimumsarmering i den indre betongskiven $\emptyset 8s300$



(Figur 5.11 viser armeringen av sandwichelementene)

5.2 DIMENSJONERING MED PLASSTØPT BETONG

5.2.1 ETASJESKILLERNE OG TAKET

Etasjeskillerne og taket blir delt inn i 4 forskjellige platedeler. Platedel 1 og 4 regnes som plater som er understøttet av den massive skilleveggen, slik at platene består av to felt. Platene regnes som fritt opplagt langs akse A og C. Platedel 2 og 3 består bare av et enkelt felt. Rendene rundt disse to platedelene regnes som fast innspent.

Det er viktig å finne ut om dekkene er enveis – eller toveis plater. En enveisplate er en betongplate/dekke som er enten opplagt på to – eller fire vegger og har en spenningsretning. Dersom den er opplagt på fire vegger, så er avstanden mellom kortveggene så stor at mesteparten av lasten bæres av det korteste spennet.

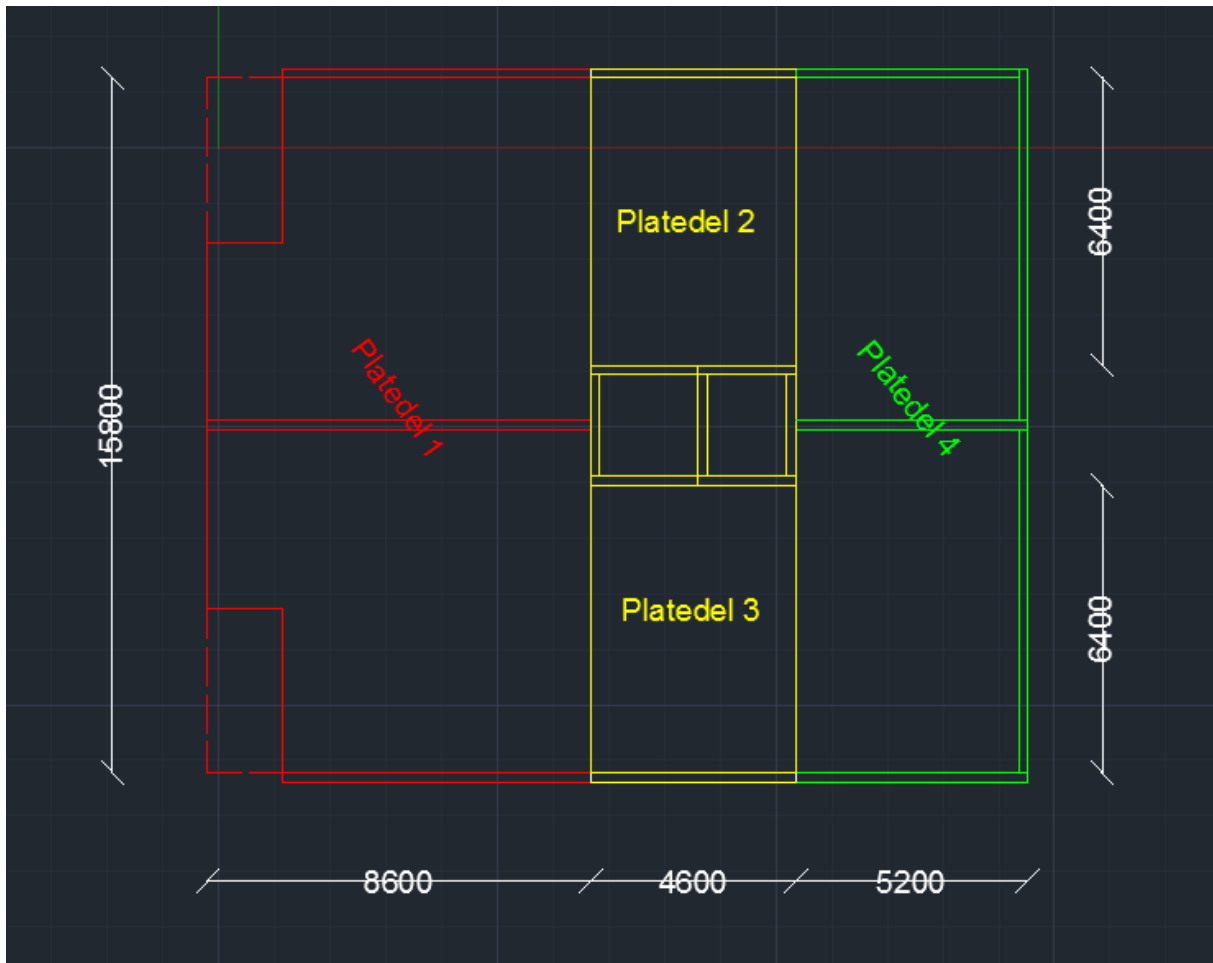
Enveisplate $\frac{l_y}{l_x} \geq 1,5$. Dersom dette kravet ikke holder, så er betongdekket en

toveisplate med to hovedspennretninger og det må legges inn hovedarmering i både x –og y-retning.

Platedel 1 $l_x = 8,6[m], l_y = 15,8[m], \frac{l_y}{l_x} = 1,8 > 1,5 \Rightarrow$ *enveis*

Platedel 2 og 3 $l_x = 4,6[m], l_y = 6,4[m], \frac{l_y}{l_x} = 1,4 < 1,5 \Rightarrow$ *toveis*

Platedel 4 $l_x = 5,2[m], l_y = 15,8[m], \frac{l_y}{l_x} = 3,0 > 1,5 \Rightarrow$ *enveis*



(Figur 5.12 viser oversikt over de forskjellige platedelene over referanse planet)

Fra NS 3473 pkt. 18.1.2 kan nødvendig platetykkelse bestemmes. Avstanden mellom momentnullpunktene for platedelene 2 og 3, som er toveisplater, er den minste avstanden for de to spennretningene, slik at $l_{i,2og3} = 4,6[m]$. For platedelene 1 og 4, som er understøttet på midten av skilleveggen, så vil avstanden mellom momentnullpunktene i feltet være $l_{i,1og4} = 0,86l = 0,86 \times 8,0 = 6,8[m]$, og med støtten $l_{i,1og4} = 0,3l = 0,3 \times 8,0 = 2,4[m]$

For dekkene som er i kjeller-, 1 etasje og loftsetasje, så vil betongen være innendørs med lav luftfuktighet. For dekket som støpes til tak så vil dette være betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet. Fra NS 3473 tab.9 finner man eksponeringsklassen for begge disse dekketypene:

Betongdekkene innendørs: XC1

Betongdekket på tak: XC3

Fra NS 3473 tab.11 kan da bestandighetsklassene bestemmes:

Betongdekkene innendørs: XC1 → M60

Betongdekket på tak: XC3→M60

Så fra *NS-EN 206-1* kan fasthetsklassen bestemmes:

Betongdekkene innendørs: M60→B-30

Betongdekket på tak: M60→B-30

Det er to faktorer som beskytter armeringen mot korrosjon:

- Materialkvaliteten til betongen rundt armeringen
- Armeringens betongoverdekning

Fra *NS 3473 tab.15.b)* kan minimumsoverdekningen av hensyn til korrosjonsbeskyttelse finnes c_{\min} . Da regnes det med 50 års dimensjonerende levetid og lite korrosjonsømfintlig armering:

Betongdekkene innendørs: $c_{\min} = 15[\text{mm}]$

Betongdekket på tak: $c_{\min} = 25[\text{mm}]$

Fra *NS 3465* finnes toleransekravene, og prosjekter overdekning er minimumskravet pluss toleransekravet.

$$h < 250[\text{mm}] \rightarrow \Delta c = 10[\text{mm}] \Rightarrow c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c$$

Betongdekkene innendørs: $c_{\text{nom}} = 15 + 10 = 25[\text{mm}]$

Betongdekket på tak: $c_{\text{nom}} = 25 + 10 = 35[\text{mm}]$

Så beregnes lastene på dekkene.

Trykkfasthetene f_{cn} finnes i *NS 3473 tab.5.c)*. Armeringens karakteristiske fasthet er

$f_{sk} = 500 \frac{N}{\text{mm}^2}$ Materialfaktorene for betong og stål finnes i *tab.4* der de henholdsvis

er i ordinær bruddgrensetilstand $\gamma_c = 1,40$ og $\gamma_s = 1,25$. Dimensjonerende fasthet for

stålet er da $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,25} = 400 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$. Dimensjonerende fasthet for betongen er

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c}.$$

Antar at det brukes $\varnothing 16$ stenger, og da blir avstanden mellom trykkant og

armeringens tyngdepunkt $d = h - c_{\text{nom}} - \frac{\varnothing 12}{2}$

Momentkapasiteten ved fullt utnyttet betongtrykksone $M_{cd} = m_{cd} f_{cd} b d^2$ regnes ut, og dersom $M_{cd} > M_f$ så er ikke betongtrykksone utnyttet. Dersom dette er tilfelle er

den indre momentarmen $z = \left(1 - 0,17 \frac{M_f}{M_{cd}}\right) d$.

Hovedarmeringen blir da $A_s = \frac{M_f}{z f_{sd}}$

Fra NS 3473 pkt. 18.1.3 er det gitt regler for minimumsarmering eller fordelingsarmeringen:

$$A_{s,\min} \geq 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

- Betongstripens areal A_c
- Faktoren $k_w = 1,5 - \frac{h}{1,0}$
- Betongens strekkfasthet f_{tk} finnes i *tab.5.c)*

Fra NS 3473 pkt. 15.3.1 kan påvisning av nedbøyning sløyfes dersom

$$d \geq \left(0,4 + 0,6 \frac{f_{sk}}{400}\right) \frac{l_y}{\beta_d} = \left(0,4 + 0,6 \frac{500}{400}\right) \frac{8000}{21} = 438 [\text{mm}]$$

Ser på dekkene som befinner seg i tørr atmosfære med antatt $\emptyset 12$

$$t_{\min} = d_{\min} + c_{nom} + \frac{\emptyset 12}{2} = 438 + 25 + \frac{12}{2} = 469 [\text{mm}]$$

Denne dekketykkelsen er relativ stor. Foretar derfor en nedbøyningskontroll for dekketykkelse $t = 350 [\text{mm}]$.

Nedbøyningskontroll:

Nedbøyning har bidrag fra tre forhold:

$$\text{Nyttelastandelen } f_p = \frac{1}{C} \frac{M_p l^2}{E_{ck} I}$$

$$\text{Kryp } f_g = \frac{1}{C} \frac{M_g l^2}{E_{cl} I}$$

$$\text{Svinn } f_s = \frac{1}{C} \frac{\varepsilon_s l^2}{d}$$

Karakteristiske laster:

$$\text{Nyttelast } p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\text{Egenlast } g = (25 \times 0,35 + 0,5 + 0,6) = 9,85 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\frac{p}{g} = \frac{2,0}{9,85} = 0,2 \Rightarrow C = 12 \text{ fra tyske tabeller.}$$

Ser på nedbøyning i endefeltet for platedel 1.

$$M_p = 0,096pl^2 = 0,096 \times 2,0 \times 8,0^2 = 12,29 [kNm]$$

$$M_g = 0,07gl^2 = 0,07 \times 9,85 \times 8,0^2 = 44,13 [kNm]$$

Moment i bruddgrensetilstand:

$$M_f = 1,2M_g + 1,5M_p = 1,2 \times 44,13 + 1,5 \times 12,29 = 71,39 [kNm]$$

$$d = 350 - 25 - \frac{12}{2} = 319 [mm]$$

$$M_{cd} = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 319^2 = 484,38 [kNm] > M_f$$

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{71,39}{484,38} \right) 319 = 311 [mm]$$

$$A_s = \frac{71,39 \times 10^6}{400 \times 311} = 574 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 12s190 \Rightarrow A_s = 595 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Korttidslast (nyttelast alene):

$$E_{ck} = k_E (f_{cck})^{0,3} = 9500(30)^{0,3} = 26355 [MPa]$$

$$E_{ck} I = E_{ck} \epsilon b d^3 \frac{E_{sk} A_s}{E_{ck} b d} = E_{ck} \epsilon b d^3 n \rho \Rightarrow n \rho = \frac{E_{sk} A_s}{E_{ck} b d} = \frac{2 \times 10^5}{26355} \frac{595}{1000 \times 319} = 0,014$$

Fra tyske tabeller $n \rho = 0,014 \Rightarrow \epsilon = 0,86$

$$E_{ck} I = 26355 \times 0,86 \times 1000 \times 319^3 \times 0,014 = 1,03 \times 10^{13} [Nmm^2]$$

$$f_p = \frac{1}{C} \frac{M_p l^2}{E_{ck} I} = \frac{1}{12} \frac{12,29 \times 10^6 \times 8000^2}{1,03 \times 10^{13}} = 6,4 [mm]$$

Langtidslast (egenlast alene):

Det brukes standardsement og forskalingen rives etter 7 dager. Da får man fra tyske tabeller:

$$\frac{E_{ckj}}{E_{ck}} = 0,89 \Rightarrow E_{ckj} = 0,89 E_{ck} = 0,89 \times 26355 = 23456 [MPa]$$

Fra NS 3473 pkt.A.9.3.2 og tab.A.2 finnes kryptallet. Det må da interpoleres mellom to kjente verdier. Siden betongen har høyere fasthetsklasse enn B25, så må

kryptallet multipliseres med $\beta_1 = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = \frac{8,3}{3 + \sqrt{30}} = 0,98$

$$\varphi = \left(3,8 + (3,0 - 3,8) \frac{350 - 150}{600 - 150} \right) 0,98 = 3,38$$

Betongens E-modul for langtidslast finnes fra pkt.A.9.3.2

$$E_{cL} = \frac{E_{ckj}}{1 + \varphi \frac{E_{ckj}}{E_{ck}}} = \frac{23456}{1 + 3,38 \frac{23456}{26355}} = 5852 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$n\rho = \frac{E_{sk}}{E_{cL}} \frac{A_s}{bd} = \frac{2 \times 10^5}{5852} \frac{595}{1000 \times 319} = 0,06 \Rightarrow \varepsilon = 0,66$$

$$E_{cL} I = 5852 \times 0,66 \times 1000 \times 319^3 \times 0,06 = 7,52 \times 10^{12} [Nmm^2]$$

$$f_g = \frac{1}{C} \frac{M_g l^2}{E_{cL} I} = \frac{1}{12} \frac{44,13 \times 10^6 \times 8000^2}{7,52 \times 10^{12}} = 31,3 [mm]$$

Svinn:

Svintøyning etter lang uttørking fra pkt.A.9.3.2 og tab.A.3 $\varepsilon_{cs} = 0,42 \times 10^{-3}$

$$f_s = \frac{1}{C} \frac{\varepsilon_{cs} l^2}{d} = \frac{1}{12} \frac{0,42 \times 10^{-3} \times 8000^2}{319} = 7,0 [mm]$$

Total nedbøyning:

$$f_{tot} = f_p + f_g + f_s = 6,4 + 31,3 + 7,0 = 44,7[\text{mm}] < \frac{l}{200} = \frac{8000}{200} = 40,0[\text{mm}]$$

Dvs at det kan brukes en platetykkelse på $t = 350[\text{mm}]$, men da må det også brukes en overhøyde på $(44,7 - 40,0) = 4,7[\text{mm}]$

Dimensjonerende laster:Dekkene innendørs:

$$N_f = (1,2g_e + 1,5p)l,0 = (1,2 \times 9,9 + 1,5 \times 2,0)l,0 = 11,88 + 3,0 = 14,88 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

Dekkene på taket:

$$N_f = (1,2g_t + 1,5s)l,0 = (1,2 \times 9,04 + 1,5 \times 2,4)l,0 = 10,85 + 3,6 = 14,45 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

Betrakter da en platestripe på $1[\text{m}]$ for dekkene og taket. For dekkene og taket er det da to mulige lastkombinasjoner som kan oppstå over de to feltene for platedel 1 og 4.

Tegninger!

Platedelene 1 og 4, enveisplater:

$$\text{Dekkene lastkombinasjon 1: } \begin{cases} M_{F1} = 0,07 \times 14,88 \times 8,0^2 = 66,66[\text{kNm}] \\ M_{S1} = 0,125 \times 14,88 \times 8,0^2 = 119,04[\text{kNm}] \end{cases}$$

$$\text{Dekkene lastkombinasjon 2: } \begin{cases} M_{F2} = (0,07 \times 11,88 + 0,096 \times 3,0)8,0^2 = 71,65[\text{kNm}] \\ M_{S2} = (0,125 \times 11,88 + 0,063 \times 3,0)8,0^2 = 107,14[\text{kNm}] \end{cases}$$

$$\text{Taket lastkombinasjon 1: } \begin{cases} M_{F1} = 0,07 \times 14,45 \times 8,0^2 = 64,74[\text{kNm}] \\ M_{S1} = 0,125 \times 14,45 \times 8,0^2 = 115,6[\text{kNm}] \end{cases}$$

$$\text{Taket lastkombinasjon 2: } \begin{cases} M_{F2} = (0,07 \times 10,85 + 0,096 \times 3,6)8,0^2 = 70,73[\text{kNm}] \\ M_{S2} = (0,125 \times 10,85 + 0,063 \times 3,6)8,0^2 = 101,32[\text{kNm}] \end{cases}$$

For dekkene innendørs velges det å dimensjoneres for lastkombinasjon 1 med $\emptyset 16$.

$$d = 350 - c_{nom} - \frac{\emptyset 16}{2} = 350 - 25 - \frac{16}{2} = 317[\text{mm}]$$

$$M_{cd} = 0,28f_{cd}bd^2 = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 317^2 = 478,33[\text{kNm}]$$

Siden $M_{cd} > M_{F1}$ og $M_{cd} > M_{S1}$, så trengs det ikke trykkarmering i felt og over støtte.

$$\text{Indre momentarm i felt } z_F = \left(1 - 0,17 \frac{M_{F1}}{M_{cd}}\right) d = \left(1 - 0,17 \frac{66,66}{478,33}\right) 317 = 310 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering i felt } A_{sF} = \frac{M_{F1}}{z_F f_{sd}} = \frac{66,66 \times 10^6}{310 \times 400} = 538 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 12 \Rightarrow A_{\emptyset 12} = \pi r^2 = \pi 6^2 = 113 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Senteravstand } s = \frac{113}{538} 1000 = 210 [\text{mm}]$$

$$\text{Velger armering i felt } \emptyset 12 s 210 \Rightarrow A_{sF} = 538 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Indre momentarm over støtte } z_S = \left(1 - 0,17 \frac{M_{S1}}{M_{cd}}\right) d = \left(1 - 0,17 \frac{119,04}{478,33}\right) 317 = 304 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering over støtte } A_{sS} = \frac{M_{S1}}{z_S f_{sd}} = \frac{119,04 \times 10^6}{304 \times 400} = 979 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 16 \Rightarrow A_{\emptyset 16} = \pi r^2 = \pi 8^2 = 201 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Senteravstand } s = \frac{201}{979} 1000 = 205 [\text{mm}]$$

$$\text{Velger armering over støtte } \emptyset 16 s 200 \Rightarrow A_{sS} = 1005 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

For taket velges det å dimensjonere for lastkombinasjon 1, og antas $\emptyset 16$ stenger.

$$d = 350 - c_{nom} - \frac{\emptyset 16}{2} = 350 - 35 - \frac{16}{2} = 307 [\text{mm}]$$

$$M_{cd} = 0,28 f_{cd} b d^2 = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 307^2 = 448,63 [\text{kNm}]$$

Siden $M_{cd} > M_{F1}$ og $M_{cd} > M_{S1}$, så trengs det ikke trykkarmering i felt og over støtte.

$$\text{Indre momentarm i felt } z_F = \left(1 - 0,17 \frac{M_{F1}}{M_{cd}}\right) d = \left(1 - 0,17 \frac{64,74}{448,63}\right) 307 = 300 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering i felt } A_{sF} = \frac{M_{F1}}{z_F f_{sd}} = \frac{64,74 \times 10^6}{300 \times 400} = 540 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 12 \Rightarrow A_{\emptyset 12} = \pi r^2 = \pi 6^2 = 113 [\text{mm}^2]$$

$$\text{Senteravstand } s = \frac{113}{540}1000 = 209[\text{mm}]$$

$$\text{Velger armering i felt } \emptyset 12s210 \Rightarrow A_{sF} = 565 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Indre momentarm over støtte } z_s = \left(1 - 0,17 \frac{M_{s1}}{M_{cd}} \right) d = \left(1 - 0,17 \frac{115,6}{448,63} \right) 307 = 294[\text{mm}]$$

$$\text{Armering over støtte } A_{sS} = \frac{M_{s1}}{z_s f_{sd}} = \frac{115,6 \times 10^6}{294 \times 400} = 983 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 16 \Rightarrow A_{\emptyset 16} = \pi r^2 = \pi 8^2 = 201[\text{mm}^2]$$

$$\text{Senteravstand } s = \frac{201}{983}1000 = 205[\text{mm}]$$

$$\text{Velger armering over støtte } \emptyset 16s200 \Rightarrow A_{sS} = 1005 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Svinn – og fordelingsarmering:

Fra NS 3473 pkt. 18.1.3 er det gitt regler for minimumsarmering eller fordelingsarmeringen

$$A_{s,\min} \geq 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

- Betongstripens areal $A_c = hb = 350 \times 1000 = 3,5 \times 10^5 [\text{mm}^2]$
- Faktoren $k_w = 1,5 - \frac{h}{1,0} = 1,5 - \frac{0,35}{1,0} = 1,15$
- Betongens strekkfasthet f_{tk} finnes i tab.5.c)

$$A_{s,\min} \geq 0,25 \times 1,15 \times 350 \times 1000 \frac{2,65}{500} = 534 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 12 \text{ som gir senteravstand } s = \frac{113}{534}1000 = 217[\text{mm}]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \emptyset 12s210 \Rightarrow A_{s,\min} = 538 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Platedelene 2 og 3, toveisplater:

Fra NS 3473 pkt.A.15.3.1 så finnes det formel for å kunne slippe å utføre nedbøyningskontroll, der $\beta_d = 24$ for toveisplater i tab.A.8

$$d \geq \left(0,4 + 0,6 \frac{f_{sk}}{400}\right) \frac{l_i}{\beta_d} = \left(0,4 + 0,6 \frac{500}{400}\right) \frac{4600}{24} = 220[\text{mm}]$$

For dekkene innendørs vil det gi en minimum høyde med antatt $\emptyset 12$

$$h = 220 + c_{nom} + \frac{\emptyset 12}{2} = 220 + 25 + \frac{12}{2} = 251[\text{mm}]$$

Velger allikevel å bruke samme platetykkelsen over hele dekkene $t = 350[\text{mm}]$

$$\text{Momenter i x – og y-retning} \begin{cases} M_{fx} = \left(0,15 - 0,1 \frac{l_x}{l_y}\right) N_f l_x^2 \\ M_{fy} = 0,05 N_f l_x^2 \end{cases}$$

$$\text{For } \underline{\text{dekkene innendørs}} \begin{cases} M_{fx} = \left(0,15 - 0,1 \frac{4,6}{6,4}\right) 14,88 \times 4,6^2 = 24,59[\text{kNm}] \\ M_{fy} = 0,05 \times 14,88 \times 4,6^2 = 15,74[\text{kNm}] \end{cases}$$

$$\text{For } \underline{\text{taket}} \begin{cases} M_{fx} = \left(0,15 - 0,1 \frac{4,6}{6,4}\right) 14,45 \times 4,6^2 = 23,89[\text{kNm}] \\ M_{fy} = 0,05 \times 14,45 \times 4,6^2 = 15,29[\text{kNm}] \end{cases}$$

Ser på platedelene 2 og 3 som oppfører seg som dekkene innendørs, antar $\emptyset 12$.

$$\text{x-retning } d_x = 350 - c_{nom} - \frac{\emptyset 12}{2} = 350 - 25 - \frac{12}{2} = 319[\text{mm}]$$

$$\text{Betongmoment i x-retning } M_{cd,x} = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 319^2 = 484,38[\text{kNm}]$$

$$\text{Indre momentarm } z_x = \left(1 - 0,17 \frac{24,59}{484,38}\right) 319 = 316[\text{mm}]$$

$$\text{Armering i x-retning } A_{sx} = \frac{24,59 \times 10^6}{316 \times 400} = 195 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{y-retning } d_y = d_x - \emptyset 12 = 319 - 12 = 307[\text{mm}]$$

$$\text{Betongmoment i y-retning } M_{cd,y} = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 307^2 = 448,63[\text{kNm}]$$

$$\text{Indre momentarm } z_y = \left(1 - 0,17 \frac{15,74}{448,63}\right) 307 = 305 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering i y-retning } A_{sy} = \frac{15,74 \times 10^6}{305 \times 400} = 129 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Minimumsarmering } A_{s,\min} \geq 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

$$A_{s,\min} \geq 0,25 \times (1,5 - 0,35) \times 350 \times 1000 \frac{2,65}{500} = 534 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Velger } \varnothing 12 \text{ som gir senteravstand } s = \frac{113}{534} 1000 = 217 [\text{mm}]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \varnothing 12 s 210 \Rightarrow A_{s,\min} = 538 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Siden $A_{s,\min} > A_{sx}$ og $A_{s,\min} > A_{sy}$, så velges minimumsarmering både i x – og y-retning for begge toveisplatene som oppfører seg som dekker innendørs.

Ser på platedelene 2 og 3 som oppfører seg som tak, antar $\varnothing 12$.

$$\text{x-retning } d_x = 350 - c_{nom} - \frac{\varnothing 12}{2} = 350 - 35 - \frac{12}{2} = 309 [\text{mm}]$$

$$\text{Betongmoment i x-retning } M_{cd,x} = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 309^2 = 454,49 [\text{kNm}]$$

$$\text{Indre momentarm } z_x = \left(1 - 0,17 \frac{23,89}{454,49}\right) 309 = 306 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering i x-retning } A_{sx} = \frac{23,89 \times 10^6}{306 \times 400} = 196 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{y-retning } d_y = d_x - \varnothing 12 = 306 - 12 = 294 [\text{mm}]$$

$$\text{Betongmoment i y-retning } M_{cd,y} = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 294^2 = 411,44 [\text{kNm}]$$

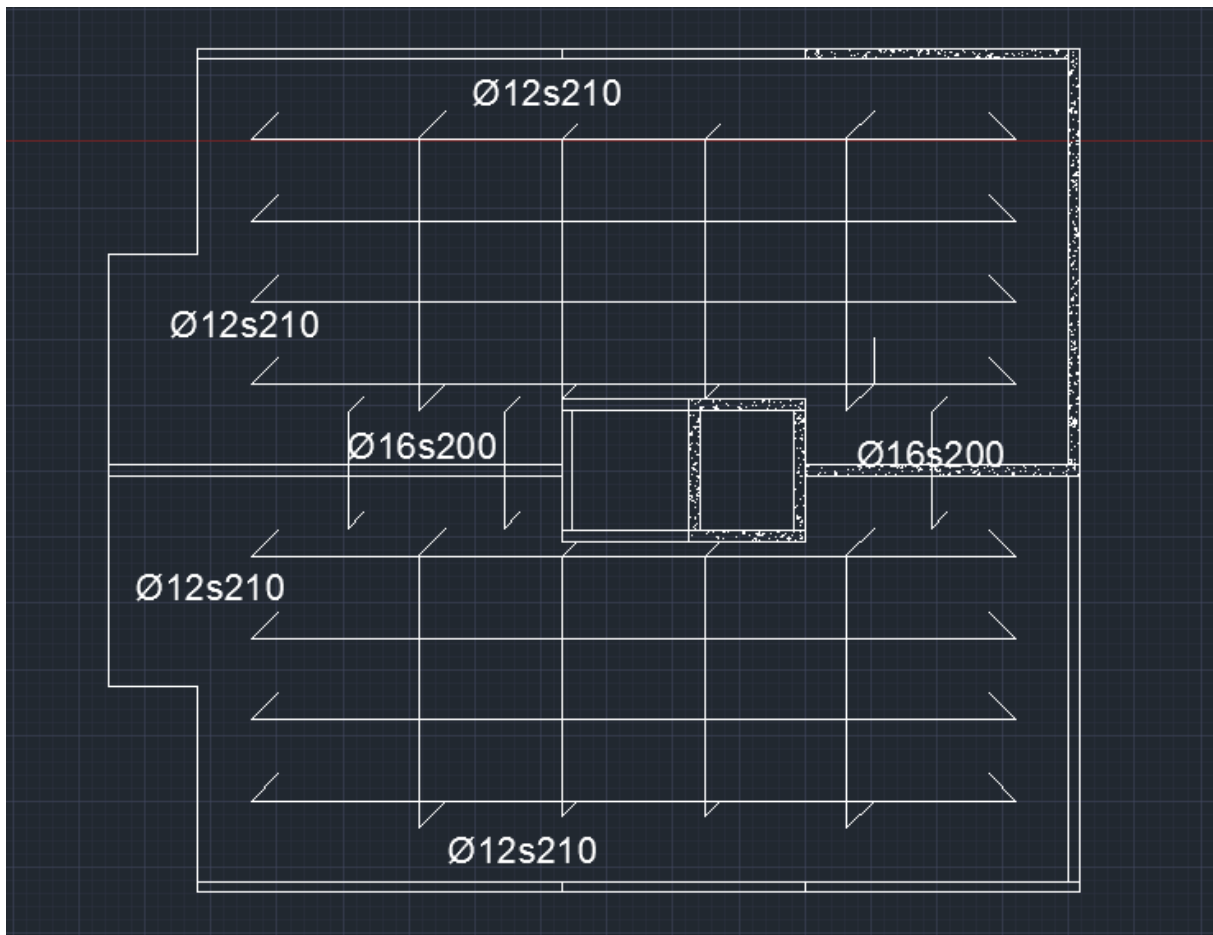
$$\text{Indre momentarm } z_y = \left(1 - 0,17 \frac{15,29}{411,44}\right) 294 = 292 [\text{mm}]$$

$$\text{Armering i y-retning } A_{sy} = \frac{15,29 \times 10^6}{292 \times 400} = 131 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Siden $A_{s,\min} > A_{sx}$ og $A_{s,\min} > A_{sy}$, så velges minimumsarmering både i x –og y-retning for begge toveisplatene som oppfører seg som tak.

Fra NS 3473 pkt. 18.1.5 skal det legges inn overkantarmring ved endeoppleggene. Denne topparmeringen ved endene skal være minst like stor som

minimumsarmeringen. Velger $\text{Ø}12s210 \Rightarrow A_{s,\min} = 538 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$



(Figur 5.13 viser armeringen av dekkene ved bruk av plasstøpt betong)

5.2.2 PLASSTØPTE VEGGER

Plasstøpte skillevegger:

Dette er de massive skilleveggene som strekker seg langs akse B, skive III. Armerer disse skilleveggene likt. Disse veggene antas å være dobbeltarmert, og blir utsatt for samme miljø som dekkene som er innendørs, og gir B30 betong. Tykkelsen på veggene er $t = 0,2[m]$ med høyde $h = 2,8[m]$ i hver etasje, unntatt i kjelleretasjen, men velger å bruke samme høyde. Etasjeskillerne og taket spenner $8,0[m]$ på hver side av vegg, slik at vegg tar opp halve spennlengden på hver side. Dvs at lastbredden

for vegg er $l_s = 2 \times \frac{8,0}{2} = 8,0[m]$. Skivene IV-VII som utgjør en sjakt tas ikke med i denne beregningen. Dimensjoneringen blir gjort på skive III som befinner seg i kjelleretasjen. Veggene regnes som fastholdt, men fritt dreibare i topp og bunn.

Skiven vil bli sett på som vegg dersom $\frac{h_m}{t} > 5 \Rightarrow \frac{5,2}{0,2} = 26 > 5 \Rightarrow \text{vegg}$

Fra tab.4.10 finnes vertikale laster som skilleveggen påvirkes av:

- Snølast $s = 2,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Nyttelast $p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast massive skillevegger med tosidig kledning $g_v = 6,2 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast etasjeskillere $g_e = 9,9 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast tak $g_t = 9,04 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Bruker ligning 6.10 b), der snølasten er den dominerende variable lasten

$$N_f = 1,2(g_v + g_e + g_t) + 1,5s + 1,05p$$

$$N_f = (1,2 \times g_e \times 2 + 1,2 \times g_t + 1,5 \times s + 1,05 \times p \times 2) \times 8,0 + 1,2 \times g_v \times 2 \times 3,0$$

$$N_f = (1,2 \times 9,9 \times 2 + 1,2 \times 9,04 + 1,5 \times 2,4 + 1,05 \times 2,0 \times 2) \times 8,0 + 1,2 \times 6,2 \times 2 \times 3,0 = 383,9 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Karakteristiske fastheter B30 } f_{ck} = 30 \left[\frac{N}{mm^2} \right], f_{cd} = 17,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right], f_{tk} = 2,65 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{Betongens elastitetsmodul } E_{ck} = k_E (f_{ck})^{0,3} = 9500 \times 30^{0,3} = 26355 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{Armeringens karakteristiske elastitetsmodul pkt.9.2.1 } E_{sk} = 2 \times 10^5 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Tverrsnittskonstantene finnes i NS 3473 pkt.12.2.4

$$I_c = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{1000 \times 200^3}{12} = 667 \times 10^6 [mm^4]$$

$$A_c = b \times t = 1000 \times 200 = 2 \times 10^5 [mm^2]$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{667 \times 10^6}{2 \times 10^5}} = 58 [\text{mm}]$$

Geometrisk slankhet $\lambda = \frac{H}{i} = \frac{2800}{58} = 48,3$

Siden armeringsmengden ikke enda er bestemt, så antas det en passende armeringsmengde. *NS 3473 pkt. 18.5.2.*

Minimum vertikalarmering $A_{sv, \min} \geq 0,3 A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,3 \times 2 \times 10^5 \frac{2,65}{500} = 318 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$

Antar bruk av tosidig armering $\varnothing 10_s 300 \Rightarrow A_{sv} = 2 \times 262 = 524 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$

$$w_t = \frac{f_{sd} \times A_{sv}}{f_{cd} \times A_c} = \frac{400 \times 524}{17,0 \times 2 \times 10^5} = 0,062$$

Lastavhengig slankhet *pkt. 12.2.4*

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{N_f}{f_{cd} \times A_c} \frac{1}{1 + 4w_t}} = 48,3 \sqrt{\frac{383,9 \times 10^3}{17,0 \times 2 \times 10^5} \frac{1}{1 + 4 \times 0,062}} = 14,5$$

Siden vegg er fritt dreibar i topp og bunn $\frac{M_{OA}}{M_{OB}} = 1$

Dersom vegg er slank så $\lambda_N > 18 - 8 \frac{M_{OA}}{M_{OB}} = 18 - 8 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{slank}$

Krav i *NS 3473 pkt. 12.2.4* $\lambda < 80 \sqrt{1 + 4w_t} = 80 \sqrt{1 + 4 \times 0,062} = 89,4 \Rightarrow \text{OK!}$

Fra *NS 3473 pkt. A.12.2* så skal den slanke vegg dimensjoneres for aksialkraften

$$N_f \text{ og bøyemomentet } M_f = M_{1f} + M_{2f}$$

1 ordens moment $M_{1f} = N_f (e_0 + e_a)$

NS 3473 pkt. 12.2.3 utilsiktede eksentrisitet

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 20 [\text{mm}] \\ \frac{H}{300} = \frac{2800}{300} = 9,3 [\text{mm}] \Rightarrow e_a = 20 [\text{mm}] \\ \frac{t}{30} = \frac{200}{30} = 6,7 [\text{mm}] \end{array} \right.$$

$$1 \text{ ordens moment } M_{1f} = 383,9(0 + 0,02) = 7,68[kNm]$$

$$2 \text{ ordens moment NS 3473 A. 12.2 } M_{2f} = N_f a = N_f (a_e + a_L)$$

$$\text{Momentan eksentrisitet i det kritiske snitt pkt.A. 12.2 } a_e = 0,1 \frac{H^2}{r}$$

Den armerte veggens krumming i det kritiske snittet

$$0,5 f_{cd} A_c = 0,5 \times 17,0 \times 2 \times 10^5 = 1700[kN] > N_f \Rightarrow \frac{1}{r} = \frac{\frac{f_{sk}}{E_{sk}} + 0,003}{d}$$

$$\text{Antatt vertikalarmering } \varnothing 10s300 \quad d = t - c_{nom} - \frac{\varnothing 10}{2} = 200 - 25 - \frac{10}{2} = 170[mm]$$

$$\text{Krumming } \frac{1}{r} = \frac{\frac{500}{2 \times 10^5} + 0,003}{170} = 3,235 \times 10^{-5} [mm^{-1}]$$

$$\text{Momentan eksentrisitet } a_e = 0,1 \times 2800^2 \times 3,235 \times 10^{-5} = 25,4[mm]$$

Tilleggsmoment pga 2 ordens elastisk forskyvning

$$M_a = N_f a_e = 383,9 \times 0,0291 = 9,75[kNm]$$

NS 3473 pkt. 12.2.6 sier at det kan sees bort fra virkningen av kryp dersom

$$\lambda_N = 14,5 < 18 \Rightarrow OK!$$

$$a_L = 0,0$$

$$M_{2f} = M_a = 9,75[kNm]$$

$$\text{Bøyemoment } M_f = M_{1f} + M_{2f} = 7,68 + 9,75 = 17,43[kNm]$$

Dimensjonsløse samvirksfaktorer:

$$n_f = \frac{N_f}{f_{cd} A_c} = \frac{383,9 \times 10^3}{17,0 \times 2 \times 10^5} = 0,113$$

$$m_f = \frac{M_f}{f_{cd} A_c t} = \frac{17,43 \times 10^6}{17,0 \times 2 \times 10^5 \times 200} = 0,026$$

$$\frac{t'}{t} = \frac{200 - 2 \left(25 + 10 + \frac{10}{2} \right)}{200} = 0,6$$

Ved bruk av samvirkediagram, m/n-diagram $w = 0$

Legger allikevel minimumsarmering i vertikal – og horisontal retning.

$$A_{sv} = A_{sh} = 318 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \Rightarrow 159 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \text{ på hver side}$$

$$\text{Velger } \emptyset 8s300 \Rightarrow A_s = 168 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \text{ på hver side både horisontalt og vertikalt}$$

Plasstøpte yttervegger:

Dette er de massive ytterveggene som strekker seg langs akse A og B, skive I. Armerer disse ytterveggene likt. Disse veggene har eksponeringsklasse XC1, tørr atmosfære. Eksponeringsklasse XC1 gir bestandighetsklasse M60 som gir fasthet B30. Tykkelsen på veggene er $t = 0,2[m]$, med høyde $h = 3,3[m]$ i hver etasje, dvs at det antas at ytterveggene strekker seg over halve etasjeskilleren i hver etasje over. Etasjeskillerne og taket spenner $8,0[m]$ på siden av ytterveggene, slik at veggene tar opp halve spennlengden. Dvs lastbredden for veggene er $l_s = \frac{8,0}{2} = 4,0[m]$.

Dimensjoneringen blir gjort på skive I som befinner seg i kjelleretasjen. Veggene regnes som fastholdt, men fritt dreibare i topp og bunn.

$$\text{Skiven vil bli sett på som vegg dersom } \frac{h_l}{t} > 5 \Rightarrow \frac{5,2}{0,2} = 26 > 5 \Rightarrow \text{vegg}$$

Fra tab.4.10 vertikale laster som ytterveggene påvirkes av:

- Snølast $s = 2,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Nyttelast $p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast massive yttervegger $g_v = 5,6 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast etasjeskillere $g_e = 9,9 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
- Egenlast tak $g_t = 9,04 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Bruker ligning 6.10 b), der snølasten er den dominerende variable lasten

$$N_f = 1,2(g_v + g_e + g_t) + 1,5s + 1,05p$$

$$N_f = (1,2 \times g_e \times 2 + 1,2 \times g_t + 1,5 \times s + 1,05 \times p \times 2) \times 4,0 + 1,2 \times g_v \times 2 \times 3,3$$

$$N_f = (1,2 \times 9,9 \times 2 + 1,2 \times 9,04 + 1,5 \times 2,4 + 1,05 \times 2,0 \times 2) \times 4,0 + 1,2 \times 5,6 \times 2 \times 3,3 = 213,98 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Ønsker å enkeltarmere ytterveggene, dvs dimensjonere dem som om dem var uarmerte. Ser på om veggene kan betraktes som uarmert. Da må eksentrisiteten ikke være større enn at trykksonen minst dekker halve tverrsnitt tykkelsen. Da må dette

$$\text{forholdet gjelde } e = \frac{M_f}{N_f} \leq \frac{t}{4} = \frac{200}{4} = 50 [mm].$$

Fremgangsmåten er den samme som for oven for innvendig skillevegg. De samme materialfaktorene for B30 og stål B500C gjelder. Det samme gjelder tverrsnittskonstantene.

Siden det antas at veggen ikke er armert $w_t = 0$

$$\text{Geometrisk slankhet } \lambda = \frac{H}{i} = \frac{3300}{58} = 56,9$$

$$\text{Lastavhengig slankhet } \lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{N_f}{f_{cd} \times A_c} \frac{1}{1 + 4w_t}} = 56,9 \sqrt{\frac{213,98 \times 10^3}{17,0 \times 2 \times 10^5}} = 14,27$$

$$\text{Siden veggen er fritt dreibar i topp og bunn } \frac{M_{OA}}{M_{OB}} = 1$$

$$\text{Dersom veggen er slank så } \lambda_N = 14,27 > 18 - 8 \frac{M_{OA}}{M_{OB}} = 18 - 8 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{slank}$$

Antar at det legges inn $\emptyset 12$ horisontalt og vertikalt

$$d = \frac{t}{2} + \frac{\emptyset 12}{2} + \emptyset 12 = \frac{200}{2} + \frac{12}{2} + 12 = 118 [mm]$$

$$0,5 f_{cd} A_c = 0,5 \times 17,0 \times 2 \times 10^5 = 1700 [kN] > N_f \Rightarrow \frac{1}{r} = \frac{\frac{f_{sk}}{E_{sk}} + 0,003}{d}$$

$$\text{Krumming } \frac{1}{r} = \frac{\frac{500}{2 \times 10^5} + 0,003}{118} = 4,66 \times 10^{-5} [mm^{-1}]$$

$$\text{Momentan eksentrisitet } a_e = 0,1 \times 3300^2 \times 4,66 \times 10^{-5} = 50,7 [mm]$$

Tilleggsmoment pga 2 ordens elastisk forskyvning

$$M_a = N_f a_e = 213,98 \times 0,0507 = 10,85 [kNm]$$

NS 3473 pkt. 12.2.6 sier at det kan sees bort fra virkningen av kryp dersom $\lambda_N < 18 \Rightarrow OK!$

$$a_L = 0,0$$

$$M_{2f} = M_a = 10,85[kNm]$$

Utsiktede eksentrisitet $e_a = 20[mm]$

$$M_{1f} = N_f(e_0 + e_a) = 213,98(0 + 0,02) = 4,28[kNm]$$

$$M_f = M_{1f} + M_{2f} = 10,85 + 4,28 = 15,13[kNm]$$

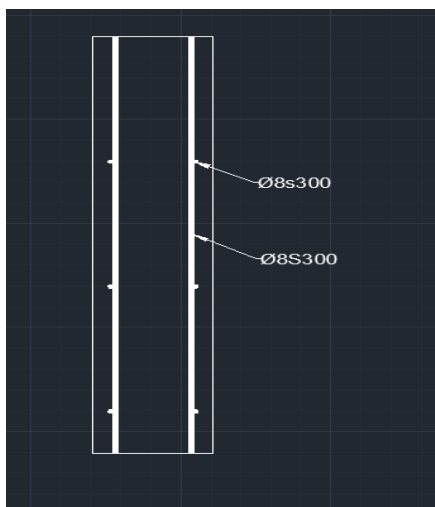
$$e = \frac{M_f}{N_f} = \frac{15,13 \times 10^6}{213,98 \times 10^3} = 70,7 > \frac{t}{4} = \frac{200}{4} = 50[mm]$$

Veggen kan derfor ikke utføres som uarmert eller enkeltarmert. Ytterveggene må da dobbeltarmeres.

Siden ytterveggene opplever mindre vertikal last enn skilleveggene, og både ytterveggene og skilleveggene har samme tykkelse og betongkvalitet, så er det også her tilstrekkelig å legge inn minimumsarmering vertikalt og horisontalt. Med mindre vertikal last, så vil også momentet bli mindre. Da vil også begge de dimensjonsløse samvirksfaktorene bli mindre, som fører til at $w = 0$.

$$A_{sv} = A_{sh} = 318 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \Rightarrow 159 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \text{ på hver side}$$

$$\text{Velger } \emptyset 8s300 \Rightarrow A_s = 168 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \text{ på hver side både horisontalt og vertikalt}$$



(Figur 5.14 viser armeringen av skilleveggene og ytterveggene)

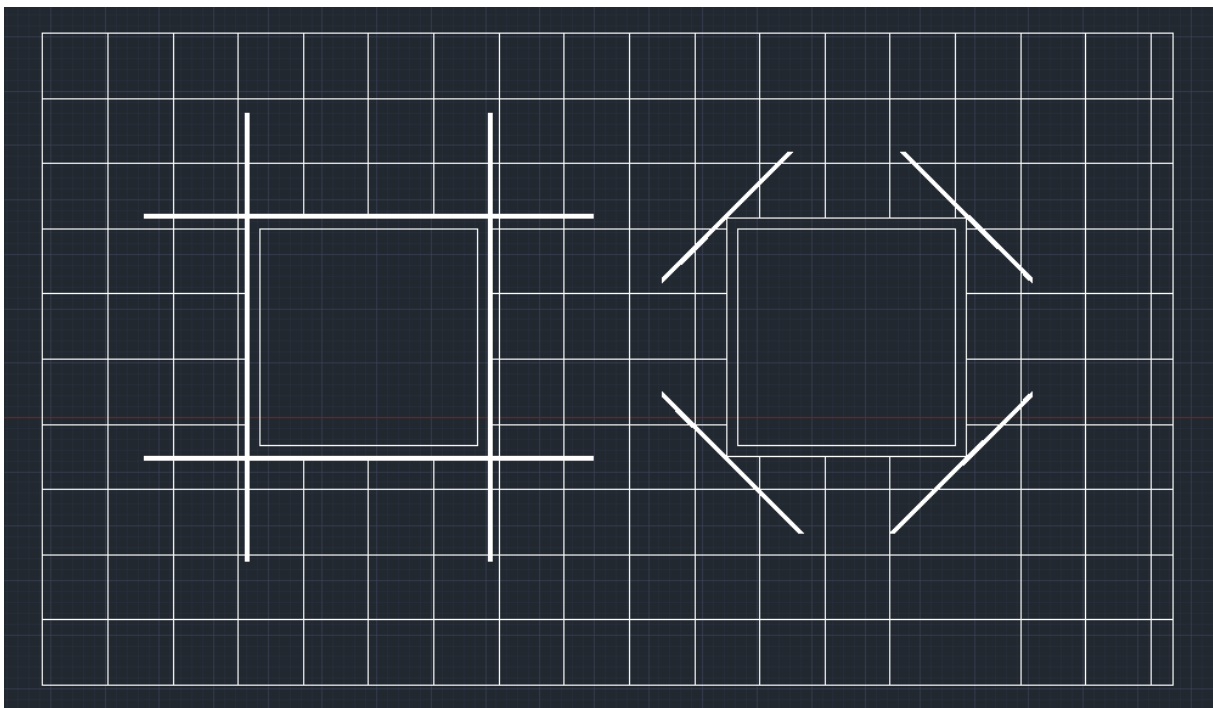
Armering rundt vinduer og dører:

Det må legges inn svinnarmering rundt åpninger i veggene. Dette gjelder særlig med tanke på de store spenningskonsentrasjonene som oppstår ved hjørnene til åpningene. Når det finnes åpninger i vegg, så reduseres det effektive tverrsnittet, og svinnkreftene kan bli store i dette tverrsnittet.

I følge *NS 3473 pkt. 18.5.2* skal det legges minst $2\emptyset 12$ stenger langs sidekantene til åpningen eller diagonalt ved hjørnene, i tillegg til minimumsarmeringen i vegg. Ved å legge denne armeringen diagonalt vil det kunne brukes mindre stål, men denne metoden krever mer plass i tverrsnittet. Ved å legge armeringen langs sidekantene så kan denne armeringen ligge i samme lag som minimums -/ordinære armeringen i vegg, noe som krever mindre plass og gjør støpearbeidet lettere.

Forankringslengden skal minst være førti ganger stangens diameter til hver side av åpningen, dvs for bruk av $\emptyset 12 \Rightarrow l_b = 40 \times 12 = 480 [mm]$ på hver side.

Dersom den horisontale avstanden mellom to åpninger mindre enn 5 ganger veggtykkelsen, altså $l_a < 5t = 5 \times 200 = 1000 [mm]$, så skal dette betong tverrsnittet dimensjoneres som søyle. Dette er ikke aktuelt for bygget på Moi, siden minste horisontal avstand mellom to åpninger er litt mindre enn $1000 [mm]$. Velger derfor å ikke betrakte dette tverrsnittet som søyle.



(Figur 5.15 viser armering rundt vinduer og for så vidt dører)

5.2.3 TRAPPENE

Fra NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008 tab.N.A.6.10 finnes nyttelast for trapper som brukes i forbindelse med boliger $q_{trapp} = 3,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$. Etasjehøyden er $H = 2,8[m]$, reposbredde $b_{rep} = 1,0[m]$ og lengde $l_{rep} = 1,2[m]$. Hvert opptrinn velges å ha høyde $h_{opp} = 170[mm]$, slik at fra tappeformelen blir hvert inntrinn $inntrinn = 630 - 2 \times 170 = 290[mm]$.

Vinkelen på trappen blir da $\alpha = \tan\left(\frac{170}{290}\right)^{-1} = 30,4^\circ$

Lengden på trappeplaten $L = \frac{H}{\sin(30,4^\circ)} = \frac{2,8}{\sin(30,4^\circ)} = 5,533[m]$

Armering i trappeplaten:

NS 3473 pkt.A.15.3.1 $d_{\min} = \left(0,4 + 0,6 \frac{f_{sk}}{400}\right) \frac{L}{\beta_d} = \left(0,4 + 0,6 \frac{500}{400}\right) \frac{5533}{28} = 227[mm]$

Ser på trappen som en horisontal betongoverflate utendørs $c_{nom} = 40 + 10 = 50[mm]$

Antar bruk av $\emptyset 10$ som gir $t_{\min} = d_{\min} + c_{nom} + \frac{\emptyset 10}{2} = 227 + 50 + \frac{10}{2} = 282[mm]$

Fordi trappeplaten regnes som elastisk innspent, vil nedbøyningskontrollen tillate litt mindre tykkelse. Velger derfor $t = 250[mm]$.

$d = t - c_{nom} - \frac{\emptyset 10}{2} = 250 - 50 - \frac{10}{2} = 195[mm]$

Karakteristiske vertikale laster:

Nyttelast for trapp $q_t = 3,0 \times 1,0 = 3,0 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Trappetrinn $g_{t,t} = 25 \frac{0,17}{2} 1,0 = 3,83 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Trappeplate $g_{t,p} = 25 \frac{0,25}{\cos(30,4^\circ)} 1,0 = 7,25 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Puss $g_p = 0,5 \times 1,0 = 0,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$

$$\text{Snølast } s = \frac{2,4}{\cos(30,4^\circ)} 1,0 = 2,78 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Dimensjonerende vertikal last:

$$N_f = 1,2(g_{t,p} + g_{t,t} + g_p) + 1,5q_t + 1,05s = 1,2(7,25 + 3,83 + 0,5) + 1,5 \times 3,0 + 1,05 \times 2,78 = 21,32 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Forenklet regnes trappeløpplaten som elastisk innspent med like dimensjonerende felt – og innspenningsmoment.

$$M_f = \frac{N_f L^2}{14} = \frac{21,32 \times 5,533^2}{14} = 46,62 [kNm]$$

$$M_{cd} = 0,28 f_{cd} b d^2 = 0,28 \times 19,5 \times 1000 \times 195^2 = 207,62 [kNm] > M_f$$

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{M_f}{M_{cd}} \right) d = \left(1 - 0,17 \frac{46,62}{207,62} \right) 195 = 188 [mm]$$

$$\text{Armering i trappeløpplate } A_{s,p} = \frac{M_f}{f_{sd} z} = \frac{46,62 \times 10^6}{400 \times 188} = 620 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger armering i trappeløpplate } \emptyset 12s180 \Rightarrow A_{s,p} = 628 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Svinn – og fordelingsarmering i trappeløpplate:

$$A_{s,\min,p} = 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25 (1,5 - 0,25) 250 \times 1000 \frac{2,9}{500} = 453 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \emptyset 10s170 \Rightarrow A_{s,\min,p} = 462 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Armering i repos:

$$d_{\min} = \left(0,4 + 0,6 \frac{f_{sk}}{400} \right) \frac{L}{\beta_d} = \left(0,4 + 0,6 \frac{500}{400} \right) \frac{1200}{21} = 66 [mm]$$

$$\text{Antar bruk av } \emptyset 10 \text{ som gir } t_{\min} = d_{\min} + c_{nom} + \frac{\emptyset 10}{2} = 66 + 50 + \frac{10}{2} = 121 [mm]$$

Velger $t = 150 [mm]$ som gir $d = 150 - 50 - 5 = 95 [mm]$. Lasten fra trappeløpet fordeles på halve reposbredden.

Karakteristiske vertikale laster:

$$\text{Fra trappeløpet } g_{t,l} = \frac{N_f L}{2 \frac{b_{rep}}{2}} 1,0 = \frac{21,23 \times 5,533}{2 \frac{1,0}{2}} 1,0 = 117,96 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Egenlast repos } g_{rep} = 25 \times 0,15 \times 1,0 = 3,75 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$\text{Snølast } s = 2,4 \times 1,0 = 2,4 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Dimensjonerende vertikal last:

$$N_f = 1,2(g_{t,l} + g_{rep} + g_p) + 1,5q_t + 1,05s = 1,2(117,96 + 3,75 + 0,5) + 1,5 \times 3,0 + 1,05 \times 2,4 = 153,67 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Det er antatt at lasten virker over hele lengden av reposit.

$$M_{rep} = \frac{N_f l_{rep}^2}{8} = \frac{153,67 \times 1,2^2}{8} = 27,66 [kNm]$$

$$M_{cd,rep} = 0,28 \times 19,5 \times 1000 \times 95^2 = 49,28 [kNm] > M_{rep}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{27,66}{49,28} \right) 95 = 86 [mm]$$

$$A_{s,rep} = \frac{27,66 \times 10^6}{400 \times 86} = 804 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger å bruke armering i repos } \emptyset 12s140 \Rightarrow A_{s,rep} = 807 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Svinn – og fordelingsarmering i repos:

$$A_{s,min,rep} = 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25(1,5 - 0,15) 150 \times 1000 \frac{2,9}{500} = 294 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger minimumsarmering } \emptyset 8s170 \Rightarrow A_{s,min,rep} = 296 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

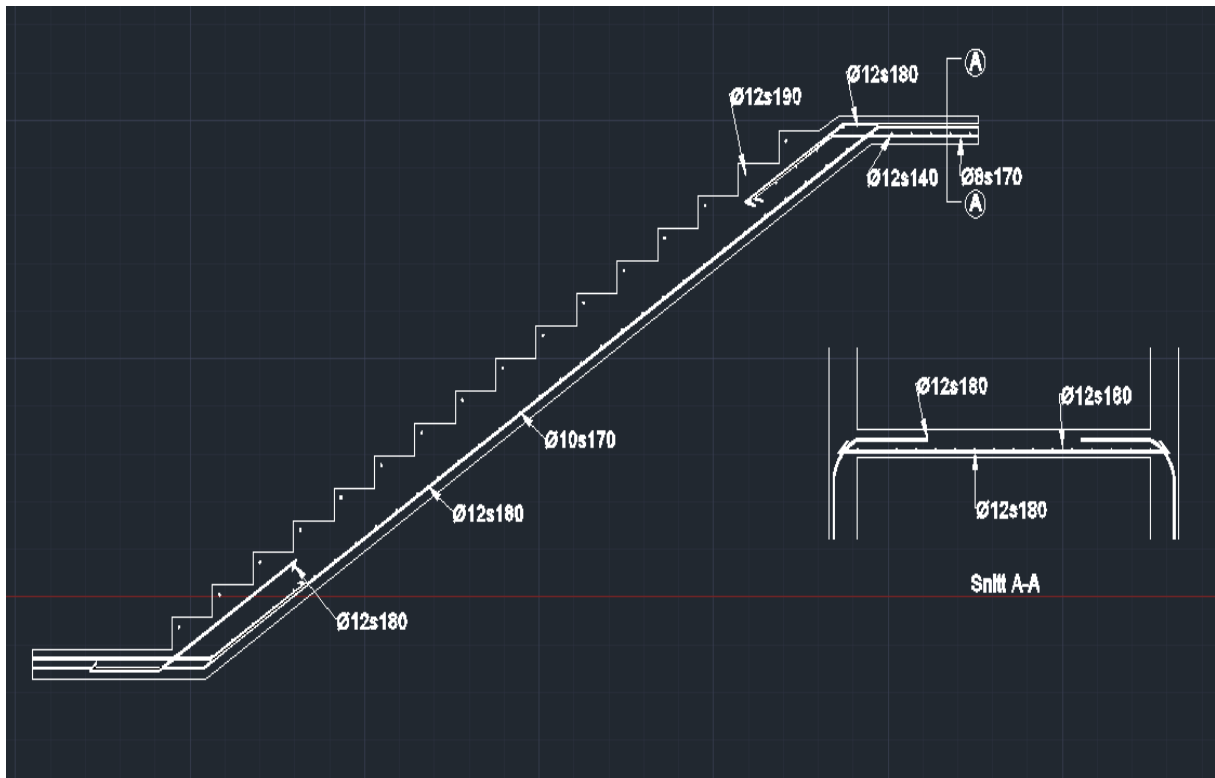
Overkantarmring ved endeopplegget:

Fra NS 3473 pkt. 18.1.5 så skal det legges inn armering som er minst like stor som minimumsarmeringen på oversiden ved endeopplegget. Velger å legge inn det dobbelte av minimumsarmeringen her siden trappeløpet vil påføre reposit enn viss vridning.

$$A_{s,overkant,rep} = 2A_{s,min,rep} = 2 \times 296 = 592 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Siden ytterveggene er armert med $\varnothing 12$ stenger, så velger også å bruke slike stenger her. Velger derfor armering i overkant ved endeopplegget til å være

$$\varnothing 12s190 \Rightarrow A_{s,overkant,rep} = 595 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$



(Figur 5.16 viser armeringen av trappeløpsplaten og repos)

5.2.4 VEGGBANKETTER

Fundamenter/banketter har eksponeringsklasse XC2 fra tab.9 i NS 3473. Dette gir B-30 betong med $c_{nom} = 25 + 10 = 35 [mm]$

Betegner senket y at det gjelder de ytre bankettene og senket m den midtre banketten. Veggen som står på banketten er $t = 200 [mm]$. Antar at bankettdimensjonene er $B/h = 1500 [mm] / 200 [mm]$, slik at egenlasten av bankettene er $g_f = 25 \times 1,5 \times 0,2 = 7,5 \left[\frac{kN}{m} \right]$

NS 3473 pkt. 17.1.6 sier at banketten må støpes på minst et $50 [mm]$ tykt

betongunderlag med en fasthet på minst $15 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$, og den frie avstanden mellom

armeringen og underlaget skal ikke være mindre enn $c_{nom} = 35[mm]$, antatt at det er brukt betong til underlaget. Egenlasten av betongunderlaget blir derfor

$$g_u = 25 \times 1,5 \times 0,05 = 1,88 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

For de to ytterste veggbankettene:

Her vil ytterveggene belaste fundamentet, samt etasjeskillerne og taket.

Ytterveggene antas å være $H = 3,3[m]$. Se figur 5.17 for lasttilfellet.

$$N_{f,y} = (1,2g_e \times 3 + 1,2g_t + 1,5s + \alpha_3 1,05p \times 2) \times 4,0 + 1,2g_v \times 3 \times 3,3 + 1,2g_f$$

$$N_{f,y} = (1,2 \times 9,9 \times 3 + 1,2 \times 9,04 + 1,5 \times 2,4 + 0,9 \times 1,05 \times 2,0 \times 2) \times 4,0 + 1,2(5,6 \times 3 \times 3,3 + 7,5 + 1,88)$$

$$N_{f,y} = 293,26 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

For den midtre veggbanketten:

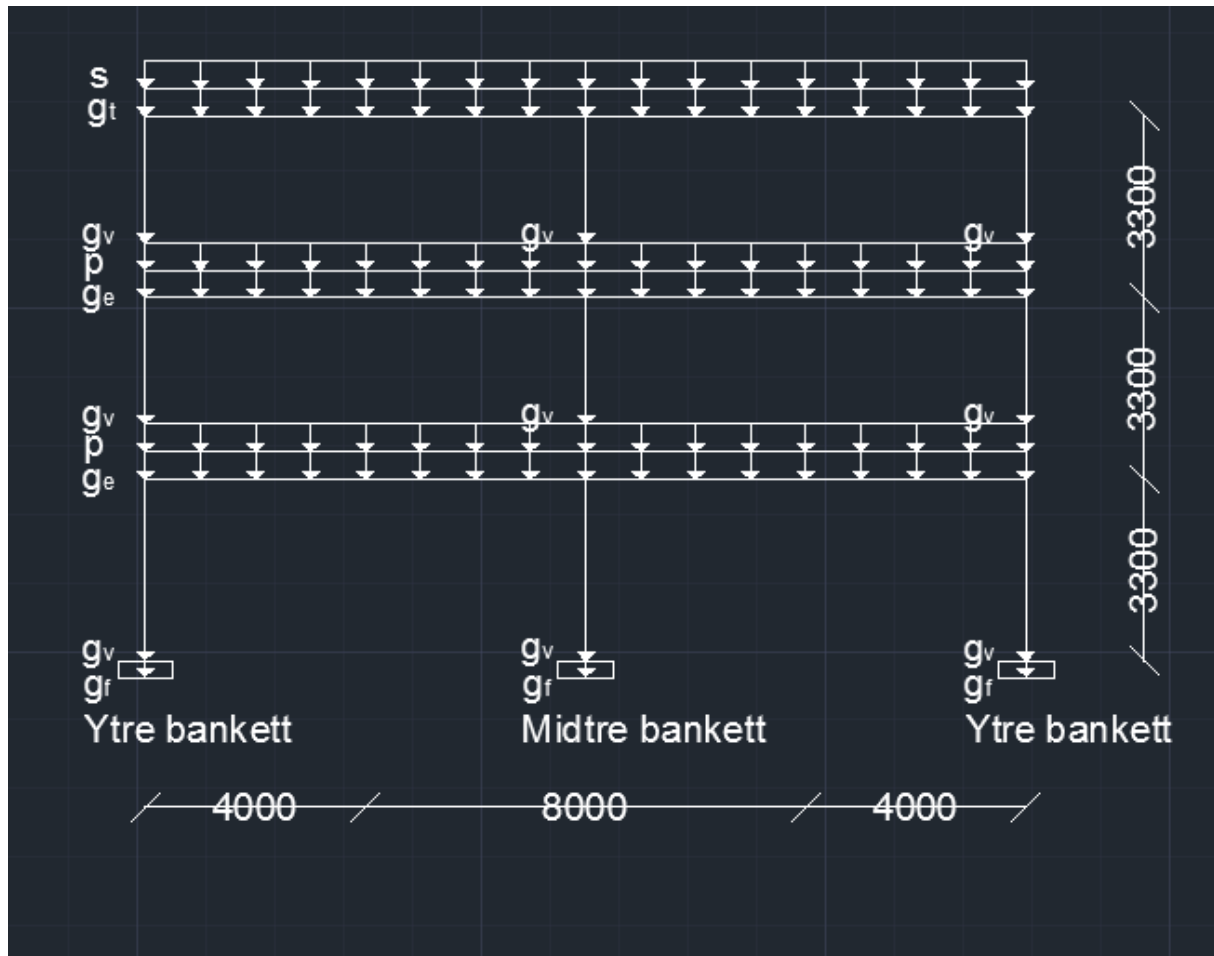
For den midtre banketten så er det de massive skilleveggene som vil belaste fundamentet og ikke ytterveggene. Antar at skilleveggen har dobbeltsidig kledning.

Disse skilleveggene har ikke samme høyde som ytterveggene. De har $H = 2,8[m]$

$$N_{f,m} = (1,2g_e \times 3 + 1,2g_t + 1,5s + 1,05\alpha_3 p \times 2) \times 8,0 + 1,2(g_v \times 3 \times 3,3 + g_f + g_u)$$

$$N_{f,m} = (1,2 \times 9,9 \times 3 + 1,2 \times 9,04 + 1,5 \times 2,4 + 1,05 \times 0,9 \times 2,0 \times 2) \times 8,0 + 1,2(6,2 \times 3 \times 2,8 + 7,5 + 1,88)$$

$$N_{f,m} = 504,7 \left[\frac{kN}{m} \right]$$



(Figur 5.17 viser lastbredder og laster på alle konstruksjonsdelene i bygget)

Byggegrunnen består av middelsfast sand og grus, som gir dimensjonerende

$$\text{jordtrykkspenning } \sigma_{gr,dim} = 210 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

For å finne nødvendig bankettbredde, så må kreftene i y-retning settes lik null

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow \sigma_{gr,dim} B_{nødv} = N_f \Rightarrow B_{nødv} = \frac{N_f}{\sigma_{gr,dim}}$$

$$\text{Nødvendig bankettbredde } \begin{cases} B_{nødv,y} = \frac{N_{f,y}}{\sigma_{gr,dim}} = \frac{293,26}{210,0} = 1,4[m] \\ B_{nødv,m} = \frac{N_{f,m}}{\sigma_{gr,dim}} = \frac{504,7}{210,0} = 2,4[m] \end{cases}$$

Dimensjonerende laster uten vekt av fundament og underlag:

$$\begin{cases} N_{f,\text{inf},y} = 293,26 - 9,0 - 2,26 = 282,0 \left[\frac{kN}{m} \right] \\ N_{f,\text{inf},m} = 504,7 - 9,0 - 2,26 = 493,44 \left[\frac{kN}{m} \right] \end{cases}$$

Dimensjonerende grunntrykkspenninger eksklusiv tyngden av bankett og underlag:

$$\begin{cases} \sigma_{gr,\text{inf},y} = \frac{N_{f,\text{inf},y}}{B_{n\text{ødv},y}} = \frac{282,0}{1,4} = 201,43 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \\ \sigma_{gr,\text{inf},m} = \frac{N_{f,\text{inf},m}}{B_{n\text{ødv},m}} = \frac{493,44}{2,4} = 205,6 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \end{cases}$$

Avstand fra vegg til ytterkant av de ytre bankettene er $x_y = \frac{1,4 - 0,2}{2} = 0,6[m]$ og

$x_m = \frac{2,4 - 0,2}{2} = 1,1[m]$ for den midtre banketten.

Dimensjonerende bøyemomenter

$$\begin{cases} M_{f,y} = \frac{\sigma_{gr,\text{inf},y} x_y^2}{2} = \frac{201,43 \times 0,6^2}{2} = 36,26 \left[\frac{kNm}{m} \right] \\ M_{f,m} = \frac{\sigma_{gr,\text{inf},m} x_m^2}{2} = \frac{205,6 \times 1,1^2}{2} = 124,39 \left[\frac{kNm}{m} \right] \end{cases}$$

For å unngå trykkarmering må $M_{cd} \geq M_f$, så finner nødvendig avstand fra bankett bunnen til strekkarmering

$$M_{cd} = 0,28 f_{cd} b d^2 \geq M_f \Rightarrow d_{n\text{ødv}} = \sqrt{\frac{M_f}{0,28 f_{cd} b}} \begin{cases} d_{n\text{ødv},y} = \sqrt{\frac{36,26 \times 10^6}{0,28 \times 17,0 \times 1000}} = 88[mm] \\ d_{n\text{ødv},m} = \sqrt{\frac{124,39 \times 10^6}{0,28 \times 17,0 \times 1000}} = 162[mm] \end{cases}$$

Antar bruk av $\emptyset 12$ til de ytre bankettene og $\emptyset 16$ stenger til den midtre banketten

Nødvendig banketthøyde

$$\begin{cases} h_{n\text{ødv},y} = d_{n\text{ødv},y} + c_{nom} + \frac{\emptyset 12}{2} = 88 + 35 + \frac{12}{2} = 129[mm] \\ h_{n\text{ødv},m} = d_{n\text{ødv},m} + c_{nom} + \frac{\emptyset 16}{2} = 162 + 35 + \frac{16}{2} = 205[mm] \end{cases}$$

Siden $h_{n\text{ødv},y} < maks \begin{cases} 200[mm] \\ 10\emptyset = 10 \times 12 = 120[mm] \end{cases}$, som er gitt som krav i NS 3473 pkt. 18.6.1,

så velges banketthøyden for de ytre bankettene $h_y = 200[mm]$

For den midtre banketten velges $h_m = 210[\text{mm}]$

Minimumsarmering:

NS 3473 pkt. 18.6.1 sier at det brukes minimumsarmering som for plater.

$$A_{s,\min} \geq 0,25k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

$$A_{s,\min,y} = 0,25(1,5 - 0,2)1000 \times 200 \frac{2,65}{500} = 345 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$A_{s,\min,m} = 0,25(1,5 - 0,21)1000 \times 210 \frac{2,65}{500} = 359 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Strekkarmering:

$$d_y = h_y - c_{nom} - \frac{\emptyset 12}{2} = 200 - 35 - \frac{12}{2} = 159[\text{mm}]$$

$$d_m = h_m - c_{nom} - \frac{\emptyset 16}{2} = 210 - 35 - \frac{16}{2} = 167[\text{mm}]$$

$$M_{cd,y} = 0,28 f_{cd} b d_y^2 = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 159^2 = 120,34 \left[\frac{\text{kNm}}{\text{m}} \right] > M_{f,y}$$

$$M_{cd,m} = 0,28 f_{cd} b d_m^2 = 0,28 \times 17,0 \times 1000 \times 167^2 = 132,75 \left[\frac{\text{kNm}}{\text{m}} \right] > M_{f,m}$$

$$\text{Indre momentarmer} \begin{cases} z_y = \left(1 - 0,17 \frac{M_{f,y}}{M_{cd,y}} \right) d_y = \left(1 - 0,17 \frac{36,26}{120,24} \right) 159 = 151[\text{mm}] \\ z_m = \left(1 - 0,17 \frac{M_{f,m}}{M_{cd,m}} \right) d_m = \left(1 - 0,17 \frac{124,39}{132,75} \right) 167 = 141[\text{mm}] \end{cases}$$

$$\text{Strekkarmeringer} \begin{cases} A_{s,y} = \frac{M_{f,y}}{z_y f_{sd}} = \frac{36,26 \times 10^6}{151 \times 400} = 601 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \\ A_{s,m} = \frac{M_{f,m}}{z_m f_{sd}} = \frac{124,39 \times 10^6}{141 \times 400} = 2206 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \end{cases}$$

$$\text{For de } \underline{\text{ytre bankettene}} \text{ velges } \emptyset 12 \text{s} 180 \Rightarrow A_{s,y} = 628 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\text{For den } \underline{\text{midtre banketten}} \text{ velges } \emptyset 20 \text{s} 150 \Rightarrow A_{s,m} = 2093 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

Kontroll av heftekapasiteten ved snitt a-a:

Fra NS 3473 så er kontroll av strekkarmeringens endeforankring tilstrekkelig. Ved utkragede betongdelar, så er det vanligvis heften og ikke momentet som er av betydning for armeringsmengden. Foretar derfor en kontroll av heftekapasiteten ved det kritiske snittet i banketten, snitt a-a som finnes ved vegglivet.

$$\text{Skjærpåkjenninger snitt a-a} \begin{cases} V_{f,a.a,y} = \sigma_{gr,inf,y} x_y \times 1,0 = 201,43 \times 0,6 \times 1,0 = 120,86 [kN] \\ V_{f,a-a,m} = \sigma_{gr,inf,m} x_m \times 1,0 = 205,6 \times 1,1 \times 1,0 = 226,16 [kN] \end{cases}$$

Fra NS 3473 pkt. 12.8.5 finnes dimensjonerende heftfasthet, der $k_1 = 1,4$ fra tab.8, for kamstål.

$$f_{bd} = f_{bc} + f_{bs} \leq 2k_1 f_{td} = 2 \times 1,4 \frac{1,8}{1,4} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{der } f_{bc} = k_1 k_2 f_{td} \left(\frac{1}{3} + \frac{2c}{3\emptyset} \right)$$

$$c = \min \begin{cases} c_{nom} = 35 [mm] \\ \frac{s_y}{2} = \frac{180}{2} = 90 [mm], \frac{s_m}{2} = \frac{150}{2} = 75 [m] \end{cases} \Rightarrow c_y = c_m = 30 [mm]$$

For de ytre bankettene:

$$\text{maks} \begin{cases} 9\emptyset = 9 \times 12 = 108 \\ 6c + \emptyset = 6 \times 35 + 12 = 222 \end{cases} > s_y = 180 [mm]$$

$$\text{maks} \begin{cases} 5\emptyset = 5 \times 12 = 60 \\ 3c + \emptyset = 3 \times 35 + 12 = 117 \end{cases} < s_y = 180 [mm]$$

Da må det interpoleres fra NS 3473 pkt. 12.8.5.

$$k_2 = 1,0 + (1,6 - 1,0) \frac{180 - 117}{222 - 125} = 1,39$$

$$f_{bc} = 1,4 \times 1,39 \frac{1,8}{1,4} \left(\frac{1}{3} + \frac{2 \times 35}{3 \times 12} \right) = 5,7 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$f_{bd,y} = f_{bc} + f_{bs} = 5,7 + 0,0 = 5,7 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\text{Krav at } f_{bd,y} \leq 2k_1 f_{td} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \Rightarrow f_{bd,y} = 3,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

For den midtre banketten:

$$\text{maks} \begin{cases} 9\emptyset = 9 \times 20 = 180 \\ 6c + \emptyset = 6 \times 35 + 20 = 230 \end{cases} > s_m = 150 [\text{mm}]$$

$$\text{maks} \begin{cases} 5\emptyset = 5 \times 20 = 100 \\ 3c + \emptyset = 3 \times 35 + 20 = 125 \end{cases} < s_m = 150 [\text{mm}]$$

Da må det interpoleres fra *NS 3473 pkt. 12.8.5.*

$$k_2 = 1,0 + (1,6 - 1,0) \frac{160 - 125}{230 - 125} = 1,2$$

$$f_{bc} = 1,4 \times 1,2 \frac{1,8 \left(\frac{1}{3} + \frac{2 \times 35}{3 \times 20} \right)}{1,4} = 3,24 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

$$f_{bd,m} = f_{bc} + f_{bs} = 3,24 + 0,0 = 3,24 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

$$\text{Krav at } f_{bd,m} \leq 2k_1 f_{td} = 3,6 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \Rightarrow f_{bd,m} = 3,24 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$$

Nødvendig samlet strekkarmeringsomkretser

$$\begin{cases} u_{s,y} = \frac{V_{f,a-a,y}}{f_{bd,y} d_y} = \frac{120,86 \times 10^3}{3,6 \times 159} = 212 [\text{mm}] \\ u_{s,m} = \frac{V_{f,a-a,m}}{f_{bd,m} d_m} = \frac{226,16 \times 10^3}{3,24 \times 167} = 418 [\text{mm}] \end{cases}$$

For de ytre bankettene:

$$\frac{1000}{s_y} = \frac{1000}{180} = 5,56\emptyset_{12} \text{ stenger per meter bankettlengde.}$$

$$\text{Dette tilsvarer } u_s = 5,56\pi\emptyset = 5,56\pi \times 12 = 210 [\text{mm}] < u_{s,y} = 212 [\text{mm}]$$

Kan da enten øke banketthøyden eller legge armeringen med mindre senteravstand, for å hindre heftebrudd. Velger å minke senteravstanden.

Antall stenger som må til for å tilfredsstille kravet til heftkapasitet

$$n = \frac{u_{s,y}}{\emptyset\pi} = \frac{212}{12\pi} = 5,62\emptyset_{12} \text{ stenger per meter bankettlengde.}$$

$$\text{Nødvendig strekkarmering } A_{s,n\emptyset_{12},y} = A_{\emptyset_{12}} n = \pi 6^2 \times 5,62 = 636 \left[\frac{\text{mm}^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger } \emptyset 12s170 \Rightarrow A_{s,y} = 665 \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right]$$

For midtre bankett:

$$\frac{1000}{s_m} = \frac{1000}{150} = 6,67 \emptyset 20 \text{ stenger per meter bankettlengde.}$$

$$\text{Dette tilsvarer } u_s = 6,67\pi\emptyset = 6,67\pi \times 20 = 419[\text{mm}] > u_{s,m} = 418[\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!}$$

Strekbruddkontroll:

Det kritiske området for skjærpåkjenning viser fra erfaring ligger i avstand $\frac{d}{3}$ fra veggen. Kaller dette snittet b-b.

$$\text{Kritiske områder } \begin{cases} \frac{d_y}{3} = \frac{159}{3} = 53[\text{mm}] \\ \frac{d_m}{3} = \frac{167}{3} = 56[\text{mm}] \end{cases}$$

Avstand fra det kritiske området til ytterkanten av de ytre bankettene er $x_y = 0,6 - 0,053 = 0,547[\text{m}]$ og $x_m = 1,1 - 0,056 = 1,044[\text{m}]$ for den midtre banketten.

$$\text{Skjærpåkjenninger snitt b-b } \begin{cases} V_{f,b-b,y} = \sigma_{gr,inf,y} x_y \times 1,0 = 201,43 \times 0,547 \times 1,0 = 110,18[\text{kN}] \\ V_{f,a-a,m} = \sigma_{gr,inf,m} x_m \times 1,0 = 205,6 \times 1,044 \times 1,0 = 214,65[\text{kN}] \end{cases}$$

Finner betongens skjærkapasitet i snitt b-b fra *NS 3473 pkt. 12.3.2.1*

$$\begin{cases} k_{v,y} = 1,5 - \frac{d_y}{d_1} = 1,5 - \frac{0,159}{1,0} = 1,341 \\ k_{v,m} = 1,5 - \frac{d_m}{d_1} = 1,5 - \frac{0,167}{1,0} = 1,333 \end{cases} \quad \text{og } k_A = 100 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

$$V_{cd} = 0,3 \left(f_{id} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{id} b_w d k_v$$

For de ytre bankettene:

$$V_{cd,y} = 0,3 \left(\frac{1,8}{1,4} + \frac{100 \times 665}{1,4 \times 1000 \times 159} \right) 1000 \times 159 \times 1,341 = 101,35[\text{kN}] < 0,6 \frac{1,8}{1,4} 1000 \times 159 \times 1,341 = 164,48[\text{kN}]$$

Siden $V_{cd,y} = 101,35[kN] < V_{f,b-b,y} = 110,18[kN]$ så vil ikke betongens egen skjærkapasitet være tilstrekkelig. Da må enten banketthøyden økes eller legges inn skråstrekkarmering.

Dersom det velges en større banketthøyde, så må avstanden fra bankettbunnen til

$$\text{armeringen økes til } d = d_y \frac{V_{f,b-b,y}}{V_{cd,y}} = 159 \frac{110,18}{101,35} = 173[mm]$$

$$\text{Ny banketthøyde } h_y = d + c_{nom} + \frac{\varnothing 12}{2} = 173 + 35 + \frac{12}{2} = 214[mm]$$

$$\text{Velger } h_y = 220[mm]$$

Dersom det velges å legge inn skråstrekkarmering, så må differansekraften

$$\Delta V_{f,m} = V_{f,b-b,y} - V_{cd,y} = 110,18 - 101,35 = 8,83[kN] \text{ tas opp av en vertikalkraft på } f_{sk} A_{s,skrå} \sin 45^\circ.$$

$$\Delta V_{f,y} = f_{sk} A_{s,skrå} \sin 45^\circ \Rightarrow A_{s,skrå} = \frac{\Delta V_{f,y}}{f_{sk} \sin 45^\circ} = \frac{8,83 \times 10^3}{500 \times \sin 45^\circ} = 25 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger å bruke } \varnothing 8 \Rightarrow A_{\varnothing 8} = 4^2 \pi = 51[mm^2]$$

$$s = \frac{51}{25} 1000 = 2040[mm]$$

Velger $\varnothing 8s2000$

For midtre bankett:

$$V_{cd,m} = 0,3 \left(\frac{1,8}{1,4} + \frac{100 \times 2206}{1,4 \times 1000 \times 167} \right) 1000 \times 167 \times 1,333 = 148,88[kN] < 0,6 \frac{1,8}{1,4} 1000 \times 167 \times 1,333 = 171,73[kN]$$

Siden $V_{cd,m} = 148,88[kN] < V_{f,b-b,m} = 214,65[kN]$ så vil ikke betongens egen skjærkapasitet være tilstrekkelig. Da må enten banketthøyden økes eller legges inn skråstrekkarmering.

Dersom det velges en større banketthøyde, så må avstanden fra bankettbunnen til

$$\text{armeringen økes til } d = d_m \frac{V_{f,b-b,m}}{V_{cd,m}} = 167 \frac{214,65}{148,88} = 241[mm]$$

$$\text{Ny banketthøyde } h_m = d + c_{nom} + \frac{\varnothing 20}{2} = 241 + 35 + \frac{20}{2} = 286[mm]$$

$$\text{Velger } h_m = 290[mm]$$

Dersom det velges å legge inn skråstrekkarmering, så må differansekraften $\Delta V_{f,m} = V_{f,b-b,m} - V_{cd,m} = 214,65 - 148,88 = 65,77 [kN]$ tas opp av en vertikalkraft på $f_{sk} A_{s,skrå} \sin 45^\circ$.

$$\Delta V_{f,m} = f_{sk} A_{s,skrå} \sin 45^\circ \Rightarrow A_{s,skrå} = \frac{\Delta V_{f,m}}{f_{sk} \sin 45^\circ} = \frac{65,77 \times 10^3}{500 \times \sin 45^\circ} = 186 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Velger Ø8s270

Armering i lengderetningen:

Armeringen i lengderetningen skal kunne ta opp svinn – og temperaturkrefter, og strekkarmeringen må kunne holdes på plass. Velger å bruke halvparten av minimumsarmeringen for plater. Fra NS 3473 pkt. 18.1.3

$$A_{s,\min} = 0,25 k_w A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

$$A_{s,\min,y} = 0,25(1,5 - 0,22)1000 \times 220 \frac{2,65}{500} = 373 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$A_{s,\min,m} = 0,25(1,5 - 0,29)1000 \times 290 \frac{2,65}{500} = 465 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

For de ytre bankettene:

$$\text{Nødvendig lengdearmering } A_{s,l,y} = \frac{1}{2} A_{s,\min,y} = \frac{1}{2} 373 = 187 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

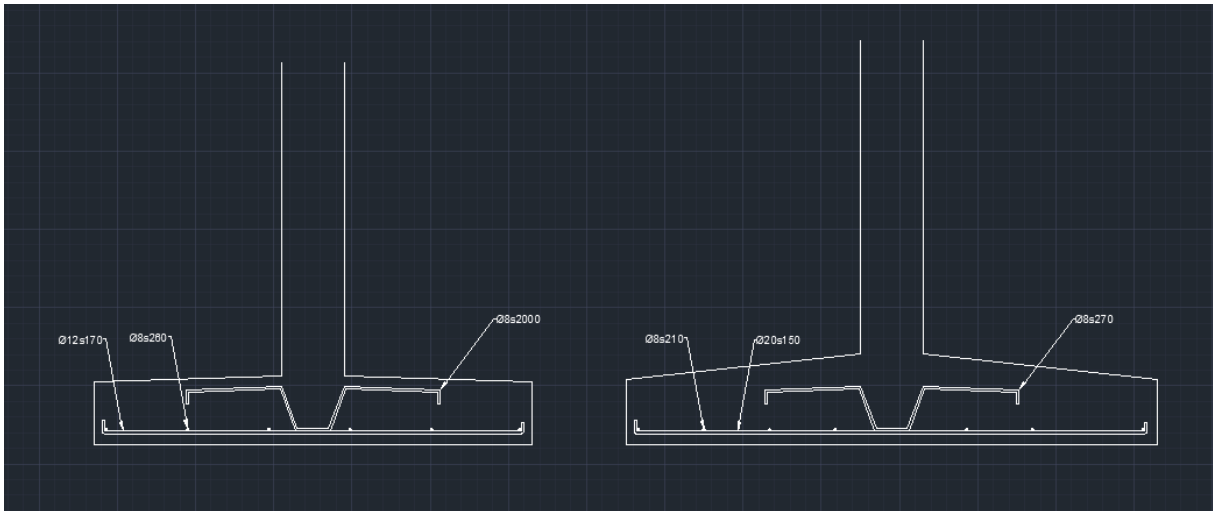
$$\text{Velger } \text{Ø}8s260 \Rightarrow A_{s,l,y} = 193 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Antall stenger i bankettbredden } \frac{B_{nødv,y}}{s} + 1 = \frac{1400}{260} + 1 = 6 \text{ stenger}$$

For den midtre banketten:

$$\text{Nødvendig lengdearmering } A_{s,l,m} = \frac{1}{2} A_{s,\min,m} = \frac{1}{2} 465 = 233 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Velger } \text{Ø}8s210 \Rightarrow A_{s,l,m} = 240 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$



(Figur 5.18 viser armeringen av henholdsvis ytre – og midtre bankett)

6 BRANN

I dette kapitlet skal det undersøkes om det er elementene eller de plasstøpte konstruksjonsdelene som har best brannmotstand, og må de holder kravene som er gitt i TEK.

Norge er et land som har mange boligbranner sammenlignet med antall husstander. Det er ikke bare materielle skader som problemet, men i all hovedsak antall omkomne som det skal rettes fokus på. I 2008 døde 82 personer, i 2009 døde 61 personer og i 2010 døde 63 personer i brann i Norge. Pga disse dødstallene er det derfor enda viktige å rette fokus på brann i boliger. Spesielt gjelder det for bygget på Moi, der bygget er sammensatt av fire leiligheter. Årsakene for brann er mange, men mangelfull prosjektering, dårlig kontroll og utførelse, bruk av høyt brennbare bygningsmaterialer og konstruksjoner er noen av hovedårsakene. I 1997 kom det nye lover som stiller mye strengere krav til kontroll og dokumentasjon.

6.1 GENERELT OM BRANN OG BETONG

6.1.1 BEGREPER OM BRANN

Noen definisjoner må på plass for å kunne forklare brannoppførselen i betongbygg.

Brannforløp:

'Temperatur-tid kurve som beskriver temperaturutviklingen i brannrommet (branncellen), for eksempel den standardiserte temperatur-tid kurven etter *ISO 834*

Brannmotstand:

Brannmotstanden angir i minutter hvor lenge en bygningsdel motstår oppvarming eller røykspredning i et brannforløp, og vil i tillegg beholde egenskaper som bæreevne, tetthet og overflatetemperatur. Brannmotstanden bestemmes ved prøving eller beregning.

For å kunne dokumentere bygningsmaterialenes brannmotstand, så er det innført betegnelsene R, E, I og M

R: konstruksjonen er bærende

E: integritet, tetthet, ikke å slippe igjennom røyk eller flammer

I: isoleringsevne, temperaturstigning

M: konstruksjonens evne til å motstå en gitt mekanisk påkjenning

For eksempel vil en bærende brannskillevegg med brannmotstand få betegnelsen REI 60

Risikoklasse:

Bygninger skal inndeles i risikoklasser som er med på å bestemme nødvendig tiltak for å sikre rømning ved brann. Risikoklassen vil også angi den risiko for skade på liv og helse som brannen kan medføre. Bygg deles inn i seks risikoklasser, der risikoklasse 1 angir bygg der mennesker bare av og til oppholder seg, men risikoklasse 6 angir bygg der mennesker overnatter.

Ifølge TEK er bygget på Moi i risikoklasse 4, siden dette er en bolig.

Brannklasse:

Ut fra konsekvensene en brann kan medføre i et bygg, så kan krav til byggets brannklasse bestemmes. Konsekvensene avhenger av risikoklasse, størrelse og planløsning.

Ifølge TEK vil bygget på Moi være i brannklasse 2, siden bygget er i risikoklasse 4 og bygget har tre etasjer.

Bæreevne og stabilitet:

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	REI 30	REI 60	REI 90
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere	REI 30	REI 60	REI 60
Trappeløp	-	REI 30	REI 30
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	REI 60	REI 90	REI 120

(Tabell 6.1 viser bærende bygningsdelers brannmotstand i henhold til brannklasse)

6.1.2 BRANNENS INNVIRKNING PÅ BETONG

Faktorer som påvirker brannmotstanden i betongbygget på Moi:

- *Type betong og tilslag:* tilslag som har høy varmeledningsmotstand øker brannmotstanden.
- *Type armering og stålqualität:* lavere stålqualität på armeringen gir høyere kritisk temperatur og dermed høyere brannmotstand
- *Type konstruksjonsdel:* stive konstruksjonsdeler har større brannmotstand enn slanke konstruksjonsdeler
- *Utforming og størrelse på konstruksjonsdelen:* massive betong tverrsnitt har stor brannmotstand, siden hastigheten på temperaturøkningen bestemmes av forholdet mellom den brann utsatte overflaten og tverrsnitts arealet
- *Konstruksjonsdelenes elementskjøter, fuger og opplegg*

Ved betongoppvarming er det to temperaturnivåer som bør legges spesielt merke til og har betydning:

- 475°C : betongen mister styrke og volum. Dette skyldes at kalsiumhydroksid i semenpastaen, som er det svakeste leddet, begynner å dekrystallisere.
- 575°C : kvartsen i tilslaget begynner å forandre seg, som fører til utvidelse og det øker risikoen for avskalling

Hvordan betongen oppfører seg under brann avhenger av mange faktorer. Dersom det tas stilling til hvilke tilslag som brukes i betongen, så er det kvartsholdig tilslag (granitt, gneis, kvartsitt) og kalkholdig tilslag (kalkstein).

Temperaturfordelingen i betong tverrsnittet avhenger av varmeledningsevnen.

Kvartsholdig betong har varmeledningskoeffisient på $2,5 \left[\frac{\text{W}}{\text{mK}} \right]$ ved 800°C . Kalkholdig

betong har noe lavere varmeledningskoeffisient. Temperaturutvidelseskoeffisienten er svakt stigende med økende temperatur, og er størst for betong med kvartsholdig tilslag. Det er klart at sementpastaen og tilslaget oppfører seg forskjellig under oppvarming, spesielt for kvartsholdig tilslag. Under oppvarming vil det oppstå riss, siden tilslaget utvider seg, mens sementpastaen trekker seg sammen.

Eksplisiv avskalling kan oppstå, spesielt for ung betong med høy fuktighet, ved hurtig oppvarming, høye betongtrykkspenninger og små tverrsnitt.

NS 3473 pkt.B.2: "betongens dimensjonerende fasthet antas lik f_{cd} for temperaturer lik eller mindre enn 500°C . For temperaturer over 500°C antas betongens fasthet lik null. Betongens maksimale tøyning kan settes lik 3,5%."

Bruk av NS 3473 pkt.B.3.1.1. Kritisk temperatur for armeringsjern B500C er $T_{krit} = 500^{\circ}\text{C}$. Ved en annen ståltype eller spenningsutnyttelse, som gir enn annen kritisk temperatur enn 500°C , så skal armeringsdybden for strekkkomponenter og tverrsnitt med ren bøyning justeres ved:

$$\text{For } \Delta T_{krit} = +50^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta a = -5[\text{mm}]$$

$$\text{For } \Delta T_{krit} = -50^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta a = +5[\text{mm}]$$

Dette betyr at temperaturen synker med 50°C , ved hver forskyvning på $5[\text{mm}]$ inn i betong tverrsnittet.

Når armeringsjernet blir oppvarmet vil det etter hvert miste noe av styrken. Styrkereduksjonen er størst for stål med høyest kvalitet som kaldbearbeides.

Med tanke på brann er det en del hovedpunkt som er lagt til grunn for hvorfor bygget på Moi er bygd med betong:

- Betong brenner ikke
- Varmekapasiteten til betong er stor, den forlenger tiden til overtenning og varmegjennomtrengningstiden er lang
- Betong kan brukes som brannskillende konstruksjoner, som hindrer brannspredning
- Betongkonstruksjoner gir enkle og gode løsninger
- Betongen kan rehabiliteres etter brann

6.1.3 BRANNTEKNISK DIMENSJONERING

Ved brannteknisk dimensjonering skal følgende punkt kontrolleres og dersom nødvendig justeres:

1. Bestemme brannklasse R XX for komponent i konstruksjonsdetaljen
2. Bestemme geometri og overdekning for konstruksjonsdetaljen i bruks – og bruddgrensetilstand
3. Kontrollere geometri og overdekning mot kravene som er angitt i tabeller angitt i tillegg B NS 3473 og Elementhåndbok.
4. Dersom 3) er OK, så er dokumentasjonen OK
5. Dersom overdekningen i 2) er for liten, så må enten 6) eller 7) ses på
6. Øke overdekningen til kravene som er angitt i tabeller. Gå til 9)
7. For fritt opplagte plater, bruk pkt.B.3.1.2 NS 3473 til å finne armeringsutnyttelsen μ_{fi} . Bruk fig. D.3.2 i Elementboken til å finne θ_{krit} som gir relativ fasthet $k_s(\theta_{krit})$ lik μ_{fi} for slakk – eller spennarmering.
8. Forandre tabellverdien ved bruk av θ_{krit} og overdekningen fra 3) ved å bruke formelen $\Delta a = 0,1 \times (\theta_0 - \theta_{krit})$. Der $\theta_0 = 500^\circ C$ for slakk - og $\theta_0 = 500^\circ C$ for spennarmering.
9. Dersom tverrsnittdimensjonene er for små, så skal de forandres til verdier som er angitt i tabeller

Utnyttelsen ved brannteknisk dimensjonering er gitt NS 3473 pkt.B.3.1.2 som forholdet mellom lastvirkningen i ulykkesgrensetilstanden $S_{f,fi}$, og kapasiteten, $R_{d,fi}(0)$, ved $20^\circ C$ og starten av brannen, $t = 0$.

$$\mu_{fi} = \frac{S_{f,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \frac{\eta_{fi} \times S_f}{R_{d,fi}(0)}$$

hvor maksimal lastutnyttelse er gitt av forholdet mellom lasteffekten ved brannteknisk dimensjonering $S_{f,fi}$ og dimensjonerende lasteffekt i ordinær bruddgrensetilstand S_f

$$\eta_{fi} = \frac{S_{f,fi}}{S_f}$$

Ved brannteknisk dimensjonering skal dette kravet være oppfylt:

$$\frac{R_{d,fi}}{S_{f,fi}} \geq 1,0$$

Normalt avhenger kapasiteten $R_{d,fi}$ av tiden, slik at kapasiteten blir $R_{d,fi}(t)$.

Kapasiteten avhenger av:

- Betongens termiske egenskaper
- Betongen og armeringsstålet mekaniske egenskaper ved brann
- Betongkonstruksjonenes utforming og tverrsnittstørrelser

6.2 BRANN OG ELEMENTENE

Ved å se på branndimensjonering, kan bygget på Moi antas å være et etasjebygg. Slike bygg er normalt branndimensjonert så godt at bygget står etter hele brannforløpet og nedkjølingsfasen. Kravet til brannmotstand for slike bygg er 60 minutter eller mer.

Det som påvirker brannmotstanden for elementbygget:

- Betong – og armerings type
- Dimensjonene på elementene og overdekning
- Elementskjøter
- Byggets evne til å beholde bæreevne ved termiske deformasjoner, samtidig beholde integritet ved bevegelser og forskyvninger som skyldes brannen
- Fuger og tetning mellom vegg – og dekkelementer og gjennomføringer

6.2.1 HULLDEKKENE

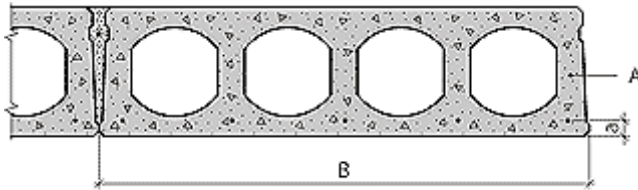
Hulldekkene leveres med spenntau som hovedarmering. Hulldekkenes brannmotstand er avhengig av spenntauenes armeringsdybde/overdekning og dets ekvivalente dekketykkelse.

$$\text{Ekvivalente tykkelse: } h_{ekv} = \frac{A}{B}$$

A : netto tverrsnittsareal av hulldekket

B : hulldekkets bredde

Fugene må være armert og utstøpt når hulldekket brukes som en del av en brannskillende konstruksjon. Slakkarmeringen som legges i fugene vil sikre dekkets integritet ved brann, og ha en stabiliserende effekt.



(Figur 6.1 viser tverrsnitt av et hulldekke med bredde, areal og armeringsdybde)

Brannmotstand	Minste dimensjoner [mm]	
	h_{ekv} [mm]	Armeringsdybde for spenntau [mm]
REI 30	60	25
REI 60	80	35
REI 90	100	45
REI120	120	55
REI 180	150	70
REI 240	175	80

(Tabell 6.2 viser brannmotstand for hulldekker som er avhengig av minste armeringsdybde og ekvivalent dekketykkelse)

Hulldekke tykkelse [mm]	h_{ekv} [mm]	REI 60	REI 90
200	111	X	(x)
265	150	X	(x)
320	169	X	(x)
400	197	X	(x)

(Tabell 6.3 viser brannmotstand for hulldekker med standard armeringsdybde 40 [mm], (x) betyr at pkt. 7) og 8) i avsnitt 4.1.3 følges, ellers kan det etableres rotasjonsinnspenning)

Brannteknisk dimensjonering av hulldekker:

Hvor god brannmotstanden kan oppnås for hulldekkene, HD 200, som utgjør etasjeskillere og taket? Betegner heretter senket e som etasjeskillerne innendørs, mens senket t er hulldekkene på taket.

Spennvidde hulldekker $l_s = 8,0[m]$

Fra tab.4.9 finnes aktuelle laster for dekkene innendørs:

$$\text{Egenlast fuget HD 200 } g_1 = 2,6 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\text{Påført egenlast } g_2 = 1,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\text{Nyttelast bolig } p = 2,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Dimensjonerende last for dekkene innendørs $q_{f,e} = 1,2 \times (2,6 + 1,4) + 1,5 \times 2,0 = 7,8 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Fra tab.4.9 finnes aktuelle laster for dekkene på taket:

Egenlast fuget HD 200 $g_1 = 2,6 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Påført egenlast $g_2 = 0,29 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Snølast $p = 2,4 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Dimensjonerende last for dekkene på taket $q_{f,t} = 1,2 \times (2,6 + 0,29) + 1,5 \times 2,4 = 7,1 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

Standard armeringsdybde for spenntau $a = 40 [mm]$

Avstand mellom trykkant og armeringen $d = 200 - 40 = 160 [mm]$

Antar fullt utnyttet betongtrykksone. Indre momentarm

$$z = 0,835d = 0,835 \times 160 = 134 [mm]$$

Bruk 12,7[mm] spenntau, som gir ;

Tverrsnittsareal per spenntau $A_p = 100 \left[\frac{mm^2}{tau} \right]$

0,2 grense, flytekraft $F_{0,2} = 170 \left[\frac{kN}{tau} \right]$

Flytegrense $f_{0,2} = \frac{F_{0,2}}{A_p} = \frac{170000}{100} = 1700 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Materialfaktor for spenntau i NS 3473 tab.4 $\gamma_s = 1,25$

$$f_s = \frac{1700}{1,25} = 1360 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Dimensjonerende strekkapasitet $F_{sd} = \frac{F_{0,2}}{\gamma_s} = \frac{170}{1,25} = 136 \left[\frac{kN}{tau} \right]$

$$\text{Fritt opplagt} \begin{cases} M_{f,e} = \frac{q_{f,e} B l_s^2}{8} = \frac{7,8 \times 1,2 \times 8,0^2}{8} = 74,9 \left[\frac{kNm}{1,2[m] \text{bredde}} \right] \\ M_{f,t} = \frac{q_{f,t} B l_s^2}{8} = \frac{7,1 \times 1,2 \times 8,0^2}{8} = 68,2 \left[\frac{kNm}{1,2[m] \text{bredde}} \right] \end{cases}$$

$$\text{Antall spenntau} \begin{cases} n_e = \frac{M_{f,e}}{f_s z A_p} = \frac{74,9 \times 10^6}{1360 \times 134 \times 100} = 4,1 \Rightarrow 5 [\text{spenntau}] \\ n_t = \frac{M_{f,t}}{f_s z A_p} = \frac{68,2 \times 10^6}{1360 \times 134 \times 100} = 3,7 \Rightarrow 4 [\text{spenntau}] \end{cases}$$

$$\text{Spenntauene gir dimensjonerende kapasiteter} \begin{cases} S_{d,e} = n_e F_{sd} = 5 \times 136 = 680,0 [kN] \\ S_{d,t} = n_t F_{sd} = 4 \times 136 = 544,0 [kN] \end{cases}$$

$$\text{Dimensjonerende momentkapasiteter} \begin{cases} M_{d,e} = S_{d,e} z = 680,0 \times 0,134 = 91,1 [kNm] \\ M_{d,t} = S_{d,t} z = 544,0 \times 0,134 = 72,9 [kNm] \end{cases}$$

$$\text{Siden} \begin{cases} M_{d,e} > M_{f,e} \Rightarrow OK! \\ M_{d,t} > M_{f,t} \Rightarrow OK! \end{cases}$$

Fra tab.6.3 gir oss for HD 200 $h_{ekv} = 111 [mm]$ og $a = 40 [mm]$

Kan hulldekkene oppgraderes til REI 90?

Bruk av NS-EN 1990:2002+NA:2008 finnes lastfaktorene for dimensjonerende ulykkestilstander.

Tab.A.1.3.2 gir lastfaktoren for egenlasten $\gamma_{e,fi} = 1,0$

For nyttelasten og snølast brukes tab.N.A.1.1, som gir lastfaktoren for nyttelast i innendørs bostedsarealer $\gamma_{p,fi} = 0,5$

$$\text{Brannsituasjon:} \begin{cases} q_{f,fi,e} = (2,6 + 1,4) \times 1,0 + 2,0 \times 0,5 = 5,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \\ q_{f,fi,t} = (2,6 + 0,29) \times 1,0 + 2,4 \times 0,5 = 4,1 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \end{cases}$$

$$\text{Lasteffekt ved brann:} \begin{cases} M_{f,fi,e} = \frac{q_{f,fi,e} B l_s^2}{8} = \frac{5,0 \times 1,2 \times 8,0^2}{8} = 48,0 \left[\frac{kNm}{1,2[m] \text{bredde}} \right] \\ M_{f,fi,t} = \frac{q_{f,fi,t} B l_s^2}{8} = \frac{4,1 \times 1,2 \times 8,0^2}{8} = 39,4 \left[\frac{kNm}{1,2[m] \text{bredde}} \right] \end{cases}$$

Materialfaktor for spenntau i ulykkestilstand *NS 3473 tab.4* $\gamma_s = 1,10$

Når brannen starter er $t = 0$ og temperaturen $\theta = 20^\circ\text{C}$

Spenntauenes fasthet ved brannstart:

$$f_{d,fi}(20^\circ\text{C}) = \frac{f_{0,2}}{\gamma_s} = \frac{1700}{1,10} = 1545 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] = 1545 [\text{MPa}]$$

Fra oven er det regnet ut hvor mange spenntau det trengs $n_e = 5$ og $n_t = 4$

Kapasitet ved brannstart:

$$\begin{cases} R_{d,fi,e}(0) = n_e A_p f_{d,fi}(20^\circ\text{C}) z = 5 \times 100 \times 1545 \times 134 = 103,5 [\text{kNm}] \\ R_{d,fi,t}(0) = n_t A_p f_{d,fi}(20^\circ\text{C}) z = 4 \times 100 \times 1545 \times 134 = 82,8 [\text{kNm}] \end{cases}$$

Finner så utnyttelsen. Utnyttelsen kan multipliseres med $f_{d,fi}(\theta)$, slik at den blir redusert under brannen, før konstruksjonens bæreevne er nådd.

$$\text{Utnyttelsene ved brannstart: } \begin{cases} \mu_{fi,e} = \frac{M_{f,fi,e}}{R_{d,fi,e}(0)} = \frac{48,0}{103,5} = 0,46 \\ \mu_{fi,t} = \frac{M_{f,fi,t}}{R_{d,fi,t}(0)} = \frac{39,4}{82,8} = 0,48 \end{cases}$$

Ved bruk av figur D 3.2 i Elementboken avleses den kritiske temperaturen θ_{krit} som

tilsvarer utnyttelsen. Bruker spenntau kurven, slik at: $\begin{cases} k_{p,e}(\theta) = 0,46 \Rightarrow \theta_{krit,e} = 430^\circ\text{C} \\ k_{p,t}(\theta) = 0,48 \Rightarrow \theta_{krit,t} = 440^\circ\text{C} \end{cases}$

I følge tab.6.2 krever et REI 90 hulldekke armeringsdybde $a = 45,0 [\text{mm}]$. Da kan armeringsdybden justeres i henhold til pkt.8) i avsnitt 6.1.3

$$\begin{cases} \Delta a_e = 0,1(\theta_0 - \theta_{krit,e}) = 0,1(350 - 430) = -8,0 [\text{mm}] \\ \Delta a_t = 0,1(\theta_0 - \theta_{krit,t}) = 0,1(350 - 440) = -9,0 [\text{mm}] \end{cases}$$

Nye armeringsdybder: $\begin{cases} a_e = 45,0 - 8,0 = 37,0 [\text{mm}] < 40,0 [\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \\ a_t = 45,0 - 9,0 = 36,0 [\text{mm}] < 40,0 [\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \end{cases}$

Fra tab.6.2 for HD 200 $h_{ekv} = 111 [\text{mm}]$ og $a = 40 [\text{mm}]$. Kravet for armeringsdybden er OK. Kravet for ekvivalent tykkelse er også tilfredsstillt. Dette skyldes at fra tab.6.2 for REI 90 så er $h_{ekv} = 100 [\text{mm}]$, noe som er mindre enn kravet som er gitt i tab.6.3 ($h_{ekv} = 111 [\text{mm}]$).

Bedre brannmotstand enn REI 90 kan ikke oppnås med HD 200, siden kravet for ekvivalent tykkelse for REI 120 er $h_{ekv} = 120[mm]$, som er større enn kravet for HD 200.

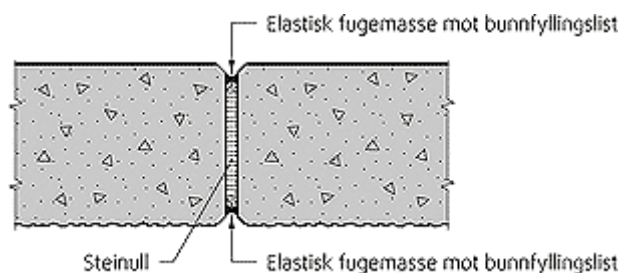
6.2.2 MASSIVE VEGGELEMENT

Her er det ikke-bærende brannskillende vegger (EI) og bærende vegger (REI).

Typiske branntekniske funksjoner veggene kan ha er:

- Brannvegg der normalt krav er REI 120. Denne veggen skal stå og forhindre videre brannspredning til naboseksjonen under hele utbrenningen
- Branncellebegrensende vegg der normale krav er EI 60 eller REI 60
- Veggen virker avstivende for bæresystemet med normalt krav R 90

I en ikke-bærende vegg vil det finnes fuger som er ikke-kraftoverførende. Slike fuger utføres med steinull, bunnfyllingslist og elastisk fugemasse. Steinull brukes fordi det har høyt smeltepunkt og densitet.



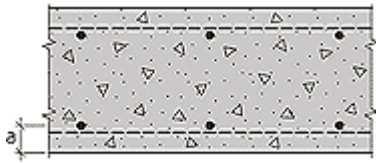
(Figur 6.2 viser en ikke-kraftoverførende fuge i ikke-bærende vegg)

Brannmotstand	Minste veggtykkelse (mm)
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	180
EI 240	240

(Tabell 6.4 viser brannmotstanden for ikke-bærende vegger med maksimal høyde lik 40 ganger veggtykkelsen, og det antas at temperaturøkningen på ikke-brann utsatt side ikke overstiger 140 °C)

For bærende vegger er armeringsdybden den dimensjonerende faktoren. For brannteknisk dimensjonering av bærende vegger så skal det tas hensyn til veggtykkelsen, armeringsdybden og utnyttelsesgraden μ_{fi} , som er sier noe om hvor stor del av konstruksjonens bæreevne som er utnyttet ved bruddgrensetilstand. I tillegg skal slankhet på konstruksjonen være

$\frac{l_k}{t} < 25$



(Figur 6.3 viser armeringsdybden for hovedarmeringen for en bærende vegg med dobbel armering)

Brannmotstand	Minste veggtykkelse/armeringsdybde (mm) avhengig av utnyttelsen			
	$\mu_{fi}=0,35$		$\mu_{fi}=0,70$	
	Eksponert på én side	Eksponert på to sider	Eksponert på én side	Eksponert på to sider
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/45	200/45	210/55	300/55
REI 240	230/60	250/60	270/70	360/70

(Tabell 6.5 viser brannmotstand for bærende vegger med slankhet $l_k/t=25$. * overstyres av korrosjon, heft o.l.)

Brannteknisk dimensjonering av de massive veggelementene:

Den fullstendige fremgangsmåten er beskrevet i avsnitt 6.3.2.

Veggskive II, ikke-bærende yttervegg:

Har samme dimensjon og geometri som for den plasstøpte veggen. Det ikke-bærende veggelementet vil da fra tab.6.4 ha en brannmotstand mellom EI 180 og EI 240, nærmere bestemt EI 200

Veggskivene I, bærende yttervegger:

Armeres likt som for den plasstøpte ytterveggen. Dette er funnet i avsnitt 5.1.2 Dette gir både horisontal og vertikal armering på begge sider av veggen lik

$$\emptyset 8s300 \Rightarrow A_{sh} = A_{sv} = 2 \times 168 = 336 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Minste armeringsdybde, materialfaktorer, nødvendig – og brukt armeringsareal er også likt som for plasstøpt. Dette er utdypet i avsnitt 6.3.2

$$a = 39,0[mm], A_{s,n\ddot{o}dv} = 636 \left[\frac{mm^2}{m} \right], A_{s,brukt} = 672 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Lastene er ikke de samme. Bruker nå lastene for elementene som finnes i tab.4.9

Last i bruddgrensetilstand:

$$q_f = 1,2(2g_v + 2g_e + g_t) + 1,5s + 2 \times 1,05p = 1,2(2 \times 5,6 + 2 \times 4,0 + 2,89) + 1,5 \times 2,4 + 2 \times 1,05 \times 2,0$$

$$= 34,3 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Last i branntilfellet:

$$q_{f,\bar{f}i} = 1,0(2g_v + 2g_e + g_t) + 0,5(s + 2p) = 1,0(2 \times 5,6 + 2 \times 4,0 + 2,89) + 0,5(2,4 + 2 \times 2,0)$$

$$= 25,3 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Utnyttelse blir da $\mu_{\bar{f}i} = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv} \gamma_{s,\bar{f}i}}{A_{s,brukt} \gamma_{s,brudd}} \frac{q_{f,\bar{f}i}}{q_f} = \frac{636 \times 1,10}{672 \times 1,25} \frac{25,3}{34,3} = 0,61$

Ytterveggene eksponeres på en side. Siden utnyttelsen ligger mellom de to verdiene for utnyttelse i tab.6.5, så må det interpoleres mellom disse to verdiene.

$$\text{REI 120} \begin{cases} t = 150 + (160 - 150) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 157[mm] < t = 200[mm] \Rightarrow \text{OK!} \\ a = 25 + (35 - 25) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 32[mm] < a = 39[mm] \Rightarrow \text{OK!} \end{cases}$$

$$\text{REI 180} \begin{cases} t = 180 + (210 - 180) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 202[mm] > t = 200[mm] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \\ a = 45 + (55 - 45) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 52[mm] > a = 39[mm] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \end{cases}$$

De massive ytterveggene holder REI 120 med god margin både med tanke på tykkelse og armeringsdybden. For at de bærende ytterveggene skal oppgraderes til REI 240 så må tykkelsen øke med $(202 - 200) = 2,0[mm]$ og armeringsdybden $(52 - 39) = 13,0[mm]$

Veggskive III, bærende skillevegg:

Ser på tilfellene, eksponert på en side og begge sider. Fra pkt.5.1.2 er det funnet at disse veggene dobbelt armeres med lik horisontal – og vertikal armering på begge sider $\varnothing 8 \times 300$.

$$\text{Armeringsdybde } a = c_{nom} + \frac{\varnothing 8}{2} = 25 + \frac{8}{2} = 37[mm]$$

Samlet armeringsareal som er nødvendig er beregnet i pkt.5.2.2. Da regnes summen av nødvendig horisontal – og vertikal armering på hver side

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = A_{sh} + A_{sv} = 318 + 318 = 636 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Fra pkt.8.2.2 er det valgt å bruke dette armeringsarealet

$$A_{s,brukt} = A_{sh} + A_{sv} = 336 + 336 = 672 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Lastene i bruddgrensetilstand og i branntilfellet er de samme som de bærende ytterveggene. Da vil også utnyttelsen bli den samme.

$$\mu_{f_i} = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv} \gamma_{s,f_i} q_{f,f_i}}{A_{s,brukt} \gamma_{s,brudd} q_f} = 0,61$$

Må interpolere igjen fra tab.6.5.

Eksponert på en side:

Her vil brannmotstanden være den samme som for ytterveggene. Samme armeringsmengde, laster, utnyttelse og eksponert på en side. Brannmotstanden er maks REI 120

Eksponert på to sider:

$$\text{REI 90} \begin{cases} t = 140 + (170 - 140) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 162[mm] < t = 200[mm] \Rightarrow OK! \\ a = 10 + (25 - 10) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 21[mm] < a = 37[mm] \Rightarrow OK! \end{cases}$$

$$\text{REI 120} \begin{cases} t = 160 + (220 - 160) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 205[mm] > t = 200[mm] \Rightarrow \text{ikke OK!} \\ a = 25 + (35 - 25) \frac{(0,61 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 32[mm] < a = 37[mm] \Rightarrow OK! \end{cases}$$

Den bærende skilleveggen holder REI 90 med nokså god margin, for både eksponert for brann på en side og på begge sider. For eksponert på en side vil veggelementet også holde REI 120, men for eksponert på to sider må veggelementet øke med $(25 - 200) = 5[mm]$ i tykkelse.

6.2.3 SANDWICHELEMENTENE

Sandwichelement med armerte betongsjikt og ribber, og med blokker av ubrennbare materialer blir sett på som en ubrennbar konstruksjonsdel. Ikke bærende sandwichelement vil uten videre tilfredsstillende EI 60. For bærende sandwichelement med armerte betongsjikt og ribber, så vil regler for søyler gjelde.

Brannmotstand	Minste dimensjoner [mm]		
	Tverrsnittsbredde b_{\min} / armeringsdybde a [mm]		
	Eksponert på mer enn en side		Eksponert på en side
	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4
REI 30	150/10	150/10	100/10
REI 60	180/10	200/10	120/10
REI 90	210/10	240/35	140/10
REI 120	250/40	280/40	160/45
REI 180	320/50	360/50	200/60
REI 240	400/50	450/50	300/60

(Tabell 6.6 viser brannmotstand for søyler/sandwichelement med minste tverrsnitt og armeringsdybde)

Last i bruddgrensetilstand:

$$q_f = 1,2 \times 334,4 + 1,5(40,0 + 48,0) = 533,3 [kN]$$

Last i branntilfellet:

$$q_{f,fi} = 1,0 \times 334,4 + 0,5(40,0 + 48,0) = 378,4 [kN]$$

Samlet armeringsareal som er nødvendig og brukt er beregnet i pkt.5.1.5.

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = 217 [mm^2], A_{s,brukt} = 226 [mm^2]$$

$$\mu_{fi} = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv} \gamma_{s,fi}}{A_{s,brukt} \gamma_{s,brudd}} \frac{q_{f,fi}}{q_f} = \frac{217 \times 1,10 \cdot 378,4}{226 \times 1,25 \cdot 533,3} = 0,6$$

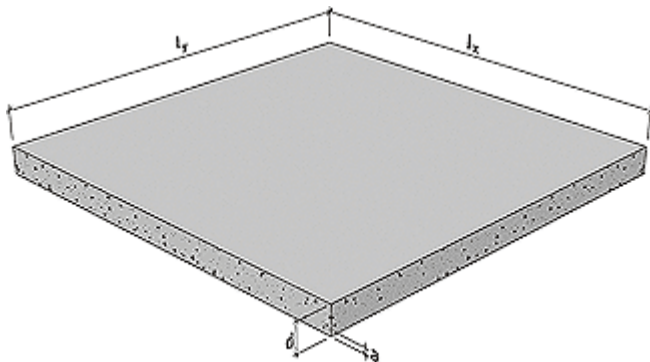
Sandwichelementene eksponeres på en side. Siden utnyttelsen ligger mellom de to verdiene for utnyttelse i tab.6.5, så må det interpoleres mellom disse to verdiene. Armeringsdybden er $a = 25 [mm]$, så sandwichelementene vil ikke tilfredsstillende brannmotstand REI 120. Siden $\mu_{fi} \approx 0,7$, så vil det uten videre beregninger se at de tilfredsstillende REI 90 fra tab.6.6

6.3 BRANN OG PLASSTØPT BETONG

Betongen brenner ikke. Ved bruk av plasstøpt betongkonstruksjoner så unngås det bruk av fuger og knutepunkter som kan skape problemer ved brann. Ved bruk av plasstøpt betong i de bærende konstruksjonsdelene så behøves det normalt ikke noen brannsikrende tiltak. Når armeringsstålet blir oppvarmet øker det faren for avskalling av overdekningen. Avskalling i stegsonen øker faren for skjærbrudd og avskalling i trykksonen øker faren for trykkbrudd. Eksplosiv avskalling, som gjerne skjer i de første 25[*min*], kan unngås ved god tverrsnittsutforming og unngå store temperaturforskjeller. Overdekningen skal forhindre at temperaturøkningen blir for stor i armeringsstålet, og forhindre at kritisk temperatur i armeringsstålet nås før krevd brannmotstand er oppnådd.

6.3.1 PLASSTØPT DEKKE

For dekkene gjelder *NS 3473 pkt.B.3.6*. Tabellene for minste dekktykkelse og armeringsdybde gjelder for fritt opplagte – og kontinuerlige plater. Her er det tatt hensyn til om dekke er en enveisplate eller toveisplate.



(Figur 6.4 viser spennretningene og armeringsdybden for en plasstøpt plate)

En enveisplate er en betongplate/dekke som er enten opplagt på to – eller fire vegger. Dersom den er opplagt på fire vegger, så er avstanden mellom kortveggene så stor at mesteparten av lasten bæres av det korteste spennet. Enveisplate $\frac{l_y}{l_x} > 1,5$.

Brannmotstand	Dekkykkelse $d[mm]$	Armeringsdybde $a[mm]$		
		Enveisplater	Toveisplater	
			$\frac{l_y}{l_x} < 1,5$	$1,5 < \frac{l_y}{l_x} < 2,0$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

(Tabell 6.7 viser minste dekketykkelse og armeringsdybde for fritt opplagte dekker, avhengig av brannmotstand)

Brannmotstand	Dekketykkelse d [mm]	Armeringsdybde a [mm]
		Enveisplater
REI 30	60	10
REI 60	80	10
REI 90	100	15
REI 120	120	20
REI 180	150	30
REI 240	175	40

(Tabell 6.8 viser minste dekketykkelse og armeringsdybde for kontinuerlige enveisdekker, avhengig av brannmotstand)

Brannteknisk dimensjonering av de plasstøpte dekkene:

Hvor god brannmotstand oppnås for de plasstøpte dekkene som utgjør etasjeskillerne og taket?

Hvordan dekkene er delt inn i platedeler er beskrevet i avsnitt 5.2.1. Dekkene er da sammensatt av både enveis – og toveisplater. Platedelene 1 og 4 er enveisplater som er kontinuerlige over to felt. Dimensjonerer for armeringen over midtstøtten som for dekkene innendørs er $\text{Ø}16_s200$ og på taket $\text{Ø}16_s200$, og med minimumsarmering $\text{Ø}12_s210$. Platedelene 2 og 3 er toveisplater der armeringsmengden i både x – og y-retning er $\text{Ø}12_s210$ både innendørs og på taket. Disse armeringsmengdene er funnet i avsnitt 5.2.1

Fra NS 3473 tab.B.8 og tab.B.9, kan brannmotstanden finnes. Disse tabellene er også gjengitt som tab.6.6 og tab.6.7. Alle platene har en bestemt platetykkelse på $t = 350$ [mm]. Fra disse to tabellene kan det leses at platene tilfredsstiller alle brannmotstandene med tanke på platetykkelse siden $t = 350$ [mm] > 175 [mm]

Det som da bestemmer brannmotstanden er armeringsdybden. Bruker tab.6.7 til å finne brannmotstanden for platedelene 1 og 4, kontinuerlige enveisplater. Platedelene 2 og 3 er toveisplater. Bruker da tab.6.6 til å finne brannmotstanden.

Begge platedelene har forholdet $\frac{l_y}{l_x} = \frac{6,4}{4,6} = 1,4$

Platedelene 1 og 4 innendørs $a = c_{nom} + \frac{\text{Ø}16}{2} = 25 + \frac{16}{2} = 33$ [mm] \Rightarrow REI180

Platedelene 1 og 4 på taket $a = c_{nom} + \text{Ø}12 + \frac{\text{Ø}20}{2} = 35 + \frac{16}{2} = 43$ [mm] \Rightarrow REI 240

Platedelene 2 og 3 innendørs $a = c_{nom} + \frac{\text{Ø}12}{2} = 25 + \frac{12}{2} = 31$ [mm] \Rightarrow REI180

Platedelene 2 og 3 på taket $a = c_{nom} + \frac{\text{Ø}12}{2} = 35 + \frac{12}{2} = 41$ [mm] \Rightarrow REI 240

6.3.2 PLASSTØPTE VEGGER

Her gjelder de samme kravene som for massive veggelementer avsnitt 6.2.2, men man slipper å tenke på fugene, som trengs når det brukes elementer.

Brannteknisk dimensjonering av de plasstøpte veggene:

Ved brannteknisk dimensjonering av veggene så skal det tas hensyn til om veggene er bærende eller ikke. Veggskive II er ikke bærende i bygget, mens skive I er bærende for ytterveggene. Samtidig skal det ses på den innvendige bærende skilleveggen.

Veggskive II, ikke-bærende yttervegg:

Denne skiven har tykkelse $t = 200[mm]$. Kravet for at tab.4.3 er at maksimal høyde av veggene er 40 ganger veggtykkelsen, $40t = 40 \times 200 = 8,0[m] > H = 2,8[m] \Rightarrow OK!$, og at veggene er i lodd, noe som den er.

Fra tab.6.4 kan det enkelt leses ut at den ikke-bærende veggskiven har brannmotstand over EI 200.

Veggskivene I, bærende yttervegger:

Ser på den innvendige bærende skilleveggen. Ser på to tilfeller. Den ene når veggene er eksponert for brann på en side, og den andre tilfelle når veggene er eksponert på to sider, dvs brann i begge boenhetene i hver etasje. Fra pkt.5.2.2 er det funnet at disse ytterveggene skal dobbeltarmeres med minimumsarmering. Dette gir både horisontal og vertikal armering på begge sider av veggene lik

$$\varnothing 8s300 \Rightarrow A_{sh} = A_{sv} = 2 \times 168 = 336 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

$$\text{Minste armeringsdybde } a = c_{nom} + \frac{\varnothing 8}{2} = 35 + \frac{8}{2} = 39[mm]$$

For å finne ut hvor god brannmotstanden er så må utnyttelsen finnes.

Materialfaktor i bruddgrensetilstand $\gamma_{s,brudd} = 1,25$

Materialfaktor i branntilstand $\gamma_{s,fi} = 1,10$

Samlet armeringsareal som er nødvendig er beregnet i pkt.5.2.2. Da regnes summen av den horisontale og vertikale armeringen.

$$A_{s,n\varnothing dv} = A_{sh} + A_{sv} = 318 + 318 = 636 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Fra avsnitt.5.2.2 er det valgt å bruke dette armeringsarealet

$$A_{s,brukt} = A_{sh} + A_{sv} = 336 + 336 = 672 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Last i bruddgrensetilstand:

$$q_f = 1,2(2g_v + 2g_e + g_t) + 1,5s + 2 \times 1,05p = 1,2(2 \times 5,6 + 2 \times 9,9 + 9,04) + 1,5 \times 2,4 + 2 \times 1,05 \times 2,0 \\ = 55,85 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Last i branntilfellet:

$$q_{f,fi} = 1,0(2g_v + 2g_e + g_t) + 0,5(s + 2p) = 1,0(2 \times 5,6 + 2 \times 9,9 + 9,04) + 0,5(2,4 + 2 \times 2,0) \\ = 43,24 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\text{Utnyttelse blir da } \mu_{fi} = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv} \gamma_{s,fi}}{A_{s,brukt} \gamma_{s,brudd}} \frac{q_{f,fi}}{q_f} = \frac{636 \times 1,10}{672 \times 1,25} \frac{43,24}{55,85} = 0,64$$

Siden utnyttelsen ligger mellom de to verdiene for utnyttelse i tab.6.5, så må det interpoleres mellom disse to verdiene.

$$\text{REI 120} \begin{cases} t = 150 + (160 - 150) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 158[mm] < t = 200[mm] \Rightarrow OK! \\ a = 25 + (35 - 25) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 33[mm] < a = 39[mm] \Rightarrow OK! \end{cases}$$

$$\text{REI 180} \begin{cases} t = 180 + (210 - 180) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 205[mm] > t = 200[mm] \Rightarrow ikkeOK! \\ a = 45 + (55 - 45) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 53[mm] > a = 39[mm] \Rightarrow ikkeOK! \end{cases}$$

De massive ytterveggene holder REI 120 med god margin både med tanke på tykkelse og armeringsdybden. For at de bærende ytterveggene skal oppgraderes til REI 240 så må tykkelsen øke med $(205 - 200) = 5,0[mm]$ og armeringsdybden $(53 - 39) = 14,0[mm]$

Veggskive III, bærende skillevegg:

Ser på den innvendige bærende skilleveggen. Ser på to tilfeller. Den ene når veggen er eksponert for brann på en side, og det andre tilfelle når veggen er eksponert på to sider, dvs brann i begge boenhetene i hver etasje. Fra pkt.5.2.2 er det funnet at disse

veggene dobbelt armeres med lik horisontal – og vertikal armering på begge sider $\varnothing 8s300$.

$$\text{Armeringsdybde } a = c_{nom} + \frac{\varnothing 8}{2} = 25 + \frac{8}{2} = 37 [mm]$$

Samlet armeringsareal som er nødvendig er beregnet i pkt.5.2.2. Da regnes summen av nødvendig horisontal – og vertikal armering på hver side

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = A_{sh} + A_{sv} = 318 + 318 = 636 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Fra pkt.5.2.2 er det valgt å bruke dette armeringsarealet

$$A_{s,brukt} = A_{sh} + A_{sv} = 336 + 336 = 672 \left[\frac{mm^2}{m} \right]$$

Lastene i bruddgrensetilstand og i branntilfellet er de samme som de bærende ytterveggene, slik at

Last i bruddgrensetilstand:

$$q_f = 55,85 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Last i branntilfellet:

$$q_{f,fi} = 43,24 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Utnyttelse blir da lik som for ytterveggene, siden lastene og armeringen som er nødvendig og den som er brukt er like som for ytterveggene.

$$\mu_{fi} = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv} \gamma_{s,fi}}{A_{s,brukt} \gamma_{s,brudd}} \frac{q_{f,fi}}{q_f} = 0,64$$

Må interpolere igjen fra tab.6.5:

Eksponert på en side:

$$\text{REI 90: } \begin{cases} t = 120 + (140 - 120) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 137 [mm] < t = 200 [mm] \Rightarrow OK! \\ a = 20 + (25 - 20) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 24 [mm] < a = 37 [mm] \Rightarrow OK! \end{cases}$$

$$\text{REI 120: } \begin{cases} t = 150 + (160 - 150) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 158[\text{mm}] < t = 200[\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \\ a = 25 + (35 - 25) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 34[\text{mm}] < a = 37[\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \end{cases}$$

$$\text{REI 180: } \begin{cases} t = 180 + (210 - 160) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 222[\text{mm}] > t = 200[\text{mm}] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \\ a = 45 + (55 - 45) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 53[\text{mm}] > a = 29[\text{mm}] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \end{cases}$$

Ekspionert på to sider:

$$\text{REI 90 } \begin{cases} t = 140 + (170 - 140) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 165[\text{mm}] < t = 200[\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \\ a = 10 + (25 - 10) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 23[\text{mm}] < a = 29[\text{mm}] \Rightarrow \text{OK!} \end{cases}$$

$$\text{REI 120 } \begin{cases} t = 160 + (220 - 160) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 210[\text{mm}] > t = 200[\text{mm}] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \\ a = 25 + (35 - 25) \frac{(0,64 - 0,35)}{(0,7 - 0,35)} = 34[\text{mm}] > a = 29[\text{mm}] \Rightarrow \text{ikkeOK!} \end{cases}$$

Den bærende skilleveggen holder REI 90 med nokså god margin, for både ekspionert for brann på en side og på begge sider. Med tanke på oppgradering til REI 120, så må både veggtykkelsen og armeringsdybden øke med brann på begge sider av veggen. Med ekspionering på en side av veggen holder veggen REI 120

6.4 KONKLUSJON BRANN

For hulldekkene som brukes i bygget på Moi er det mulig å oppnå en brannmotstand på REI 90. Oppgradering til REI 120 kan bare gjøres ved å øke den ekvivalente tykkelsen til 120[mm]. Dette er ikke aktuelt, siden hulldekkene tilfredsstillt kravet som er gitt i tab.6.1. De plasstøpte dekkene som skal brukes til bygget har en tykkelse på 350[mm], og dette leder til store brannmotstander. Dekkene er som forklart tidligere delt opp i forskjellige platedeler, der enkelte deler har brannmotstand REI 240, mens den minste brannmotstanden er REI 180. Dette skyldes som sagt store dekketykkelser og relative store armeringsdybder.

De massive veggelementene og de plasstøpte veggene armeres likt, minimumsarmering. Det som styrer utnyttelsen er lastene og armeringen. Siden armeringen er lik, og utnyttelsen er nærmest lik, så får veggelementene brukt til

yttervegger og de plasstøpte ytterveggene samme brannmotstand, REI 120, det samme gjør skilleveggene, REI 90. Sandwichelementene tilfredsstillers også REI 90.

Med tanke på brann, så er bygget på Moi godt rustet. Alle konstruksjonsdelene tilfredsstillers kravene som er gitt i TEK. De plasstøpte dekkene har bedre brannmotstand enn hulldekkene, men det skyldes den relative store tykkelsen på dekkene. Bruk av hulldekker så tilfredsstillers kravene, samtidig som man sparer plass i høyden, og belaster bygget mindre, siden hulldekkene lettere enn de plasstøpte dekkene.

7 LYD

7.1 GENERELT OM LYD OG BETONG

7.1.1 BEGREPER OM LYD

Det finnes en rekke begrep som benyttes for å forklare lyd og lydets oppførsel. Det vil derfor være en ganske omfattende oppgave å forklare alle begrep, men et par grunnbegrep må uansett på plass.

Lyd:

Er hørbare svingninger som brer seg i et elastisk stoff som gass, væske eller fast stoff. Pga en kraftpåvirkning vil partiklene i stoffet kunne svinge om sin egen likevektstilstand. Disse svingningene brer seg som bølger.

Periode:

Periodetiden T er tidsintervallet mellom hver gang et svingebilde gjentar seg, dvs tidsintervallet mellom hver fortykning.

Frekvens:

Angis i hertz og er svingninger per sekund. Mennesker kan høre frekvens i intervallet $100 - 20000 [Hz]$

$$f = \frac{1}{T}$$

Grensefrekvens:

Angis som $f_g [Hz]$, og avhenger av konstruksjonens stivhet og tykkelse. Ved grensefrekvensen vil konstruksjonen svinge med lydbølgene og få redusert lydisolerende egenskaper, og det er derfor ønskelig at denne frekvensen havner utenfor det frekvensområdet som mennesker kan høre $100 - 3150 [Hz]$.

For hulldekker gjelder:

$$f_g = \frac{c_0^2}{2\pi} \times \sqrt{\frac{m}{EI}}$$

- $c_0 = 340 \left[\frac{m}{s} \right]$ er lydhastigheten i luft
- $m \left[\frac{kg}{m^2} \right]$ er flatevekten av hulldekket
- $EI [Nm]$ er bøyestivheten

For plasstøpte betong dekke gjelder:

$$f_g = \frac{c_0^2}{1,8 \times c_L \times h}$$

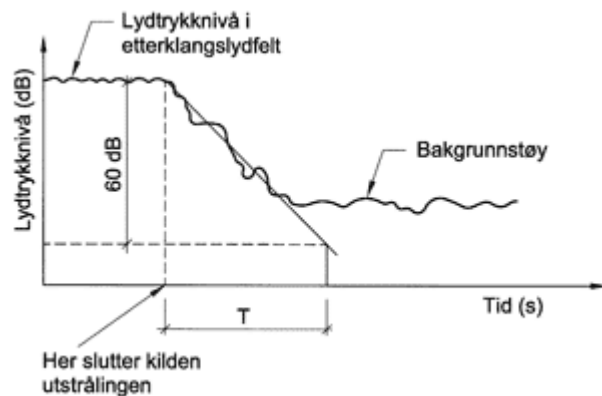
- $c_L = \sqrt{\frac{E}{\rho \times (1 - \mu^2)}} \left[\frac{m}{s} \right]$ er longitudinal forplantningshastighet
- $E \left[\frac{N}{m^2} \right]$ er E-modulen
- μ er Poissons tallet
- $\rho \left[\frac{kg}{m^3} \right]$ er densitet
- $h[m]$ er betongdekkets tykkelse

Desibel:

Angis i [dB], og er en måleenhet for lydeffektnivå og lydtrykknivå, men brukes også til å definere lydisolasjon. Desibel brukes til å angi forholdet mellom to størrelser og en absoluttstørrelse ved at det angis et forhold til en referanseverdi.

Etterklangstid:

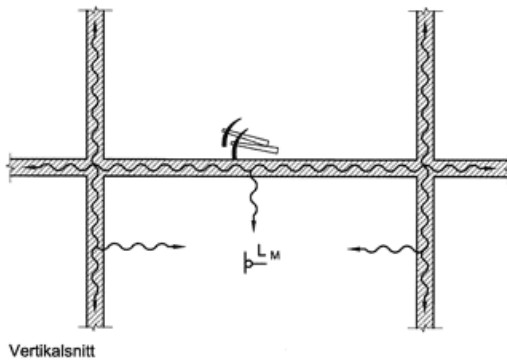
Er den tid det tar for lydtrykknivået å avta $60[dB]$ etter at lyd-kilden har stoppet. Angis med T_{60}



(Figur 7.1 viser beregning av etterklangstid)

Trinnlydnivå:

Betegner konstruksjonens evne til å overføre lyd fra trinnlyd, slag, støt og dunking i bygninger, og angis med normalisert trinnlydnivå $L'_n [dB]$, som er lydtrykknivået i et rom når det bankes på etasjeskilleren med en ISO-standardisert hammer.



(Figur 7.2 viser beregning av normalisert trinnlydnivå)

Formelen for normalisert trinnlydnivå:

$$L'_n = L_M + 10 \times \log \frac{A_M}{A_0}$$

- $L_M [dB]$ er midlere lydtryknivå i mottakerrommet
- $A_M = 0,16 \times \frac{V}{T_{60}} [m^2]$ er ekvivalent absorpsjonsareal i mottakerrommet
- A_0 er referanseareal på $10 [m^2]$

Reduksjonstall:

Angis med veid feltmålt lydreduksjonstall $R'_w [dB]$, og representerer luftlydisoleringen som er konstruksjonens evne til å isolere mot luftlydoverføring fra rom til rom i bygget. Konstruksjonens evne til å isolere mot luftlyd øker med større differanse i lydtryknivået mellom de to rommene

Formelen for reduksjonstallet:

$$R = L_S - L_M + 10 \times \log \frac{S}{A_M}$$

- $S [m^2]$ er skilleflatens areal

7.1.2 PÅVIRKNINGER PÅ LYDISOLASJONEN**Masse:**

Konstruksjoner som skal isolere mot lavfrekvent lyd må være tunge, stive, tykke, massive eller bygges som en dobbeltkonstruksjon. Dvs god lavfrekvent isolering oppnås med tunge konstruksjoner.

For en homogen enkelt vegg eller dekke av betong er luftlydisoleringen representert med reduksjonstallet:

$$R = 20 \times \log(m \times f) - 47 [dB]$$

Dobbelt konstruksjoner:

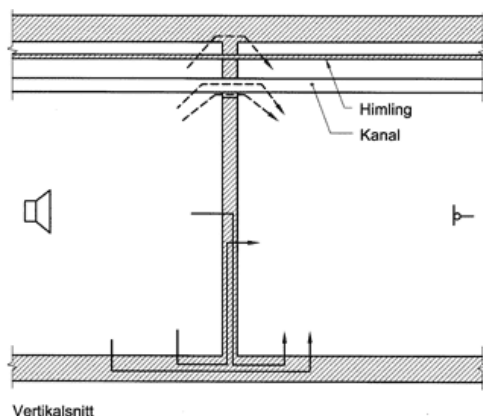
Minst en av delene i dobbelt konstruksjonen må være tung. Lydoverføringen blir liten mellom konstruksjonsdelene.

Resonans:

Kan gi dårligere lydisolasjon. Resonans betyr at lyden forsterker seg selv ved noen frekvenser pga reflekser. Det er derfor viktig at konstruksjonsdelens resonansfrekvens ikke «matcher» støykilder som er normale rundt eller i et bygg. Resonans kan oppstå dersom stive platekledninger eller isolasjonssjikt kommer i kontakt med bærekonstruksjonen.

Flanketransmisjon:

Oppstår når en del av lydtransmisjonen mellom to rom kommer fra konstruksjonslyd som formidles via andre bygningsdeler eller installasjoner enn selve skilleveggen. Med andre ord er det lyd som overføres mellom rom via flankerende konstruksjonsdeler eller installasjoner. For eksempel kan flanketransmisjon oppstå gjennom kanaler, utettheter, over himlingen, via gulvet eller knutepunkt.



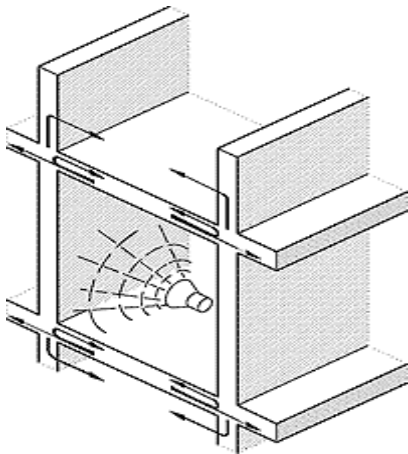
(Figur 7.3 som viser hvor flanketransmisjon kan oppstå)

Flanketransmisjon avhenger av hvordan knutepunktene er løst og de flankerende konstruksjonsdelenes areal og lydtekniske egenskaper er. Flanketransmisjon fører til at lydisoleringen i konstruksjonsdelene som allerede har tilstrekkelig lydisolasjon blir redusert, og dermed vil de reelle lydisoleringsverdien være lavere enn det som er målt på laboratoriet. Det er bedre å bruke tunge skillevegger enn lette, siden lette skillevegger settes lettere i bevegelse. I bygget på Moi er det brukt tunge skillevegger mellom boenhetene i hver etasje. Dette vil gi bedre lydisolering.

Flanketransmisjon kan reduseres ved å ikke forbinde konstruksjonsdelene stivt med lydisolerende konstruksjonsdeler, men bruke flytende golv, dobbeltvegger, myke mellomlegg, fuger eller strålingsminskende himlinger.

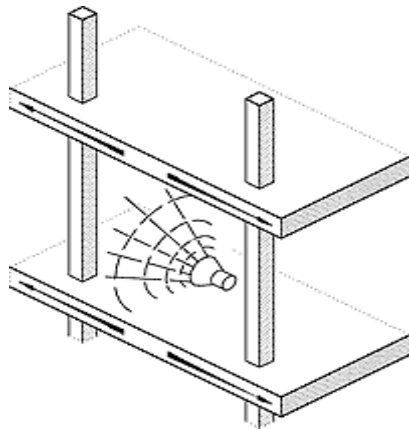
Hovedbæresystemet:

Det finnes to hovedbæresystem, skive-/dekkeløsning og søyle-/dekkeløsning. Lydisolasjonen i bygget er svært avhengig av valget av hovedbæresystem. For monolittiske skive-/dekkeløsninger så vil det i knutepunktene mellom vegg og dekke reflekteres lydbølger tilbake i dekket, mens resten av lydbølgene fordeler seg i veggene. Sammenlignet med lik geometrisk utforming av søyle-/dekkeløsning og samme hulldekker, så vil da resultatet være at knutepunktene gir lavere lydreduksjon og høyere trinnlydnivå vertikalt. Men ved valg av skive-dekkeløsningen så vil lydreduksjonen og trinnlydnivået horisontalt være mye lavere enn for søyle-/dekkeløsningen. Valg av skive-/dekkeløsningen vil gi en relativ stor flanketransmisjon.



(Figur 7.4 viser prinsippet for en skive-/dekkeløsning med korte spenn)

Søyle-/dekkeløsninger med store spenn vil føre til at lydenergien fordeles utover i hele dekket, og koblingen til veggene er svak. Dette fører til bedre lydisolerings egenskaper vertikalt enn horisontalt sammenlignet med skive-/dekkeløsningen. Fordi det ikke finnes knutepunktsdemping horisontalt, så er lydreduksjonen og trinnlydnivå hovedsakelig bestemt av dekkenes egenskaper. Søyle-/dekkeløsninger forutsetter lette skillevegger, slik at det stilles strengere krav til veggene og tetning mellom vegg og dekke. Trinnlyden vil bre seg sideveis i gjennom dekkene, og en løsning er å bruke lydisolerende himling og overgolv med god trinnlyddemping.



(Figur 7.5 viser prinsippet for en søyle-/dekkeløsning med store spenn)

Feltmålte verdier er knyttet til skillekonstruksjonens areal mellom rommene og mottakerrommets volum og etterklangstid. Dette betyr at størrelsen på rommene har noe å si de verdiene som kommer med det ferdige bygget.

Sprekker og gjennomføringer:

Sprekker og gjennomføringer som ikke tette og fører til luftlekkasjer vil ødelegge lydisoleringen i en konstruksjonsdel. Det er derfor viktig å bruke elastisk fugemasse ved slike tilfeller. Alle tilslutninger skal tettes på minst en side av den lydisolerende konstruksjonsdelen. Det vil også være hensiktsmessig å redusere antall gjennomføringer og utsparinger, siden disse vil redusere lydisoleringen. Kanaler må plasseres i riktig dimensjonerte sjakter og rørgjennomføringer i dekker må gjøres slik at det ikke oppstår lydbroer.

7.1.3 KRAV OG BESTEMMELSER

NS 8175 deler grenseverdier for lyd inn i fire kategorier, utdrag fra NS 8175:

- Klasse A: "tilsvarer lydmessig spesielt gode forhold hvor berørte personer kun unntaksvis blir forstyrret av lyd og støy".
- Klasse B: "tilsvarer tydelig bedre lydforhold enn de minste grensene som er gitt i klasse C, og betraktes som god lydstandard. Berørte personer kan bli forstyrret av lyd og støy til en viss grad".
- Klasse C: "angir grenseverdier for nye bygninger som tilsvare intensjoner for minstekrav i TEK, og for ombygginger der det stilles samme krav som for nye bygninger".
- Klasse D: "angir grenseverdier der en stor andel av personer kan forventes å bli forstyrret av lyd og støy".

Bruker minstekravet som er angitt i TEK, altså lydklasse C. For lydklasse C, for bolig, mellom boenheter innbyrdes og mellom boenheter og fellesarealer/fellesgang/trapperom o.l. gjelder:

Laveste grenseverdi for lydreduksjonstall $R'_w \geq 55 [dB]$

Høyeste grenseverdi for trinnlydnivå $L'_{n,w} \leq 53 [dB]$

For å finne ut om en konstruksjonsdel holder minstekravene, dvs finne feltmålt lydreduksjonstall og trinnlydnivå, så må først konstruksjonsdelen beskrives. For etasjeskillerne så er det en rådekkkonstruksjon som består av HD/betongdekke og en tilleggskonstruksjon på oversiden (overgolv) og en tilleggskonstruksjon på undersiden (himling). Når dette er beskrevet kan luftlydreduksjonstall og trinnlydnivå leses ut fra tabeller som finnes i SINTEF, avhengig av flankeoverføringsgraden.

Grad av flankeoverføring	Dekkekonstruksjon
Ekstra liten	-store spenn ($> 8m$) over flere enn to rom -opplegg på søyle/drager -lette utfyllende skillevegger -yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Liten/middels	-middels spenn ($5 - 8m$) over to rom -opplegg på massiv vegg eller søyle/drager -kombinasjon av lette og massive skillevegger -yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene, evt sandwichelementer av betong
Normal/stor	-små spenn ($< 5m$) over ett rom -opplegg på massive veggskiver -massive skillevegger -yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående, evt sandwichelementer av betong

(Tabell 7.1 viser typiske flankeoverføringsgrader)

Til slutt summeres feltmålt luftlydreduksjonstall og trinnlydnivå for rådekkkonstruksjonen og tilleggskonstruksjonen på over – og undersiden.

7.2 ETASJESKILLERNE AV ELEMENTER OG PLASSTØPT BETONG

7.2.1 GRENSEFREKVENSER

Hva som er har best lydisolerende egenskaper av et HD 200 og et 350[mm] tykt plasstøpt betongdekke, med tanke på grensefrekvens, bestemmes nå. Fra avsnitt 7.1.1 så ønskes det at konstruksjonens grensefrekvens ikke ligger i det hørbare frekvensområdet 100 – 3150[Hz]

For et HD 200 så finnes grensefrekvensen:

- Flatevekt: $m = 290 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$
- Bøystivhet: $EI = 21 \times 10^6 [Nm]$

$$f_g = \frac{c_0^2}{2\pi} \times \sqrt{\frac{m}{EI}} = \frac{340^2}{2\pi} \times \sqrt{\frac{290}{21 \times 10^6}} = 68[\text{Hz}]$$

For et 350[mm] tykt plasstøpt betongdekke så finnes grensefrekvensen:

- Densitet $\rho = 2400 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$
 - Poissons tall $\mu = 0,2$
 - Sylindertrykkfastheten for B30 NS3473 tab.5.a) $f_{cc} = 30 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
 - E-modul NS 3473 pkt.9.2.1 $E = k_E \times (f_{cc})^{0,3} = 9500 \times 30^{0,3} = 26,35 \times 10^3 [\text{MPa}]$
 - Longitudinal forplantningshastighet
- $$c_L = \sqrt{\frac{E}{\rho \times (1 - \mu^2)}} = \sqrt{\frac{26,35 \times 10^3}{2400 \times (1 - 0,2^2)}} = 3382 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$$

$$f_g = \frac{c_0^2}{1,8 \times c_L \times h} = \frac{340^2}{1,8 \times 3382 \times 0,35} = 55[\text{Hz}]$$

For å sammenligne lydegenskapene for samme tykkelse, altså HD 200 og et plasstøpt dekke på 200[mm], så er grensefrekvensen for det plasstøpte dekket:

$$f_g = \frac{c_0^2}{1,8 \times c_L \times h} = \frac{340^2}{1,8 \times 3382 \times 0,2} = 95[\text{Hz}]$$

Siden grensefrekvensen for det plasstøpte dekket med tykkelse 300[mm] er lavere enn for HD 200, så vil det plasstøpte dekket ha bedre lydtekniske egenskaper. Selv om det plasstøpte dekket er 150[mm] tykkere enn HD 200, så skiller det ikke mye i grensefrekvensen. Dette skyldes til dels at HD 200 er forspent og har økt stivhet i forhold til egenvekten.

7.2.2 LYDISOLERING

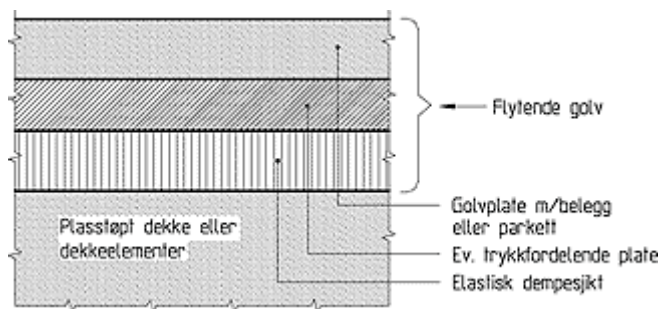
Ser på etasjeskillere av både hulldekker og plasstøpt betong. Etasjeskillerne består av altså av en rådekkonstruksjon og en tilleggskonstruksjon på over – og undersiden. For å se om de to etasjeskillerne har ulike lydisolerende evner, så brukes samme tilleggskonstruksjon på over – og undersiden. Det utføres en analyse ved tre tilfeller. Ekstra liten -, liten/middels -, og normal/stor flankeoverføring.

Rådekkekonstruksjon 1):

For etasjeskillerne som består av hulldekker, så bruker HD 200 med 10[mm] avretting, med flatemasse $290 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$. For de plasstøpte etasjeskillerne brukes 350[mm] tykke betongdekker med flatemasse $480 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$.

Tilleggskonstruksjon på oversiden 2):

Hulldekker uten trinnlyddempende overgolv gir høye trinnlysnivåer, men de fleste overgolv gir mer forbedring i trinnlydnivået for hulldekker enn andre dekketyper. Dette skyldes frekvensforløpet for trinnlydnivået for hulldekker er forskjellig fra de andre dekketyper. Avretting av hulldekkene gir ingen forbedring av trinnlydnivået og ingen endring av lydreduksjonstallet. Til overgolv velges det å bruke parkett på trinnlydsplater. Da blir tilleggskonstruksjonen på oversiden et lydisolerende, lett og flytende golv. Oppbyggingen av overgolvet er 13[mm] parkett på 13[mm] gipsplater som er lagt på 15[mm] trinnlydsplater.



(Figur 7.6 viser oppbyggingen av etasjeskillerne, både med hulldekker og plasstøpt betong)

Tilleggskonstruksjon på undersiden 3):

Luftlydisolasjonen kan forbedres ved å velge himling med lydstrålingsminskende kledning. Det finns tre forskjellige måter for oppheng av himlinger. Den ene måten er å feste platekledningen på lekter som igjen festes direkte på dekket. Dette er ingen optimal løsning med tanke på lydisolering, siden det finnes en direkte mekanisk forbindelse mellom himlingen og dekket. Den andre måten er å feste himlingen til en separat himlingsbjelke som er opplagt på veggene. Luftlydisolasjonen øker med større avstand mellom dekket og himlingen, og økende flatemasse på himlingen. Den tredje metoden for å henge opp himlingen er å bruke vibrasjonsisolerende opphengssystem. Dette gjøres ved å bruke å bruke lydbøyer eller akustikkprofiler som festes i dekket. I dette opphengssystemet kan så lekter festes, som igjen kan feste platekledningen. I hulrommet legges mineralull. Velger å tilleggskonstruksjonen på undersiden til å være 2 lag med gipsplater som er opphengt i lydbøyer. Det legges inn 50[mm] mineralull i hulrommet.

Fra tabell 7.1 så er det liten/middels flankeoverføring som passer best for bygget på Moi. Dette skyldes middels spenn over to rom, opplegg på massive vegger og kombinasjon av lette og massive skillevegger.

Oppbygging	Ekstra liten flankeoverføring				Liten/middels flankeoverføring				Normal/stor flankeoverføring			
	$L'_{n,w}$		R'_w		$L'_{n,w}$		R'_w		$L'_{n,w}$		R'_w	
	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks
Rådekke 1)	-		-		75		55		77		53	
Overside 2)	24	28	3	5	24	28	3	5	24	28	3	5
Underside 3)	-3		3		-3		3		-3		3	
Samlet lydisolasjon $L'_{n,w}$ R'_w	-	-	-	-	48	44	55	53	50	46	53	51

(Tabell 7.2 viser samlet lydisolasjon for plasstøpt dekke)

Oppbygging	Ekstra liten flankeoverføring				Liten/middels flankeoverføring				Normal/stor flankeoverføring			
	$L'_{n,w}$		R'_w		$L'_{n,w}$		R'_w		$L'_{n,w}$		R'_w	
	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks
Rådekke 1)	-		-		82		52		84		50	
Overside 2)	26	30	3	5	26	30	3	5	26	30	3	5
Underside 3)	-3		6		-3		6		-3		6	
Samlet lydisolasjon $L'_{n,w}$ R'_w	-	-	-	-	53	49	43	41	55	51	41	39

(Tabell 7.3 viser samlet lydisolasjon for HD 200)

For å tilfredsstille kravet til lydklasse C i NS 8175, så må $R'_w \geq 55[dB]$ og $L'_{n,w} \leq 53[dB]$.

$$\text{Hulldekke 200: } \begin{cases} L'_{n,w} \begin{cases} \min = 53[dB] \\ \max = 49[dB] \end{cases} \leq 53[dB] \Rightarrow \text{OK!} \\ R'_w \begin{cases} \min = 43[dB] \\ \max = 41[dB] \end{cases} < 55[dB] \Rightarrow \text{NEI!} \end{cases}$$

$$\text{Plasstøpt dekke: } \begin{cases} L'_{n,w} \begin{cases} \min = 48[dB] \\ \max = 44[dB] \end{cases} \leq 53[dB] \Rightarrow \text{OK!} \\ R'_w \begin{cases} \min = 55[dB] \\ \max = 53[dB] \end{cases} \leq 55[dB] \Rightarrow \text{OK!} \end{cases}$$

Som ovenfor viser vil plasstøpt dekke ha bedre luftlydisolasjon og lavere trinnlydnivå enn HD 200 med samme overgolv og himling. Videre vil det ikke være nok

luftlydisolering med HD 200 og det overgolv og himling som er brukt, til å tilfredsstille minstekravet. Da må det eventuelt legges inn tykkere isolasjonssjikt i overgolvet.

7.3 VEGGENE AV ELEMENTER OG PLASSTØPT BETONG

Med tanke på lydisolering av veggene, så er det ikke store forskjellen ved bruk av massive elementer og plasstøpt betong, siden veggene er bygd opp identisk og består av de samme materialene. Det som skiller bruken av elementer og plasstøpt betong er hvordan tilslutningsdetaljer, tetning og knutepunkter er satt opp.

7.3.1 INNVENDIGE SKILLEVEGGER

Ser på hvordan skilleveggene er satt opp, og hvor god lydisolering dem har. Faktorene som avgjør hvor god lydisoleringen blir er hovedkonstruksjonen, tilleggskonstruksjonen, platekledningen, hulromsdybden og hulromsabsorbenten.

Hovedkonstruksjonen:

Består av de 200[mm] tykke massive veggelementene eller plasstøpte vegger. Tunge massive betongvegger er vanskelige å sette i svingninger, og har derfor gode lydisolerende egenskaper, siden mye av støyen reflekteres og forblir i rommet hvor støyen oppstod. Tunge skillevegger gir også bedre lydreduksjon for basslyder enn for lette skillevegger. Det er hovedsakelig flatemassen som bestemmer lydreduksjonstallet.

Ved bruk av interpolering og tabeller fra SINTEF kan flatemassen for de 200[mm] tykke skilleveggene og veid lydreduksjonstall for hovedkonstruksjonen bestemmes.

Flatemasse:

$$F = 415 + (575 - 415) \frac{200 - 180}{250 - 180} = 460 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

Veid lydreduksjonstall:

$$R_w = 61 + (64 - 61) \frac{200 - 180}{250 - 180} = 62 [dB]$$

Tilleggskonstruksjon:

God lydisolering oppnås når stenderne til den utlektede platekledningen står fritt fra betongveggen. Lydisoleringen avhenger av kledning, hulromsdybde, innfesting og mineralullabsorbent.

Kledning:

Det velges å bruke gipsplater som er $13[mm]$ tykke og har flatemasse $10\left[\frac{kg}{m^2}\right]$. Disse

kledningsplatene er relativt tunge og stive, og vil dermed gi en lavere resonansfrekvens for dobbeltkonstruksjonen. I tillegg vil antall skjøter bli mindre.

Hulromsdybde:

Er avstanden mellom betongveggen og den utlektede platekledningen. Denne avstanden velges til å være $d = 60[mm]$. Dobbelkonstruksjonens resonansfrekvens bør være $f_0 < 80[Hz]$.

Formel for beregning av resonansfrekvensen:

$f_0 = 60\sqrt{\frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2 d}}$ der m_1 og m_2 er henholdsvis flatemassen til platekledningen og

hovedkonstruksjonen.

$$f_0 = 60\sqrt{\frac{10 + 460}{10 \times 460 \times 0,06}} = 78[Hz] < 80[Hz] \Rightarrow OK!$$

Innfesting:

Det velges å bruke frittstående stendere, med mineralull i hulrommet. Klaringen fra stenderne til betongveggen skal minst være $10[mm]$. Det velges å bruke relative brede stendere $98[mm]$, siden tilleggskonstruksjonen plates bare på en side.

Gipsplatene er tunge, og stenderne kan for vri seg dersom de ikke er brede nok, når stenderne bare har kledning på en side.

Hulromsabsorbent:

Er erfaring viser at vanlig mineralull i hulrommet vil gi forbedret lydisolasjon. Ved bruk av mineralullsplater, så må ikke disse presse på platekledningen, slik at veggssidene kobles sammen.

Tilslutningsdetaljer:Flanketransmisjon:

I avsnitt 7.1.2 er det beskrevet hva flanketransmisjon er. Det er viktig å redusere flanketransmisjonen til det ytterste.

Flanketransmisjon reduseres ved å:

- Sikre god tetning i fugene
- Velge flankerende konstruksjoner med høy R'_w -verdi

- Velge sammenbygningsdetaljer med stor knutepunktsdemping. Dvs mye lydenergi reflekteres eller avledes i knutepunktet mellom flere konstruksjonsdeler.

Tetting:

For å oppnå en godt lydisolert skillevegg, så må alle overganger mellom skillevegg og tilstøtende konstruksjoner være godt tett. Vanligvis brukes elastiske tettelister eller fugemassebånd, når fugene er jevne og tettelistene vil stå under press. I praksis er det vanskelig å oppnå en ideell tetning, pga ujevnheter.

7.4 KONKLUSJON LYD

Lyd forplanter seg dårlig gjennom tunge betongelementer. Noen forspente elementer har større stivhet og bedre lydisolasjon enn det vekten tilsier. Spennarmerte hulldekker har gunstigere grensefrekvens enn slakkarmerte betongdekker med samme vekt, fordi hulldekker har større stivhet, som gir bedre lydreduksjon. Med tanke på grensefrekvens, så vil det være mer fordelaktig å bruke plasstøpt dekke. Dette skyldes at betongdekket er relativt tykt, $350[mm]$, i forhold til HD 200. Men bruk av HD 200 vil også ligge utenfor det hørbare frekvens området, og vil derfor være tilfredsstillende, dermed kan det spares plass med etasjeskillere av HD 200. Det plasstøpte dekket vil ha bedre luftlydisolering og lavere trinnlydnivå enn ett HD 200.

8 VARMEMOTSTAND

I 2007 kom de nye forskriftene i TEK om energibehov. Målet for dette var å redusere samlet energibehov i nye bygg med 25%. For bygninger krever dette større isolasjonstykkelser i bygningsdelene og strengere krav til lufttetthet, og krav til energieffektive ventilasjonssystem og temperaturregulering.

8.1 DEFINISJONER OG KRAV

8.1.1 BEGREP OG DEFINISJONER

Varmekonduktivitet:

Varmekonduktiviteten til en bygningskomponent er dens evne til å lede varme, og avhenger av bygningskomponentens densitet. Symbol og benevnning for

varmekonduktivitet er $\lambda \left[\frac{W}{mK} \right]$

Varmemotstand:

Avhenger av både varmekonduktiviteten og materialsjiktets tykkelse $d[m]$, og er gitt

av ligningen $R = \frac{1}{U} = \frac{d}{\lambda} \left[\frac{m^2K}{W} \right]$

U-verdi:

Er også kalt varmegjennomgangskoeffisienten og er gitt av ligningen $U = \frac{1}{R} \left[\frac{W}{m^2K} \right]$.

U-verdien angir varmestrømmen per tidsenhet gjennom $1[m^2]$ av konstruksjonen ved en lufttemperatur forskjell på $1^\circ C$ på hver side av konstruksjonen. U-verdien er altså et mål på hvor lett en bygningsdel slipper gjennom varme. En bygningsdel med lav U-verdi er dermed godt isolert.

8.1.2 KRAV OG BESTEMMELSER FRA TEK07/10

Krav/minstekrav som er aktuelle her i bygg skal tilfredsstille (TEK07):

- U-verdi yttervegg $U = 0,18 \left[\frac{W}{m^2} \right] / 0,22 \left[\frac{W}{m^2} \right]$
- U-verdi tak $U = 0,13 \left[\frac{W}{m^2} \right] / 0,18 \left[\frac{W}{m^2} \right]$
- U verdi golv på grunnen og mot det fri $U = 0,15 \left[\frac{W}{m^2} \right] / 0,18 \left[\frac{W}{m^2} \right]$

- Lufttetthet $2,5 \left[\frac{\text{luftvekslinger}}{\text{time}} \right] / 3 \left[\frac{\text{luftvekslinger}}{\text{time}} \right]$
- Normalisert kuldebroverdi $U = 0,03 \left[\frac{W}{m^2} \right]$

8.2 U-VERDI

De kravene som TEK07 har angitt kan dokumenteres med U-verdi beregning. Det er derfor viktig å beregne konstruksjonsdelenes U-verdi.

8.2.1 BEREGNING AV U-VERDI

U-verdien er et standardisert mål på hvor lett en konstruksjonsdel slipper igjennom varme. For en bygningskomponent er $U = \frac{1}{R_T} + \Delta U \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$, der $R_T = \frac{d}{\lambda} \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$ er den totale varmemotstanden til bygningskomponenten.

Varmemotstand for homogene materialsjikt:

Dersom konstruksjonen består av flere homogene materialsjikt, så skal den totale varmemotstanden regnes som summen av alle varmemotstandene til sjiktene, pluss innvendig og utvendig varmeovergangsmotstand

$$R_T = R_{si} + R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_{se} .$$

Overflate $\left[\frac{m^2 K}{W} \right]$	Varmestrømretning		
	Oppover	Horisontalt	Nedover
R_{si}	0,10	0,13	0,17
R_{se}	0,04	0,04	0,04

(Tabell 8.1 viser varmeovergangsmotstandene for de tre mulige retningene)

Varmemotstand for ikke-homogene materialsjikt:

Å regne varmemotstanden for homogene materialsjikt er en nokså rett fram metode. Men mange konstruksjonsdeler er ikke-homogene. Dvs at konstruksjonsdelen er bygd opp av både homogene materialsjikt og av materialsjikt som er bygd opp av flere materialer. I slike konstruksjoner vil varmen strømme både rett gjennom konstruksjonen og sideveis i konstruksjonen, og dermed blir utregningen av varmemotstanden komplisert. Derfor må det brukes en forenklet metode som er beskrevet i *NS-EN ISO 6946*. Da må det beregnes to teoretiske grenseverdier for varmemotstanden som konstruksjonens reelle varmemotstand må ligge i mellom. Konstruksjonsdelene deles da opp i felt, der hvert felt bare består av plane homogene materialsjikt og hulrom

Øvre grenseverdi:

I denne metoden antas det at det ikke strømmer noe varme sideveggs, og varmemotstandene for isolasjons – og bindingsverkfeltet regnes ut hver for seg. Deretter finnes U-verdien for isolasjons – og bindingsverkfeltet ved å multiplisere prosentandelene av hvert felt i veggen med de to U-verdiene. Deretter summeres begge disse verdiene. Resultatet er en litt bedre U-verdi enn den reelle.

Nedre grenseverdi/legering:

Nå antas det at varmestrømmen går sideveggs, og alle sjiktene får samme overflate temperatur. Det må da beregnes den legerte varmeledningsevnen til isolasjons – og bindingsverkfeltet.

Den resulterende varmemotstanden og U-verdi:

$$R_T = \frac{R_{TN} + R_{T\emptyset}}{2} \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$U_T = \frac{1}{R_T} + \Delta U \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.2.2 KORREKSJON AV U-VERDIEN ΔU er et tillegg pga utforming, utførelse o.l og tar hensyn til følgende forhold:

- Hulrom i isolasjonen ΔU_g og ligger mellom $0,00 - 0,04 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$, avhengig av isolasjonssjiktet
- Mekanisk festeordning som går igjennom isolasjonen ΔU_f
- Nedbør på omvendt tak ΔU_r , ikke aktuelt for bygget på Moi.

Luftåpninger i isolasjonen:

Siden utførelsen kan være unøyaktig, så skal det korrigeres for utilsiktede luftåpninger i isolasjonen for konstruksjonsdelen. Disse luftåpningene kan være luftlommer på varm side av isolasjonen eller gjennomgående åpninger i isolasjonen.

$$\Delta U_g = \Delta U'' \left(\frac{R_i}{R_T} \right)^2 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

- $R_i \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$ er varmemotstanden til den delen av konstruksjonen som inneholder luftåpninger
- $R_T \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$ er den totale varmemotstanden til komponenten
- $\Delta U''' \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$ er korreksjonsnivået gitt i *NS-EN ISO 6946*, som avhenger av omfang og hvor luftåpningene er plassert

Mekaniske festemidler:

Når den utvendige kledningen eller taktekingen er mekanisk festet til bæresystemet, og i tillegg trenger gjennom isolasjonen så skal U-verdien korrigeres.

$$\Delta U_f = \alpha \times \lambda_f \times n_f \times A_f$$

- α er gitt i *NS-EN ISO 6946*. For tekning på taket som er aktuelt for bygget på Moi er $\alpha = 5 \left[\frac{1}{m} \right]$
- $\lambda_f \left[\frac{W}{mK} \right]$ er varmekonduktiviteten til festemidlet
- $n_f \left[\frac{\text{festemidler}}{m^2} \right]$
- $A_f \left[m^2 \right]$ er tverrsnittsareal til festemidlet

8.3 KULDEBROER

Kuldebroer er deler av bygningskonstruksjonen som har lavere varmemotstand enn det som konstruksjonen har. Kuldebroer fører til en lokal, sterk varmestrøm og dermed mer varmetap. Det er derfor viktig å redusere disse kuldebroene ved å planlegge og unngå knutepunkt som gir disse varmetapene eller redusere virkningen av kuldebroene ved å legge inn kuldebroytere.

Kuldebroer oppstår fra flere forhold:

- Bygningskonstruksjonen gjennomtrenges helt eller delvis av et materiale som har enn annen varmekonduktivitet. Eksempel på dette er når etasjeskilleren møter ytterveggen
- Når bygningskonstruksjonen skifter tykkelse
- Forskjeller i arealene på innvendige og utvendige overflater av bygningskonstruksjonen, og oppstår i skjæringspunkt mellom konstruksjonsdelene

Varmetapet gjennom en konstruksjonsdel skal derfor medregnes feltet utenfor kuldebroen og selve kuldebroen. Kuldebroverdien ψ er definert som lineær varmegjennomgangskoeffisient, og angir varmetapet per lengdeenhet av kuldebroen

og per grad temperaturforskjell. Normalisert kuldebroverdi $\psi'' = \frac{\sum_k \psi_k \times l_k}{A_{fl}}$ beregnes

for hele bygget, og er summen av alle kuldebroene dividert på oppvarmet bruksareal.

Varmetapet fra kuldebroene regnes som $Q = \sum_k \psi_k \times l_k \left[\frac{W}{K} \right]$

Det finnes to typer kuldebroer. Den ene typen kuldebro har liten innvirkning på bygget totale varmetap, men har innvirkning på lokale temperaturer, og kan føre til kondens. Den andre typen kuldebro har stor innvirkning på byggets normaliserte kuldebroverdi, men har lite innvirkning på overflatetemperaturer.

8.4 VARMEMOTSTAND OG ELEMENTER

8.4.1 HULLDEKKER

Hulldekkene som brukes er HD 200 med seks utsparinger med dimensjon $\emptyset 155[mm]$. Det velges å bruke uisolerte hulldekker. Hulldekkene som det er aktuelt å beregne U-verdi til de som brukes på taket. Fra tab.E.3.5 i Elementboken kan det finnes U-verdier for de forskjellige hulldekkene. Tabellen viser at hulldekkene har lav varmemotstand i seg selv, og det som blir avgjørende for U-verdien til taket er da isolasjonstykkelsen og tekkingen.

Ved beregning av U-verdien for hulldekke taket brukes metoden beskrevet i avsnitt 8.2.1 om varmemotstand for homogene materialsjikt. Altså, taket er sammensatt av flere homogene materialsjikt, og dermed blir oppgaven å summere opp alle varmemotstandene for taket.

For dekkene innendørs skal det legges på $10[mm]$ påstøp. Men dette gjøres ikke for dekket som er tak. Det er bare aktuelt å regne U-verdien for taket, siden det her varmetapet skjer.

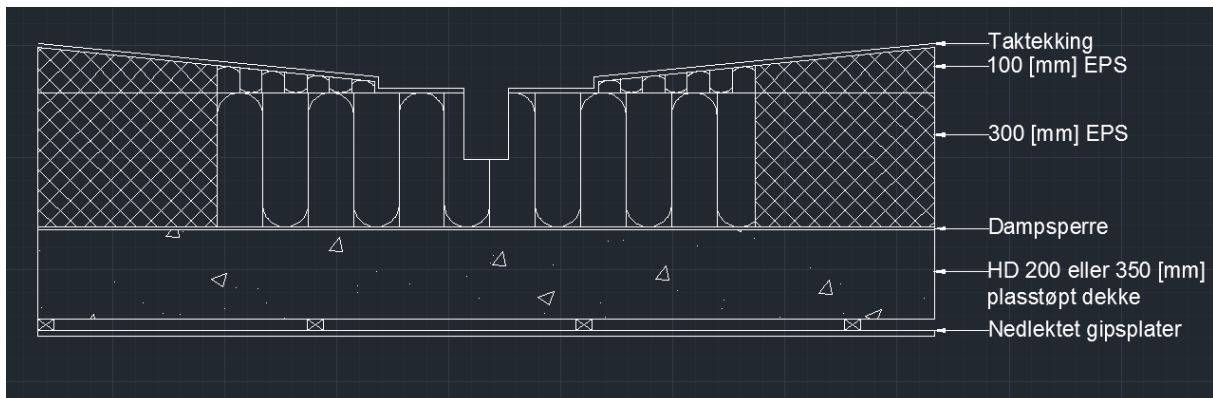
Hvordan taket er bygd er valgt som følger:

- Tekking, asfalt takbelegg
- 50[mm] ubrennbar mineralull
- 2×150[mm] EPS
- Dampspørre
- HD 200
- Himling, 13[mm] gipsplater montert i nedforet opphengssystem

Beregning av U-verdi for hulldekke:

Siden hulldekkene som det skal beregnes U-verdi til blir brukt til tak ligger med et varmt felt på undersiden (varme fra boenhetene) og kaldt på oversiden, så vil det være en oppadrettet varmestrøm, siden varm luft søker kalde omgivelser. Da vil det fra tab.8.1 for oppadrettet varmestrøm være $R_{si} = 0,10 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$ og $R_{se} = 0,04 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$.

Siden taket må ha fall for nedløp, så må taket deles opp i 2 like store deler, slik at det blir 2 nedløp. Bredden på hver del er da 8[m] og lengde er 18,4[m]. EPS platene blir da skråskjært som et tosidig fall mot midten av hver takdel. Sluken ligger da 4[m]=400[cm] fra hver kant. Dersom det legges rette EPS plater først på 300[mm], og så skråskjæres neste lag med plater. Fallet skal være 1:40, slik at ved sluken så skal EPS platene være nedskjært med $\frac{400}{40} = 10[cm] = 100[mm]$.



(Figur 8.1 viser oppbygningen av det kompakte taket for både HD 200 og plasstøpt dekke)

Varmemotstanden for den delen av taket som har helning:

- Asfalt takbelegg $R_1 = 0,03 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- EPS skrå $d = 100[mm] \rightarrow \lambda_4 = 0,038 \left[\frac{W}{mK} \right] \Rightarrow R_{4'} = \frac{0,1}{0,038} = 2,63 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$

$$R_1 = 2,63 + 0,03 = 2,66 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Varmemotstanden for den delen av taket som er rett:

Her skal både innvendig og utvendig overgangsmotstand tas med.

- Dampsperre $R_3 = 0,03 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- EPS rett $d = 300 [mm] \rightarrow \lambda_4 = 0,038 \left[\frac{W}{mK} \right] \Rightarrow R_{4,rek} = \frac{0,3}{0,038} = 7,89 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- HD 200 $R_6 = 0,41 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- Himling, 13[mm] gipsplater $R_7 = 0,06 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$

$$R_0 = 0,10 + 0,06 + 0,41 + 7,89 + 0,03 + 0,04 = 8,53 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

U-verdi for taket med hulldekker:

$$U_1 = \frac{1}{R_1} \ln \left(1 + \frac{R_1}{R_0} \right) = \frac{1}{2,66} \ln \left(1 + \frac{2,66}{8,53} \right) = 0,102 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

$$U = \frac{\sum U_i A_i}{\sum A_i} = \frac{0,117 \{4(0,3 + 0,2 + 0,036 + 0,013)\} + 0,102 \left(4 \times \frac{1}{2} \times 0,10 \right)}{2,3} = 0,12 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Så må U-verdien korrigeres. Siden isolasjonen er lagt i flere lag med forskjellige skjøter så er $\Delta U_g = 0$. Korreksjon for mekaniske festemidler må gjøres. Det antas at

det brukes betongstifter, rustfritt stål, med varmekonduktivitet $\lambda_f = 17 \left[\frac{W}{mK} \right]$ og

dimensjonerende kapasitet $N_d = 3,9 \left[\frac{kN}{skruer} \right]$. For festepunkt i tak er $\alpha = 5 \left[\frac{1}{m} \right]$.

Diameteren på disse stiftene er 6,3[mm] som gir tverrsnittsareal

$$A_f = \pi \left(\frac{6,3}{2} \right)^2 = 0,00003 [m^2].$$

Fra tab.4.7 finnes største vindsug, som er $w_{e,A} = 0,89 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$, som gir dimensjonerende

vindsug $w_{ed,A} = 1,5 \times 0,89 \left[\frac{kN}{m^2} \right] = 1,335 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$. Dette gir

$$n_f = \frac{w_{ed,A}}{N_d} = \frac{1,335}{3,9} = 0,34 \left[\frac{stift}{m^2} \right] \approx 1 \left[\frac{stift}{m^2} \right]$$

$$\Delta U_f = \alpha \times \lambda_f \times n_f \times A_f = 5 \times 17 \times 1 \times 0,0003 = 0,0026 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Total U-verdi for taket med hulldekker er da:

$$U = 0,12 + \Delta U_f = 0,12 + 0,0026 = 0,1226 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.4.2 MASSIVE VEGGELEMENT

Det finnes en rekke muligheter for oppsettet av veggelementene. Men denne løsningen er valgt:

- Stående utvendig kledning
- Utlekting
- 200[mm] massive veggelement, betong.
- 150 + 50[mm] mineralull
- Dampsperre
- Utlektet gipsplater

Forskjellen på bruk av massive veggelementer og bruk av plasstøpte vegger er bruken av fuger. Det skal brukes fuger mellom elementene. Fugene er normalt 10–20[mm] brede, og er utført som elastisk fugemasse mot en bunnfyllist av polyetylen og isolerende mineralull. Ved beregning av U-verdi, så vil veggens varmemotstand med eller uten fuger ha svært liten forskjell. Da kan det antas at en yttervegg med massive veggelement og en plasstøpt yttervegg har samme oppbygning og varmemotstand.

Sjikt	Utrekning $\frac{d}{\lambda} \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$	Varmemotstand i felt $\left[\frac{m^2 K}{W} \right]$	
		Isolasjon 91%	Bindingsverk 9%
Innvendig overg.mot.	R_{si}	0,13	0,13
13[mm] gipsplater	R_1	0,06	0,06
Dampsperre	R_2	0,03	0,03
148[mm] stendere	$R_3 = \frac{0,148}{0,12}$		1,23
150[mm] isolasjon	$R_4 = \frac{0,15}{0,037}$	4,05	
48[mm] lekter	$R_5 = \frac{0,048}{0,12}$		0,40
50[mm] isolasjon	$R_6 = \frac{0,05}{0,037}$	1,35	
200[mm] armert betong	$R_7 = \frac{0,2}{2,5}$	0,08	0,08
Utlektet kledning			
Utvendig overg.mot.	R_{se}	0,04	0,04
		$R_i = 5,74$	$R_b = 1,97$

(Tabell 8.2 viser varmemotstanden til isolasjon – og bindingsverkfeltet)

Varmeledningsevnen gjennom isolasjonsfeltet blir:

$$U_i = 0,91 \frac{1}{R_i} = 0,91 \frac{1}{5,74} = 0,158 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Varmeledningsevnen gjennom bindingsverksfeltet blir:

$$U_b = 0,09 \frac{1}{R_b} = 0,09 \frac{1}{1,97} = 0,045 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

$$U_{T\emptyset} = U_i + U_b = 0,158 + 0,045 = 0,203 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

$$\text{Øvre grenseverdi for varmemotstand: } R_{T\emptyset} = \frac{1}{U_{T\emptyset}} = \frac{1}{0,203} = 4,926 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Legering:

Finner den legerte varmemotstanden for isolasjonen og bindingsverket. Stenderne er som tidligere 36[mm], slik at den legerte varmeledningsevnen for isolasjon og tre blir

$$\lambda_{leg} = 0,91\lambda_{iso} + 0,09\lambda_{tre} = 0,91 \times 0,037 + 0,09 \times 0,12 = 0,044 \left[\frac{W}{mK} \right]$$

Sjikt	Utgangspunkt $\frac{d}{\lambda} \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$	Varmemotstand legering $\left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
Innvendig overg.mot.	R_{si}	0,13
13[mm] gipsplater	R_1	0,06
Dampsperre	R_2	0,03
Legering 198[mm]	$R_3 = \frac{0,198}{0,044}$	4,5
Legering 48[mm]	$R_4 = \frac{0,048}{0,044}$	1,09
200[mm] betong	R_5	0,08
Utlektet kledning		
Utvendig overg.mot.	R_{se}	0,04
		$R_{TN} = 5,93$

(Tabell 8.3 viser den legerte varmemotstanden)

Total U-verdi og varmemotstand:

Bruker samme korrigeringsverdi som for hulldekkene $\Delta U = 0,026 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$

$$R_T = \frac{R_{T\emptyset} + R_{TN}}{2} = \frac{4,926 + 5,93}{2} = 5,428 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$U_T = \frac{1}{R_T} + \Delta U = \frac{1}{5,428} + 0,026 = 0,21 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.4.3 FASADER, SANDWICHELEMENT

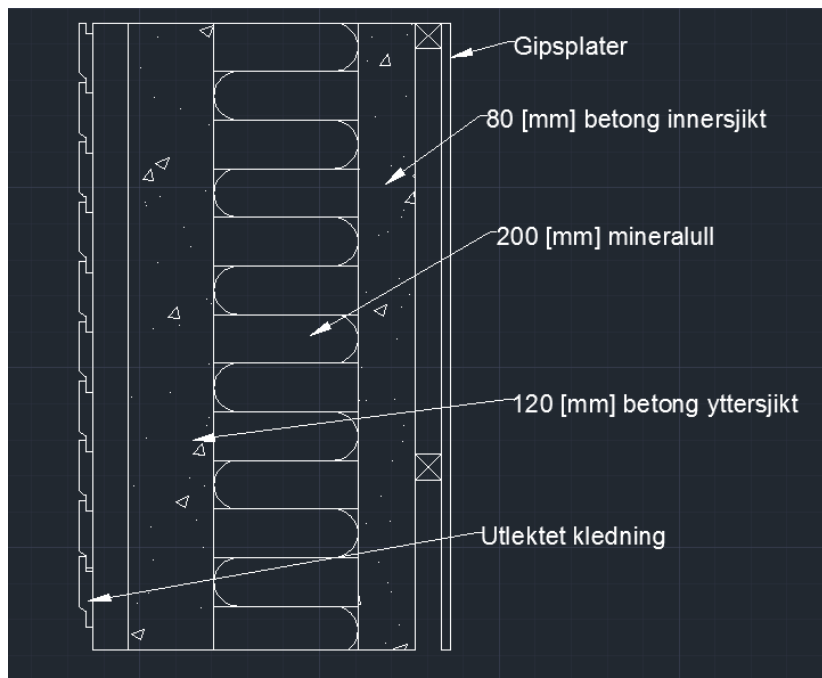
Ved bruk av sandwichelement til fasader, er det brukt like mye betong og mineralull som for massive og plasstøpte vegger. Sandwichelementene brukt i gavlene, langs akse 1 på referanse plantegningen har jevn tykke sjikt, uten ribber. Trådtykkelsen for både diagonalstigene og underbøylene er 5[mm] For å finne den totale varmemotstanden så kan alle varmemotstandene til de enkelte sjiktene summeres, sidene elementet blir sett på som et homogent materialsjikt.

Denne oppbygningen er valgt:

- $R_i = 0,13 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- Gipsplater $R_1 = 0,06 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$

- Innersjikt $d = 80[\text{mm}] \rightarrow \lambda_2 = 2,5 \left[\frac{\text{W}}{\text{mK}} \right] \Rightarrow R_2 = \frac{0,08}{2,5} = 0,032 \left[\frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \right]$
- Mineralull $d = 200[\text{mm}] \rightarrow \lambda_3 = 0,037 \left[\frac{\text{W}}{\text{mK}} \right] \Rightarrow R_3 = \frac{0,2}{0,037} = 5,405 \left[\frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \right]$
- Yttersjikt $d = 120[\text{mm}] \rightarrow \lambda_4 = 2,5 \left[\frac{\text{W}}{\text{mK}} \right] \Rightarrow R_4 = \frac{0,12}{2,5} = 0,048 \left[\frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \right]$
- Utlektet luftet kledning $R_{se} = 0,04 \left[\frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \right]$

$$R_T = 0,13 + 0,06 + 0,032 + 5,405 + 0,048 + 0,04 = 5,715 \left[\frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \right]$$



(Figur 8.3 viser oppbygningen av fasade sandwichelementene)

Varmemotstanden reduseres i sandwichelementer med:

Bindere:

Et sandwichelement vil normalt være sammenbundet med bøylor eller diagonalstiger.

Vanligvis brukes det $5[\text{mm}]$ bøyler med $2 \left[\frac{\text{bein}}{\text{m}^2} \right]$ som gir $2 - 5\emptyset \left[\frac{1}{\text{m}^2} \right]$, eller 1

diagonalstige per $0,25[\text{m}^2]$ som gir $4 - 5\emptyset \left[\frac{1}{\text{m}^2} \right]$. Ved beregning av U-verdi må dette

korrigeres for.

Bolter og ankere:

I stedet for bindere kan det brukes ankere med større diameter. Korreksjonen for bruk av bolter eller ankere gir større korreksjon enn for bruk av bindere, når U-verdi skal beregnes.

Redusert kantisolasjon:

Spesielt når sandwichelementene blir bærende så må de forsterkes. Dette blir omhandlet i punkt 8.4.4. Normalt vil den innerste betongskiven være lasten, og forsterkes med ribber langs sidekantene. Dette vil føre til en lokal reduksjon av isolasjonstykkelsen. Denne reduksjonen av isolasjonstykkelsen i randsonen kan variere med en bredde fra 100–200[mm]. Gjennomgående ribber er uønsket i sandwichelement, og slike element lages ikke i dag.

Korreksjon:

Korreksjonene gjelder for gjennomføringer. Det antas at det brukes betongstifter, rustfritt stål, med varmekonduktivitet $\lambda_f = 17 \left[\frac{W}{mK} \right]$, og for bindere mellom inner – og

yttersjikt er $\alpha = 6 \left[\frac{1}{m} \right]$. Diameteren på disse stiftene er 6,3[mm] som gir

tverrsnittsareal $A_f = \pi \left(\frac{6,3}{2} \right)^2 = 0,00003 [m^2]$. Det antas at det er 4,5 $\left[\frac{\text{tåder}}{m^2} \right]$

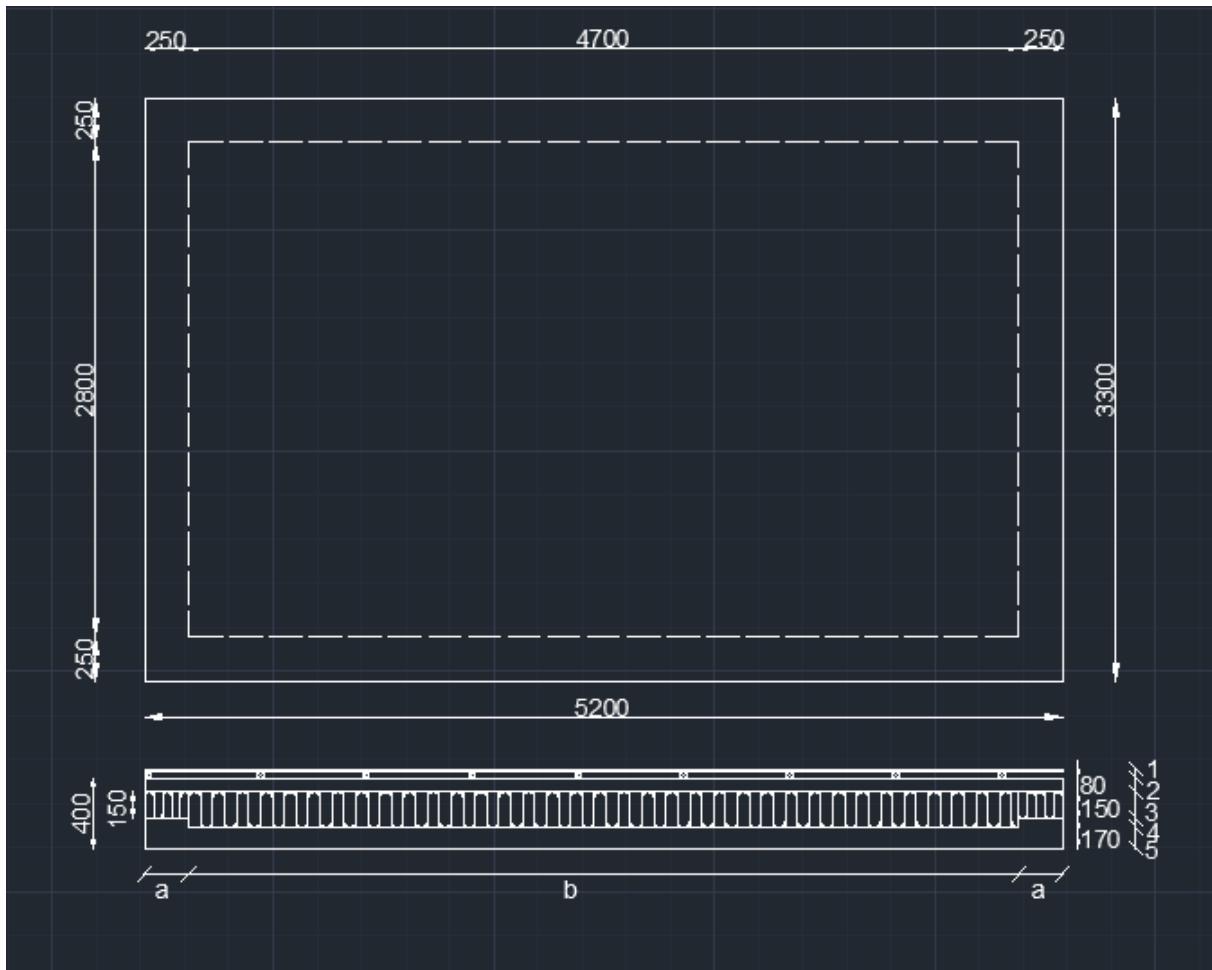
$$\Delta U_f = \alpha \times \lambda_f \times n_f \times A_f = 6 \times 17 \times 4,5 \times 0,00003 = 0,0137 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Total U-verdi:

$$U_T = \frac{1}{R_T} + \Delta U_f = \frac{1}{5,715} + 0,0137 = 0,188 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.4.4 BÆRENDE SANDWICHELEMENT

Disse elementene finnes langs akse A og E på referanse plantegningen. De bærer hulldekkene som ligger opplagt på den innerste betongskiven. Ved store belastninger og store element høyder kan det være nødvendig med ribber. Ser på skive I, som oppfører seg som et bærende sandwichelement med ribber. Geometrien og oppbygningen til dette elementet med ribber er vist nedenfor. I tillegg vil dette elementet som fasaden ha utlektet kledning og gipsplater, figur 8.3. For beregning av U-verdi blir elementet delt opp i soner og fire sjikt. To like soner med redusert kantisolasjon, a, og et fullisolert felt, a.



(Figur 8.4 viser de bærende sandwichelementene med randsoner)

$$\text{Netto innvendig areal } A_{\text{netto}} = 5,2 \times 3,3 = 17,16 [m^2]$$

$$\text{Fullisolert areal } A_{\text{isolert}} = 4,7 \times 2,8 = 13,16 [m^2]$$

$$\text{Fullisolert sone } f_b = \frac{13,16}{17,16} = 0,767 = 76,7\%$$

$$\text{Randzone } f_a = 1 - 0,767 = 0,233 = 23,3\%$$

Øvre grenseverdi:

Varmemotstand for seksjon b:

$$R_{Tb} = \left(0,13 + 0,06 + \frac{0,12}{1,7} + \frac{0,2}{0,037} + \frac{0,08}{1,7} + 0,04 \right) = 5,75 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Varmemotstand for seksjon a:

$$R_{Ta} = \left(0,13 + 0,06 + \frac{0,17}{1,7} + \frac{0,15}{0,037} + \frac{0,08}{1,7} + 0,04 \right) = 4,43 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Øvre grenseverdi:

$$\frac{1}{R_{T\emptyset}} = \frac{f_b}{R_{Tb}} + \frac{f_a}{R_{Ta}} = \frac{0,767}{5,75} + \frac{0,233}{4,43} = 0,186 \Rightarrow R_{T\emptyset} = \frac{1}{0,186} = 5,377 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Nedre grenseverdi:

Sjikt		1	2	3	4	5
Tykkelse [m]		-	0,08	0,15	0,05	0,17
Seksjon b $f_b = 0,767$	Material	Gips	Betong	Min.ull	Min.ull	Betong
	λ	-	1,7	0,037	0,037	1,7
	$R = \frac{d}{\lambda}$	0,06	0,047	4,054	1,351	0,1
Seksjon a $f_a = 0,233$	Material	Gips	Betong	Betong	Min.ull	Betong
	λ	-	1,7	1,7	0,037	1,7
	$R = \frac{d}{\lambda}$	0,06	0,047	0,088	1,351	0,1

(Tabell 8.4 viser oversikt over varmemotstandene til de forskjellige sjiktene)

Varmemotstand i de enkelte legerte sjikt:

$$\text{Sjikt 1 } \frac{1}{R_1} = \frac{0,767}{0,06} + \frac{0,233}{0,06} = 16,667 \Rightarrow R_1 = 0,06 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$\text{Sjikt 2 } \frac{1}{R_2} = \frac{0,767}{0,047} + \frac{0,233}{0,047} = 21,277 \Rightarrow R_2 = 0,047 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$\text{Sjikt 3 } \frac{1}{R_3} = \frac{0,767}{4,054} + \frac{0,233}{0,088} = 2,837 \Rightarrow R_3 = 0,352 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$\text{Sjikt 4 } \frac{1}{R_4} = \frac{0,767}{1,351} + \frac{0,233}{1,351} = 0,74 \Rightarrow R_4 = 1,351 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$\text{Sjikt 5 } \frac{1}{R_5} = \frac{0,767}{0,1} + \frac{0,233}{0,1} = 10,0 \Rightarrow R_5 = 0,1 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Nedre grenseverdi:

$$R_{TN} = 0,13 + 0,06 + 0,047 + 0,352 + 1,351 + 0,1 + 0,04 = 2,08 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Samlet varmemotstand og U-verdi:

$$R_T = \frac{5,377 + 2,08}{2} = 3,729 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

$$U = \frac{1}{3,729} = 0,268 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Korreksjon for bindere:

$$\text{Som for avsnitt 8.4.3 } \Delta U_f = 0,0137 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Total U-verdi for de bærende sandwichelementene:

$$U_T = U + \Delta U_f = 0,268 + 0,0137 = 0,282 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.5 VARMEMOTSTAND OG BRUK AV PLASSTØPT BETONG

8.5.1 PLASSTØPT DEKKE

Oppbygging av det plasstøpte helt likt oppbyggingen av taket med hulldekker. Den eneste forskjellen er at det brukes 350[mm] plasstøpt betong til bærekonstruksjonen, i stedet for HD 200. Detaljene rundt fallet på taket, nedløp og inndeling i takdeler er også lik. Antar også at festeordningen er den samme slik at $\Delta U_f = 0,0026 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$.

Varmemotstanden for den delen av taket som har helning er fra avsnitt 8.4.1

$$R_1 = 2,66 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

Varmemotstanden for den delen av taket som er rett:

- Dampsperre $R_3 = 0,03 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- EPS rett $d = 300[mm] \rightarrow \lambda_4 = 0,038 \left[\frac{W}{mK} \right] \Rightarrow R_4 = \frac{0,3}{0,038} = 7,89 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- 350[mm] betong $d = 350[mm] \rightarrow \lambda_5 = 2,5 \left[\frac{W}{mK} \right] \Rightarrow R_5 = \frac{0,35}{2,5} = 0,14 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$
- Himling, 13[mm] gipsplater $R_7 = 0,06 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$

$$R_0 = 0,10 + 0,06 + 7,89 + 0,14 + 0,03 + 0,04 = 8,26 \left[\frac{m^2 K}{W} \right]$$

U-verdi for det plasstøpte taket:

$$U_1 = \frac{1}{R_1} \ln\left(1 + \frac{R_1}{R_0}\right) = \frac{1}{2,66} \ln\left(1 + \frac{2,66}{8,26}\right) = 0,105 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

$$U = \frac{\sum U_i A_i}{\sum A_i} = \frac{0,121\{4(0,3 + 0,35 + 0,036 + 0,013)\} + 0,105\left(4 \times \frac{1}{2} \times 0,10\right)}{2,996} = 0,12 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

Og med korreksjon vil den totale U-verdien være:

$$U = 0,136 + \Delta U_f = 0,099 + 0,0026 = 0,1225 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.5.2 PLASSTØPTE VEGGER

De plasstøpte veggene har akkurat samme oppbygning og består av samme materialer som ved bruk av massive veggelement.

U-verdi yttervegg med plasstøpt betong:

$$U_T = \frac{1}{R_T} + \Delta U = \frac{1}{5,428} + 0,026 = 0,21 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$$

8.6 KONKLUSJON

Et HD 200 har litt bedre varme egenskaper enn et 350[mm] plasstøpt dekke. Dette skyldes at varmemotstanden til et HD 200 er litt større enn for det plasstøpte dekket. Tatt i betraktning at det plasstøpte dekket er rundt 150[mm] tykkere enn hulldekket, så har hulldekket bedre varmemotstand enn ren betong. For veggene så skiller det ingenting ved bruk av prefabrikerte veggskiver og plasstøpt. Dette skyldes at de har lik oppbygning, og at fugene i veggskivene har liten eller ingen betydning for varmemotstanden. Sandwichelementer brukt til fasader med samme mineraltykkelse og samme mengde betong som veggskivene og de plasstøpte veggene har bedre varmemotstand. Varmemotstanden for de bærende sandwichelementene blir særdeles redusert pga ribbene, som gir redusert isolasjonstykkelse i randsonene.

9. ØKONOMI

9.1 PRODUKSJON

9.1.1 ELEMENTENE

Etasjeskillerne:

Hulldekkene som utgjør etasjeskillerne og taket har modulbredde $M = 1,2[m]$. For hver etasje har de en spennvidde på $l = 8,0[m]$. Dvs at de er opplagt på ytterveggene og strekker til den innvendige skilleveggen. Men det finnes et parti der hulldekkene må være kortere. Her er spennvidden $l = 6,6[m]$. Det er der hvor heissjakten og vindfanget er. Fra avsnitt 5.2.1 er derfor dekket i loftsetasje delt inn i platedel 1,2,3 og 4, og 1 etasje i platedel 1,2 og 3. For platedelene 1 og 4 må antall elementer som finnes fra et enkelt spenn, dobles, siden i disse platedelene går dekkene over to spenn med spennvidde $l = 8,0[m]$. Der hvor ikke hulldekkebredden passer med bredden på etasjen, altså få lagt hulldekker med modulbredde slik at det passer med etasjebredden uten å kappe hulldekkene, så må det brukes betong til tilpasse bredden. Tykkelsen på dette betongsjiktet er hulldekke tykkelse pluss $10[mm]$ påstøp, slik at $t = 0,2 + 0,01 = 0,21[m]$

Antall hele elementer som går i bredden $n = \frac{b}{M}$

Volum med betong som må brukes $V = (b - n \times M) t \times l$

DEKKE	BREDDER b	ANT. ELEMENT n	KUBIKK $[m^3]$
Taket:			
Hele takplaten	19,2	16	0,0
Loftsetasje:			
Platedel 1	9,35	$2 \times 7 = 14$	$2 \times 1,6 = 3,2$
Platedel 2	4,6	3	1,4
Platedel 3	4,6	3	1,4
Platedel 4	5,2	$2 \times 4 = 8$	$2 \times 0,7 = 1,4$
1 etasje:			
Platedel 1	17,0	$2 \times 14 = 28$	$2 \times 0,3 = 0,6$
Platedel 2	4,3	3	1,0
Platedel 3	4,3	3	1,0
Kjelleretasje:			
Hele kjellergolv			106,5
Sum:		78	116,5

(Tabell 9.1 viser oversikt over antall nødvendige elementer i hver etasje og nødvendig tilleggs støp)

Spenncon gir pris for HD 200 per $[m^2]$. Fra tab.9.1 trengs det 78 hele hulldekker. Et hulldekke har areal $A_{HD200} = 1,2 \times 8,0 = 9,6[m^2]$, og heissjakten skal trekkes fra total arealet. Dette arealet er funnet i tab.9.3. Det samlet areal for hulldekkene er

$$A_{\sum HD200} = (9,6 \times 78) \cdot 11,58 = 737,22 [m^2]. \text{ Spenncon prissetter et hulldekke er } 375 \left[\frac{kr}{HD200} \right].$$

Pris for hulldekkene:

$$k_{HD200} = 737,22 \times 375 = 276458 [kr]$$

Veggskivene og sandwichelementene:

Her er det vist en tabell med kvadratmeter med veggelement som brukes i bygget. For å finne rett sum må utsparingene til vinduene og dørene trekkes fra. Spenncon har gitt pris for et $t = 200 [mm]$ tykt veggelement med minimumsarmering til å være

$$1200 \left[\frac{kr}{m^2} \right], \text{ og for sandwichelementene } 1100 \left[\frac{kr}{m^2} \right]$$

Loftsetasje:				1 etasje:				Kjelleretasje:			
Akse	$b[m]$	$H[m]$	$A[m^2]$	Akse	$b[m]$	$H[m]$	$A[m^2]$	Akse	$b[m]$	$H[m]$	$A[m^2]$
A-A	16,7	2,8	46,76	A-A	15,4	3,15	48,51	A-A	19,7	2,85	56,15
1-1	7,7	2,8	21,56	2-2	15,6	3,15	49,14	2-2	15,6	2,85	44,46
1-1	7,7	2,8	21,56	E-E	15,4	3,15	48,51	E-E	19,7	2,85	56,15
E-E	16,7	2,8	46,67	C-C	12,6	2,8	35,28	C-C	13,0	2,5	32,5
C-C	8,6	2,8	24,08	4-4	2,3	2,8	6,44	2-2	2,3	2,5	5,75
4-4	2,3	2,8	6,44	2-2	2,3	2,8	6,44	B-B	2,0	2,5	5,0
2-2	2,3	2,8	6,44	B-B	2,4	2,8	6,72	C-C	2,0	2,5	5,0
B-B	2,4	2,8	6,72	D-D	2,4	2,8	6,72				
D-D	2,4	2,8	6,72								
C-C	5,2	2,8	14,56								
Ut.sp			-20,05				-17,85				-7,05
Sum:			181,46				189,91				197,96

(Tabell 9.2 viser oversikt over dimensjonene til veggskivene i hver etasje)

Antall kvadratmeter med veggelement eller sandwichelement

$$A_{vegg} = 181,46 + 189,91 + 197,96 = 569,33 [m^2]$$

Pris for de massive veggelementene:

$$k_{vegg} = 1200 \times 569,33 = 683196 [kr]$$

Pris for sandwichelementene:

$$k_{sandwich} = 1100 \times 569,33 = 626263 [kr]$$

Trappene:

Fant ikke pris, så det antas at de støpes på byggeplass, så samme pris som for plasstøpt betong, avsnitt 9.1.2

Veggbankettene:

Støpes på byggeplass, så samme pris som for plasstøpt betong, avsnitt 9.1.2

9.1.2 PLASSTØPT BETONG**Etasjeskillerne:**

Regner her volumet av kjellergolv, etasjeskillerne og taket. For kjellergolvet og etasjeskillerne skal det trekkes bort det volumet som sjakten vil utgjør. Alle dekkene, unntatt kjellergolvet som er $t = 100[mm]$ regnes med tykkelse $t = 350[mm]$ og bredde $B = 16,0[mm]$

$$V_{sjakt} = 2,4 \times 4,6 \times 0,35 = 3,86[m^2]$$

	Kubikk $[m^3]$	Sjakt $[m^3]$	Sum kubikk $[m^3]$
Tak	$= 19,2 \times 16,0 \times 0,35 = 107,52$	-0	$= 107,52$
Loftsetasje	$= 23,15 \times 16,0 \times 0,35 = 129,64$	-3,86	$= 125,78$
1 etasje	$= 21,5 \times 16,0 \times 0,35 = 120,4$	-3,86	$= 116,54$
Kjelleretasje	$= 19,7 \times 16,0 \times 0,10 = 31,52$	-3,86	$= 27,66$
Sum		$= 11,58$	$= 377,5$

(Tabell 9.3 viser oversikt over dekkearealene for plasstøpt betong)

Bruker prisliste fra Sandes Betong AS. De har leveringsrute fra Rennesøy til Mandal, så dette firmaet kan brukes til å levere sement til bygget på Moi. Alle dekkene har samme bestandighetsklasse M60, som gir fasthetsklasse B30. Det velges å bruke en standard sement med maksimal kornstørrelse $D_{maks} = 8[mm]$. Fra prislisten finnes det

at for denne sementen er prisen $1380 \left[\frac{kr}{m^3} \right]$ eksklusiv mva.

Pris for betong bruk til etasjeskillerne:

$$k_e = 377,5 \times 1380 = 520950[kr]$$

Veggene:

Både skilleveggene og ytterveggene har tykkelse $t = 200[mm]$ Skilleveggene regnes med høyde $H = 2,5[m]$ i kjelleretasjen og $H = 2,8[m]$ i 1 etasje og loftsetasjen. Alle de plasstøpte dekkene har tykkelse $t = 350[mm]$. For kjelleretasjen regnes høyden på ytterveggen ved at den går fra bunnen av betonggolvet og opp til 1 etasje, forbi etasjeskilleren. Dette gir høyde $H = 2,5 + 0,35 = 2,85[m]$ for ytterveggene i kjelleretasjen. For 1 etasje går ytterveggen fra toppen av etasjeskilleren som skiller kjeller – og 1 etasje og opp til loftsetasjen, slik at høyden på veggene i 1 etasje blir $H = 2,8 + 0,35 = 3,15[m]$. For loftsetasjen regnes at ytterveggene går opp til taket, og får dermed samme høyde som skilleveggene i denne etasjen, $H = 2,8[m]$.

Alle utsparinger, som vinduer og dører må trekkes fra ytterveggene, for å finne den riktige summen med antall nødvendig kubikkmeter betong.

Heissjakten går fra betonggolvet i kjelleretasjen opp gjennom bygget, kontinuerlig, helt til dekke på taket. Da vil høyden på sjakten være

$$H = 2,5 + 0,35 + 2,8 + 0,35 + 0,28 = 8,8[m]$$

ETASJE	KUBIKK $[m^3]$	UTSPARING $[m^3]$	KUBIKK $[m^3]$
Loftetasje:			
Skillevegger	$= (8,6 + 4 \times 2,7 + 5,2)0,2 \times 2,8$	-0,84	= 12,94
Yttervegger	$= (16,7 + 16,0 + 16,7)0,2 \times 2,8$	-3,17	= 24,49
1 etasje:			
Skillevegger	$= (12,6 + 4 \times 2,7)0,2 \times 2,8$	-0,84	= 13,1
Yttervegger	$= (15,4 + 16,0 + 15,4)0,2 \times 3,15$	-2,73	= 26,75
Kjelleretasje:			
Skillevegger	$= (13,0 + 2 \times 2,8 + 2,9)0,2 \times 2,5$		= 10,75
Yttervegger	$= (19,7 + 16,0 + 19,7)0,2 \times 2,85$	-1,41	= 30,17
Sjakt:			
Sjakt	$= (2 \times 2,3 + 2 \times 2,9)0,2 \times 8,8$		= 18,3
Sum:			= 136,5

(Tabell 9.4 viser fordelingen av nødvendig kubikkmeter betong for veggene)

Bruker samme type betong som dekkene, slik at prisen også blir den samme for antall kubikk.

Pris for betong brukt til veggene og sjakten:

$$k_v = 136,5 \times 1380 = 188370[kr]$$

Trappene:

Krever betong B-35 MF45, slik at prisen er $1523 \left[\frac{kr}{m^3} \right]$.

Volumet av en trapp er volumet av trappeløpsplaten, trinnene og repos. Det er 17 steg i en trapp.

$$V_{t,plate} = 5,533 \times 0,25 \times 1,2 = 1,66[m^3]$$

$$V_{trinn} = 17 \times 0,17 \times 0,29 \times 1,2 = 0,65[m^3]$$

$$V_{repos} = 1,0 \times 0,15 \times 1,2 = 0,18[m^3]$$

Bygget består av fire trappeløpsplater med trinn og til sammen seks repos.

$$V_{trapp} = 4(1,66 + 0,65) + 6 \times 0,18 = 10,32[m^3]$$

Pris for betong brukt til trappene:

$$k_t = 10,32 \times 1523 = 15717 [kr]$$

Veggbankettene:

Her er det forskjellige dimensjoner. Fra avsnitt 5.2.4 skal de to ytre bankettene ha dimensjonene $B/h = 1,4/0,22$ og den midtre banketten $B/h = 2,4/0,29$. De to ytre bankettene ligger under de to bærene ytterveggene, langs akse A og E. Disse to veggbankettene har lengde lik lengde av ytterveggene i kjelleretasjen, altså $19,7[m]$. Den midtre veggbanketten ligger under den bærende skilleveggen i kjelleretasjen, langs akse C. Banketten vil da være $13,0[m]$ lang. De har eksponeringsklasse XC2 som gir B30 og M60.

$$V_{bankett,y} = 2(1,4 \times 0,22 \times 19,7) = 12,14 [m^3]$$

$$V_{bankett,m} = 2,4 \times 0,29 \times 13,0 = 9,05 [m^3]$$

$$V_{bankett,tot} = 12,14 + 9,05 = 21,19 [m^3]$$

Pris for betong brukt til veggbankettene:

$$k_{v,b} = 21,19 \times 1380 = 29242 [kr]$$

Samlet pris for nødvendig betong brukt til bygget på Moi:

$$k_{betong,tot} = k_e + k_v + k_t + k_{v,b} = 520950 + 188370 + 15717 + 29242 = 754279 [kr]$$

9.2 TRANSPORT

9.2.1 ELEMENTENE

Hulldekkene:

Forutsetter at elementene produseres hos Spenncon i Sandnes. Spenncon har gitt pris for transport av elementer. For lokal transport $15 - 20[km]$ er transportprisen

$100 \left[\frac{kr}{km} \right]$. For langtransport, som gir et tillegg på $50 \left[\frac{kr}{km} \right]$, utover $20[km]$ grensen.

Avstand fra lokalene til Spenncon til bygget på Moi er ca. $88[km]$.

Pris for en kjøretur:

$$k_{t,HD1001} = 20 \times 100 + (88 - 20)150 = 12200 [kr]$$

Må finne ut hvor mange hulldekker en bil kan frakte om gangen. Tillatt vekt av bil, henger og last er $50[\text{tonn}]$. Informasjon fra Omdal Transport gir last for en bil med henger er $19[\text{tonn}]$, slik at en bil kan frakte $50 - 19 = 31[\text{tonn}]$ med elementer om gangen. Flatemasse for et HD 200 er $260 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right]$, noe som gir vekten av et HD 200 $260 \times 1,2 \times 8,0 = 2,496[\text{tonn}]$.

Antall elementer en bil kan frakte om gangen er da $\frac{31}{2,496} = 12,4 \Rightarrow 12$ hulldekker. Må også tenke på tillatt høyde som er $4,0[\text{m}]$.

Bygget skal ha 78 hulldekker. Dette krever $\frac{78}{12} = 6,5 \Rightarrow 7$ turer.

Samlet pris for frakt av hulldekkene:

$$k_{t,HD200} = 7 \times 12200 = 85400[\text{kr}]$$

Veggelementene og sjakt:

I tab.9.2 er det oppgitt dimensjoner for veggelementene som bygget på Moi skal ha. Antar at en bil kan frakte maks fire elementer, selv de lengste ytterelementene. Fra oven er det funnet at det for en tur koster $k_{t,veggel,1} = 20 \times 100 + (88 - 20)150 = 12200[\text{kr}]$

Antar at det trengs en tur for å frakte sjakten.

Loftetasjen:

Består av 10 elementer. Antall turer $\frac{10}{4} = 2,5 \Rightarrow 3$ turer.

1 etasje:

Består av 8 elementer. Antall turer $\frac{8}{4} = 2$ turer.

Kjelleretasjen:

Består av 7 elementer. Antall turer $\frac{7}{4} = 1,75 \Rightarrow 2$ turer.

Dvs at det trengs totalt 7 turer for å frakte veggelementene og 1 tur for å frakte sjakten.

Samlet pris for å frakte veggelementene:

$$k_{t,veggel} = 8 \times 12200 = 97600[\text{kr}]$$

9.2.2 PLASSTØPT BETONG

Blandeleder for Sandnes Betong AS forteller at deres blandeverk kan produsere $80,0 \left[\frac{m^3}{t} \right]$ med betong, og de har forskjellige biler som har kapasitet på $8,0 [m^3]$ og $11,0 [m^3]$

De oppgir timepris for deres kjøring. For vanlig trommelbil er timeprisen $750 \left[\frac{kr}{t} \right]$.

Avstanden fra lokalene til Sandnes Betong AS og byggestedet på Moi er ca. $90 [km]$, noe som gir en kjøretid på ca. $1,5 [time]$. Betongen som trengs er til dekkene, veggene, trappene og veggbankettene.

Pris for en tur:

$$k_{t,betong,1} = 750 \times 1,5 = 1125 [kr]$$

$$\text{Antall kjøreturer } n = \frac{377,5 + 136,5 + 10,32 + 21,19}{8} = 68 \text{ turer}$$

Samlet pris for frakt av den plasstøpte betongen:

$$k_{t,betong} = 1125 \times 68 = 76500 [kr]$$

9.3 MONTASJE OG STØPING

9.3.1 ELEMENTENE

Det er vanskelig å avgjøre hvor lang tid det tar å montere et elementbygg. Vær, forsinkelser og ulykker er noen av faktorene som spiller inn. Men en tommelfingerregel er at det i gjennomsnitt monteres $50-100 [tonn]$ per dag, dvs $8 [timer]$ arbeidsdag. Siden bygget ikke enda er reist, så må det bare antas at det monteres $75 [tonn]$ på en arbeidsdag. Fra Spenncon har de oppgitt at

monteringskostanden er $3000 \left[\frac{kr}{time} \right]$. Dette innebærer lønn og krankostnader.

Må begynne å regne ut antall tonn som må monteres på bygget. Antar at densiteten på den armerte betongen er $2400 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$. Flatemassen finnes ved å multiplisere densiteten med tykkelsen på konstruksjonen. Flatemassen til HD200 med $10 [mm]$

avretting er $290 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$. Areal for hulldekkene kan finnes i tab.9.3, der kjellergolvet ikke er medtatt. For veggelementene finnes arealet i tab.9.4. Vekten finnes ved å multiplisere flatemassene med arealet. Antar videre at det tar 1 dag å montere veggbankettene og trappene.

Konstruksjonsdel	Densitet $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$	Tykkelse $[m]$	Flatemasse $\left[\frac{kg}{m^2} \right]$	Areal $[m^2]$	Vekt $[tonn]$
HD 200			290	999,5	289,86
Veggelementene	2400	0,2	480	682,5	327,6

(Tabell 9.5 viser vekten av hulldekkene og veggene)

For å finne hvor mange timer dette tar, så går det med 1 dag, $8[timer]$, å montere $75[tonn]$.

Antall timer å montere hulldekkene:

$$n = \frac{289,86}{75,0} = 3,86[dager] \Rightarrow 3,86 \times 8,0 = 30,88[timer]$$

Antall timer å montere veggelementene:

$$n = \frac{327,6}{75,0} = 4,37[dager] \Rightarrow 4,37 \times 8,0 = 34,96[timer]$$

Antall timer å montere trapper og veggbanketter:

$$n = 1,0[dag] \Rightarrow 1,0 \times 8,0 = 8,0[timer]$$

Pris for montering:

$$k_{mont} = 3000(30,88 + 34,96 + 8,0) = 221520[kr]$$

9.3.2 PLASSTØPT BETONG

Pumping:

Betongen til veggene, dekkene, veggbankettene og trappene skal pumpes. Til kjellergolvet og veggbankettene kan det brukes hydraulisk renne. Ser på dette i punkt under. Prisen for pumping av betong er $30 \left[\frac{kr}{m^3} \right]$. Fra tab.9.3 og 9.4 har man nødvendig kubikk med pumpet betong.

$$V_{pumpet} = 377,5 + 136,5 + 10,32 + 21,19 = 545,51[m^3]$$

Pris for å pumpe betongen:

$$k_{pumpe} = 30 \times 545,51 = 16365 [kr]$$

Til pumpingen trengs en pumpe. Antar at det brukes en tårnpumpe med rekkevidde 32 – 40[m], slik at det ikke trengs slangeutlegg. Kostnaden for å bruke tårnpumpen på byggeplassen er $1090 \left[\frac{kr}{time} \right]$. Vanlig pumpekapasitet for slike tårnpumper er $20 \left[\frac{m^3}{time} \right]$. Finner hvor lenge det tar å pumpe betongen med en slik pumpe for hver konstruksjonsdel.

Konstruksjonsdel:	Kubikk [m ³]	Tid [timer]
Kjellergolv	27,66	1,38
Veggbanketter	21,19	1,06
Kjellervegger	40,92	2,05
Dekke 1 etasje	116,54	5,83
Vegger 1 etasje	39,85	1,99
Dekke loftsetasje	116,54	5,83
Vegger loftsetasje	37,43	1,87
Tak	107,52	5,38
Sjakt	18,3	0,92
Trapper	10,32	0,52
Sum		26,83

(Tabell 9.6 viser oversikt over pumpetidene)

Pris for å ha tårnpumpen på byggeplassen:

$$k_{tårn,p} = 1090 \times 26,83 = 29245 [kr]$$

Hydraulisk renne:

Til kjellergolvet og veggbankettene kunne det blitt brukt hydraulisk renne. Prislisten fra Sandes Betong AS tilsier at ved bruk av 9[m] hydraulisk renne, så er koster det 380[kr] for 4[m³], og utover det koster det $95 \left[\frac{kr}{m^3} \right]$.

Kjellergolvet og veggbankettene utgjør et total volum på

$$V_{kj,bank} = 106,46 + 21,19 = 127,65 [m^3]$$

Pris for å bruke hydraulisk renne:

$$k_{hyd} = 30 + 95(127,65 - 4,0) = 12127 [kr]$$

Noe som er betydelig mye mer enn hva det koster for å pumpe dette betong volumet. Velger å pumpe å betong konstruksjonsdelene.

9.4 KONKLUSJON ØKONOMI

Dette kapitlet er skrevet for å sette økonomi i perspektiv og ikke sammenligne, siden flere leverandører har oppgitt forskjellige priser, samt prisene er ca. priser. Pris for forskaling og arbeidet der er ikke funnet. Dersom denne kostanden hadde blitt medregnet for plasstøpt betong, så ville den totale kostnaden for bruk av plasstøpt betong blitt mye høyere. Det samme gjelder for arbeid til utstøpningen. Men en sammenligning på pris for elementer og selve betongen brukt til plasstøpt konstruksjonsdeler, så er bruken av element mye dyrere, med tanke på produksjonen. En faktor som drog kostnaden opp for bruken av elementene var den høye prisen for veggelementene. En bedre løsning kunne vært å bruke hulldekker til dekkene, men bruke plasstøpt betong til veggene. I stedet for å kjøre den plasstøpte betongen fra Sandnes, kunne det blitt brukt et mer nærliggende støperi, for å spare transportkostnader. Det samme for elementene. Ved ettertanke kunne det også vært lure å bruke asfalt i stedet for plasstøpt betong til kjelleretasjen.

10 REFERANSER

- Betongelementbøkene, 2006
- Svein I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner 2. utgave*
- Stefan Johansen, *TKT 4215 Concrete Technology 2009*
- Eilert Mariero, *Betongkonstruksjoner kompendium 2004-2005*
- Sintef Byggforsk kunnskapssystemer
- Norcem, *Betongboka*
- Norges betongindustriforbund, *konstruksjonshåndbok betongelementer*
- Svein M. Forthun, *Slakkarmert Betong 1991*
- Knut Røhne, Kjell Vangestad, *Betongkonstruksjoner 1992*
- Arve Larsen, *Forskalingsboka*
- www.spenncon.no
- www.sandnesbetong.no
- www.blockberge.no
- www.heidelbergcement.no
- www.vegvesen.no
- www.norelement.no
- www.nordland-betongelement.no
- www.rockwool.no
- www.brannmurbetong.no
- www.tekna.no
- www.gyproc.no
-

11 VEDLEGG