



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave

Spjelkavik Videregående Skole

714, 716 og 730

Totalt antall sider inkludert forsiden: 199

Innlevert Ålesund, 23.05.2016

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

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

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Kristian Normann

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

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

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

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

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

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

Dato: 19.05.2016

FORORD

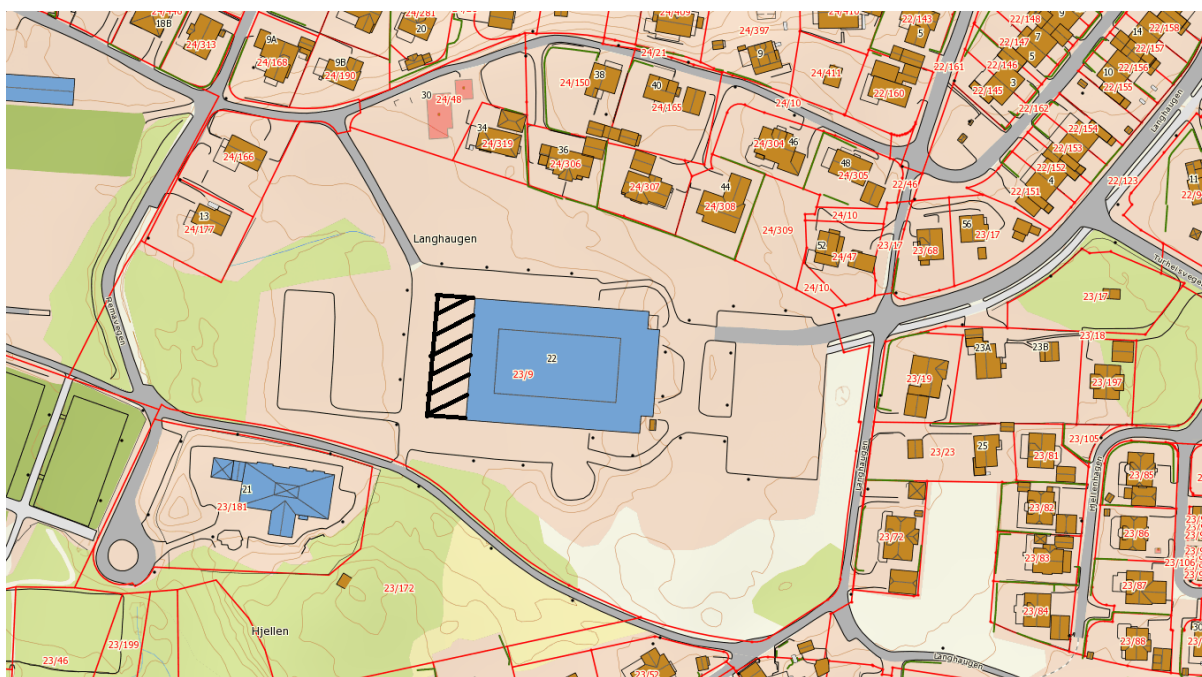
Dette hovedprosjektet er et resultat av en byggingeniørutdanning med konstruksjon som spesialisering ved NTNU i Ålesund. Prosjektet er utført våren 2016 og tar for seg utvidelsen av Spjelkavik videregående skole.

I samarbeid med Rambøll Ålesund og veileder satte vi oss noen mål i forprosjektet som denne oppgaven er basert på. Ønsket var å se nærmere på dimensjonering av bæresystem, jordskjelvsanalyse og 3D modellering. Her har hovedhensikten vært å få et innblikk i hvordan et konsulentfirma jobber, for så å gå videre med den kunnskapen vi har tilegnet oss etter tre år på skolebenken.

Vi vil gjerne rette en stor takk til oppdragsgiver Rambøll Ålesund for god oppfølging, råd og for kontorplass. Veileder Kristian Normann har også vært svært behjelpelig, takk.

14. mai 2016 Ålesund

Lars Chr. Langø Eirik Bø Espen Osen



Innholdsfortegnelse

SAMMENDRAG.....	9
TERMINOLOGI.....	10
1 INNLEDNING.....	13
2 METODE OG VERKTØY.....	15
2.1 DATA.....	15
2.2 METODE.....	15
2.3 PROGRAMMER.....	15
2.3.1 <i>Ove Sletten</i>	15
2.3.2 <i>Revit</i>	16
2.3.3 <i>FEM-design</i>	16
2.4 BIM.....	16
3 LITTERATUR.....	18
3.1 INNLEDNING.....	18
3.2 LASTFORUTSETNINGER.....	18
3.2.1 <i>Nytte- og egenlast</i>	18
3.2.2 <i>Snølast</i>	19
3.2.3 <i>Vindlast</i>	20
3.2.4 <i>Seismiske laster</i>	20
3.3 LOVVERK OG STANDARDER.....	21
3.3.1 <i>Plan og bygningsloven</i>	21
3.3.2 <i>Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 10)</i>	22
4 VALG AV BÆRESYSTEM.....	23
4.1 INNLEDNING.....	23
4.2 GRUNNFORHOLD.....	23
4.3 FUNDAMENT.....	24
4.4 MATERIALER.....	24
4.4.1 <i>Tre</i>	24
4.4.2 <i>Stål</i>	26
4.4.3 <i>Betong</i>	27
4.5 VURDERINGSKRITERIER.....	30
4.6 KONKLUSJON FOR VALG AV BÆRESYSTEM.....	31
5 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG.....	32
5.1 INNLEDNING.....	32
5.2 GRUNNLEGGENDE FORUTSETNINGER.....	32
5.2.1 <i>Pålitelighetsklasse og kontrollklasse</i>	32
5.2.2 <i>Dimensjonerende brukstid og bestandighet</i>	33
5.2.3 <i>Belastninger</i>	33
5.2.4 <i>Sikkerhet ved brann</i>	35
5.2.5 <i>Kvalitet og krav til materialer og konstruksjonsdeler</i>	38
5.3 SEISMIKK.....	39
5.3.1 <i>Grunnleggende prinsipper for dimensjonering</i>	39
5.3.2 <i>Grunnleggende krav</i>	40
5.3.3 <i>Grunnforhold</i>	41

5.3.4	Seismisk sone.....	42
5.3.5	Utelatelseskriterier.....	43
6	DETALJEBESKRIVELSE AV BÆRESYSTEM.....	44
6.1	FUNDAMENTER.....	44
6.2	SØYLER.....	47
6.3	BJELKER.....	47
6.4	BRANNISOLERING MED STEINULLSPLATER.....	48
6.5	BETONG HULLDEKKE.....	51
6.5.1	Påstøp.....	52
6.6	LETT-TAK.....	53
6.7	STABILITET.....	54
6.8	DUKTILITET.....	56
6.9	KNUTEPUNKT.....	57
6.10	OPPLEGG OG FORANKRING.....	60
7	DRØFTING AV RESULTAT.....	62
8	KONKLUSJON.....	64
9	REFERANSER.....	66
	VEDLEGG.....	71

FIGURLISTE

Figur 1	BIM illustrasjon [32]	17
Figur 2	Kart som viser de 99 jordskjelvene kjent av mennesker i Norge de siste 10 år. [5]	21
Figur 3	Limtre tverrsnitt.....	25
Figur 4	Stålprofiler [34]	27
Figur 5	Prinsippskisse for snølast beregning inn mot vegg	34
Figur 6	Seismiske soner for Sør-Norge [31]	42
Figur 7	Fundamentplan til tilbygget.....	44
Figur 8	Oppbygging av betonggulv [33].....	45
Figur 9	Brannisolering med steinullplater [17].....	47
Figur 10	Brannisolering med branngips [17].....	48
Figur 11	Eksempel på brannisolering av søyler [36]	49
Figur 12	Brann dimensjonering av HSQ-bjelke [28].....	50
Figur 13	Eksempel på brannisolering av HSQ-bjelke (Paroc).....	51
Figur 14	Eksempel på hulldekke.....	51
Figur 15	Belastningsdiagram for hulldekker [39].....	52
Figur 16	Prinsipiell oppbygging av Lett-Tak elementer [27]	53
Figur 17	Skivevirkning representativt for Lett-Tak (NS-EN 1993-1-3, figur 10.12 og 10.13) [27]	54
Figur 18	Overføring av horisontalkrefter fra hulldekke skive til vindkryss i vegg [24].....	54
Figur 19	Skisse av påstøp brukt som horisontal skive [41]	55
Figur 20	Prinsippskisse av fugearmering av hulldekker [40]	56
Figur 21	Sammenheng mellom moment og rotasjon for knutepunkt [25].....	57
Figur 22	Overgang søyle/bjelke på nord og sør vegg	58
Figur 23	Festing av IPE-bjelke inn mot betongvegg	58
Figur 24	Oppleggslengde [24]	60
Figur 25	Tosidig opplegg på hatteprofil [24].....	61
Figur 26	Ensidig opplegg på valset profil [24]	61

TABELLISTE

Tabell 1	Lastfaktorer γ inkludert Ψ -faktorer for bruksgrensetilstand [4]	19
Tabell 2	Lastfaktorer γ inkludert kombinasjonsfaktorer (ξ og Ψ) ved forenklet påvisning i bruddgrensetilstanden i pålitelighetsklasse 3 [4]	19
Tabell 3	Mekaniske egenskaper for konstruksjonsstål [12]	26
Tabell 4	Dimensjonerende trykkfasthet, tøyninger og eksponent [35]	28
Tabell 5	Fordeler og ulemper med de forskjellige bærematerialene	30
Tabell 6	Definisjon av konsekvensklasse [29]	32
Tabell 7	Veiledende dimensjonerende brukstid	33
Tabell 8	Risikoklasser [9]	36
Tabell 9	Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasser [9]	36
Tabell 10	Tabell over de ulike brannklassene [9]	37
Tabell 11	Tabell over brannklassene (BKL) [9]	37
Tabell 12	Bærende bygningsdeler brannmotstand avhengig av brannklasse [9]	38
Tabell 13	Bygningsdeler	39
Tabell 14	Seismiske klasser for bygninger [31]	41
Tabell 15	Grunntyper [31]	41
Tabell 16	Gulvklasse med nødvendig tykkelse på betong	46
Tabell 17	Frostmengde og tilhørende nødvendig isolasjon	46
Tabell 18	Isolasjonstykkelse i forhold til u-verdi	47
Tabell 19	Brannisolering med steinullplater [17]	49

SAMMENDRAG

Målet med denne oppgaven var å 3D-modellere og dimensjonere den bærende konstruksjonen til det nye tilbygget på Spjelkavik videregående skole. Arbeidet har hatt grunnlag i arkitekttegninger tegnet av Skylstad Arkitektur AS. Det er gjort en vurdering av materialvalg med hensyn på bygningsmessig påvirkning, økonomi, miljø, fleksibilitet og visuell kvalitet.

I startfasen ble det sett på mye relevant og grunnleggende teori for oppgaven. Der vi var innom fagbøker, standarder, eurokoder, internettsider og gamle prosjektrapporter. Noe som gav oss et teoretisk og dimensjonerende grunnlag for oppgaven. Dette gav oss også grunnlag for å velge en konstruksjon med stålsøyler, stålbjelker og betong hulldekke.

For dimensjonering av bæresystemet ble det laget en enkel 3D-modell av bygget i FEM-Design. Egenlaster blir definert automatisk av programmet etter valg av konstruksjonsdeler. Nyttelaster og andre laster som vind og snø er laster som vi fant parametere for i dimensjoneringsgrunnlaget for å legge inn manuelt i programmet. Det ble også manuelt lagt inn ulike lastkombinasjoner, der FEM-Design velger hvilken kombinasjon som er mest ugunstig av innlagte lastkombinasjoner. Fundament ble dimensjonert i Ove Sletten Btsnitt.

Jordskjelvberegningen ble generert i FEM-Design. Av de ulike lastkombinasjonene ser vi at vind er en mer ugunstig last enn jordskjelv, derfor er ikke jordskjelv en dimensjonerende last. Som kontroll på beregningene fra FEM-Design har det blitt tatt et utvalg av de ulike konstruksjonsdelene og kontrollert for hånd. Eksempelvis en bjelke, en søyle, sveis og fotplater. De manuelle beregningene ble ført inn i regnearket Mathcad.

Når dimensjoneringen var fullført og alle dimensjoner var valgt ble konstruksjonen 3D-modellert i Revit. I tillegg til 3D-modeller har vi produsert arbeidstegninger i alt fra plan til detaljer.

Med dette er prosjektet gjennomført i henhold til problemstilling. Viktig å vise til at problemstillingen ikke dekker en fullstendig prosjektering av bygget, men bare den bærende konstruksjonen. Så en totalprosjektering av bygget vil være den naturlige fortsettelsen på dette prosjektet.

TERMINOLOGI

Forkortelser:

TEK10 –	byggeteknisk forskrift med veiledning
PBL –	plan og bygningsloven
BIM –	byggningsinformasjonsmodell
VVS –	varme, ventilasjon og sanitet
VGS –	videregående skole
EC –	eurokode
NS –	Norsk standard
NS-EN –	standard utarbeidet i Europa og brukt som Norsk standard
m.o.h –	meter over havet
Am –	eksponert omkrets
V –	tverrsnittsareal
REI –	bæreevne, integritet og isolasjon
HD -	hulldekke

Snølast

h –	høyde
s_k –	karakteristisk snølast på mark på byggestedet
μ -	formfaktor

Vindlast

k_w –	vindlastfaktor
V_b –	referansevindhastighet
Q_p –	hastighetstrykket
z –	referansehøyde

Seismikk

a_{g40Hz} –	dimensjonerende grunnakselerasjon for grunnforhold
S –	forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforhold

S_d – dimensjoneringspektret
 v_1 – seismisk faktor

Beregninger

A – areal
 A_{eff} – effektivt tverrsnittsareal
 A_s – spenningsareal, armeringsareal
 A_v – skjærareal
 E – elastisitetsmodul
 $F_{v,Rd}$ – dimensjonerende avskjæringskapasitet
 G – egenlast
 I – annet arealmoment
 K – fasthetsklasse
 M_{Ed} – dimensjonerende moment
 M_{Rd} – dimensjonerende momentkapasitet
 N_{Ed} – dimensjonerende aksialkraft
 N_{Rd} – dimensjonerende kapasitet
 Q – nyttelast
 V_{Ed} – dimensjonerende skjærkraft
 V_{Rd} – dimensjonerende kapasitet i skjærkraft
 W – tverrsnittsmodul
 \emptyset – armeringsjernets diameter
 a – tykkelse i sveis
 c – momentfaktor
 c_{nom} – nominell overdekning
 d – tverrsnittets nødvendige effektive høyde
 d_{max} – nedbøyning
 f_{cc} – betongens dimensjonerende trykkfasthet
 f_{cd} – dimensjonerende trykkfasthet i betong
 f_{ck} – karakteristisk trykkfasthet i betong
 f_{ct} – betongens dimensjonerende strekkfasthet
 f_{st} – dimensjonerende strekkfasthet for jernet
 f_u – bruddspenning

f_y	flytespenning
f_{yd}	dimensjonerende flytespenning
i	treghetsradius
k_{yy}, k_{zy}	interaksjonsfaktor
k_{wt}	dimensjonsløst torsjonsparameter
l_{eff}	effektiv lengde
q_{Ed}	dimensjonerende last i bruddgrensetilstand
s	senteravstand mellom armeringsjern
z	indre momentarm
γ_m	materialfaktor
Ψ	grad av usymmetri
μ_{cr}	momentfaktor
λ_{LT}	relativ slankhet for vipping
χ_{LT}	reduksjonsfaktor for vipping
σ	normalspenning
β_w	korrelasjonsfaktor for sveis
τ	skjærspenning i sveisesnitt

1 INNLEDNING

Til vårt hovedprosjekt skal vi prosjektere et tilbygg ved Spjelkavik VGS (videregående skole) i Ålesund. Spjelkavik VGS ble bygget i 1978 og måler 5300m². For å utvide tilbudet ved skolen er det nå ønskelig å bygge ut skolen og Rambøll er godt i gang med prosjekteringen.

Tilbygget som vi skal dimensjonere blir en forlengelse av det allerede byggverket pluss et påbygg på taket. Den nye delen blir også 2 etasjer, påbygget på taket er et teknisk rom og blir ikke regnet som en etasje. Påbygget har et samlet brutto areal på 1670 m² og en grunnflate på 46 x 19m. Tilbygget inneholder klasserom, kontorer, grupperom og vaskerom. Det tekniske rommet på taket inneholder tekniske installasjoner.

I samarbeid med Rambøll har vi fått laget en oppgave der vi skal få et innblikk i hvordan et prosjekt arbeides med hos et konsulentfirma. Dette vil være veldig lærerikt for oss tre studenter da arbeidslivet snart står for tur. Oppgaven vår omhandler i hovedsak bæresystemet til tilbygget, der vi har fokus på følgende hovedtema:

- Teori om lastforutsetninger, lover og regler
- Valg av bæresystem
- Jordskjelvsanalyse
- Dimensjonering av valgt bæresystem i FEM-design
- 3D-modellering av tilbygget i Revit

I første del av oppgaven finner man teori delen om lastforutsetninger, lover, regler og hvilke materialer vi har sett på i forbindelse med valget av bæresystem. Hoveddelen inneholder en nærmere beskrivelse av valgt bæresystem og dimensjoneringen av dette. I oppgaven er det også utarbeidet en 3D modell for å danne et visuelt inntrykk av prosjektet. Til slutt kommer det en drøfting og konklusjon av resultatene.

I oppgaven må vi avgrense enkelte temaer siden de krever mer tid enn det vi har til rådighet. Vi har sett på tilbygget som en avskilt del fra eksisterende bygg og kun sett på bæresystemet. Det skal også bygges et teknisk rom som ligger delt mellom tilbygg og eksisterende bygg. Her

har vi kun sett på den delen av rommet som ligger på tilbyggets side. Det er ikke tatt nevneverdige hensyn til lydkrav og tekniske installasjoner.

Resultatet kommer ikke til å bli brukt av Rambøll da de allerede er godt i gang med prosjekteringen.

2 METODE OG VERKTØY

2.1 Data

Informasjonsgrunnlaget for tilbygget har vi innhentet fra Rambøll. Siden vi har kontorplass i deres lokaler har dokumenter fra arkitekt og anbudspapirer vært lett tilgjengelig. De har også bidratt med råd og erfaringer gjort ved tidligere prosjekt. En del informasjon har vi hentet fra lærebøker og sikre internett kilder. Innføring i de aktuelle dataprogrammene ble stort sett gjort via filmer på internett og tips fra ansatte hos Rambøll. Ved noen anledninger har vi også sendt e-post til aktører i bransjen for å sikre oss god informasjon. Vår veileder har også kommet med gode råd.

2.2 Metode

Arbeidet med prosjektet har vært oppdelt i flere faser. I startfasen ble tiden brukt til litteraturstudium og samling av grunnleggende informasjon. Vi arbeidet stort sett individuelt i denne perioden og kvalitetssikret hverandre ukentlig.

Med mye teori som fundament gikk vi i gang med 3D-modellering og dimensjonering av bæresystemet etter Eurokodene, TEK10 (byggeteknisk forskrift) og PBL (plan og bygningsloven). I starten var det litt prøving og feiling før vi løste koden og kom frem til et godt resultat. Tilslutt ble rapporten finskrevet, justert og alle tegninger og vedlegg utarbeidet.

2.3 Programmer

2.3.1 Ove Sletten

Ove Sletten sitt beregningsprogram, Btsnitt har vært et nyttig verktøy i beregningene våre av fundament. Dette er et brukervennlig program der du velger hvilken type fundament som skal beregnes og fyller inn nødvendige data som lastfaktorer, grunnforhold og krefter. Vi brukte lastene fra FEM-design som grunnlag.

2.3.2 Revit

Revit 2015 er et modelleringsprogram spesielt utviklet for bygningsinformasjonsmodellering (BIM). Her kan alle de involverte i prosjekteringsfasen, arkitekt, konsulent, VVS og elektro, samarbeide på den samme 3D-modellen[1]. Modellen er synkronisert opp mot en data-base der eventuelle endringer underveis oppdateres og holder alle parter informert om dette. Ut fra 3D-modellen kan det hentes ut detaljerte tegninger med målsetting i 2D av for eksempel planløsningen, etasjehøyder og snitt-tegninger.

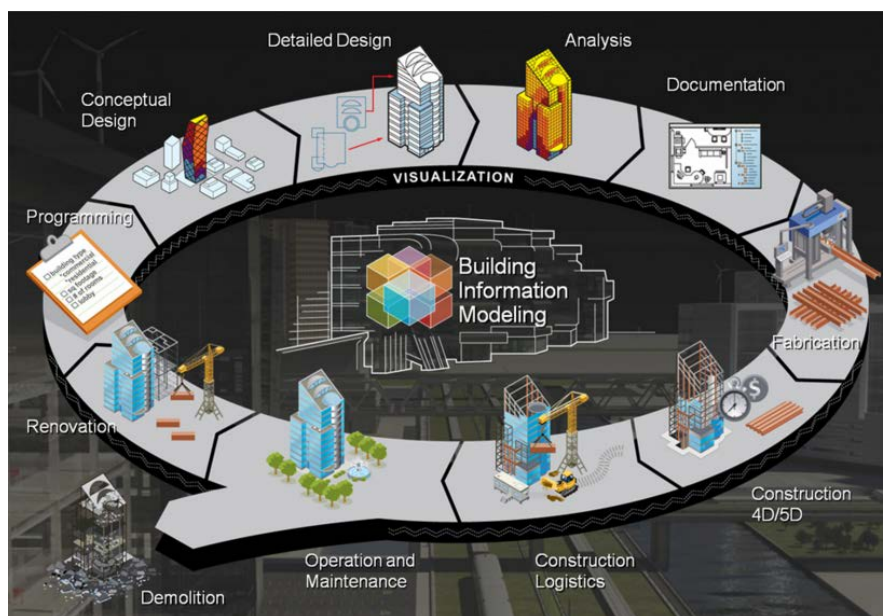
2.3.3 FEM-design

Med FEM-Design modelleres alt fra enkle til kompliserte konstruksjoner i 3D og analyserer de nøyaktig. I programmet utfører man statikk, dynamikk, stabilitet, jordskjelvanalyser og dimensjonering av stål, betong og tre etter Eurokode. Resultatene vises med avansert grafikk eller som animasjon. FEM-Design er veldig brukervennlig og man kan koble det opp mot Revit modellen. [2]

2.4 BIM

Bygningsinformasjonsmodellering (BIM) er systemer der det modelleres bygninger og andre byggverk av detaljerte objekter. Alle objektene får tildelt egenskaper og hvordan de virker mot hverandre. Om et objekt for eksempel endres vil benyttet program fortelle konsekvensene ved endringen. De som har ansvaret for prosjekteringen utarbeider en 3D datamodel som inneholder informasjon om for eksempel areal, volum, navn, planløsning og oversikt over materialer. BIM kan brukes til kalkulasjon der man legger inn informasjon om dører, vinduer, brann- og lydkrav. Derav får man en tydelig oversikt over typer varer som må bestilles. Om BIM brukes blir konflikter og kollisjoner mellom de ulike byggfagenes konstruksjoner synlig og kan dermed rettes opp i prosjekteringsfasen. Modellen vil da varsle om feil som ville oppstått under selve byggingen og vil spare byggherren for unødvendige kostnader. Prosjekter som 3D modelleres gjør det lettere for ulike aktører og beslutningstakere å kommunisere.

All informasjon om bygget ned på detaljnivå vil være tilgjengelig også etter det er ferdig bygd, noe som vil gjøre forvaltningen i etterkant lettere. Så om en glassrute knuses kan for eksempel vaktmesteren gå inn i systemet å hente ut informasjonen om den aktuelle glassruten å bestille en ny. [3]



Figur 1 BIM illustrasjon [32]

For at de som bruker BIM skal jobbe mest mulig effektivt må alle dele BIM gjennom et standardisert filformat, som IFC, som beskrives gjennom buildingSMART. Det er buildingSMART som utvikler og vedlikeholder standarder for digitalisering av byggenæringen på åpne formater og har tre internasjonale standarder som beskriver og støtter byggeprosjekter.

Vi hadde som mål å kjøre en kollisjonskontroll opp imot de forskjellige fagene med vår 3D modell. Etter å ha forhørt oss med veileder hos Rambøll fant vi ut at dette krevde omfattende ressursbruk på å lære oss dataprogram og koordinere vår modell inn i gjeldende situasjon. Vi bestemte oss da for å ikke gå videre med dette og heller prøve å få et intervju med BIM-koordinator for Spjelkavik VGS. Håpet var å få litt mere kunnskap om hvordan BIM fungerer i praktisk sammenheng. Dessverre hadde han altfor mye å gjøre til at det lot seg gjennomføre.

3 LITTERATUR

3.1 Innledning

I dette kapitlet har vi hentet inn informasjon om snølast, vindlast, seismiske laster, nytte- og egenlast og skrevet om hvordan disse lastene påvirker konstruksjonen og hva som må tas hensyn til. Vi har også sett på hvilke lover som er med på å forme rammene til skolens bæresystem.

3.2 Lastforutsetninger

3.2.1 Nytte- og egenlast

Nyttelast

Nyttelast blir definert som en variabel last. Typiske nyttelaster som forekommer i et skolebygg er tyngden av personer og flyttbart inventar som for eksempel pulter. Basert på erfaring er det mulig å gjøre en beregning av disse lastene før bygningen tas i bruk. Nyttelastene for ulike bygninger som bolighus, kontorer, samlingslokaler er derfor beskrevet i Norsk standard. Ved dimensjonering må det tas hensyn til at det kan forekomme bruksendringer i de ulike lokalene. [4]

Egenlast

Med egenlast menes konstruksjonens egen tyngde. Noe som gjør egenlasten til en permanent last. Den eksakte egenlasten blir beregnet ut fra tyngdetetthet til produktet og brukt volum. I SINTEF byggforsk sine detaljblader kan man finne ferdig utregnet egenlaster per arealenheter for hele konstruksjonsdeler. For eksempel for bjelkelag med hulldekke som blir brukt i vårt tilfelle. [4]

Beregning av dimensjonerende lastvirkning

Beregning i bruksgrensetilstand brukes når det skal kontrolleres funksjonsdyktighet, som for eksempel nedbøying i bjelker. Ved en slik beregning trengs det ikke noe sikkerhet, siden vi vil ha frem de faktiske forskyvningene.

Tabell 1 Lastfaktorer γ inkludert Ψ -faktorer for bruksgrensetilstand [4]

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Q1}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

I bruddgrensetilstand blir det kontrollert at konstruksjonen har tilfredsstillende sannsynlighet for at den mest ugunstige lastvirkningen ikke gir brudd. I de ulike lastkombinasjonene ligger det inne lastfaktorer med sikkerhet og kombinasjonsfaktorer som tar hensyn til at det er redusert sannsynlighet for at de ulike lastene inntreffer samtidig.

Tabell 2 Lastfaktorer γ inkludert kombinasjonsfaktorer (ζ og Ψ) ved forenklet påvisning i bruddgrensetilstanden i pålitelighetsklasse 3 [4]

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variable last Q1	Øvrige variable laster Qi
	Ugunstig	Gunstig	$\gamma_{Q1\Psi 0,1}$	$\gamma_{Qi\Psi 0,1}$
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$		
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,0	1,05	1,05 (0,90)*
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,0	1,50	1,05 (0,90)*

3.2.2 Snølast

Snølasten er en last som varierer med tiden og årstiden. Den vil selvsagt også variere mye etter hvor i landet, om det er ved kysten eller på høyfjellet. I tillegg vil snømengden variere på mindre områder på grunn av topografiske forskjeller. Den karakteristiske snølasten på mark på en tomt blir beregnet ut fra grunnverdien for karakteristisk snølast i kommunen, høydegrensene for kommunen og snølasttillegg per 100 m. Grunnverdien for karakteristisk snølast i Ålesund kommune er 3,0 kN/m². På grunn av takets geometri vil snømengden på bakken og taket variere. Snølast på tak blir derfor beregnet av en formel som gir snølast på taket per m² horisontalprojeksjon. Som inneholder formfaktor, eksponeringsfaktor, termisk faktor og karakteristisk snølast på mark.

Formfaktoren på et tak blir angitt i forhold til blant annet takvinkel. Ved tak med nivåforskjeller blir det egne formfaktorer på grunn av oppsamling av snø inne ved veggen. Dette er et tilfelle vi vil få i prosjektet vårt. [4]

3.2.3 Vindlast

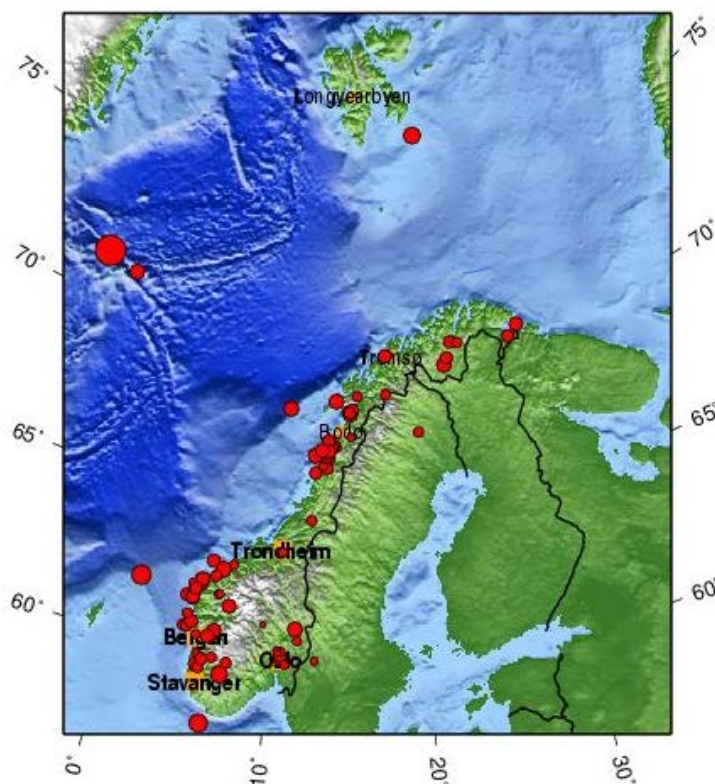
Vindlast er en variabel naturlast som varierer med tiden. Vindstyrken vil variere med høyde over bakken og formen på terrenget. Hvor mye ett bygg blir påvirket av vinden vil også variere på grunn av terrengruhet, andre bygg og geometri på selve bygget. Den karakteristiske vindbelastningen på ett bygg beregnes ut fra største vindhastigheten som i gjennomsnitt forekommer hvert 50. år. Denne vindhastigheten er den største som oppstår i vindkastene. Referansevindhastigheten defineres som gjennomsnittlig vindhastighet i en 10 minutt periode i en høyde på 10 m over et tenkt flatt landskap med spredt småbebyggelse eller trær, og med en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0,02. Referansevindhastigheten for Ålesund kommune er 29 m/s. [4]

3.2.4 Seismiske laster

Når vi tenker på Norge i dag, tenker vi ikke på et land som er utsatt for jordskjelv. Sannheten er at det ofte forekommer jordskjelv her til lands, men de er så små at de ikke merkes av mennesker. Norge er faktisk det landet i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv i dag [5]. Tidligere har det ikke vært krav til å ta hensyn til jordskjelv under dimensjonering av bygg, men i 2004 kom det første standardiserte kravet. I 2010 kom en mere oppdatert og strengere standard: NS-EN 1998-1+NA:2000-*Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger*. Også omtalt som Eurokode 8 (EC8). [6]

Når er jordskjelv inntreffer transporteres krefter i form av rystelser fra grunnen opp i den overliggende konstruksjonen og tilbake til grunnen. Dette fører til at grunnen begynner å riste, og det setter konstruksjonen i bevegelse. De belastningene som oppstår i grunnen og konstruksjonen blir svært kompliserte. For å forstå konstruksjonens oppførsel under og etter

en seismisk påkjenning er det viktig med et godt samarbeid mellom geoteknikker og byggeteknikker. [7]



Figur 2 Kart som viser de 99 jordskjelvene kjent av mennesker i Norge de siste 10 år. [5]

3.3 Lovverk og standarder

3.3.1 Plan og bygningsloven

Plan og bygningsloven (PBL) er den overordnede loven og gir det samlede rammeverket for planlegging og byggesak. Loven gjelder for hele landet, når ikke annet er bestemt.

Planlegging skal samle og organisere statlige, regionale og kommunale oppgaver. Planlegging er en avvenning mellom ulike interesser og legger føringer for arealbruk, samfunnsutvikling og det enkelte byggetiltak. Byggesaksbehandling etter loven skal sikre at tiltaket blir i samsvar med andre lover, forskrifter og planvedtak. Prinsippet om universell utforming skal ivaretas i planlegging og kravene til det enkelte byggverk. Planlegging og vedtak etter PBL skal sikre åpenhet, forutsigbarhet og medvirkning for alle berørte interesser og myndigheter. [8]

3.3.2 Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 10)

Hovedmålet til forskriften er å trekke opp grensen for det absolutte minimum av egenskaper et byggverk i Norge må ha for å oppføres lovlig. I veilederen til forskriften står det at det er tillat og ofte klokt å prosjektere og bygge bedre enn minimumskravene. Veilederen inneholder også en del råd om hvordan man skal få til dette. [9]

3.3.2.1 Konstruksjonssikkerhet

Kapittel 10 i TEK 10 omhandler konstruksjonssikkerheten til et bygg, hensikten med kravene er å ivareta liv og helse til personer som oppholder seg i eller på byggverket. Det vil si at utbyggingen av Spjelkavik VGS skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet for personer, og slik at det ikke oppstår sammenbrudd eller ulykker som fører til uakseptabelt store materielle eller samfunnsmessige skader. Materialer og produkter som blir valgt til bæresystemet skal ha slike egenskaper at grunnleggende krav til skolens mekaniske motstandsevne og stabilitet blir tilfredsstillt. Tilbygget til skolen skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og tilstrekkelig stivhet og stabilitet for laster om kan oppstå under fortatt bruk. Kravet gjelder under utførelse og endelig tilstand. [10]

4 VALG AV BÆRESYSTEM

4.1 Innledning

I dette kapittelet blir det tatt for seg grunnforholdene i skolens område og hvilke fundament som er aktuelle. Her kommer også fordeler med bruk av materialene tre, stål og betong i bæresystemer. Til slutt er materialene vurdert opp mot hverandre for å finne det beste materialet til vårt prosjekt.

4.2 Grunnforhold

Generelt

For et bygg- eller anleggsprosjekt vil grunnundersøkelser av massene på byggetomten være svært viktig. Grunnforholdene må kartlegges for å redusere usikkerheten av egenskapene til massene. Dette gjøres ved å utføre målinger in situ (sondeboring, prøveboring).

Laboratorieundersøkelser vil definere hvilke styrkeparametere og andre egenskaper jordmassene har. Resultatene vil gi et godt grunnlag for å vurdere hvilke fundamenteringsmetoder som kan benyttes. For eksempel om det er kort vei ned til fast fjell eller om det er lite bæredyktige masser som eventuelt må skiftes ut. [12,13]

Byggegrunnen

Ved prosjekteringen av Spjelkavik VGS i 1976, ble det foretatt grunnboringer av hele området. Resultatene vises i vedlegg 1.14. Det øvre laget består av matjord som varierer fra 350cm – 60cm i dybde. Under dette er det steinblandet leire og grus, eller fjell. Det er bestemt at nybygget kommer på vestsiden av eksisterende del. Her varierer dybden fra 0.7 til 4.2 meter ned til fast fjell og det kreves ikke store terrenginngrep for å fundamenteres. Rambøll har da fått oppgitt en grunnspenning på 500 kN/m^2 og det er dette tallet vi kommer til å beregne fundamentet ut i fra. [14]

4.3 Fundament

Hvordan et bygg skal fundamenteres blir bestemt av grunnforhold og konstruksjonens bæresystem. De øvrige lastene fra bygget skal overføres via fundamentet og ned i grunnen. Det er da viktig og få tallfestet grunnens bæreevne.

Ved høye laster og dårlig grunn kan en hel sålefundamentering være et godt valg. For å redusere faren for setninger graver man ut like mye masser som tilsvarer byggets tyngde, også kalt «kompensert fundamentering».

Er det synlig fjell eller liten dybde ned til fast fjell kan det støpes banketter rett på. Ligger det fjell under store mengder med masser kan det være aktuelt å ramme ned peler til de kommer i kontakt med fjellet. [12]

4.4 Materialer

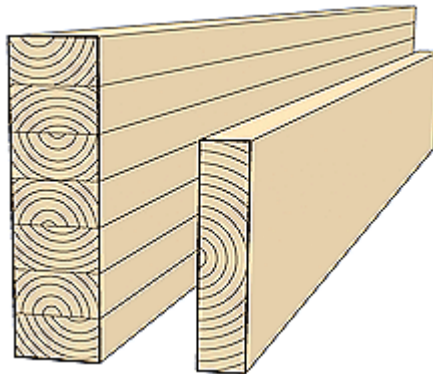
4.4.1 Tre

I Norge er bruken av limtre i konstruksjonssammenheng utbredt og ikke uten grunn. Tilgangen på råstoff gjør at tre generelt har vært et viktig konstruksjonsmateriale. Limtre har flere positive sider som bør trekkes frem:

- Stor styrke i forhold til vekt.
- Lett å bearbeide og sammenføye.
- Pen overflate.
- Gode varmeisolerende egenskaper.
- Kuver eller vrir seg ikke ved variasjoner i fuktinnholdet.

Limtre er satt sammen av styrkesorterte lameller med tykkelse 45mm. Lamellene fingerskjøtes og blir limt sammen for å oppnå ønsket lengde og dimensjoner. Standard dimensjoner på tverrsnitt er tykkelser på 90, 115 og 140 mm, og høyder fra 90mm til 600mm.

Bjelker og søyler av limtre kan leveres i mange former og størrelser der begrensingene er egentlig transport kapasiteten.



Figur 3 Limtre tverrsnitt

Fasthetsegenskapene til limtreet bestemmes av lamellenes kvalitet. Fasthetsklassen kommer frem av merkingen av produktet, for eksempel er standard fasthetsklasse for limtre L40C. Tallet sier hvilken karakteristisk bøyefasthet som gjelder, i dette tilfelle 40 N/mm^2 . Elastisitetsmodulen (E-modul) for et materiale beskriver forholdet mellom fastheten og forlengelse. Desto høyere E-modulen er, jo stivere er materialet. For Limtre L40C er E-modulen $10\,800 \text{ N/mm}^2$.

Dimensjoneringen skjer etter regler i NS-EN 1995 [6.6].

Limtre kan motstå brann godt da store tverrsnitt har høy brannmotstandsevne. Om konstruksjonen blir utsatt for brann vil forkullingen skje med en konstant hastighet på $0,7 \text{ mm}$ pr. minutt. Dette gjør at bæreevnen opprettholdes lengre enn hos andre materialer. Brannkvalifiseringen bestemmes etter Veiledning til Teknisk Forskrift til Plan og Bygningsloven 2010. [15]

4.4.2 Stål

Bæresystem i stål er mye anvendt i konstruksjoner som forretnings-, bolig-, kontor- eller skolebygg. Stål er et meget sterkt materiale og brukes ofte som et forsterkende element, for eksempel i armering i betong. En stålkonstruksjon gir en god fleksibilitet med lange spenn og åpne løsninger der bæresystemet blir helt eller delvis skjult i det ferdige bygget.

Fordeler:

- Kort byggetid
- Mindre dimensjoner
- Store spennvidder
- Miljøvennlig (gjenbruk)

De fleste stålkonstruksjoner utføres av konstruksjonsstål, som er en fellesbetegnelse for sveisbare legeringer av karbon og andre grunnstoffer. S355 er det mest brukte konstruksjonsstålet i Norge. S er symbolet for konstruksjonsstål og tallene angir flytespenningen i N/mm^2 . [16]

Tabell 3 Mekaniske egenskaper for konstruksjonsstål [12]

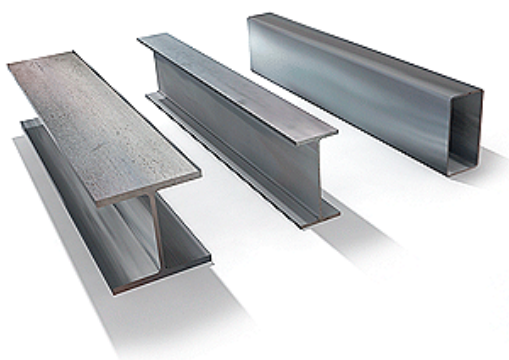
Stål	Flytespenning f_y (N/mm^2)	Bruddspenning f_u (N/mm^2)	Bruddforlengelse δ (%)
S235	235	360	24
S355	355	510	20
S420	420	540	18
S460	460	570	17

Elastisitetsmodulen er tilnærmet lik for alle konstruksjonsstål og settes til $2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$, vesentlig stivere enn for eksempel limtre. Stål er et homogent materiale og har liten variasjon i de mekaniske egenskapene sammenlignet med tre og betong. Stålproduksjonen foregår med streng kvalitetskontroll, så den statistiske spredningen på f_y er liten. På grunn av dette settes materialfaktoren i henhold til NS-EN 1993 lik $\gamma_{M1}=1,05$ ved dimensjonering.

Dimensjoneringen av stålkonstruksjoner utføres etter NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner (6.2).

Bjelke- eller søyleprofil blir valset i standardiserte profiler der betegnelser, geometrisk form, dimensjoner og toleranser blir oppgitt. Varmvalsede profiler blir oftest brukt i bæresystemet for industribygg, bygninger, broer og større bygninger. I sekundære konstruksjoner bruker man ofte lettere profiler som er produsert av tynne plater, bøyd i kald tilstand.

Stålkonstruksjoner på land må overflatebehandles for å hindre korrosjon. Behandlingen består vanligvis av rensing av stålets overflate, grunning, beskyttelsessjikt og et ytre dekkelag. [12]



Figur 4 Stålfiler [34]

Stålets fasthet reduseres ved økende temperatur. Stålets kritiske temperatur avhenger av konstruksjonene statiske utnyttelsesgrad [36]. Det er derfor viktig å brannisolere stålkonstruksjonen for å øke brannmotstanden. For skjulte stålfiler benyttes brannisolasjon, mens for synlige stålfiler påføres brannhemmende maling. Brannteknisk klassifisering skjer etter NS-EN 3919. [17]

4.4.3 Betong

Overalt i verden finner du konstruksjoner bestående av betong. Det blir brukt til bygging av broer, bygninger, oljeplattformer, tunneler og demninger for å nevne noen. Betong er et allsidig byggemateriale bestående av sement, vann, tilslag og tilsetningsstoffer. Når dette blandes sammen vil sementen reagere kjemisk med vannet, gjennomgå en herdeprosess og resultatet blir betong.

Betong absorberer varme og virker selvisolerende ved temperaturpåvirkninger. Her er det avstanden fra betongens ytterflate til armeringen (overdekning) som bestemmer hvilken brannklasse betongkonstruksjonen får.

Fasthetsegenskaper

Betong produseres i forskjellige kvaliteter, der blandingsforholdene er avgjørende for hvilken betongkvalitet som oppnås. Norsk Standard, NS-EN 206-1 klassifiserer betong etter de to viktigste egenskapene til materialet: fasthet og bestandighet.

Tabell 4 Dimensjonerende trykkfasthet, tøyninger og eksponent [35]

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B55	B65	B75	B85	B95
f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	55	65	75	85	95
f_{cd} (MPa)	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	31,2	36,8	42,5	48,2	53,8
n	2	2	2	2	2	2	1,75	1,53	1,43	1,4	1,4
ϵ_{c2} (‰)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2	2,35	2,45	2,55	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,8	2,65	2,6	2,6

På grunn av at betongens elastisitetsmodul er avhengig av fastheten, er det ikke nødvendig å klassifisere betong etter stivhet. Betong er meget sterk mot trykkspenninger, men veldig svak for strekkspenninger. For å kompensere for dette armeres betongen med armeringsstål. Betongen støpes i former etter ønsket utforming. I en byggeprosess kan det benyttes enten plaststøpt betong eller pre-fabrikkerte elementer. [12,18]

Plaststøpt betong

Betongkonstruksjonen blir støpt og herdet på byggeplassen.

Fordeler:

- Kan justere/forme underveis
- Stabile bygg
- Færre skjøter som kan forårsake kuldebro
- Vanntett

Prefabrikkerte elementer

Betongelementer som blir produsert på fabrikk og fraktet ut til byggeplass.

Fordeler:

- Sparer plass på arbeidsplass
- Rask byggetid
- Mulighet for store spenn

Nedbrytning

Betong er som alle andre materialer, ikke evigvarende. Om det ikke blir tatt hensyn til hvilket miljø betongkonstruksjonen skal stå i eller utformingen, kan nedbrytningen skje raskt.

Påkjenningene kan være mekanisk, kjemisk eller frost. Vann som blir liggende på flater kan også være et problem, og spesielt hvis man har en betongskjøt på samme plass. Et typisk punkt vann kan bli liggende er på fundamentet og inn mot pilasteren, her er det også en støpeskjøt som vannet lettere kan trenge inn i. Det er vanlig å legge inn et fall på toppen av fundamentet på 1:50.

Mekanisk nedbryting er når betongen blir utsatt for stor slitasje. Dette kan være at konstruksjonen blir utsatt for større last enn beregnet eller at overdekningen slites bort og armeringen blir blottlagt.

Kjemisk nedbryting av betong innebærer en endring av materialets kjemiske sammensetning. Den kjemiske reaksjonen mellom betong og et fremmed stoff kan oppløse bindemiddelet i betongen eller øke volumet på et stoff og dermed virke sprengende på betongen.

Frostskader kan bryte ned betongen. Betong er et porøst material og trekker til seg vann. Om vannet trenger inn i luftporene og fryser til is vil dette sprengne i stykker betongen. [19]

4.5 Vurderingskriterier

I vurderingsgrunnlaget for valg av bæresystem og material har vi lagt vekt på bygningsmessig påvirkning, økonomi, miljø, fleksibilitet og visuell kvalitet. [20,21,22]

- Bygningsmessig påvirkning i den forstand at bæresystemet må ha tilstrekkelig bærekapasitet og tåle påkjenningene fra en brann.
- I grove trekk velger vi den mest økonomiske løsningen som tilfredsstillende alle krav.
- Miljø er et viktig tema i dagens samfunn og kan ha stor innvirkning på hvilke materialer som kan brukes i bæresystemet.
- Fleksibilitet er viktig med tanke på det blir en del lange spennvidder. Det vil også være viktig i forhold til takhøyde på bygget med tanke på at det skal være tekniske installasjoner i etasjeskilleren.
- Visuell kvalitet er viktig for estetikken i bygget.

Tabell 5 Fordeler og ulemper med de forskjellige bærematerialene

Vurderingskriterier		
Bygningsmessig påvirkning		
	Fordeler	Ulemper
Tre	Gode brannegenskaper, da forkulling av trevirket sinker prosessen og bæreevnen opprettholdes.	Limtre egner seg ikke til lengere spenn med så høy nyttelast.
Betong	Veldig brannsikkert, så lenge det er tilstrekkelig overdekning til armering. Egner seg som søyler da betong tåler mye trykk.	
Stål	Kan ta opp store trykk og strekkrefter, egner seg som søyler og bjelker da det tar lange spenn.	Ikke spesielt gode egenskaper mot brann hvis det ikke blir behandlet. F.eks. brannmaling eller at det blir kledd inn.
Økonomi		
	Fordeler	Ulemper
Tre	Er det billigste materialet.	
Betong		Er det dyreste materialet.
Stål	Kjapt å montere i forhold til de to andre. Billigere enn betong.	Krever mere og bedre planlegging.
Miljø		
	Fordeler	Ulemper
Tre	Lite klimautslipp knyttet til produksjon. Kan resirkuleres. Fornybar ressurskilde.	Kort levetid og krever jevnlig vedlikehold.

Betong	Kan gjenbrukes til produksjon av ny betong. I betongens levetid tar den opp 13-70 % av CO ₂ utslippet som kommer av fremstillingen.	Energikrevende fremstillingsprosess, slipper ut mye CO ₂
Stål	Kan brukes på nytt, enten ved omsmelting eller i eksisterende form.	Utvinning av jernmalm har stor klimabelastning. Fremstilling av stål krever mye energi.
Fleksibilitet		
	Fordeler	Ulemper
Tre	Lett å jobbe med, lett å gjøre forandringer på byggeplass.	Store dimensjoner over lenger spenn. Høye etasjeskillere siden tekniske installasjoner må ligge under. Må ha flere bærende vegger.
Betong	Med søyler står man mere fritt til å velge romfordeling etter ønske. Kan ta store spenn.	Kan gi høye etasjeskillere.
Stål	Bruk av søyler gir stor frihet til å velge romfordeling etter ønske. Kan ta store spenn. Lite areal i forhold til styrke. Med HSQ bjelker får man lave etasjeskillere.	
Visuell kvalitet		
	Fordeler	Ulemper
Tre	Er et fint materiale, passer godt til visende bæresystem	
Betong		Ikke spesielt fint om ikke behandlet.
Stål	Lett å få hele bæresystemet skjult i vegger å få slette og fine flater.	Synlige stålkonstruksjoner er som regel ikke spesielt pent.

4.6 Konklusjon for valg av bæresystem

Ut ifra de kriteriene gitt i kapittel 4.5 har vi kommet fram til at den beste løsningen for bæresystemet til skolen er en kombinasjon av bjelker og søyler i stål og betong i etasjeskilleren. Med denne kombinasjonen er det mulig å få et bæresystem som tar lange spenn og samtidig er arealeffektivt. Betongen i etasjeskilleren har gode egenskaper mot brann, stålet i søyler og bjelker blir enten kledd inn i vegger eller behandlet med brannhemmende maling. Denne kombinasjonen er også veldig tidseffektiv og kan gi en god økonomi i prosjektet.

Etter å ha forhørt oss med ansatte hos Rambøll har vi funnet ut at det som blir mest vektlagt er fleksibilitet og økonomi. Og spesielt fleksibilitet da skolebygg oftere kan ha bruk for å endre planløsningen.

5 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

5.1 Innledning

Her i det kommende kapitlet er det beskrevet hvilke krav som skal følges for videre dimensjonering. Det stilles strenge krav til pålitelighet og valg av materialer til byggverk som er av denne størrelse og som mange folk skal oppholde seg i samtidig.

5.2 Grunnleggende forutsetninger

5.2.1 Pålitelighetsklasse og kontrollklasse

Pålitelighetsklassen til bærekonstruksjonen vurderes og velges i henhold til TEK10 og NS-EN 1990:2002+NA:2008. Bæresystemet vårt kommer i konsekvensklasse 2 som vist under, som igjen gir at vi kommer i pålitelighetsklasse 2.

Tabell 6 Definisjon av konsekvensklasse [29]

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Byggverk i pålitelighetsklasse 2 gir anbefalt minstekrav for kontroll av beregninger, tegninger og spesifikasjoner ved andre personer enn dem som opprinnelig hadde ansvaret.

5.2.2 Dimensjonerende brukstid og bestandighet

Bæresystemet prosjekteres med krav til bestandighet ut i fra bygningens dimensjonerende brukstid, som i henhold til NS-EN 1990:2002+NA:2008 er 50 år.

Tabell 7 Veiledende dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler
1	10	Midlertidige konstruksjoner ¹
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lagere osv.
3	15 til 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

¹ Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

Maksimal nedbøyning fra dimensjonerende laster på bjelker og dekker er $L/300$ etter NS-EN 1900:2002+NA:2008 [29]

5.2.3 Belastninger

Bygget skal dimensjoneres for laster og lastkombinasjoner i henhold til Norsk standard og Eurokoder. Alle lastene og lastkombinasjonene vi har brukt er vist i vedlegg 2.1

Nyttelaster

Nyttelasten på gulv blir satt til 4 kN/m^2 . Dette fordi noen rom krever å tåle denne lasten og for å forenkle prosessen blir alle rom beregnet med dette tallet.

På grunn av antall etasjer ser vi bort for etasjereduksjonsfaktoren.

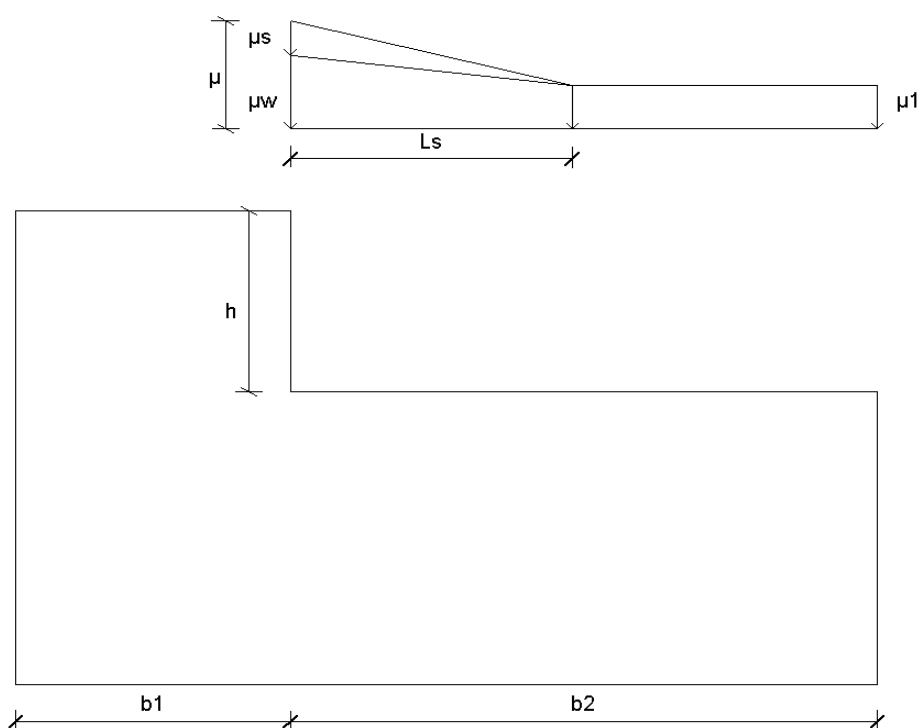
Nyttelasten i ventilasjonsrom blir satt til 2 kN/m^2 .

Egenlaster

Egenvekt hulldekker:	4 kN/m ²
Egenvekt påstøp:	2 kN/m ²
Egenvekt HSQ-bjelker:	3.65 kN/m
Egenvekt lett-tak:	0.54 kN/m ²
Påført egenvekt i ventilasjonsrom:	2 kN/m ²

Snølast

Grunnverdi for snølast i Ålesund kommune under 150 m.o.h. er 3 kN/m².



Figur 5 Prinsippskisse for snølast beregning inn mot vegg

$\mu = \mu_s + \mu_w = \mu_w$, fordi $\mu_s = 0$ når takvinkel er under 15°

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h = (5,945 + 12,705) / 2 * 4,2 = 2,22$$

Grenseverdi: $2h / S_k = 2 * 4,2 / 3 = 2,8 > 2,22$ og $0,8 \leq \mu_w \leq 4$. Dermed blir $\mu = 2,22$

Karakteristisk snølast inne ved vegg blir: $\mu * S_k = 2,22 * 3 = \underline{6,66 \text{ kN/m}^2}$

Vindlast

Referansevindhastighet: 29 m/s i Ålesund kommune (V_b)

Terrengruhetskategori: III

z =referansehøyde, K_w =vindlastfaktor

For $z = 7\text{m}$: $K_w = 1$,

For $z = 11\text{m}$: $K_w = 1,17$, lest av tabell side 94 i kompendium i lastberegning.[4]

Vindhastighetstrykk:

$$Q_p \text{ for } z = 7: K_w * V_b^2 = 1 * 29^2 = \underline{841 \text{ N/m}^2}$$

$$Q_p \text{ for } z = 11: K_w * V_b^2 = 1,17 * 29^2 = \underline{983,97 \text{ N/m}^2}$$

Skjevstillingslast

Skjevstillingslasten blir satt i henhold til NS-EN 1992-1-1 2004+NA2008. Skjevstillingslasten blir kun tatt med i beregningene i FEM-design og ikke i manuell kontrollberegning. [30]

5.2.4 Sikkerhet ved brann

Det stilles strenge krav til brannprosjektering av bygg, spesielt når bygget skal ha store folkemengder samlet på en plass. Hovedtrekkene til sikkerhet ved brann etter TEK 10 er:

- Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i byggverket, for materielle verdier og for miljø og samfunnsmessige forhold.
- Det skal være tilfredsstillende mulighet for å redde personer og husdyr og for effektiv slukkeinnsats.
- Byggverket skal prosjekteres, plasseres og utføres slik at sannsynligheten for spredning til andre bygninger blir liten.
- Byggverk der brann kan utgjøre stor fare for miljøet eller berøre andre vesentlige samfunnsinteresser, skal prosjekteres og utføres slik at sannsynligheten for skade på miljøet eller andre vesentlige samfunnsinteresser blir liten.

Risikoklasse

Alle bygg som skal prosjekteres skal plasseres i en risikoklasse ut i fra hvor stor skade en brann kan gjøre på liv og helse. Risikoklassen skal videre brukes som grunnlag i prosjektering og utførelse for å sikre rømning og redning ved brann.

Tabell 8 Risikoklasser [9]

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

I en preakseptert tabell finner vi ut at skolebygg havner i risikoklasse 3.

Tabell 9 Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasser [9]

Virksomhet	Risikoklasse
Arbeidsbrakke	1
Barnehage	3
Skole	3
Barnehjem	4

Brannklasse

Byggverk skal plasseres i en brannklasse ut i fra de konsekvensene en brann kan medføre med tanke på skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljø. Brannklassifiseringen byggverket får skal legges til grunn for videre prosjektering og utførelse for å sikre byggets bæreevne ved brann.

Tabell 10 Tabell over de ulike brannklassene [9]

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Brannklassen til byggverket bestemmes ut i fra hvor stor konsekvens det vil ha ved en eventuell brann. Faktorer som er med på å avgjøre brannklassen er risikoklasse, størrelse, planløsning, brannenergi mv.

Tabell 11 Tabell over brannklassene (BKL) [9]

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

Ut i fra tabellen over og de tidligere nevnte faktorene finner vi ut at Spjelkavik VGS kommer innen brannklasse 1 (BKL 1). Det vil si at vi kan bruke preaksepterte ytelser og trenger ikke legge ved analyser som viser at forskriftets krav er oppfylt.

Bæreevne og stabilitet

Ved videre dimensjonering av bæresystemet må det bli tatt hensyn til de termiske påkjenningene fra den brannenergien og det brannforløpet som kan forventes i byggverket. Kravet for bæresystemet til bygg i brannklasse 1 er at det skal tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i minimum den tid som er nødvendig for rømning og eventuelt redningsarbeid.

Tabell 12 Bærende bygningsdeler brannmotstand avhengig av brannklasse [9]

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2- s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2- s1,d0 [A 60]

I tabellen over ser vi at Spjelkavik videregående skoles bæresystem kommer under kravet R30. Det vil si at bæresystemet skal ved brann minimum opprettholde sin funksjon i 30 minutter. [11]

5.2.5 Kvalitet og krav til materialer og konstruksjonsdeler

Armering

Det benyttes slakkarmering av kvalitet 500NC, og nett av kvalitet B500NA.

Stålkonstruksjoner

Bjelker og søyler består av stål i kvalitet S355.

Betongkonstruksjoner

Bygningsdeler i betong skal tilfredsstillende krav i overensstemmelse med NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og tabell 4.1 i standarden [30]. I tabellen (som er vist under) er det oversikt over hvilken betongkvalitet de forskjellige konstruksjonsdelene skal ha og hvilket krav de har til overdekning.

Tabell 13 Bygningsdeler

Anvendelse	Eksponeeringsklasse	Bestandighetsklasse	Fasthetsklasse	Nominell overdekning
Fundamenter	XC2	M60	B35	50 +/- 10mm
Yttervegg	XC4	M60	B35	35 +/- 10mm
Innervegg	XC1	M60	B35	25 +/- 10mm
Dekker	XC1	M60	B30	25 +/- 10mm

5.3 Seismikk

Ikke alle konstruksjoner trenger å bli dimensjonert for jordskjelv. For å teste om et bygg trenger å dimensjoneres i henhold til jordskjelvstandarden finnes det fem utelatelseskriterier. Hvis et av disse fem kriteriene er tilfredsstilt slipper man å ta hensyn til jordskjelv. Rambøll har en Excel mal hvor man fyller inn faktorer hentet fra Eurokode 8 og man får ut om kriteriene er tilfredsstilt eller ikke. Lenger nede i dette delkapitlet har vi vist at ingen av kriteriene ble oppfylt og vi må ta med jordskjelv i dimensjoneringsgrunnlaget.

Det blir ikke gjort noe manuell beregning av jordskjelvdimensjoneringen. All dimensjonering for jordskjelv blir gjort i FEM-design. Alt av informasjon og i dette kapitlet er hentet fra Eurokode 8, NS-EN 1998-1+NA:200-Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger [31]

5.3.1 Grunnleggende prinsipper for dimensjonering

I områder utsatt for seismiske påkjenninger skal det tas hensyn til seismisk fare i de tidlige stadiene av prosjekteringen av bygningen, slik at det er mulig å oppnå et bæresystem som tilfredsstiller de grunnleggende kravene beskrevet i punkt 8.3.2 "Grunnleggende krav" og akseptable kostnadsrammer.

De styrkende prinsippene for prosjektering er:

- Konstruksjonsmessig enkelhet
- Regelmessighet, symmetri og redundans
- Motstand og stivhet i to retninger
- Torsjonsmostand og stivhet
- Skivevirkning ved etasjenivå
- Passende fundament

5.3.2 Grunnleggende krav

Etter NS-EN 1998-1+NA:200-Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger skal konstruksjoner i seismiske områder dimensjoneres og oppføres på en slik måte at de oppfyller følgende krav med tilstrekkelig grad av pålitelighet.

- Krav til motstand av sammenbrudd:
Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle de dimensjonerende påvirkningene fra et eventuelt jordskjelv uten lokalt eller globalt sammenbrudd. Det vil si at etter en seismisk hendelse skal konstruksjonen fortsatt ha sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne i behold.
- Krav til skadebegrensning:
Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres slik at den tåler en seismisk påvirkning som har en større sannsynlighet for å oppstå enn den dimensjonerende seismiske påvirkningen, uten at det oppstår skade og dertil tilhørende bruksbegrensninger. Men det skal ikke bli brukt så store økonomiske ressurser på å sikre bærekonstruksjonen sånn at det overskrider konstruksjonens verdi.

Påliteligheten som etableres med hensyn til krav til motstand mot sammenbrudd og krav til skadebegrensning, fastsettes av nasjonale myndigheter. Differensiering av påliteligheten oppnås ved å klassifisere konstruksjoner i forskjellige seismiske klasser. Det er fire seismiske klasser, bygningene klassifiseres avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for

menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkning umiddelbart etter de seismiske påvirkningene og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. Vi ser i tabellen under at skolebygninger kommer inn under klasse 3.

Tabell 14 Seismiske klasser for bygninger [31]

Seismisk klasse	Bygninger
I	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet, for eksempel jordbruksbygninger osv.
II	Vanlige bygninger, som ikke hører til i de andre kategoriene.
III	Bygninger med en seismisk motstand som er av betydning på grunn av konsekvensene knyttet til sammenbrudd, for eksempel skoler, aulaer, kulturinstitusjoner osv.
IV	Bygninger der det er av største viktighet for beskyttelse av liv og helse at de forblir uskadd under jordskjelv, for eksempel sykehus, brannstasjoner, kraftstasjoner osv.

MERKNAD De seismiske klassene I, II, III eller IV tilsvarer omtrent henholdsvis konsekvensklasse CC1, CC2 og CC3, definert i NS-EN 1990:2002, tillegg B.

5.3.3 Grunnforhold

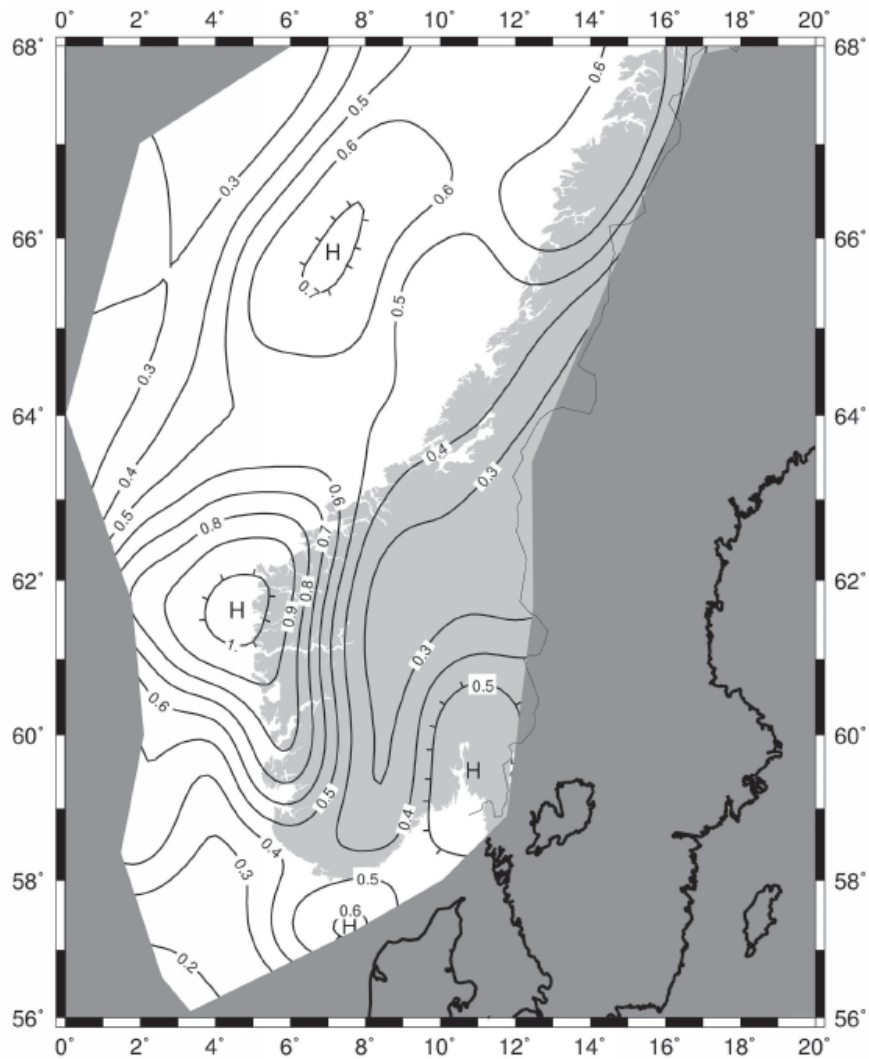
Ideelt sett bør anleggsplassen og typen byggegrunn være uten risiko for grunnbrudd, ustabilitet og varige setninger. Uavhengig av hvilken seismisk klasse byggverket er i bør det foretas undersøkelser av byggegrunn og/eller geologisk undersøkelser for å bestemme den seismiske påvirkningen. Byggegrunnen blir delt inn i forskjellige klasser, fra A til E, grunnen under Spjelkavik videregående skole består av fjell under et lag med jord. Ut i fra klassifiseringen av byggegrunnen kan man ta hensyn til innflytelsen av lokale grunnforhold på den seismiske påvirkningen. Som vi ser i tabellen under kommer byggegrunnen til Spjelkavik VGS under grunntype A.

Tabell 15 Grunntyper [31]

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250

5.3.4 Seismisk sone

Figuren under angir spissverdien for berggrunnens akselerasjon $a_{g40\text{Hz}}$ med en returperiode på 475 år for Sør-Norge.



Figur 6 Seismiske soner for Sør-Norge [31]

5.3.5 Utelateskriterier

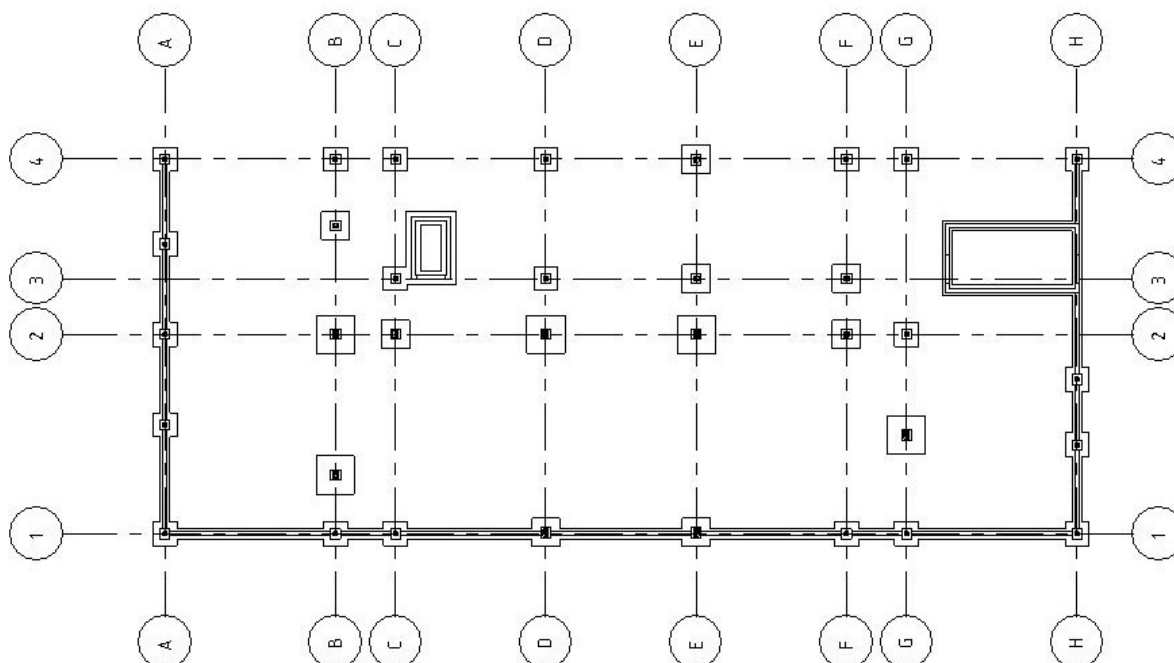
1. $v_1(0.8a_{g40Hz})S < 0,49 \text{ m/s}^2 \cdot 1.4(0.8 \cdot 0.75) = 0.84 < 0,49 \text{ m/s}^2$, **IKKE OK!**
 $v_1 = 1.4$ for seismisk klasse 3, $a_{g40Hz} = 0.75$ (seismisk sone for Spjelkavik),
 $S = 1$ for grunntype A
2. Er bygget i seismisk klasse 1? **Nei!**
3. Er bygget en lett trekonstruksjon? **Nei!**
4. $S_d < 0.49 \text{ m/s}^2$, $1.35 < 0.49 \text{ m/s}^2$, **IKKE OK!**
 $S_d = 1.35$ avlest i S_d -diagram i Excel mal.
5. Regularitet i konstruksjonen **Nei!**

6 DETALJEBESKRIVELSE AV BÆRESYSTEM

6.1 Fundamenter

Fundamentet blir en forlengelse av eksisterende fundamentsystem som består av punktfundamenter under søylene og veggbanketter under betongveggene i rørsjakten og trappehuset. Ellers blir det en ringmur som ytterveggene skal hvile ned på. En skisse over fundamentplanen til tilbygget er vist i figur 7. Punktfundamentene er delt inn i tre ulike størrelser for å ta opp ulike aksiallaste gjennom søylene og for at man ikke skal ha så lav utnyttelsesgrad av enkelte fundament.

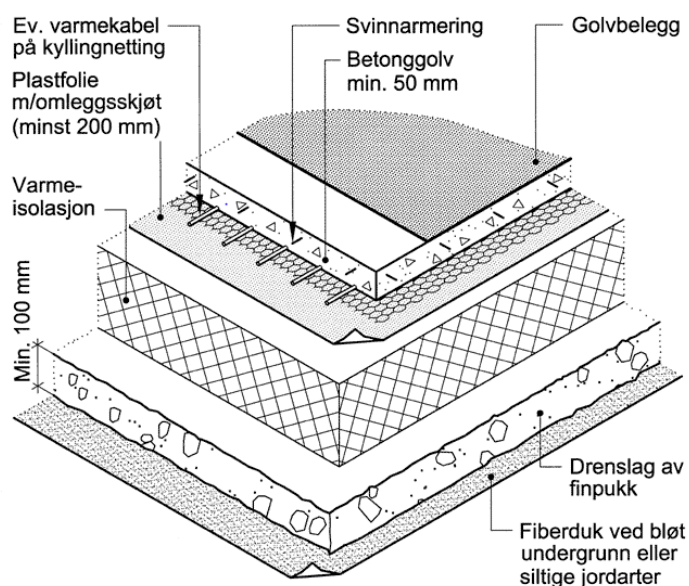
Punktfundamentene og veggbankettene er dimensjonert i programmet Ove Sletten med laster hentet fra FEM-design. Punktfundamentene er dimensjonert etter den mest belastede i hver sin størrelse som henholdsvis står i akse E2, F2 og D4. Utregningen til fundamentene er vedlagt i vedlegg 2.4, 2.6 og 2.7. Vi har kun gjort manuell kontrollberegning på fundamentet i akse E2 og det ligger i vedlegg 2.5.



Figur 7 Fundamentplan til tilbygget

For å klare å feste søylene ned til fundamentet må det festes en fotplate på toppen av pilasteren som søylen kan sveises fast til. Fotplaten blir senket ned i betongen så toppen av platen ligger plant med toppen på pilasteren. Platene dimensjoneres etter normallasten og skjærkreftene, utregningene er vist i vedlegg 2.8, 2.9 og 2.10.

Gulvet i 1.etasje vil bli støpt som en armert plate, der grunnen avrettes med drenerende masser. Det legges så et lag isolasjonsplater av polystyren før et lag med plastfolie som vil fungere som radonmembran/fuktsperre.



Figur 8 Oppbygging av betonggulv [33]

Tykkelsen på betonggulvet bestemmes etter tabellen hentet fra Norsk Betongforening.

Tabell 16 Gulvklasse med nødvendig tykkelse på betong

Gulvklasse	I 1)	II 2)	III 2)	IV 3)
Rissvidde (mm)	0,3	0,5 4)	1,0 4)	-
Svinn _{REF} (‰)	0,50	0,50	1,00	-
Armeringsmengde	6xAs _{min} 5)	2xAs _{min} 6)	1xAs _{min} 6)	-
Minimumtykkelser (mm)				
Enkelt/dobbeltarmert gulv	150/150	100/150, 120 7)	100/150	-/100
Enkeltarmert flytende påstøp	60			
Bestandighetsklasse	M(F)40	M(F)40-M60	M(F)40-M60	M60-M90
Herdeklasse	4	4	3	-

- 1) Kan være fastholdte gulv og påstøper
- 2) Forutsettes flytende gulv og påstøper
- 3) Ingen krav, gulv og påstøper kan utføres uarmert
- 4) Estetisk krav, må ikke forveksles med bestandighetskrav i NS-EN 1992-1-1.
- 5) For fastholdte gulv, men også aktuelt med så mye armering i overkant ved spesielt strenge krav til rissvidder for flytende gulv
- 6) Krav til armering i overkant og evt også i underkant (ved punktlaster)
- 7) Gjelder M(F)45 og M60 betong

Frostsikring

Ringmuren og punktfundamentene i ytterkant av bygget må frostsikres for å forhindre frostgjennomslag. I Ålesund er frostmengden ved 50års levetid $h^{\circ}C = 3000$ og frostdybden er på 0,6m. [38]

Tabell 17 Frostmengde og tilhørende nødvendig isolasjon

Frost- mengde (h [°] C) Inntil	Markisolasjon		Ringmursisolasjon
	Tykkelse mm	Vegg (b)/hjørne (B) mm	Tykkelse mm
15 000	50	300/600	50x2
20 000	50	400/600	50x2
25 000	50	500/900	50x2
30 000	50	800/1 200	50x2
35 000	50	900/1 500	50x2
40 000	70	1 000/1 500	50x2
45 000	70	1 200/1 800	50x2
50 000	100	1 300/1 800	100x2
55 000	100	1 700/2 400	100x2
60 000	100	1 900/2 400	100x2

Ved innetemperaturer over 20°C bør U-verdien i henhold til TEK være mindre eller lik 0,15 W/(m²K). Dette tilsvarer en isolasjonstykkelse på ca. 250 mm av ekspandert polystyren (EPS). [38]

Tabell 18 Isolasjonstykkelse i forhold til u-verdi

Isolasjonstykkelse (mm)	100	150	200	250	300
U-verdi (W/(m ² K))	0,36	0,25	0,19	0,15	0,13

6.2 Søyler

For å understøtte bjelkene bruker vi kaldvalsete stålsøyler av type HUP (hulprofiler). Søylene blir plassert etter aksesystemet og etter arkitektgrunnet for planløsningen. Plasseringen av søyler blir skjult inne i ytter- og innervegger der de brannisoleres for å oppnå ønsket brannklasse.

Alle søylene er dimensjonert i FEM-design. Vi har valgt å kun ta med detaljert beregning på en av søylene fra FEM-design. Søylene er i akse E1 i første etasje og utregningen er i vedlegg 2.1, den tilhørende manuelle kontrollberegningen er i vedlegg 2.2.

6.3 Bjelker

I etasjeskilleren har vi valgt å gå for stålbjelker av profiltypen HSQ. Dette er sveiste hatteprofiler som gjør det mulig å bygge bjelkene inn i hulldekkene. Av dette får man en lavere dekkhøyde, mindre hinder for føring av el- og VVS installasjoner, samt en mindre eksponert flate mot brann.

I ytterveggene på nord- og sørsiden benytter vi oss av IPE-profiler i stedet for hatteprofilene. Her er det ingen gjennomføringer av tekniske installasjoner å ta hensyn til og det er en billigere løsning økonomisk sett.

Alle bjelkene er også beregnet i FEM-design, det er kun en HSQ-bjelke som ligger i akse E og en IPE-bjelke som ligger i akse A som er tatt ut for å vise fullstendig utregning.

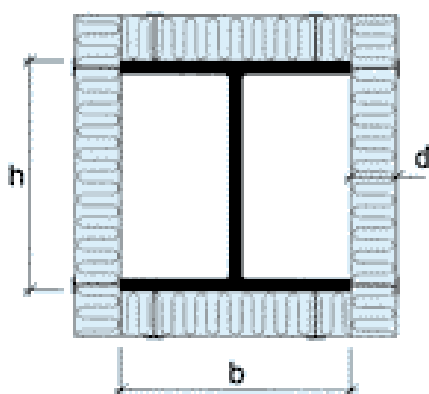
Utregningen for begge profilene finnes i vedlegg 2.1. Vi har valgt å kun kontrollere HSQ-bjelken siden vi selv har bestemt tverrsnittet på den profilen og beregningene er i prinsipp helt like, kontrollberegningen finnes i vedlegg 2.3.

HSQ-bjelkene beregnes som kontinuerlige opplagte bjelker. De er utsatt for knekking i stegene så vi legger inn en stålplate sentrisk under søylepunktene. Beregningen for disse stålplatene finnes i vedlegg 2.12.

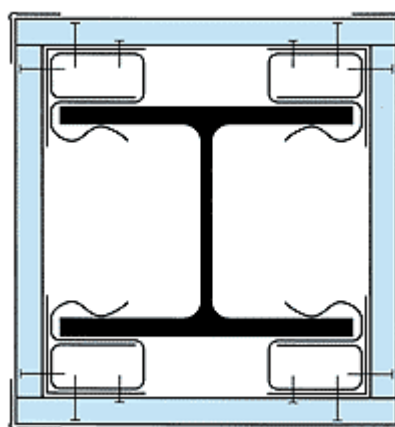
6.4 Brannisolering med steinullplater

Steinullplater er hardpressede isolasjonsplater som er formstabile under brann selv om bindemiddelet ytterst i platene forsvinner allerede ved ca. 250 °C. Til brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner forutsettes det at platene har romvekt 140-300 kg/m³. [17]

Steinullplater er et naturlig alternativ å bruke da stålbjelkene og søylene våre blir skjult inne i veggkonstruksjoner. Steinullplatene festes til bjelkene og søylene med fastsveisede isolasjonspinner, se figur 9. Om man skulle valgt branngips til brannisoleringen krever platene spesielle festedetaljer som er utfordrende å få utført, se figur 10.



Figur 9 Brannisolering med steinullplater [17]

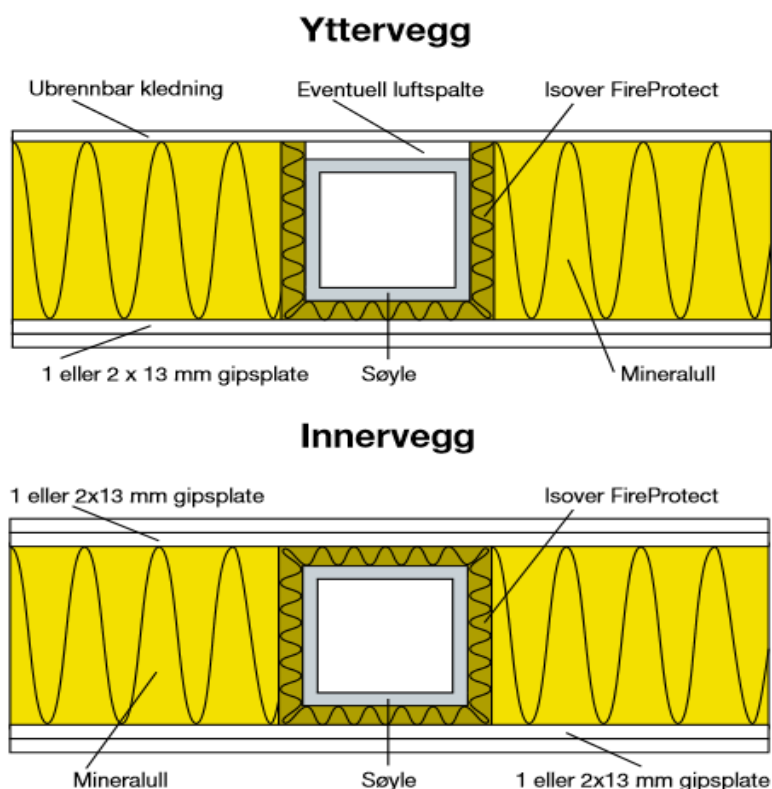


Figur 10 Brannisolering med branngips [17]

Nødvendig isolasjonstykkelse for å oppnå brannmotstandstid R30 er vist i tabell 19. Kritisk ståltemperatur er satt til 500 °C. For hulprofiler (HUP) er det regnet med mest ugunstige godstykkelse. Et eksempel på isolering av HUP i inner- og yttervegg er vist i figur 11.

Tabell 19 Brannisolering med steinullplater [17]

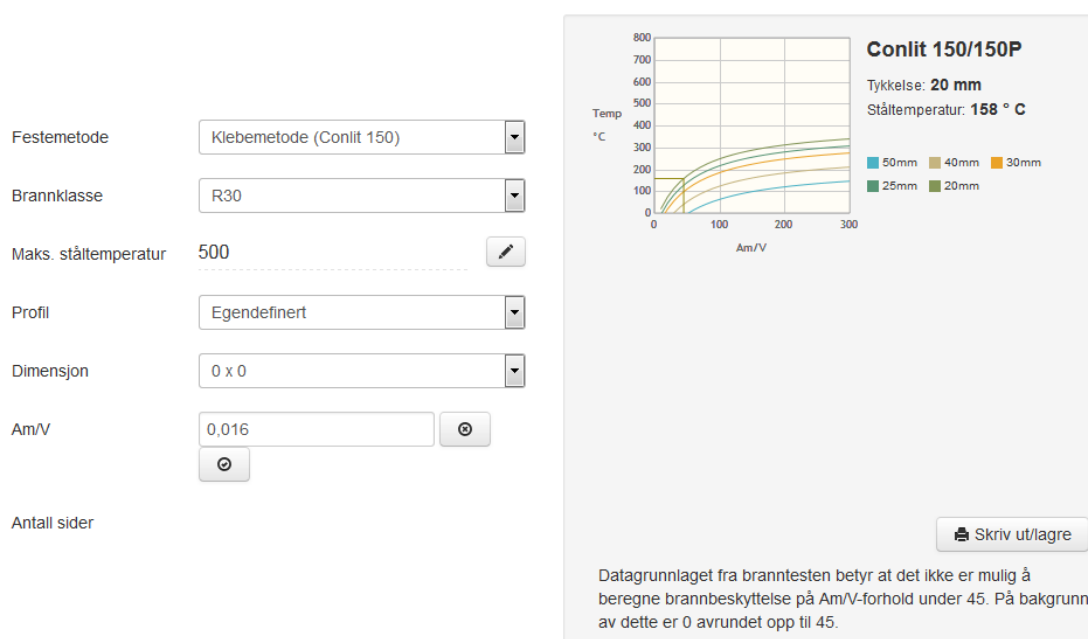
Profiltype	Profilhøyde (mm)		Isolasjonstykkelse i mm ved romvekt i kg/m ³	
	Firesidig brannpåkjent	Tresidig brannpåkjent	150–200	300
IPE	100–140	80	20	15
	160–600	100–600	20	10
HE-A	100–600	100–600	20	10
HE-B	100–600	100–600	20	10
HUP kvadratisk	80–350	40–350	20	15



Figur 11 Eksempel på brannisolering av søyler [36]

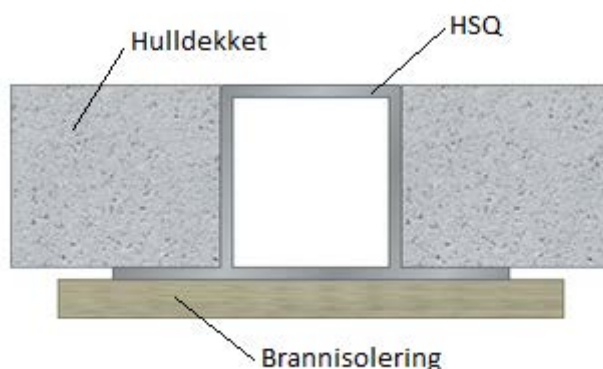
For HSQ-profilet vårt har vi tatt i bruk Rockwools sitt beregningsprogram for å finne nødvendig brannisolasjonstykkelse. Profilet vårt lå ikke i profillisten til Rockwool så vi benyttet oss av formelen Am/V (areal av eksponert omkrets/ tverrsnittsareal). Forholdstallet Am/V for HSQ-profilet blir så lite på grunn av at det er en liten brannekspontert overflate ($Am/V = 0,015$). Beregningsprogrammet regner kun med forholdstall 45 og oppover. Dermed blir tykkelsen på steinullplatene for HSQ-profil automatisk 20mm, se figur 12. [28]

Dimensjonering av Conlit 150 og 300



Figur 12 Branndimensjonering av HSQ-bjelke [28]

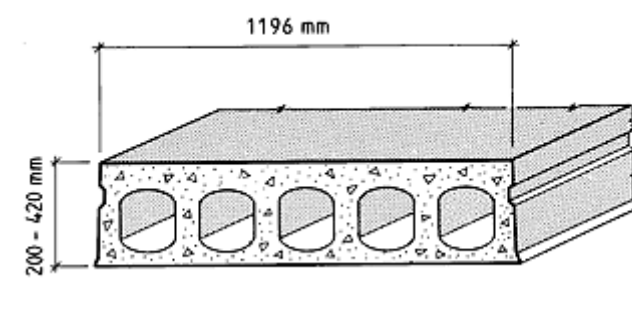
Rundt sjaktveggene og trappehuset må vi legge varmvalsete vinkelstål for å ha opplegg til hulldekket. Disse vinkelstål brannisoleres med samme tykkelse som HSQ profilene, der kun undersiden av vinkelstålet er eksponert for brann. Et eksempel på brannisolering av HSQ-bjelke er vist i figuren under.



Figur 13 Eksempel på brannisolering av HSQ-bjelke (Paroc)

6.5 Betong hulldekke

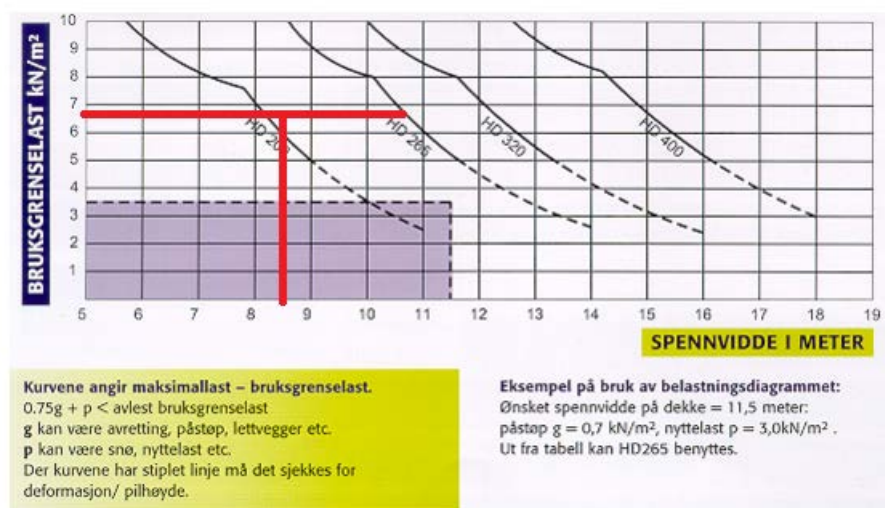
Som etasjeskiller velger vi å bruke hulldekke av betong. Dekket består av hule, langsgående kanaler som gir lettere vekt enn andre tilsvarende alternativer og har stor bærekapasitet. Kanalene kan brukes til gjennomføringer av el- og VVS-installasjoner. De blir produsert inne på fabrikker og er prefabrikkerte elementer som støpes i former med langsgående forspent armering. Hulldekkene blir produsert i standard bredder på 1200mm med rette endeprofiler. Dette gir muligheten til frie spenn opptil 18 meter uten bærende innervegger eller søyler. Man står dermed ganske fritt til å inndele planløsningen som man ønsker. Uten videre tiltak oppfyller hulldekkene brannklassifiseringen R60 og vanlig lydtekniske krav. [26]



Figur 14 Eksempel på hulldekke

Fra figuren under finner vi ut at vi trenger HD265 elementer. Da har vi brukt bruksgrenselasten: 4kN/m^2 nyttelast, 2kN/m^2 egenlast fra påstøp og 0.7kN/m^2 påført egenlast, som gir en total last på 6.7kN/m^2 . Vårt lengste spenn blir på 8.504 meter, og vi ser at vi er godt innenfor kravet til HD265. Vi trenger heller ikke kontrollere hulldekket for deformasjoner siden vi kommer over den stiplede linjen.

Belastningsdiagram



Figur 15 Belastningsdiagram for hulldekker [39]

6.5.1 Påstøp

Etter montering av hulldekkene er det som regel store ujevnheter. Man kan da avrette med selvutjevne sparkelmasse i lagtykkelser på 7-10mm. I vårt tilfelle der det er spennvidder på opptil 8,5meter og overhøyden på midten av elementene stor, blir dette en dyr løsning. Vi vil da bli benyttet en armert påstøp på 85mm for å ta ujevnheter og avrette dekket for gulvbelegg/parkett.

I vedlegg 2.13 har vi vist utregningen av nødvendig armering i påstøpen siden den skal fungere som horisontal skive. Har valgt å gå opp til armeringsnettet K257 som gir et tverrsnittsareal på $257 \text{ mm}^2/\text{m}$, dette er også det minste anbefalte nettet å bruke i påstøp etter byggforskserien 541.201.

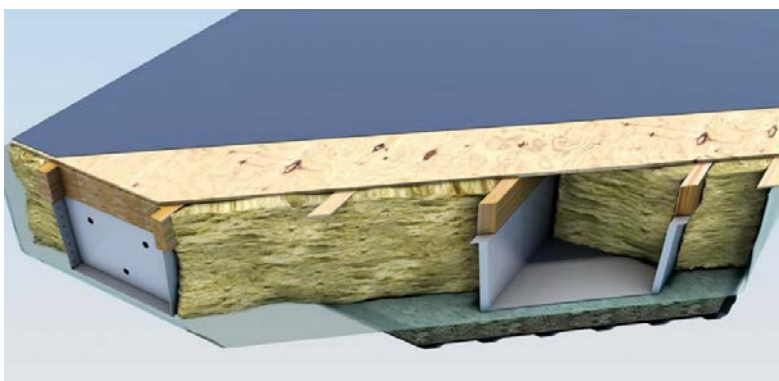
6.6 Lett-tak

Det tekniske rommet i tredje etasje skal ha et taksystem og vi har valgt et element produkt fra Lett-Tak. Grunnen til at vi velger en slik løsning kontra et kompakt tak på hulldekke er at det tekniske rommet ligger delvis over nytt og eksisterende bygg. Det eksisterende byggets bæresystem er dimensjonert uten et slikt teknisk rom og vil kreve forsterkninger av søyler og fundament grunnet nye påførte laster fra teknisk rom. Det er da hensiktsmessig å tilføre minst mulig av slike laster og da er et Lett-Tak system svært gunstig på grunn av lav egenvekt.

Takets konstruksjon

Vi kontaktet salgssjef ved Lett-Tak og kom frem til at type 21 med 48x121mm trerekke blir rett dimensjon for vår takkonstruksjon. Se fakta og figur under:

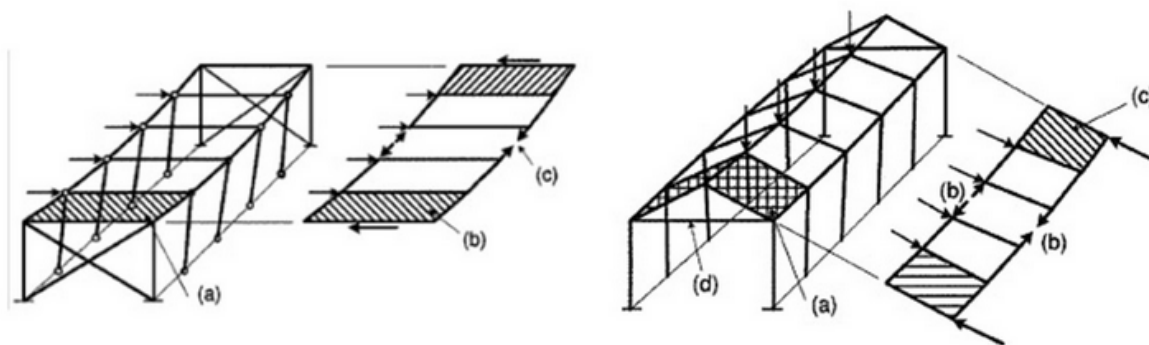
- Spenn: maks 18m
- Termisk: u-verdi fra 0,13 W/m² K
- Brannkrav: REI-60
- Byggetid: opptil 1.200m² ferdig tak/dag
- Egenvekt: 55kg/m²



Figur 16 Prinsipiell oppbygging av Lett-Tak elementer [27]

Avstivende skive

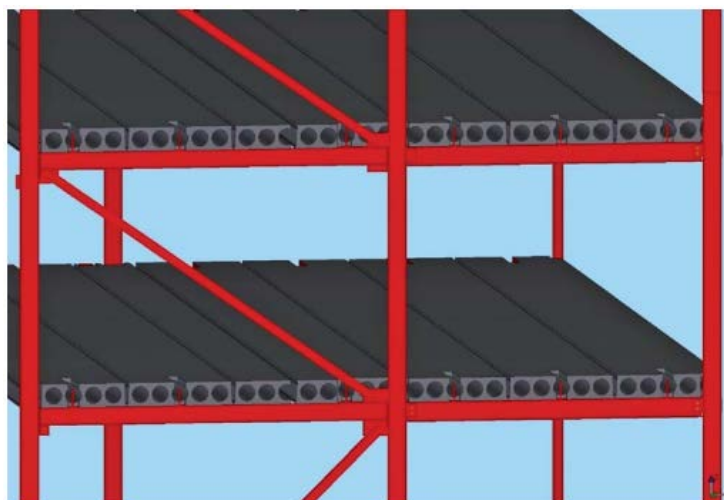
Ved bruken av Lett-Tak elementer i takkonstruksjonen vil dette fungere som en avstivende skive sammen med avstivningssystemet vårt. Takelementenes funksjon vil være overføring av skjærkrefter i skiven, i Lett-Tak er det finerplaten som tar opp disse. Den underliggende bærekonstruksjonen fungerer som strekk- og trykkflenser i skiven. [27]



Figur 17 Skivevirkning representativt for Lett-Tak (NS-EN 1993-1-3, figur 10.12 og 10.13) [27]

6.7 Stabilitet

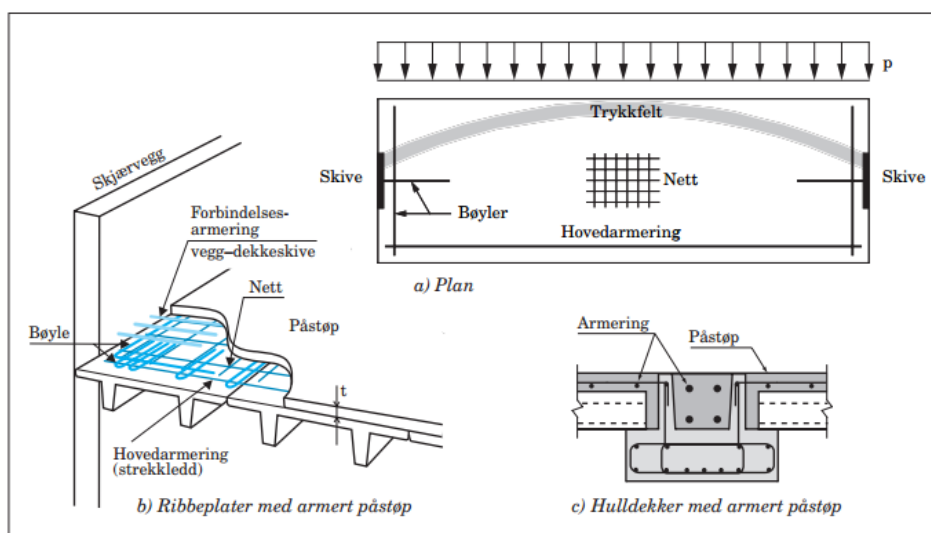
Avstivningssystemet er et viktig og kritisk område i henhold til plan og bygningsloven. Det er viktig at avstivingen for bæresystemet er gjennomtenkt og fungerer som en helhet. Det er anbefalt at ett eget foretak har hovedansvaret for stabiliteten og avstivingen av bygget.



Figur 18 Overføring av horisontalkrefter fra hulldekkende skive til vindkryss i vegg [24]

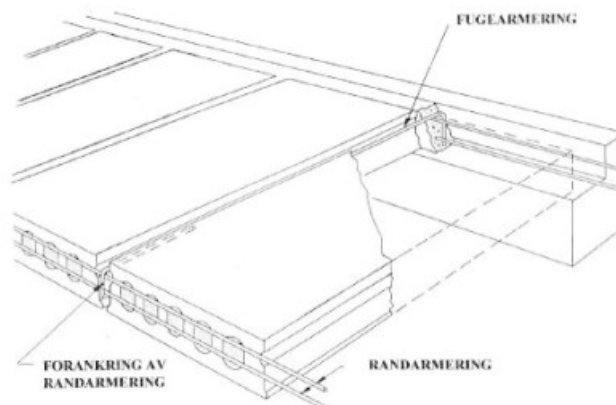
Som stabilitet i horisontalplanet har vi valgt å bruke påstøpen som skive i første etasje og hulldekkene i andre etasje, som videre overfører kreftene fra for eksempel vind til de vertikale avstivende konstruksjonene. I vårt prosjekt vil det vertikale avstivingssystemet bestå av skiver gjennom trappehuset og rørsjakt og vindkryss. Det er de vertikale avstivende konstruksjonene som overfører kreftene ned til fundamentet.

For at påstøpen skal fungerer som en stiv skive må det regnes på armering som en vanlig plasstøpt dekke. For at påstøpen skal klare å overføre de horisontale kreftene til de vertikale skivene i trappehuset og rørsjakten må disse føres sammen ved hjelp av armering. [37] På bildet under er det vist en skisse av armering av påstøpen og forbindelsen mellom vegg og horisontal skive.



Figur 19 Skisse av påstøp brukt som horisontal skive [41]

I andre etasje skal hulldekkene fungere som en stiv skive. For at hulldekkene skal klare å ta opp de horisontale kreftene må hulldekkene kobles sammen. Dette gjøres ved at armering blir lagt inn i mellom fugene på hulldekkene som igjen blir forankret til hatteprofilene i vårt tilfelle. Prinsippskisse er vist på figuren under.



Figur 20 Prinsippskisse av fugearmering av hulldekker [40]

De vertikale skivene blir som nevnt over betongveggene i rørsjakten og trappehuset. Disse veggene må armeres med strekk- og trykkarmering for å kunne ta opp kreftene fra de horisontale skive og videre føre de ned til fundamentet. I vedlegg 2.14 og 2.15 har vi vist utregningen for nødvendig armering for veggene. I tillegg til strekk- og trykkarmering kommer minimumsarmeringen.

6.8 Duktilitet

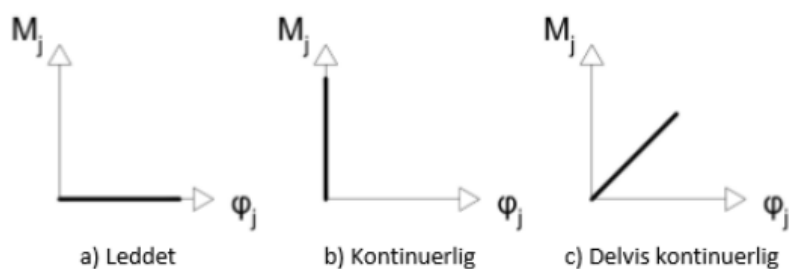
Alle knutepunkter i konstruksjonen skal ha en duktil oppførsel, med mulighet for relativ stor deformasjon før brudd. Med duktil oppførsel menes "seig oppførsel". I knutepunkter bør det alltid være en forankring som kan ta strekk mellom komponentene. [23]

Man kan oppnå duktile knutepunkter ved at punkter med "sprø" oppførsel gis ekstra kapasitet i forhold til deler med "seig" oppførsel. Dette kan gjøres ved at man i bolte- og sveiseforbindelser har større kapasitet enn i materialet den forbinder. Typiske "sprø" deler er sveiser, korte bolter i strekk, avskjæringsbolter etc. Bolteforbindelser og sveiser har forskjellige deformasjonsegenskaper og kan ikke brukes i samme knutepunkt. Duktile knutepunkt er ekstra viktig om konstruksjonen skal dimensjoneres for jordskjelv.

6.9 Knutepunkt

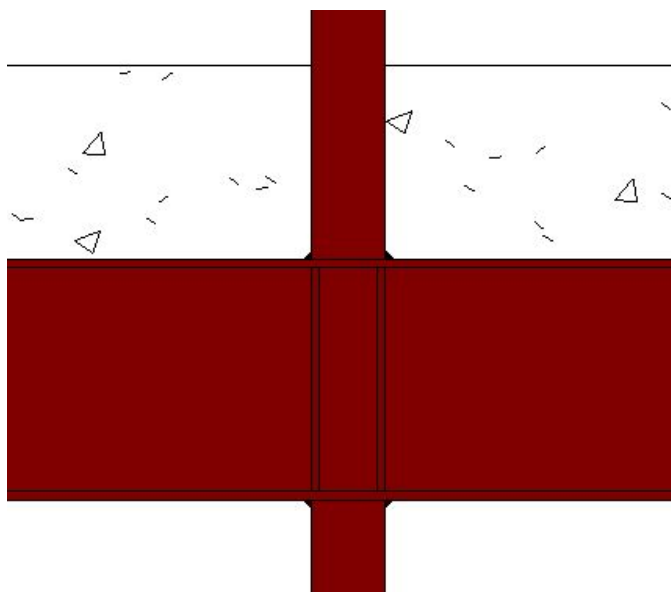
Alle knutepunkt skal ha en dimensjonerende kapasitet slik at konstruksjonen kan oppfylle alle grunnleggende krav som er gitt i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 og NS-EN 1993-1-1.

Et knutepunkt kan klassifiseres som en leddet, kontinuerlig eller delvis kontinuerlig forbindelse. I figuren under vises sammenhengen mellom moment og rotasjon. Et leddet knutepunkt overfører ikke moment, og det vil da oppstå rotasjon mellom stavene knutepunktet forbinder. Et kontinuerlig knutepunkt overfører hele momentet uten at det oppstår rotasjoner. Et delvis kontinuerlig knutepunkt ligger midt i mellom de to førstnevnte. [25]



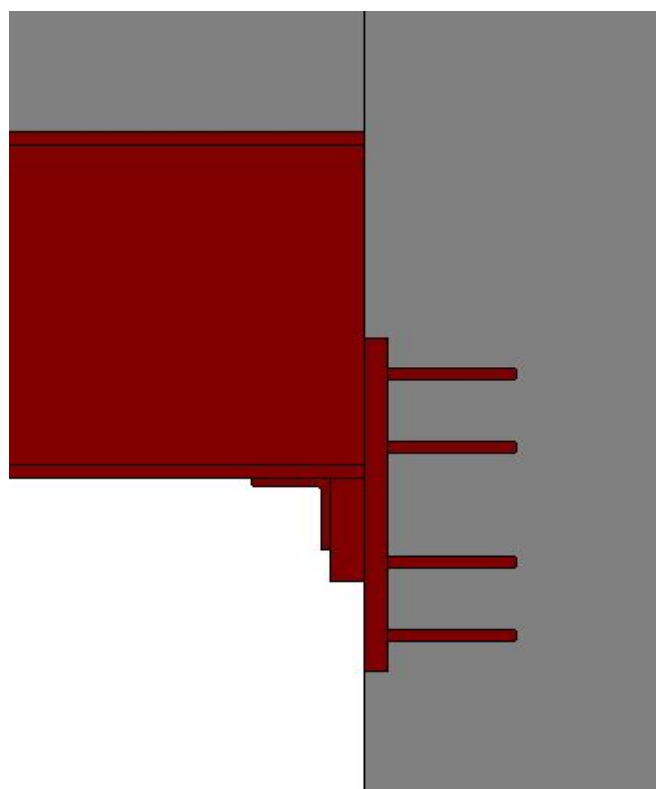
Figur 21 Sammenheng mellom moment og rotasjon for knutepunkt [25]

På ytterveggene i nord og sør får vi en IPE-bjelke som ligger horisontalt langs hele vegg. Søylene går over og under bjelken og det blir sveist på avstivere på bjelken for å klare å overføre aksiallasten uten at bjelken blir utsatt for lokal bukling. Se figur 22.



Figur 22 Overgang søyle/bjelke på nord og sør veggen

IPE-bjerkene som ligger på sørveggen skal i den ene enden festes inn mot trappehuset. Vinkelen/opplageret som bjelken skal ligge på blir støpt inn i betongveggen. Bjelken vil bli festet med bolter til opplageret, som vist på tegning under.



Figur 23 Festing av IPE-bjelke inn mot betongvegg

I alle knutepunkter har man valget om de skal sammenføres ved hjelp av bolter eller ved sveis. Sveising skal i teorien gi et stivere bygg, men det er som regel bolter som blir brukt på større stålkonstruksjoner. Grunnen til at sveising ikke er foretrukket er at det tar som regel lengere tid å montere, har høyere kostnad, trenger behandling etter at sveisingen er gjort (maling) og det er større sannsynlighet for rust i sammenføyingen. For å bruke bolter i knutepunkt må prosjektet planlegges nøyere da det ikke er rom for store justering på byggeplassen. Men alle borehull må utføres med tilstrekkelig toleranse mot avvik på byggeplass.

Vi har i dette prosjekt har vi valgt å bruke sveis, da det blir et stivere bygg. Og for å forenkle prosessen med å dimensjonere sveisene har vi tatt utgangspunktet i det mest påkjente knutepunktet og dimensjonert en sveis ut i fra det. Utregningen av sveisen er vist i vedlegg 2.16. I mindre belastede knutepunkt er det mulig å bruke mindre sveiser, men på grunn av begrenset tid har vi bare visst denne ene utregningen.

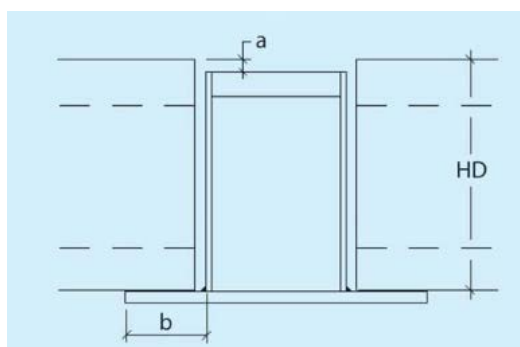
6.10 Opplegg og forankring

Hulldekkene blir transportert fra fabrikk og heises på plass direkte fra lastebilen. På oppleggssidene må det stilles krav til nødvendig oppleggslengde for at dekkene skal opprettholde skjærkapasiteten. Dette gjør at det må stilles krav til bredden på bjelkenes oppleggsflenser. Nedenfor er det en anbefaling fra Norsk Stålforbund for prosjekterte oppleggslengder for hulldekker.

Oppleggslengde (b) for HD200-HD340 skal være minimum 80mm.

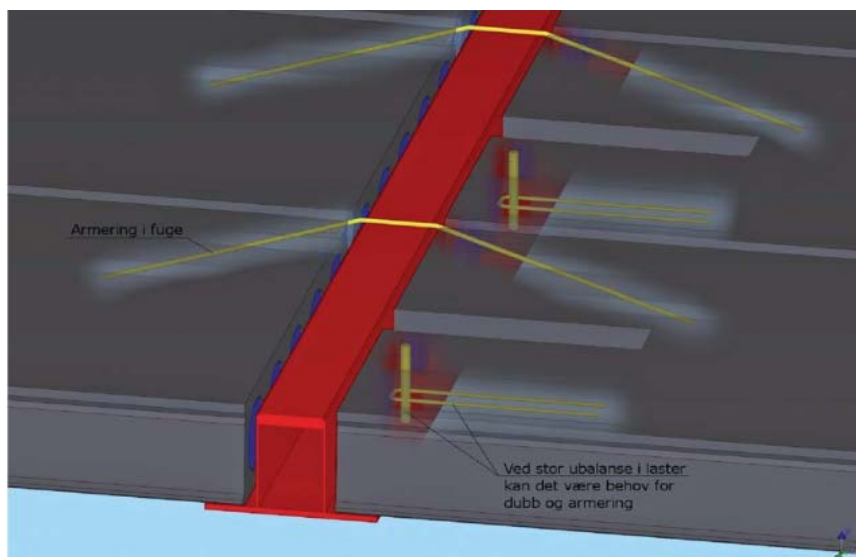
Oppleggslengde (b) for HD380-HD500 skal være minimum 100mm.

I tillegg til oppleggslengden må vi ha en fuge mellom bjelke og hulldekket. Fugen bør minimum være 30mm for HD200-340, og 40mm for større hulldekke dimensjoner. [24]

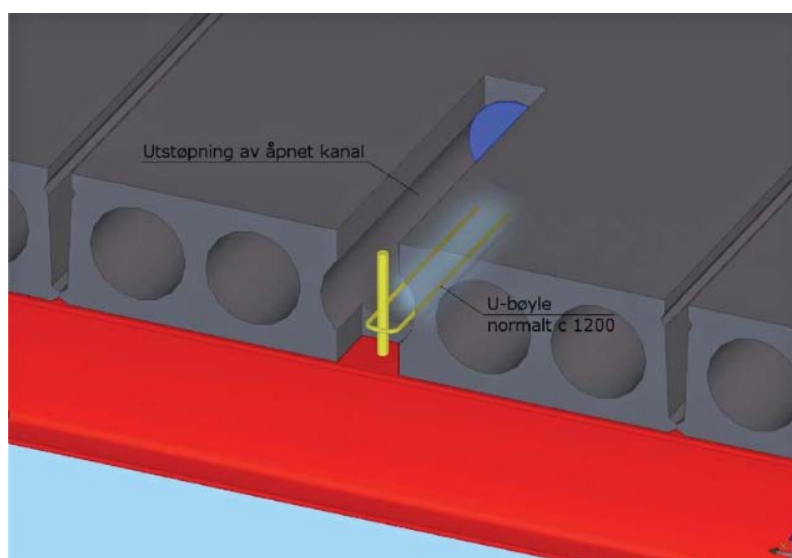


Figur 24 Oppleggslengde [24]

Hulldekkene må forankres til bjelkene på en fornuftig måte. Dette blir gjort med uttak av slisser i elementene hvor et armeringsjern formet som en u blir heftet over en påsveiset dubb på bjelken og kanalen støpes igjen. I figur 25 og 26 vises noen eksempler på hvordan dette kan utføres:



Figur 25 Tosidig opplegg på hatteprofil [24]



Figur 26 Ensidig opplegg på valset profil [24]

7 DRØFTING AV RESULTAT

Bæresystemet for dette prosjektet ble valgt etter en gjennomgang av ulike materialer som kunne være aktuelle. Vurderingskriteriene for valg av material ble bestemt ut i fra det vi mente var viktigst med tanke på at dette er en skole. I tillegg måtte vi ta hensyn til at det allerede forelå plantegninger fra arkitekt. Vurderingskriteriene ble satt opp med fordeler og ulemper for de ulike materialene, og ble vurdert på et generelt plan. Med å velge stål som bærende system har vi et materiale som er rask å montere og enkel å plassere i forhold til arkitektens planløsning.

På grunn av at det skulle føres en del tekniske installasjoner i himlingene ble vi tidlig nødt til å tenke på takhøyden i etasjene. For å løse dette best mulig gikk vi med en gang for bjelker av typen hatteprofiler. I kombinasjon med hulldekke elementer fikk vi en optimalt utnyttet takhøyde. Etter en sammenligning mellom hulldekker og plasstøpt betong, der hulldekker har lavere vekt og kortere byggetid ble dette den beste løsningen. Beregningsprogrammet vi brukte regnet ikke nedbøying på dekker, så dette ble gjort manuelt ut ifra tabeller tilsendt fra produsent.

Plasseringen av søylene var allerede forhåndsbestemt ut i fra arkitekt tegningene og skulle bygges inn i tilbyggets ytter- og innervegger. Det naturlige valget av søyle profil ble da HUP-profiler. Søyletypen er enkel å sveise til bjelkene og veldig praktiske med tanke på brannisoleringen når den skal stå skjult i konstruksjonen.

Vi gikk deretter i gang med å modellere bæresystemet vårt i FEM-Design for å beregne de eksakte dimensjonene. FEM-Design var det beregningsprogrammet oppdragsgiveren hadde mest kompetanse i og kunne da bistå oss i de eventuelle utfordringene vi måtte støte på underveis. For å gjøre beregningene enklest mulig med tanke på tiden vi hadde til rådighet ble tilbygget dimensjonert som et frittstående bygg med egendefinert aksesystem.

I FEM-Design var ikke hatteprofiler tilgjengelig så vi løste dette med å konstruere et eget tverrsnitt for bjelkene. På grunn av dette ble bjelkene som ligger i 2.etasje ikke økonomisk optimal med tanke på utnyttelsesgraden. På søylene velger programmet automatisk de forskjellige dimensjonene for å få utnyttelsesgraden best mulig. Selv om dette fører til at de som skal montere søylene får mange forskjellige dimensjoner å forholde seg til valgte vi å

ikke gjøre noe med dette. Vi kunne for eksempel delt inn søylene i tre ulike tverrsnitt for å gjøre prosjekteringen enklere. For å kvalitetssikre resultatene fra FEM-Design valgte vi oss ut enkelte elementer fra modellen og kontrollberegnet disse for hånd. For og ytterligere kvalitetssikre beregningene våre forsøkte vi å teste noen elementer i et annet data program, men innså ganske raskt at dette ville ta for mye av tiden vår.

For å avstive tilbygget bruker vi et skivesystem av betong. Horisontal kreftene føres via hulldekkene og en armert påstøp ned i vertikalskivene. Vertikalskivene består av et trappehus og en rørsjakt plassert etter arkitekt tegningene. Vi tenkte først å avstive første og andre etasje med stålkryss i ytterveggene, men dette lot seg ikke gjøre da det var planlagt glassruter langs hele fasaden. Det tekniske rommet over 2.etasje ble derimot kryssavstivet i stål og beregnet i programmet.

Til takkonstruksjonen på teknisk rom ble det vurdert to alternativer, lett-tak og kompakttak. Det tekniske rommet skal ligge delt over tilbygget og eksisterende bygg. Konstruksjonen til det eksisterende bygget er ikke dimensjonert for et teknisk rom og en forsterkning er nødvendig. Vi konkluderte da med at lett-tak elementer er den beste løsningen. Jordskjelvberegningene våre ble utført i FEM-Design, men ble ikke brukt som dimensjonerende last på grunn av at vindkraften ble dominerende. For å kvalitetssikre dataen kunne vi ha utført jordskjelvberegningene manuelt for sammenligning, men vi hadde ikke nok tid til dette.

Etter alle beregninger ble gjort ble tilbygget modellert i Revit. Vi fikk utlevert en Revit modell av det eksisterende bygget og kunne da modellere tilbygget som en forlengelse av dette. Ut i fra den ferdige modellen utarbeidet vi arbeidstegninger med detaljer og har fått levert en oversiktlig fremstilling av prosjektet vårt.

8 KONKLUSJON

Med vår prosjektering av dette tilbygget har vi svart på problemstilling som ble satt. Innhenting av teori om lastforutsetninger, lover og regler for bygget ble starten på vårt prosjekt, der vi hentet inn mye grunnleggende teori for og blant annet kunne ha forutsetninger for en dimensjonering. Teori for de manuelle beregningene ble hentet inn etter hvert som vi så hva vi hadde bruk for. Dette for å hente inn bare den nødvendige teorien.

Utforming på bæresystem og valg av materialer ble gjort på grunnlag av arkitekttegninger, bygningsmessig påvirkning, økonomi, miljø, fleksibilitet og visuell kvalitet. Valget vi gjorde har vist seg å være en veldig god løsning. Med å velge stålsøyler får vi skjult de i veggene, med HSQ-bjerkene får vi god plass til tekniske installasjoner og med hulldekkene klarer vi lange spenn som gjør at konstruksjonen er veldig fleksibel med tanke på store areal fri for søyler.

Etter krav i Eurokode 8 så vi at det måtte gjøres en jordskjelvanalyse av bygget. Analysen ble gjort i FEM-Design der vi la inn ulike lastkombinasjoner med jordskjelv. Av beregningen i FEM-Design så vi at ingen av lastkombinasjonene med jordskjelv ble den mest kritiske. På grunn av dette, lite tid og lite forkunnskaper om jordskjelv ble det ikke prioritert å gjøre en manuell kontroll av jordskjelvanalysen.

FEM-Design var et program ingen av oss hadde brukt før, så det ble brukt en del tid på å sette seg inn i de grunnleggende funksjonene i programmet via videoer på internett. Med dette i tillegg til god veiledning fra ansatte hos Rambøll ble forståelsen for programmet mye bedre. Jordskjelvanalysen gjorde hele prosessen med beregningene i FEM-Design mye mer tidkrevende. Men når modellen var modellert og vi kunne hente ut godkjente resultater så vi at det var et program som var brukervennlig og gav gode resultat og rapporter.

Manuelle beregninger ble gjort av et utvalg av flest mulig forskjellige konstruksjonsdeler. Disse beregningene ble i flere tilfeller gjort overslag på for å få en god sikkerhet og for at de nøyaktige verdiene var komplisert å skaffe. Mathcad var et nyttig hjelpemiddel for innføring av disse beregningene.

Tegning og 3D-modellering i Revit på grunnlag av beregningene var en omfattende oppgave med mye detaljer som skulle på plass. Men det har vist seg å være en prosess det var verdt å legge tid i etter å ha fått ut gode tegninger av alt fra plan til detaljer og armeringstegninger.

Vi sitter igjen med en godt løst oppgave og mye ny og nyttig lærdom.

9 REFERANSER

[1] Autodesk

Tilgjengelig fra: <http://www.autodesk.no/products/revit-family/overview>

[2] Norconsult Informasjonssystemer

Tilgjengelig fra: <https://www.nois.no/produkter/bim/fem-design/>

[3] BuildingSMART Norge, sist oppdatert 10.03.16

Tilgjengelig fra <http://buildingsmart.no/bs-norge>

[4] Tarald Rørvik, Vemund Årskog. Konstruksjonssikkerhet og belastning. 3.utgave desember 2010.

[5] NOSAR

Tilgjengelig fra: <http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>

[6] NS-EN 1998-1+NA:200-Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger

Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/>

[7] Rambøll Norge

Tilgjengelig fra: <http://www.ramboll.no/tjenester/bygg-og-arkitektur/teknisk-ekspertise/dimensjonering-for-jordskjelv>

[8] Regjeringen

Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/tema/plan-bygg-og-eiendom/plan--og-bygningsloven/id748189/>

[9] Direktoratet for byggkvalitet

Tilgjengelig fra: <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/>

[10] Direktoratet for byggkvalitet, kapittel 10, konstruksjonssikkerhet

Tilgjengelig fra: <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/?dpx=/dpx/content/tekniskekrav/10/>

[11] Direktoratet for byggkvalitet, kapittel 11, sikkerhet for brann

Tilgjengelig fra: <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/?dpx=/dpx/content/tekniskekrav/11/>

[12] Larsen PK. Konstruksjonsteknikk-Laster og bæresystemer. 2. utgave. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2008.

[13] Universitetet i Stavanger, Anskaffelse av grunnundersøkelser i bygg- og anleggsprosjekter. Utgitt 2014-06-20

Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/223405>

[14] Anbudsinnydelse Spjelkavik VGS.

[15] Edvardsen KI, Ramstad T. Håndbok 5 Trehus. Oslo: SINTEF akademisk forlag; 2014

[16] Norsk stålforbund

Tilgjengelig fra: <http://www.stalforbund.no/hjem>

[17] SINTEF byggforsk kunnskapssystemer

Tilgjengelig fra:

<https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=314§ionId=2>

[18] Institutt for bygg, anlegg og transport, Plastøpt vs. Prefabrikkert betong: valg av løsning. Guro Varvin Hjelseng, utgitt 2014.

Tilgjengelig fra: <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:no:ntnu:diva-26989>

[19] Wikipedia, søkeord: Betong. Sist endret 15.03.16

Tilgjengelig fra: <https://no.wikipedia.org/wiki/Betong>

[20] NTNU open Gjøvik, Quality hotel stand, Gjøvik. Olsen, Almudaffar og Vaslien, utgitt 2011.

Tilgjengelig fra: http://idtjeneste.nb.no/URN:NBN:no-bibsys_brage_18930

[21] Kynningsrud

Tilgjengelig fra:

<http://www.kynningsrud.no/forretningsomrader/prefab/produkter/betongprodukter/soyler-og-bjelker/>

[22] Statsbygg, Tre for bygg og bygg for tre

Tilgjengelig fra:

<http://www.statsbygg.no/files/publikasjoner/rapporter/treforByggogByggiTre2013-12238.pdf>

[23] Universitetet i Stavanger, Analysere og dimensjonere bærekonstruksjonen til et næringsbygg. Utgitt av Kristine Bjoland 28.05.2014.

Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/220004>

[24] Betongelement, Hulldekker på bæresystemer av stål

Tilgjengelig fra:

[http://www.betongelement.no/media/9467/BEF.Veileder.Hulldekker_L3\(5\).pdf](http://www.betongelement.no/media/9467/BEF.Veileder.Hulldekker_L3(5).pdf)

[25] NTNU, Oppførsel til momentbelastede knutepunkter for hulprofiler. Utgitt av Thomas Voksøy Bringsvor 2014.

Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/2351288>

[26] Consolis Spenncon

Tilgjengelig fra: <http://spenncon.no/produkter/etasjeskiller/>

[27] Lett-tak

Tilgjengelig fra: <http://lett-tak.no/taksystem/>

[28] Rockwools dimensjoneringsprogram for brannisolereng

Tilgjengelig fra: <http://www.rockwool.no/beregningsprogram/brannbeskyttelse+-+conlit>

[29] NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324900>

[30] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701>

[31] NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=696101>

[32] Builtworlds

Tilgjengelig fra: <http://www.builtworlds.com/news/2015/8/5/bimone-size-fits-no-one>

[33] SINTEF Byggforsk kunnskapssystemer

Tilgjengelig fra: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=332>

[34] SINTEF Byggforsk kunnskapssystemer

Tilgjengelig fra: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=305>

[35] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2

[36] Glava FireProtect

Tilgjengelig fra: <https://www.yumpu.com/no/document/view/47271071/isover-fireprotect-glava>

[37] Norsk Betongforening

Tilgjengelig fra: <http://www.betong.net/ikbViewer/Content/924423/NB15>

[38] SINTEF Byggforsk kunnskapssystemer

Tilgjengelig fra:

<http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&docNumber=451021>

[39] Nor Element

Tilgjengelig fra: www.norelement.no/?page_id=82

[40] Nordland Betongelement

Tilgjengelig fra: [http://nordland-](http://nordland-betongelement.no/produkt/utsparinger_i_hulldekker/skive_av_hulldekker_uten_p_st_p/)

[betongelement.no/produkt/utsparinger_i_hulldekker/skive_av_hulldekker_uten_p_st_p/](http://nordland-betongelement.no/produkt/utsparinger_i_hulldekker/skive_av_hulldekker_uten_p_st_p/)

[41] Betongelement foreningen

Tilgjengelig fra: http://www.betongelement.no/betongbok/BindB/Del_2/B12/12_4_2.pdf

VEDLEGG

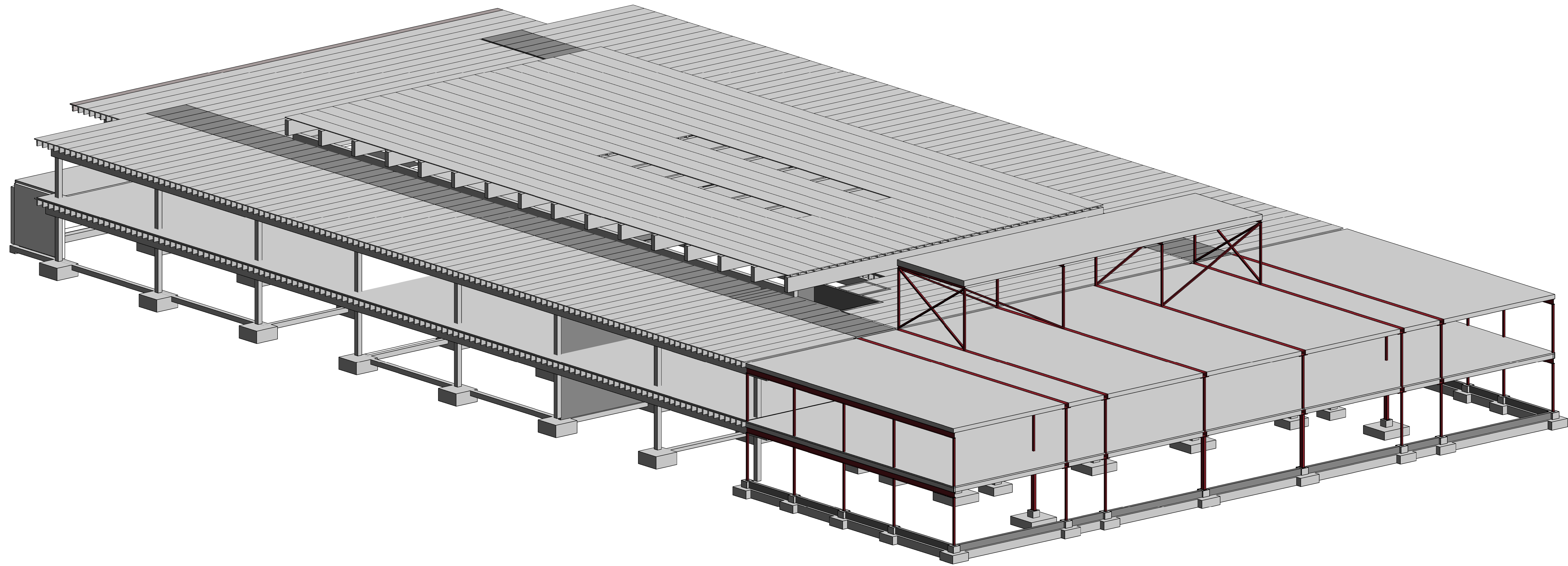
Innholdsfortegnelse

VEDLEGG 1	73
Vedlegg 1.1 – 3D oversikt.....	74
Vedlegg 1.2 – Ark. Grunnlag plan 1.etg.....	75
Vedlegg 1.3 – Ark. Grunnlag plan 2.etg.....	76
Vedlegg 1.4 – Fundamentplan.....	77
Vedlegg 1.5 – Dekke over 1.etg.....	78
Vedlegg 1.6 – Dekke over 2.etg.....	79
Vedlegg 1.7 – Tak over teknisk rom.....	80
Vedlegg 1.8 – Snittegninger.....	81
Vedlegg 1.9 – Detalj fundament.....	82
Vedlegg 1.10 – Detalj opplegg.....	83
Vedlegg 1.11 – Armerings detaljer.....	84
Vedlegg 1.12 – Armering trappehus.....	85
Vedlegg 1.13 – Bøyeliste.....	86
Vedlegg 1.14 – Prøveboringer.....	87
VEDLEGG 2	88
Vedlegg 2.1 – Dimensjoneringsrapport av stål Spjelkavik VGS.....	89
Vedlegg 2.2 – Kontrollberegning for søyle C.19.1 akse E1, 1.etg.....	123
Vedlegg 2.3 – Kontrollberegning av HSQ-stålbjelke 1.etg akse E.....	128
Vedlegg 2.4 – Beregning av søylefundament 1900x1900.....	131
Vedlegg 2.5 – Kontrollberegning for søylefundament 1900x1900.....	133
Vedlegg 2.6 – Beregning av søylefundament 1400x1400.....	136
Vedlegg 2.7 – Beregning av søylefundament 1200x1200.....	138
Vedlegg 2.8 – Dimensjonering av fotplate 250x150x12.5.....	140
Vedlegg 2.9 – Dimensjonering av fotplate 150x150x8.....	142
Vedlegg 2.10 – Dimensjonering av fotplate 100x100x8.....	144
Vedlegg 2.11 – Teori for skjærkrefter i betong.....	146
Vedlegg 2.12 – Dimensjonering av stålplate i bjelker.....	148
Vedlegg 2.13 – Nødvending armering i påstøp.....	150
Vedlegg 2.14 – Nødvendig veggarmoring i sjakt.....	152

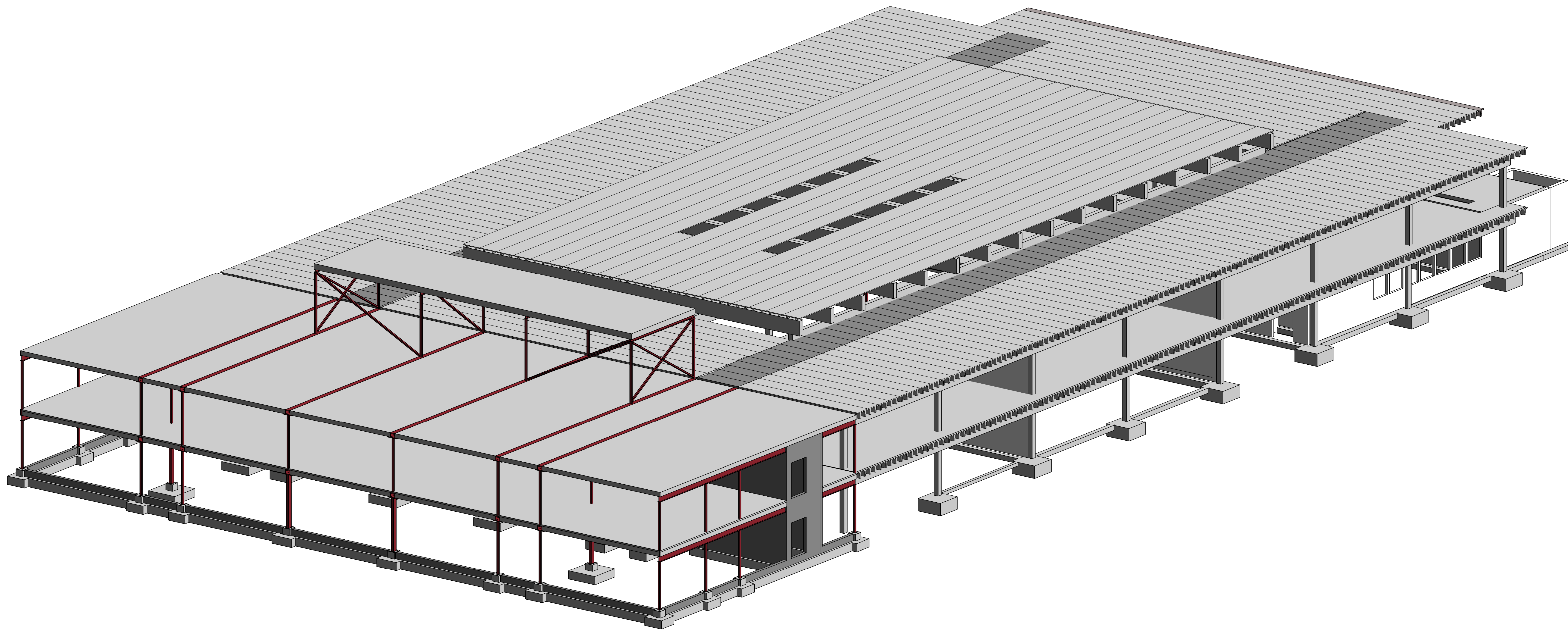
Vedlegg 2.15 – Nødvendig veggarmoring i trappehus.....	154
Vedlegg 2.16 – Dimensjonering av sveis.....	156
Vedlegg 2.17 – Dimensjonering av fundament under ringmur.....	157
Vedlegg 2.18 – Beregning av fundament under sjaktvegg.....	159
Vedlegg 2.19 – Beregning av fundament under trappehus.....	161
VEDLEGG 3.....	163
Vedlegg 3.1 – Utelukkelseskriterier for krav om seismisk påvisning.....	164
Vedlegg 3.2 – Mail fra lett-tak.....	167
Vedlegg 3.3 – Loggførte timer.....	168
Vedlegg 3.4 – Forprosjektrapport.....	171
Vedlegg 3.5 – Framdriftsplan.....	183
Vedlegg 3.6 – Framdriftsrapport uke 3-4.....	184
Vedlegg 3.7 – Framdriftsrapport uke 5-6.....	186
Vedlegg 3.8 – Framdriftsrapport uke 7-8.....	188
Vedlegg 3.9 – Framdriftsrapport uke 9-11.....	190
Vedlegg 3.10 – Framdriftsrapport uke 12-13.....	192
Vedlegg 3.11 – Framdriftsrapport uke 14-15.....	194
Vedlegg 3.12 – Framdriftsrapport uke 16-17.....	196
Vedlegg 3.13 – Framdriftsrapport uke 18-19.....	198

Vedlegg 1

Tegninger og bøyeliste til
armeringen

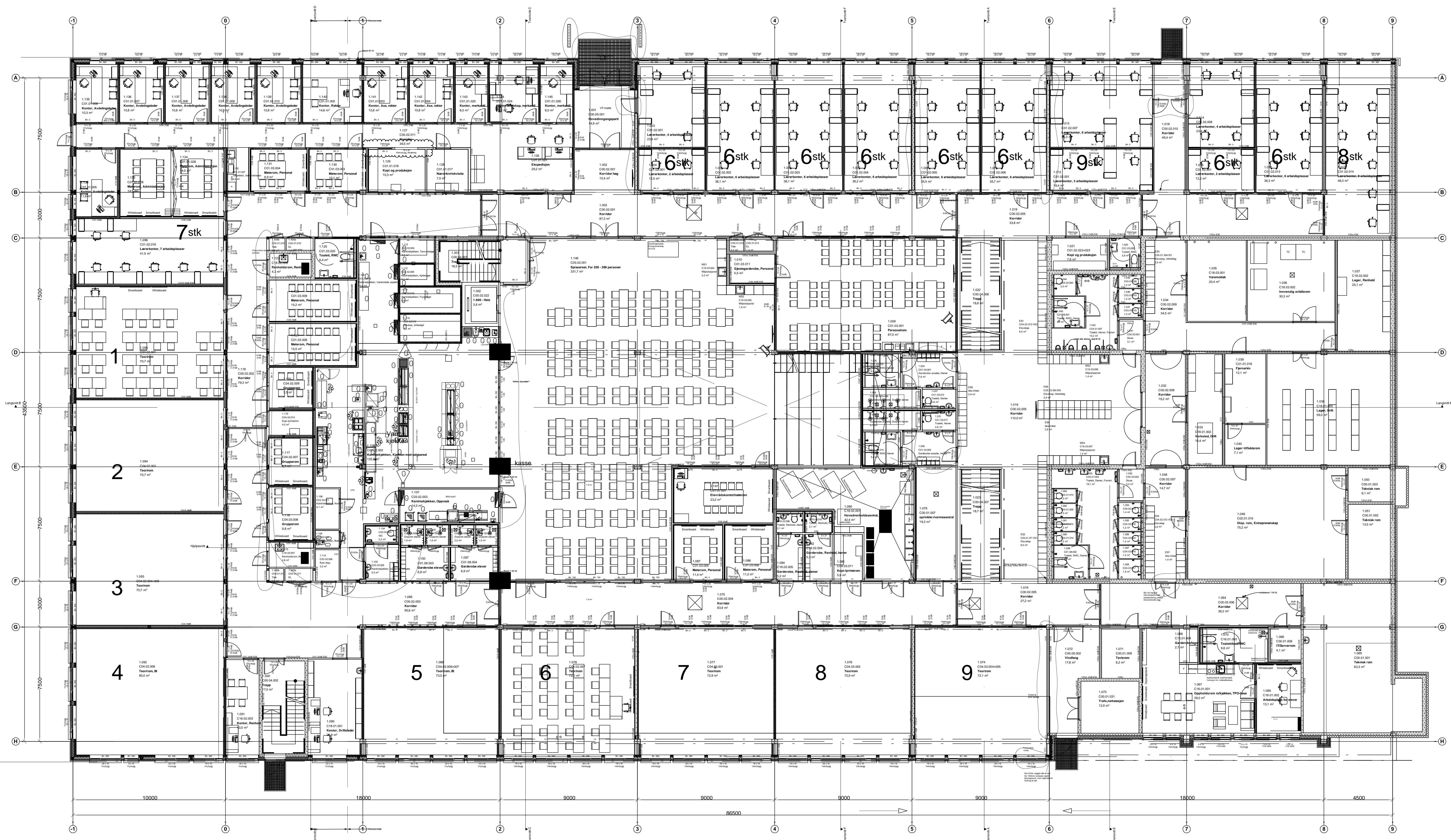


3D_1



3D_2

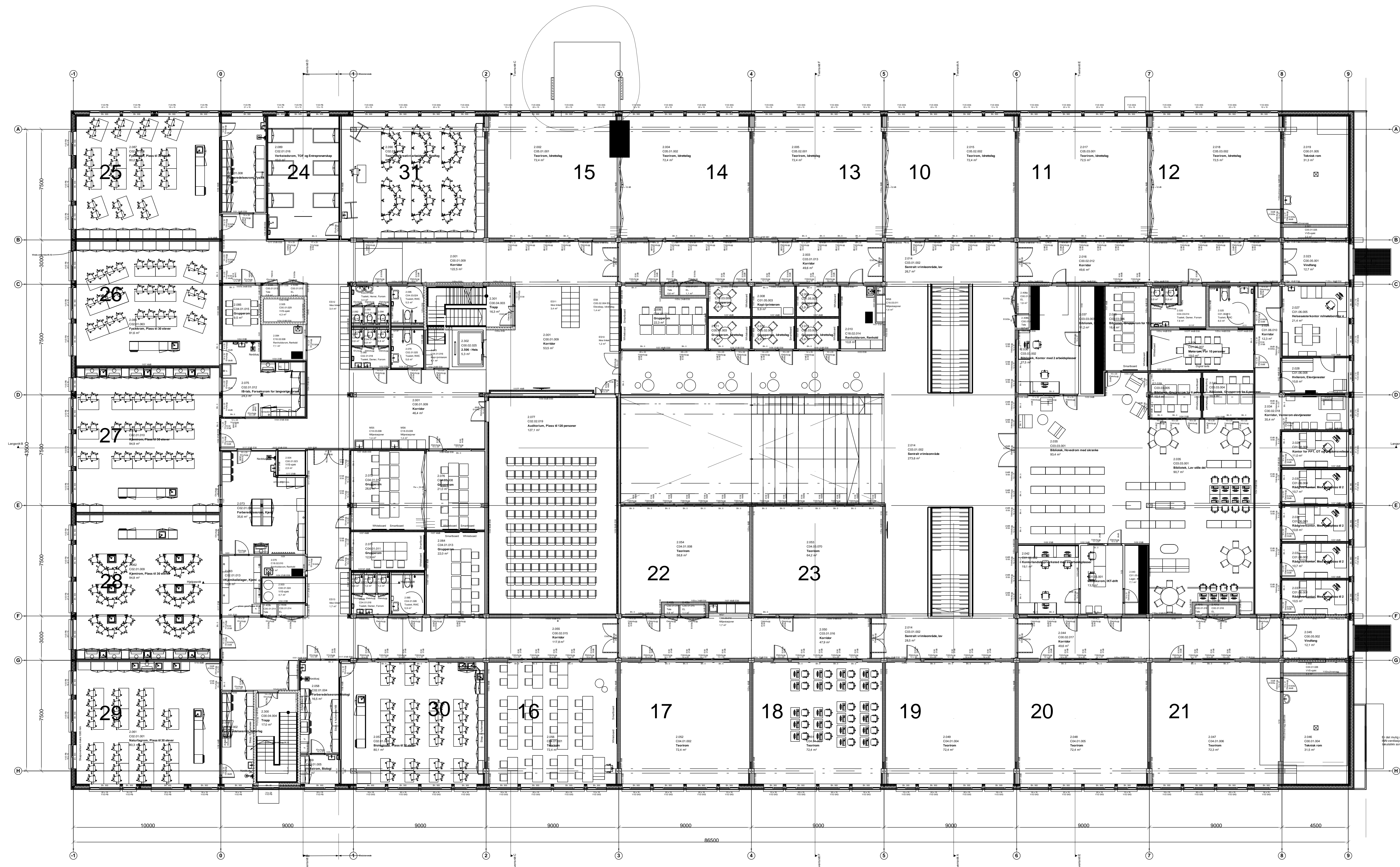
Konteks	Utsagningsnummer	Beriggen	Status
	B1		
<p>Respekt! Bevegelsesrett Prosjektarbeid</p> <p>Studentoppgave</p> <p>RAMBOLL</p>			
SPJELKAVIK VGS		Utsagningsnummer	
Vedlegg 1.1 - 3D Oversikt		Utsagningsnummer	
		Utsagningsnummer	
		Utsagningsnummer	
		Utsagningsnummer	
Konteks	Utsagningsnummer	Beriggen	Status
	B1		



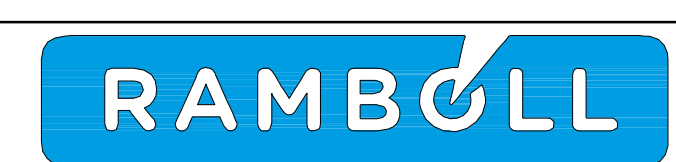
01.05.2016				
Prosjekt	Revisjon	Oppgave	Arkitekt	Godkjent
RAMBOLL				
Ramboll Norge AS - Region Midt Storgata 25 - 6002 Ålesund Tel 70 13 66 00 - Fax 70 13 66 01				
Vedlegg 1.2 - Arkitekt grunnlag Plan 1. etg.				Arkitekt
Oppgavesnummer				
Dokumentnummer				
Fasane				
Arkitekt, utg. dato				
Skala				1:100
Prosjekt	Bygg	Etage	Fag	Spesial
			ARK	plan
Prosjektets				Beskrivelse
Status				

ANMERKNING:

○ -



Prosjekt	Region	01.05.2016	Arkitekt	Arkitekt	Arkitekt
----------	--------	------------	----------	----------	----------



Ramboll Norge AS - Region Midt
 Storgata 25 - 6002 Ålesund
 Tel 70 13 66 00 - Fax 70 13 66 01

Vedlegg 1.3 - Arkitekt grunnlag
 Plan 2.etg.

Kontaktperson	Bygg	Design	Fag	Spesial	Type	Løpnummer	Prosjekt	Beskrivelse	Status

ARK Plan

BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2008			
BETONGKVALITET: B25	Dekk: B30	ARMERING: R500	Nett: B500/A
Fundamenter: B35	Vegger: B35	BRANNMOTSTAND: R90	Generelt: B500/C
BESTÅNDIGHETSKLASSE/EKSP.KLASSE: Generelt: M60/XC2		KLORIKLASSE: X1	Parkeringsdekk: CL 0.4
UTFORELSE ETTER NS-EN 13670:2009-NA:2010			Generelt: CL 0.1
UTFORELSESKLASSE: R5-01 (S10) (S10) (S10)	2	TOLERANSEKLASSE: 1	
HERBEKLSKASSE: R5-01 (S10) (S10) (S10)	3		
NOMINELL OVERDEKNING FOR ARMERINGSJERN: KONSTRUKTIV ARMERING			
NS-EN 12412 NA:2012 A1:2012			
UK GULV PÅ GRUNN: 50 mm			
UK GULV PÅ GRUNN, UAVRETTETT GRUNN: 25 mm			
FUNDAMENT, AVRETTETT GRUNN: 35 mm			
FUNDAMENT, AVRETTETT GRUNN: 50 mm			

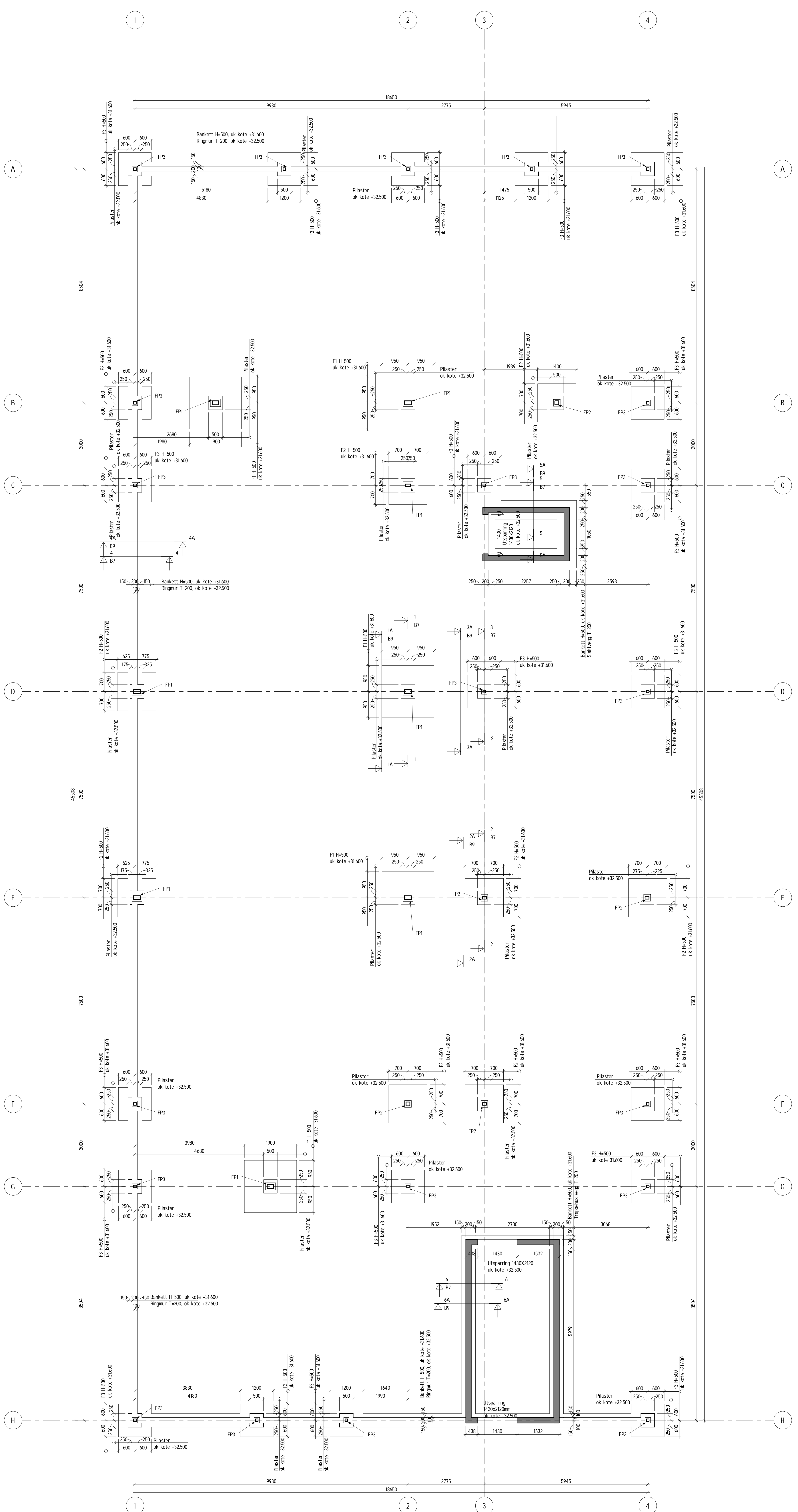
AMERKNINGER:

FP1 = Fotplate 370x270x25mm
 FP2 = Fotplate 250x250x20mm
 FP3 = Fotplate 200x200x15mm

Slopeses jevnt med øk pilaster, forankres med bøyle ø8

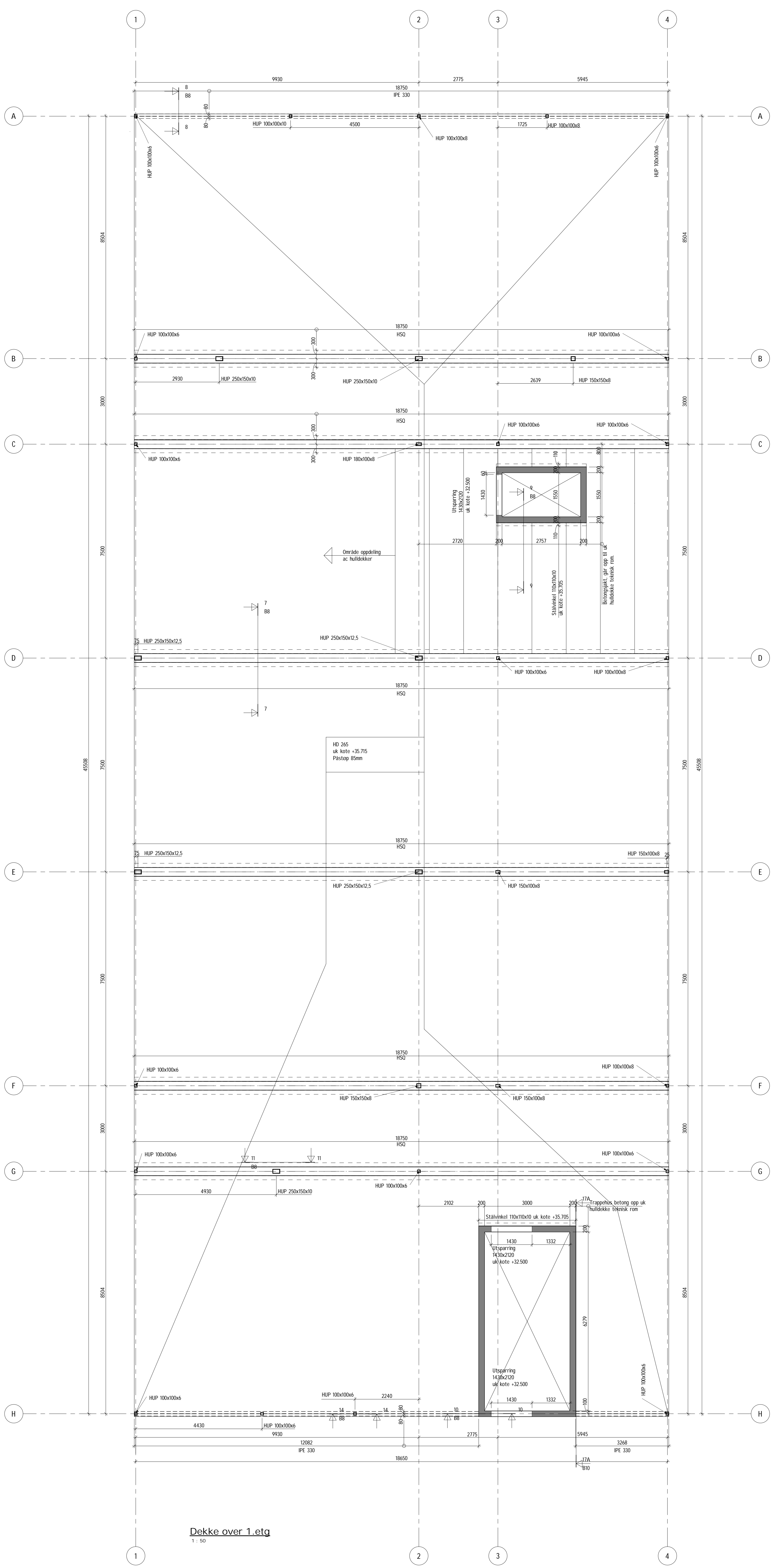
øk = overkant
 uk = underkant

ØBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3



Fundamentplan
1 - 50

Kompleks	Rydd	Fig	System	Type	Lappenummer	Revisjon	Fase	Status
							B2	
Revisjon Revisjonsnr. Dato Ingeniør Kontrollant Studentoppgave								
SPJELKAVIK VGS Vedlegg 1.4 - Fundamentplan Måltegning A0								
Oppdragsnummer: 0 Tegner: EO Kontrollant: EO Dato: 01/05/16 Skala: 1:50								
Kompleks	Rydd	Fig	System	Type	Lappenummer	Revisjon	Fase	Status
							B2	



Dekke over 1.etg
1 : 50

BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004-NA:2008	DREKKER: B30	ARMERING: R90	NETT: B500NA
BETONGKVALITET: Vegger: B30	Fundamenter: B35	BRANNMOTSTAND: R90	Generelt: B500NC
BESTÅNDELIGHETSKLASSE/EKSP.KLASSE: Generelt: M60/XC2	KLORIDKLASSE: R5-ER 200-1, p.11.3	Generelt: CL 0.4	Parkeringsdekker: CL 0.1
UTFØRELSE ETTER NS-EN 13470:2009+NA:2010			
UTFØRELSESKLASSE: R5-ER 200-1, p.11.3	2	TOLERANSESKLASSE: R5-ER 200-1, p.11.3	1
HERDEKLASSE: R5-ER 150-1, p.11.3	3		
NOMINELL OVERDEKNING FOR ARMERINGSJERN: NS-EN 12610 NA:06 A4:09m			
UK GULV PÅ GRUNN: 50 mm	UK VEGG: 25 mm		
UK GULV PÅ GRUNN UAVRETTETT GRUNN: 35 mm	UK VEGG: 35 mm		
FUNDAMENT - AVRETTETT GRUNN: 85 mm	UK VEGG: 85 mm		
	FUNDAMENT - AVRETTETT GRUNN: 50 mm		

STÅLKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1993-1-1:2005-NA:2008			
MATERIALKVALITETER: KONSTRUKSJONSSTÅL: R5-ER 1993-1-1, p.21.1.2.2.1	INNE: S355J0	UTE: S355J2	
BRANNMOTSTAND: R30	HØVEDBÆRESYSTEM: R30	SEKUNDBÆRESYSTEM: R30	
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSEKVENSKLASSE: CC2	UTFØRELSESKLASSE: EXC2		
BRUKSKATEGORI: P2	TOLERANSEKL.: FUNKSJONSTOLERANSE: 2		
PRODUKSJONSKATEGORI: PC2			
OVERFLATEBEHANDLING: NS-EN 10902-1			
HULLRÅTTSINTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING: 5 TIL 15 ÅR (M)			
KORROSJONSKAT.-STÅL UTE - CSM	ANBEFALT MALINGSYSTEM: VELGES AV LEV.		
RENGJØRINGSGRAD: P2	STÅL INNE - C1		
Stålkonstruksjonene skal leveres CE-merket iht CPR/NS-EN 1090-1			

ANMERKNINGER:
 HSO 305-320-600-40/60-10
 uk = underkant
 HD = Hulldekke
 Tegnet uten påstop

OBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3

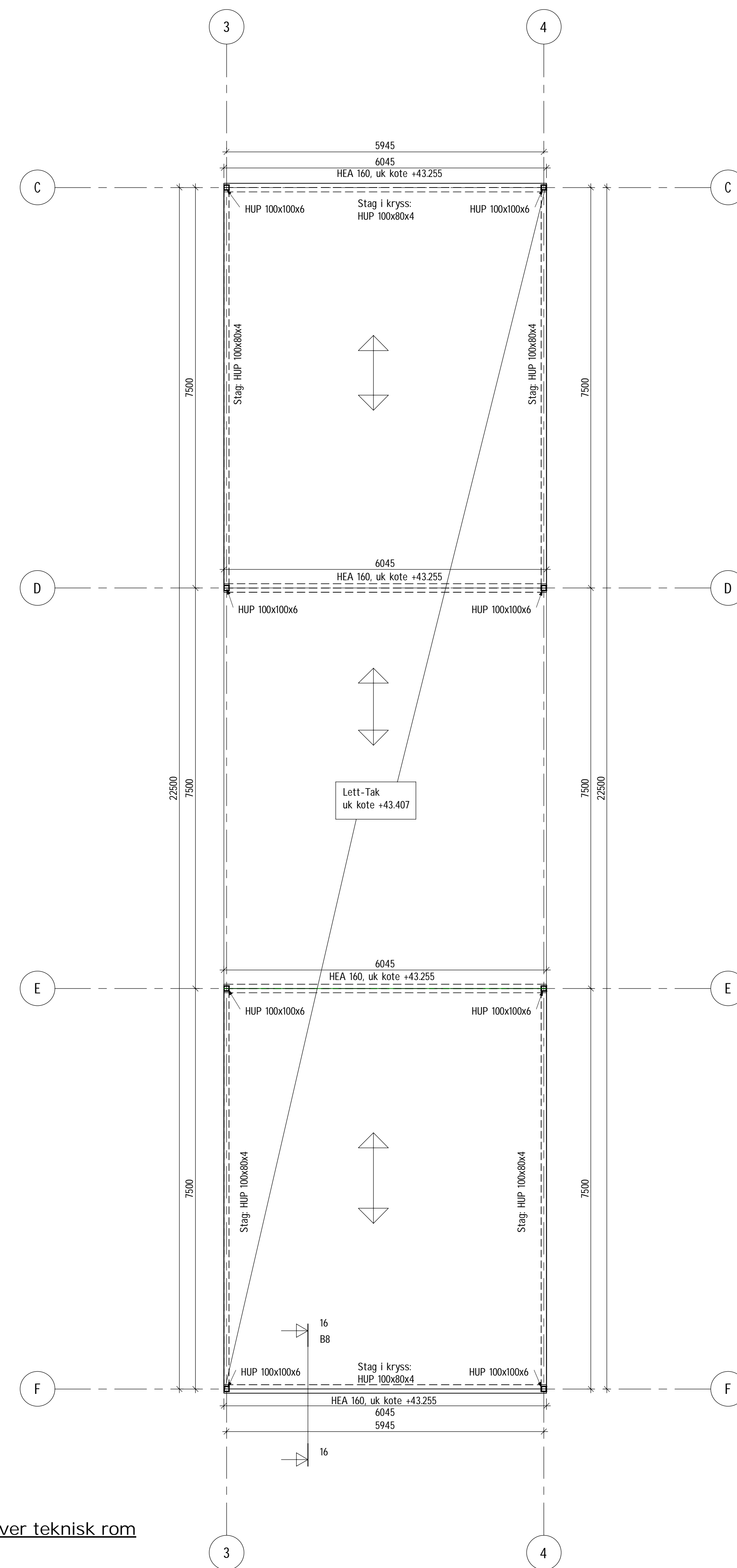
Kompleks	Rydd	Fig	System	Type	Løpernummer	Revisjon	Fase	Status												
						B3														
Beskrivelse Studentoppgave																				
SPJELKAVIK VGS Vedlegg 1.5 - Dekke over 1.etg Måltegning A0																				
<table border="1"> <tr> <td>Oppdragsnummer</td> <td>O</td> </tr> <tr> <td>Tegnet av</td> <td>EO</td> </tr> <tr> <td>Revisjon</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Godkjent</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Dato</td> <td>01/05/16</td> </tr> <tr> <td>Skala</td> <td>1:50</td> </tr> </table>									Oppdragsnummer	O	Tegnet av	EO	Revisjon		Godkjent		Dato	01/05/16	Skala	1:50
Oppdragsnummer	O																			
Tegnet av	EO																			
Revisjon																				
Godkjent																				
Dato	01/05/16																			
Skala	1:50																			
Kompleks	Rydd	Fig	System	Type	Løpernummer	Revisjon	Fase	Status												
						B3														

STÅLKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERET ETTER NS-EN 1993-1-1:2005-NA:2008			
MATERIALKVALITETER:	KONSTRUKSJONSTÅL S355J0	INNE S355J2	UTE S355J2
BRANNVOTSTAND:	R30 - HOVEDBÆRESYSTEM R30 - SEKUNDÆRBÆRESYSTEM		
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSERVENSKLASSE RS-EN 1993-2:2008 B1	OC2	UTFORBESKJASSE RS-EN 1993-2:2008 B12	EXC2
BRUKSKATEGORI RS-EN 1993-2:2008 B1	P2	TOLERANSEKJL: FUNKSJONTOLERANSE	2
PRODUKSKATEGORI RS-EN 1993-2:2008 B2	PC2		
OVERFLATEBEHANDLING: RS-EN 1993-2:2008 C1			
HOLBARHETSINTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING: 5 TIL 15 ÅR 00			
KORROSJONSKAT: STÅL UTE - C5M	ANBEFALT MALINGSYSTEM: STÅL INNE - C1	VELGES AV LEV.	
RENGJØRINGSGRAD RS-EN 1993-2:2008 B2	P2		
Stålkonstruksjonene skal leveres CE-merket iht. CPR/NS-EN 1090-1			

ANMERKNING:

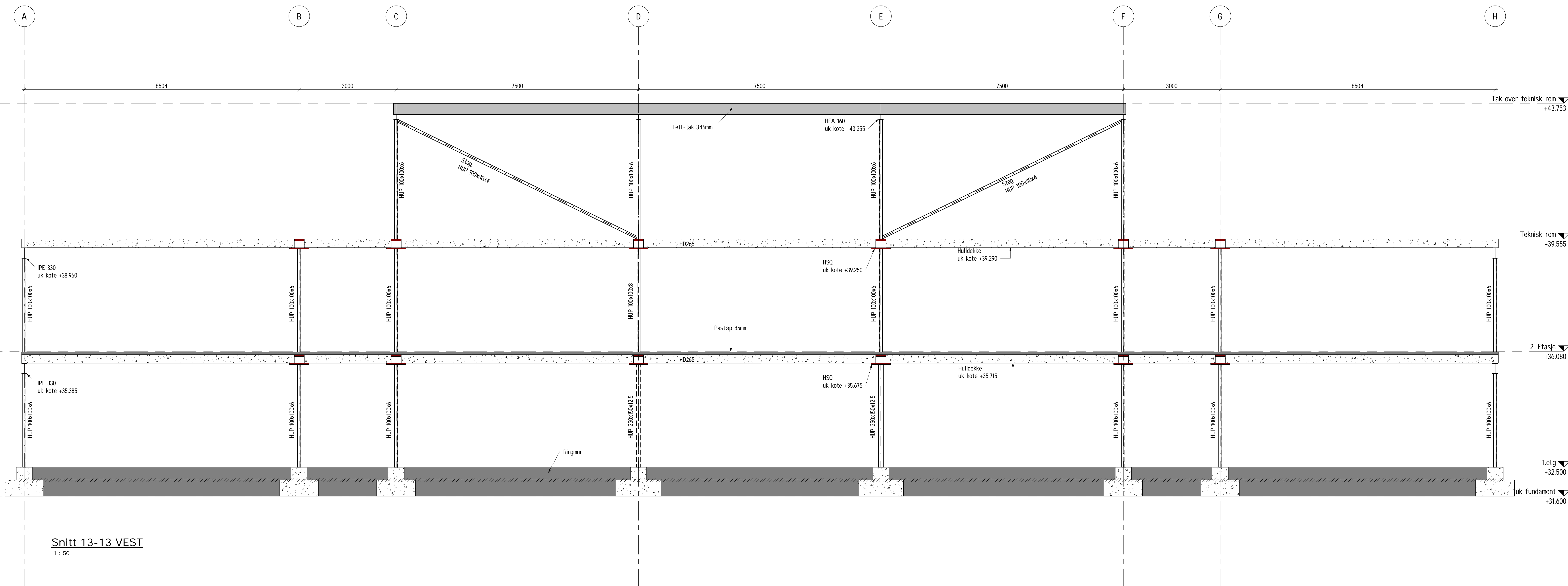
uk = underkant
Bonyttor Lett-tak element type 21
med 48x121mm trerekker
Pilene viser takets statiske bæreretning

OBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3



Dekke over teknisk rom
1 : 50

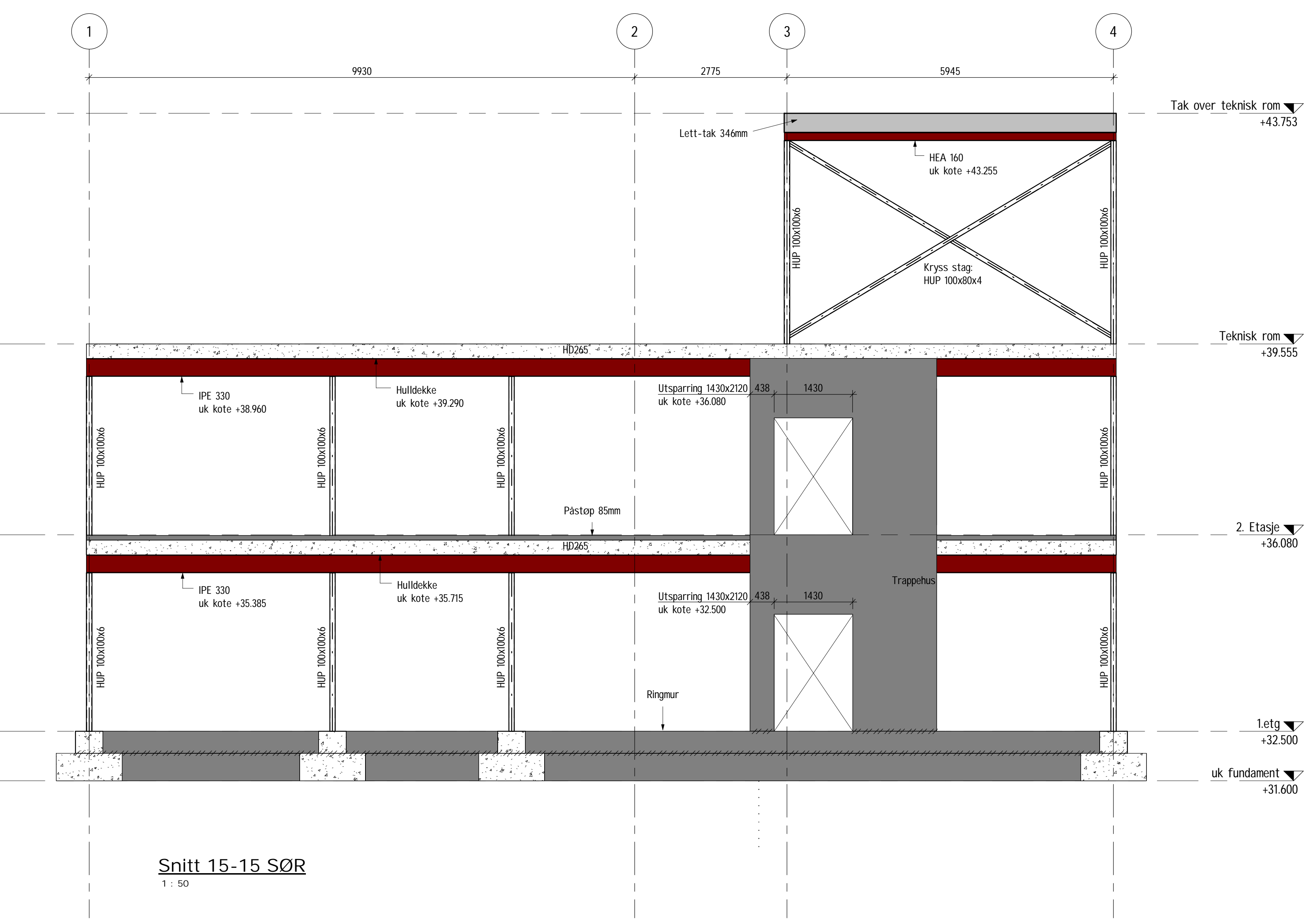
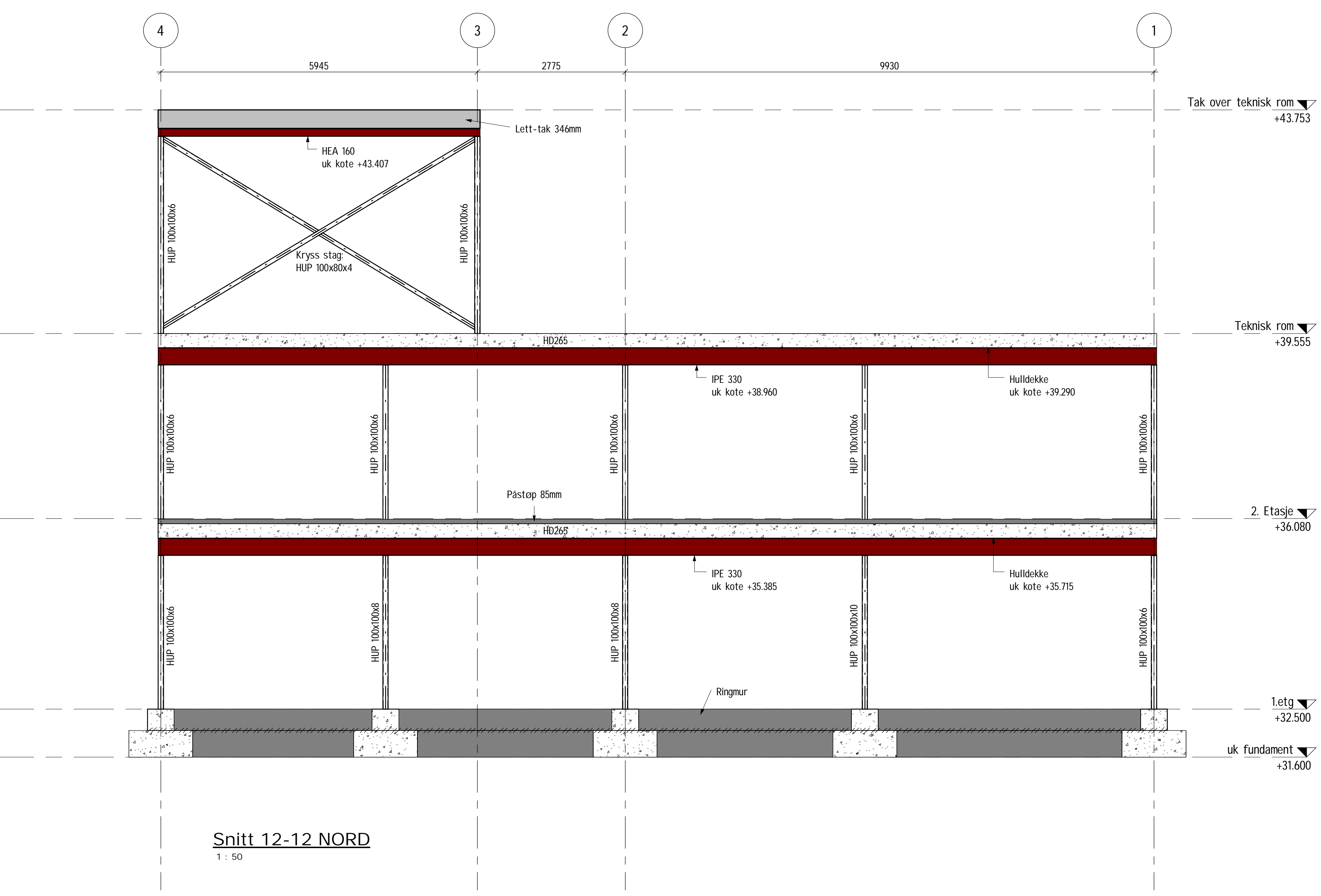
Kompleks	Tegningnummer	Beskrivelse	Status																																				
	B5																																						
<table border="1"> <tr> <td>Beskrivelse</td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> <td>Tegner</td> <td>Kontrollant</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Studentoppgave</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">RAMBOLL</td> </tr> </table>				Beskrivelse	Oppgavetittel	Dato	Tegner	Kontrollant	Studentoppgave					RAMBOLL																									
Beskrivelse	Oppgavetittel	Dato	Tegner	Kontrollant																																			
Studentoppgave																																							
RAMBOLL																																							
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">SPJELKAVIK VGS</td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Tegner</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Kontrollant</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Tegner</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Kontrollant</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Tegner</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Kontrollant</td> <td>Dato</td> </tr> </table>				SPJELKAVIK VGS		Oppgavetittel	Dato			Tegner	Dato			Kontrollant	Dato			Oppgavetittel	Dato			Tegner	Dato			Kontrollant	Dato			Oppgavetittel	Dato			Tegner	Dato			Kontrollant	Dato
SPJELKAVIK VGS		Oppgavetittel	Dato																																				
		Tegner	Dato																																				
		Kontrollant	Dato																																				
		Oppgavetittel	Dato																																				
		Tegner	Dato																																				
		Kontrollant	Dato																																				
		Oppgavetittel	Dato																																				
		Tegner	Dato																																				
		Kontrollant	Dato																																				
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Vedlegg 1.7 - Tak over tekn.rom Måltegning A0</td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Tegner</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Kontrollant</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Oppgavetittel</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Tegner</td> <td>Dato</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>Kontrollant</td> <td>Dato</td> </tr> </table>				Vedlegg 1.7 - Tak over tekn.rom Måltegning A0		Oppgavetittel	Dato			Tegner	Dato			Kontrollant	Dato			Oppgavetittel	Dato			Tegner	Dato			Kontrollant	Dato												
Vedlegg 1.7 - Tak over tekn.rom Måltegning A0		Oppgavetittel	Dato																																				
		Tegner	Dato																																				
		Kontrollant	Dato																																				
		Oppgavetittel	Dato																																				
		Tegner	Dato																																				
		Kontrollant	Dato																																				
Kompleks	Tegningnummer	Beskrivelse	Status																																				
	B5																																						



BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008			
BETONGKVALITET:	Dekker: B30	Armering: B500A	Nett: B500NA
VEGGER:	B30	Generelt: B500A	
Fundamenter:	B35	BRANNMOTSTAND:	R90
BESTANDIGHETSKLASSE/EKSP.KLASSE:	Generelt: M40/XC2	KLORIDKLASSE:	CL 0,4
		Generelt: M40/XC2	Pareringsdekker: CL 0,1
UTFØRELSE ETTER NS-EN 12670:2009+NA:2010		UTØRELSESKLASSE:	2
UTØRELSESKLASSE:	NS-EN 12670:2009+NA:2010	TOLERANSEKLASSE:	1
HERSKLASSE:	3		
HERSKLASSE:	3		
MINNELL OVERDEKNING FOR ARMERINGSJERN:		KONSTRUKTIV ARMERING:	
NS-EN 12670:2009+NA:2010, pkt. 4.2.1		NS-EN 12670:2009+NA:2010, pkt. 4.2.2	
		UK GULV PÅ GRUNN:	50 mm
		YK. VEGG:	25 mm
		YK. VEGG:	35 mm
		UK GULV PÅ GRUNN, UAVRETTET GRUNN:	85 mm
		FUNDAMENT, AVRETTET GRUNN:	50 mm

STÅLKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008			
MATERIALKVALITETER:		INNE	S355J0
KONSTRUKSJONSTÅL:	NS-EN 10025-2:2004, pkt. 1.2.1, 1.8.3.3	UTE	S355J2
BRANNMOTSTAND:	R30 - HUVEDBÆRESYSTEM		
	R30 - SEKUNDERBÆRESYSTEM		
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSEKVENSKLASSE:	CC2	UTØRELSESKLASSE:	EXC2
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1		NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1	
BRUKSKATEGORI:	P2	TOLERANSEKL. - FUNKS.KONSTOLERANSE:	2
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1		NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1	
PRODUKSKATEGORI:	P2		
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B2			
OVERFLATEBEHANDLING:			
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1		HOLDNINGSENTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING:	5 TIL 15 ÅR (M)
		NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1	
KORROSJONSKATEGORI:	STÅL UTE - CSM	ANBEFALT MALINGSYSTEM:	VELGES AV LEV.
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1		NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1	
RENGJØRINGSGRAD:	STÅL INNE - C1		
NS-EN 1090-2:2004, Tabell B1			

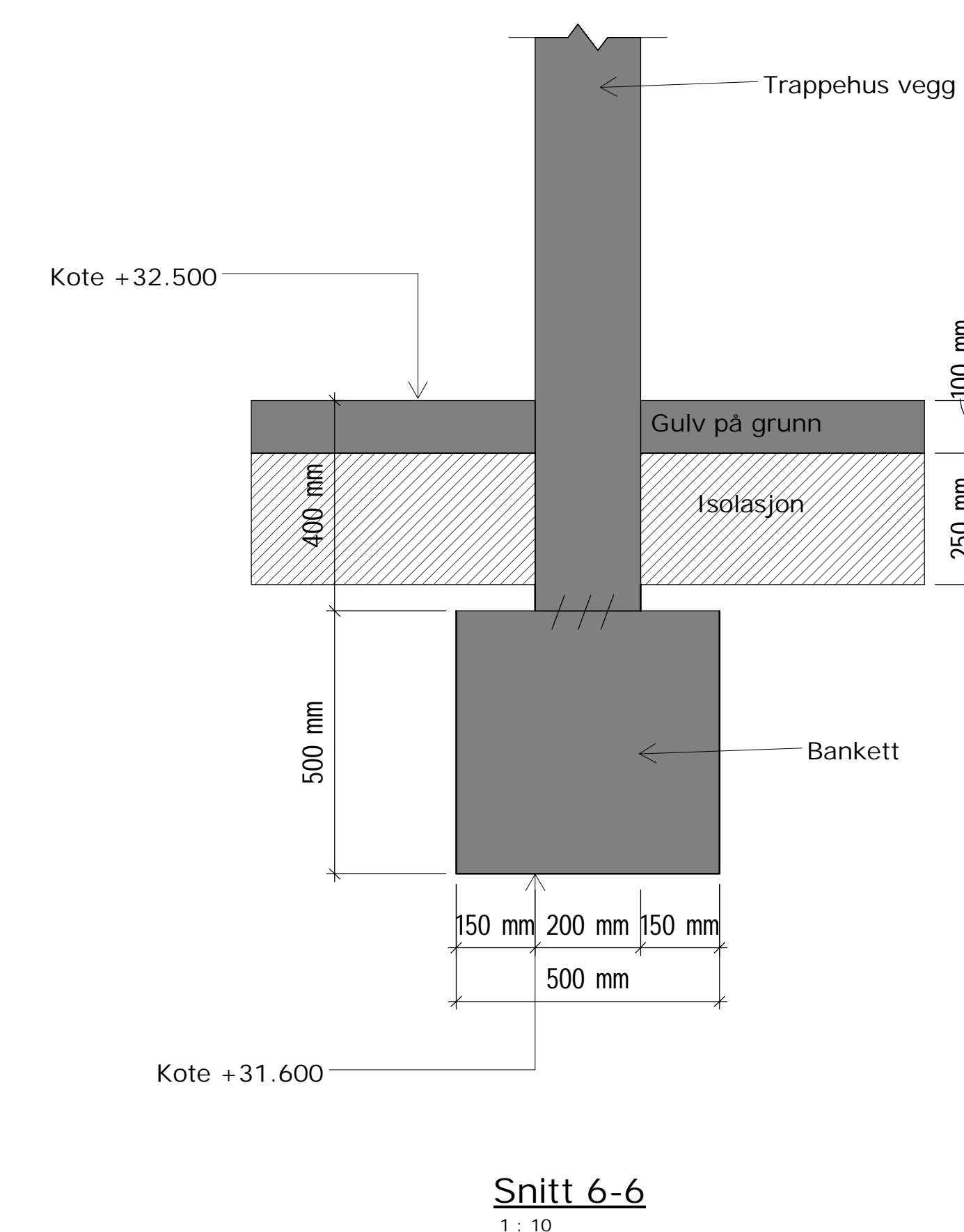
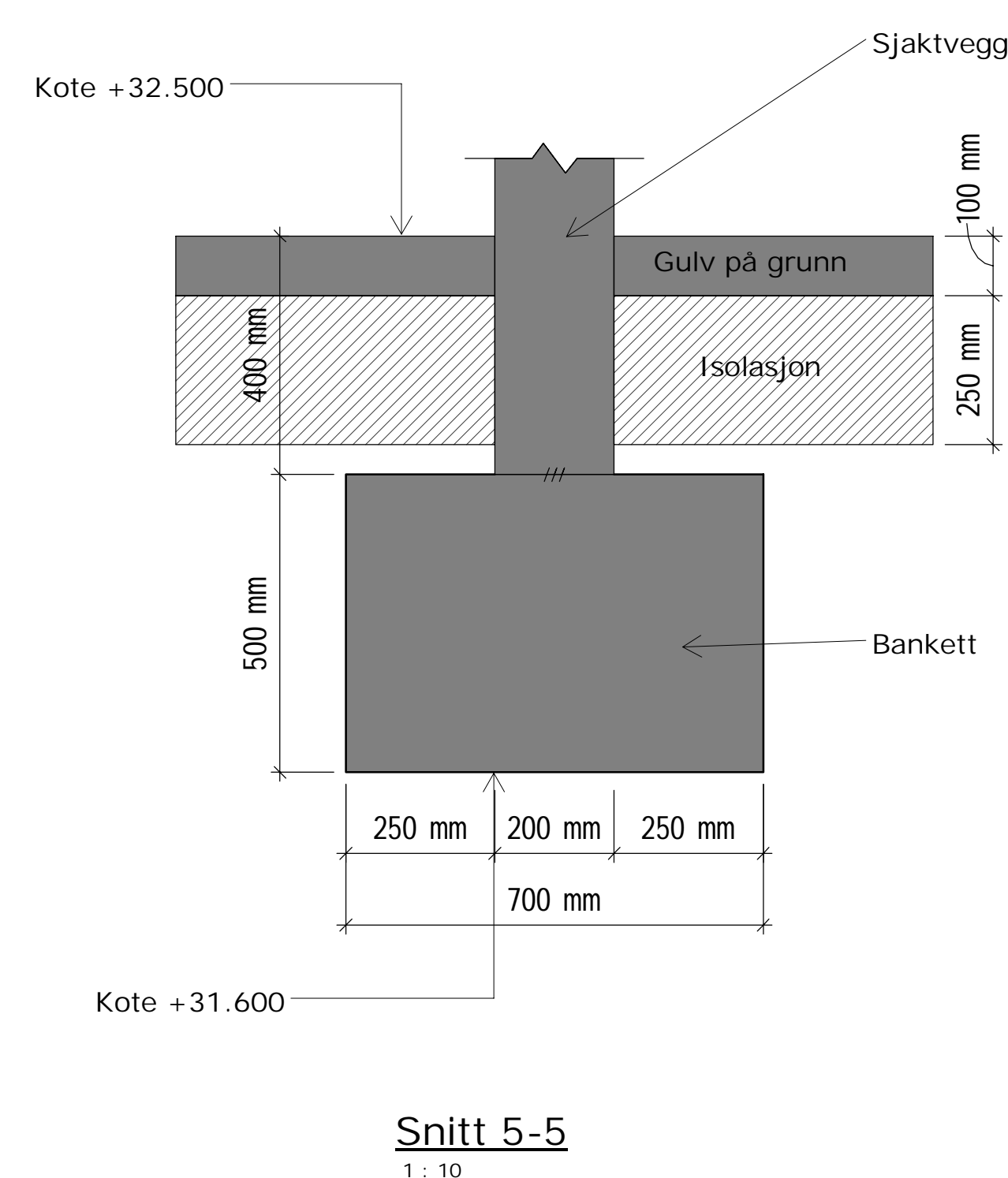
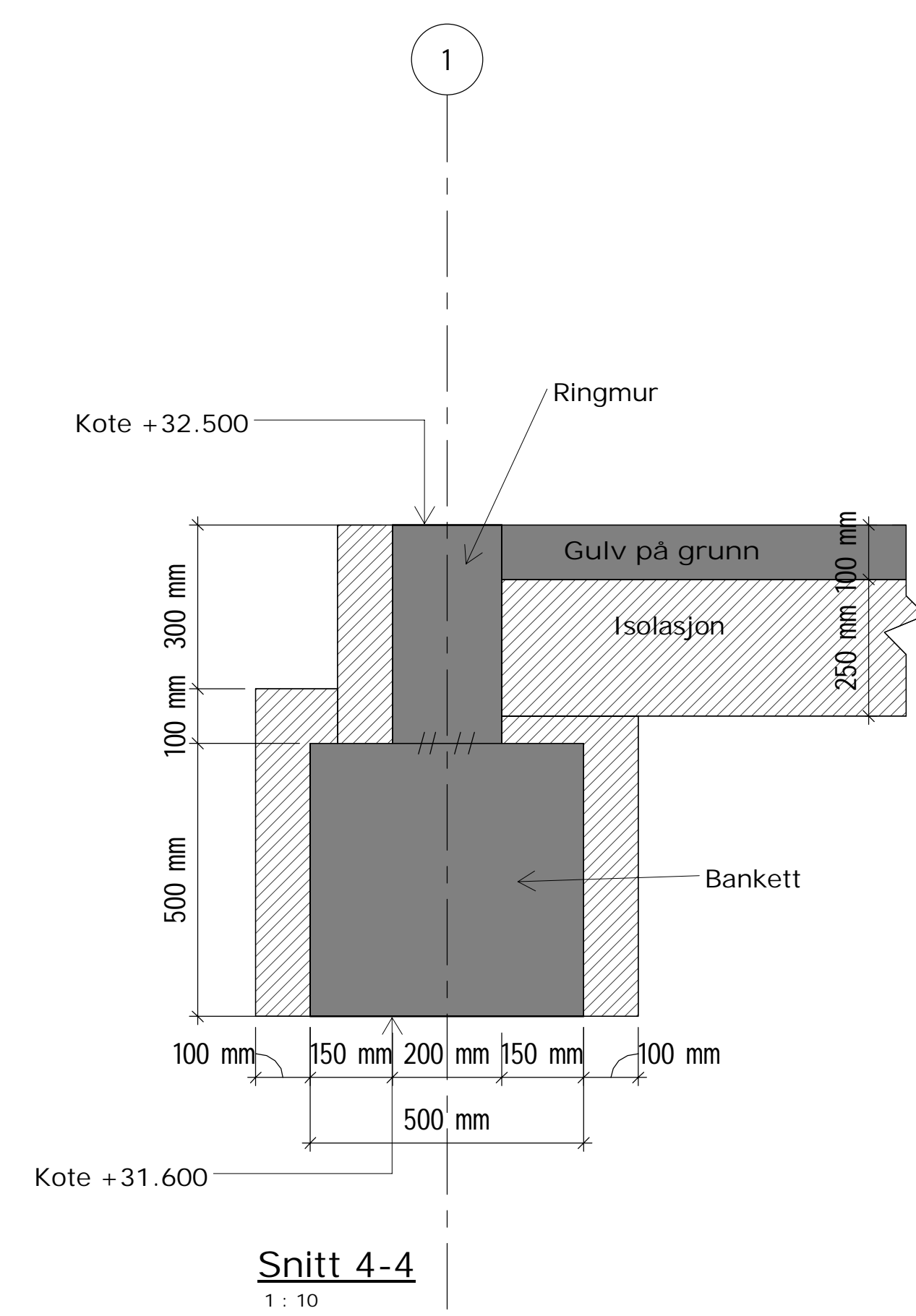
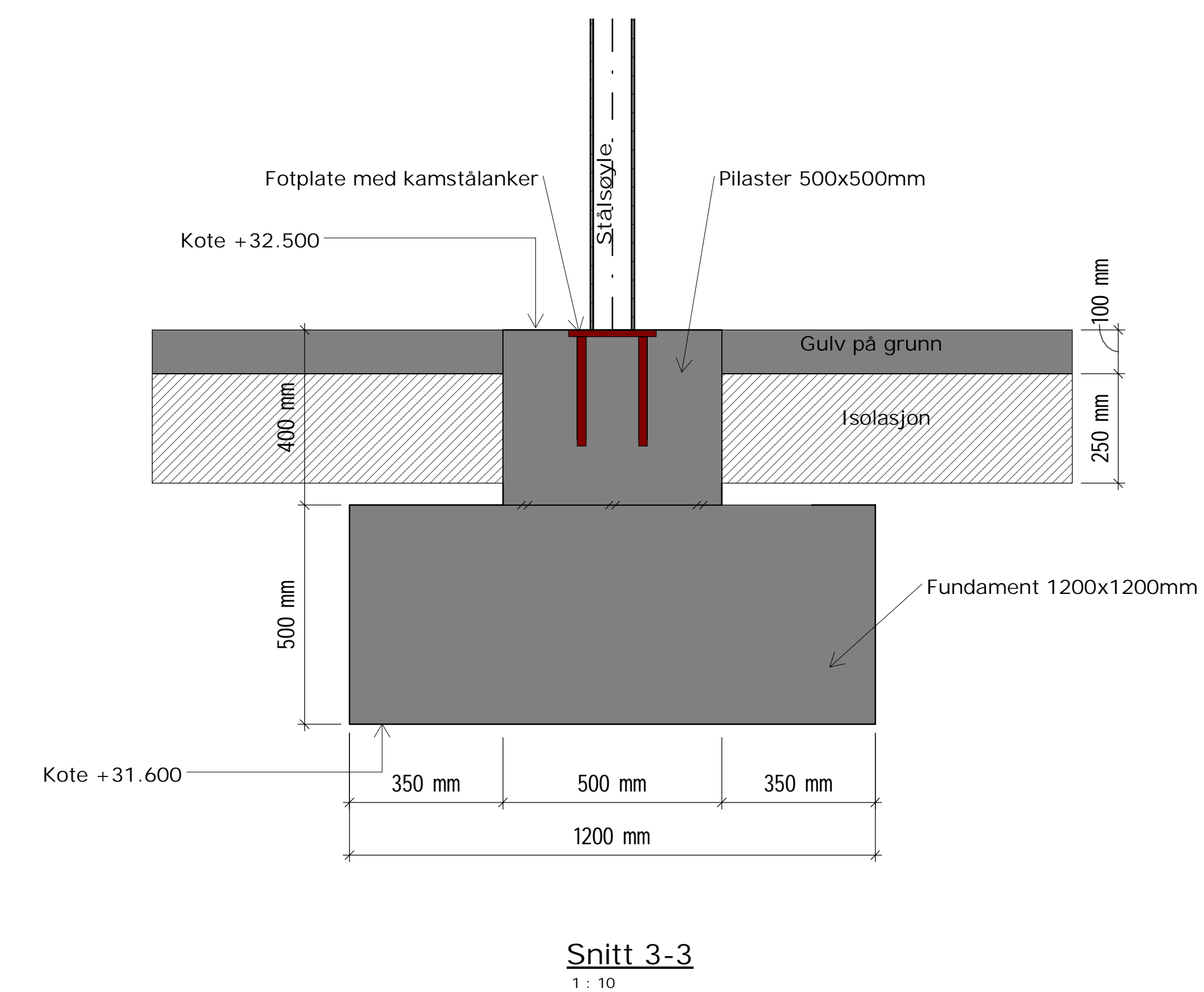
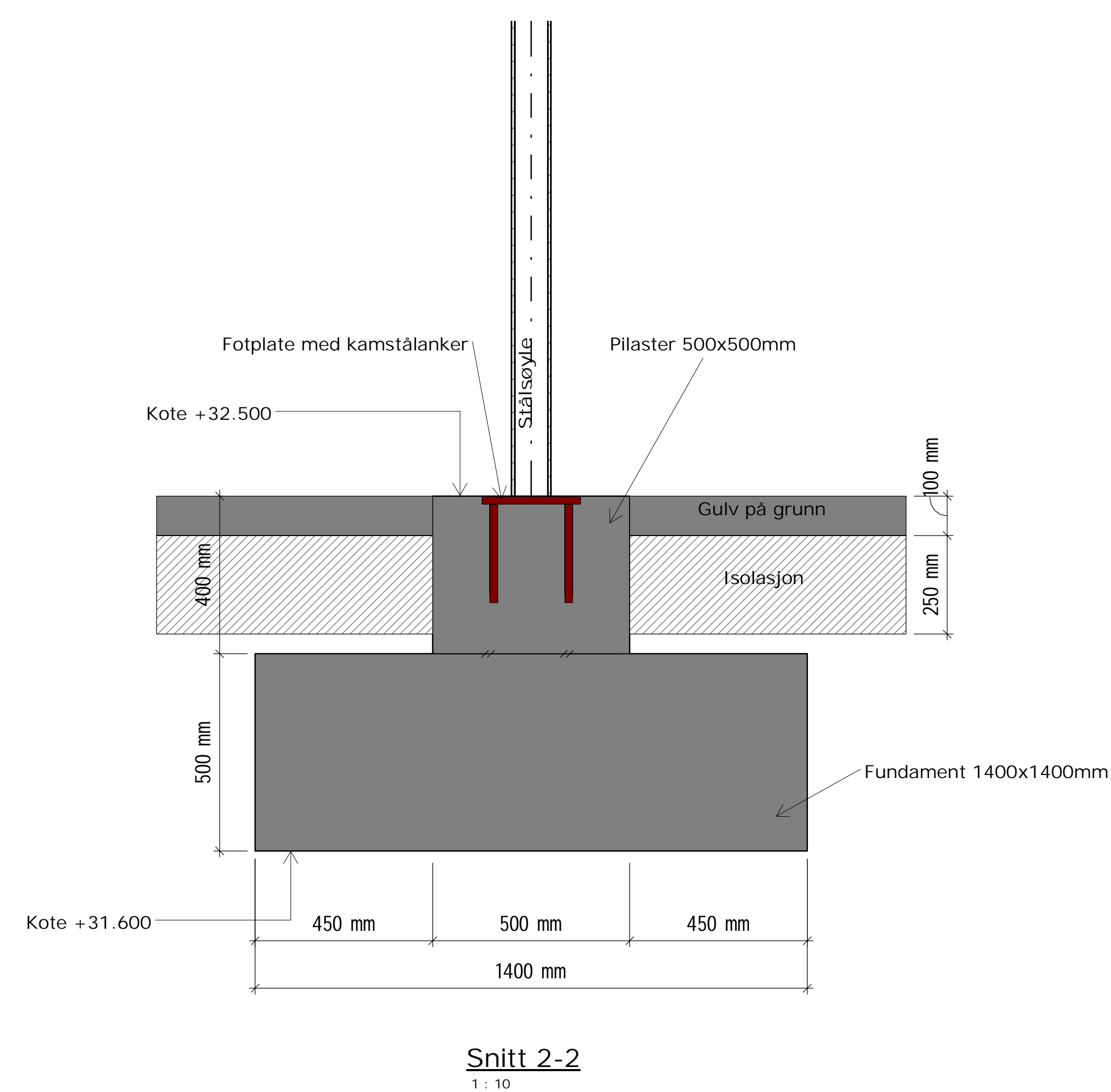
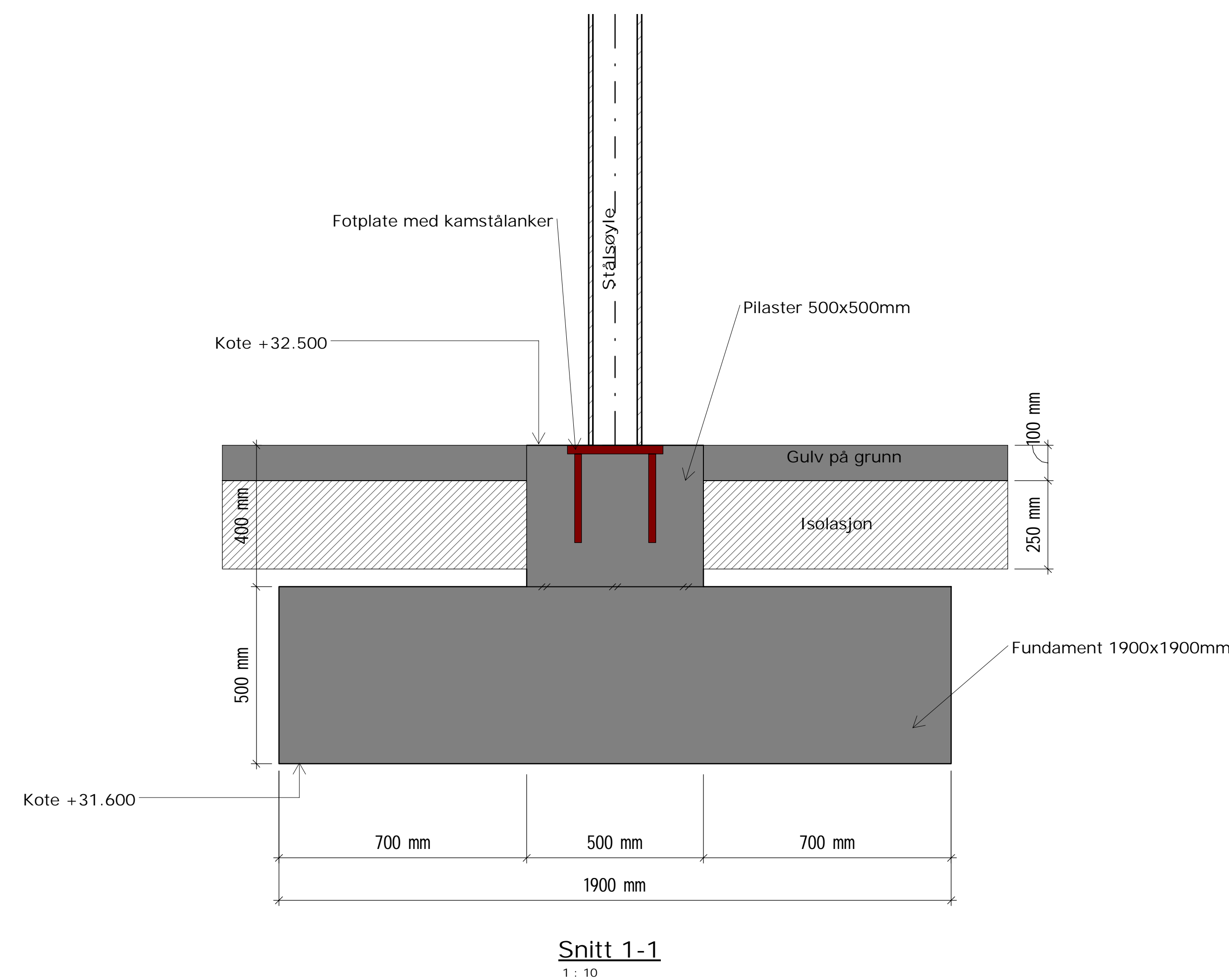
AMERKNINGER:
uk = underkant
OBS! Tegning er plottet til A0, men printet i A3



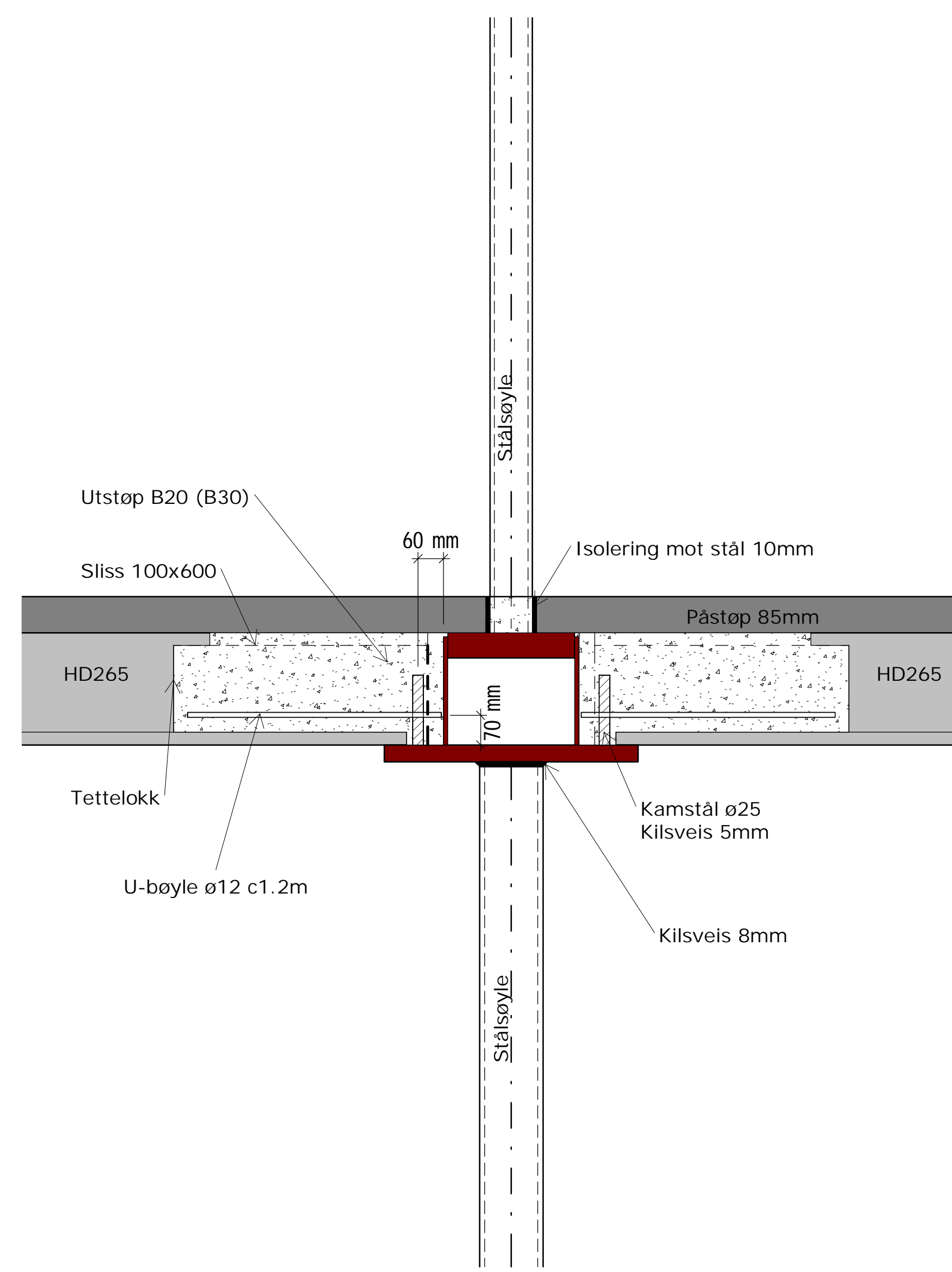
Korridor	Tegningnummer	Revisjon	Status
	B6		
<p>Studentoppgave</p>			
<p>SPJELKAVIK VGS</p> <p>Vedlegg 1.8 - Snittegninger</p> <p>A0</p>			
Kompleks	Tegningnummer	Status	
	B6		

BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008			
BETONGKVALITET: Døkker: B30	ARBEIDING: Vegg: B30	Nett: B500/A	
Fundamenter: B35	BRANNMOTSTAND: R90	Generelt: B500/C	
BESTANDIGHETSKLASSE/EKSPKLASSE: RS-EN 206-1:2000:NA3	KLORIDKLASSE: NS-EN 206-1:2000:NA3	Generelt: CL 0,4	
Generelt: M40/XC2	Pareringsdøkker: CL 0,1		
UTFØRELSE ETTER NS-EN 13670:2009+NA:2010	UTFØRELSESKLASSE: 2	TOLERANSEKLASSE: 1	
HERDEKLASSE: NS-EN 12412:2002:NA3	HERDEKLASSE: NS-EN 12412:2002:NA3		
NOMNELL OVERDEKNING FOR ARMERINGSJERN: NS-EN 12618:2002:NA3			
KONSTRUKTIV ARMERING: NS-EN 12618:2002:NA3			
UK GULV PÅ GRUNN: 50 mm	IK VEGG: 25 mm		
UK GULV PÅ GRUNN, UAVRETNET GRUNN: 85 mm	FUNDAMENT - AVRETNET GRUNN: 50 mm		

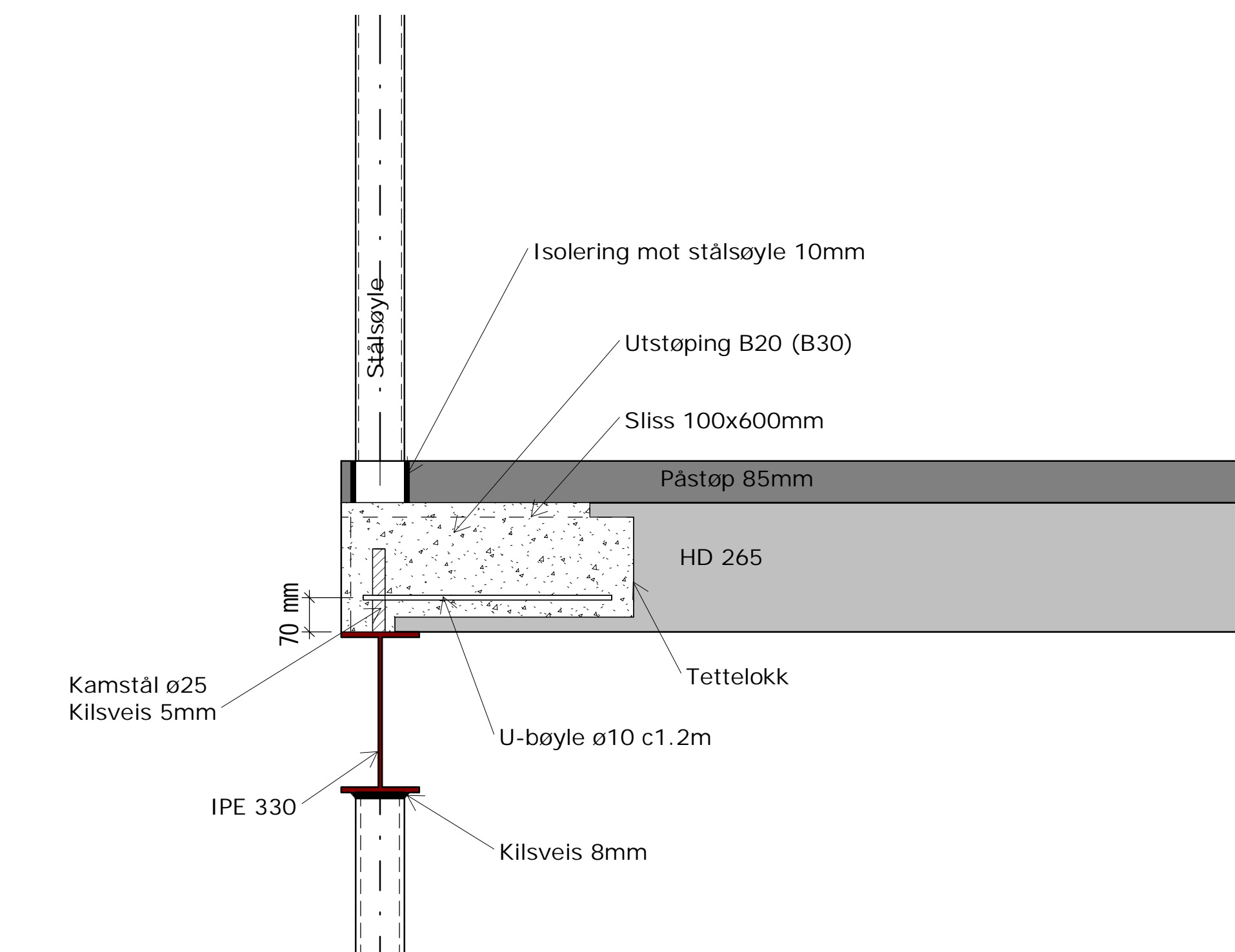
ØSI Tegningen er plottet til A0, men printet i A3



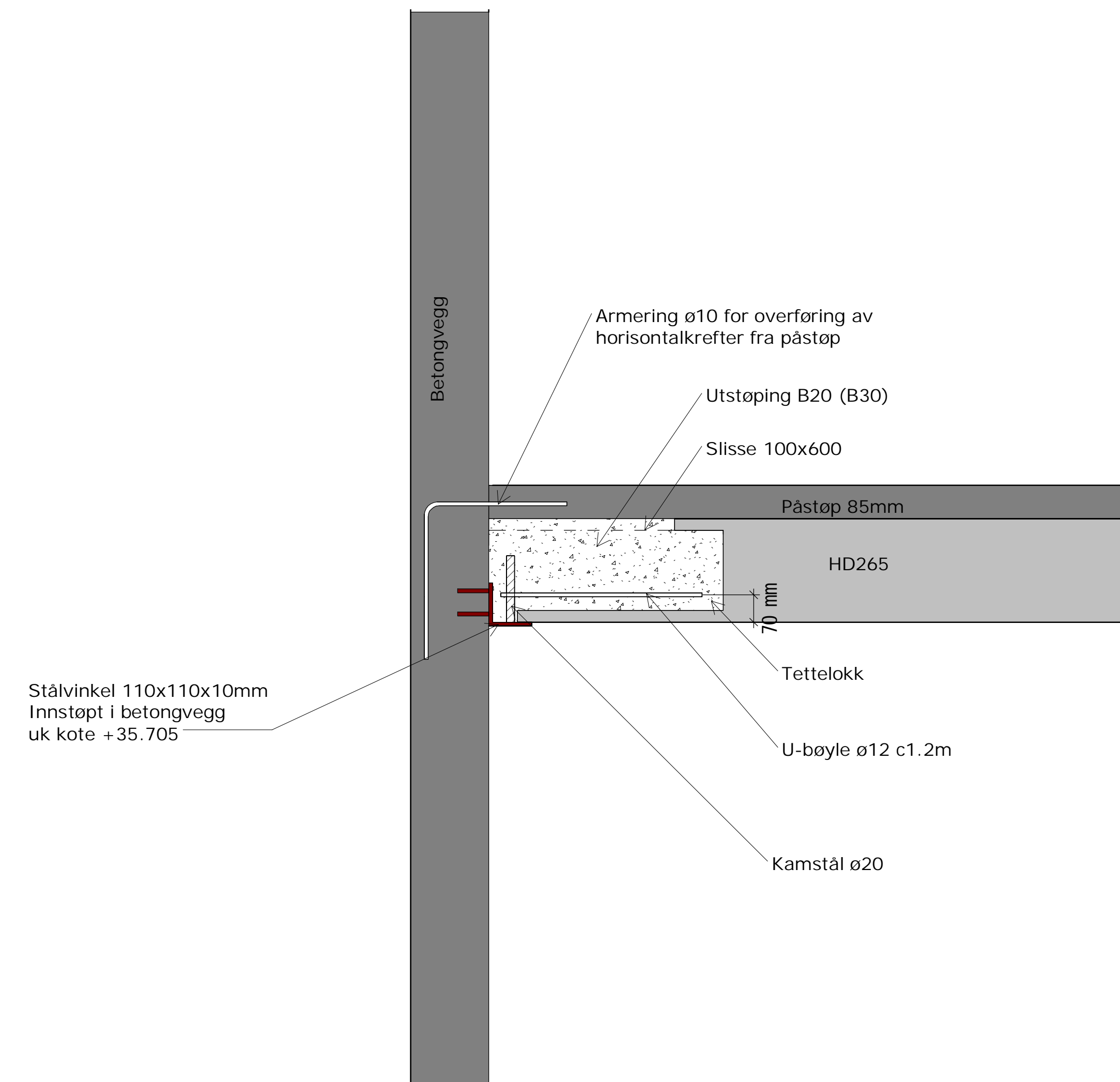
Kompleks	Tegningsnummer	Revisjon	Status
	B7		
Besøpt/Revurtert: _____ Dato: _____ Tegnet: _____ Kontrollert: _____			
Studentoppgave			
RAMBOLL			
SPJELKAVIK VGS			Tegningsnummer: O Tegner: EO Kontrollert: _____
Vedlegg 1.9 - Detalje Fundament A0			Kontrollert: _____ Tegningsnummer: 01.05.16 Skala: 1:10 Besøpt/Revurtert: _____
Kompleks	Tegningsnummer	Revisjon	Status
	B7		



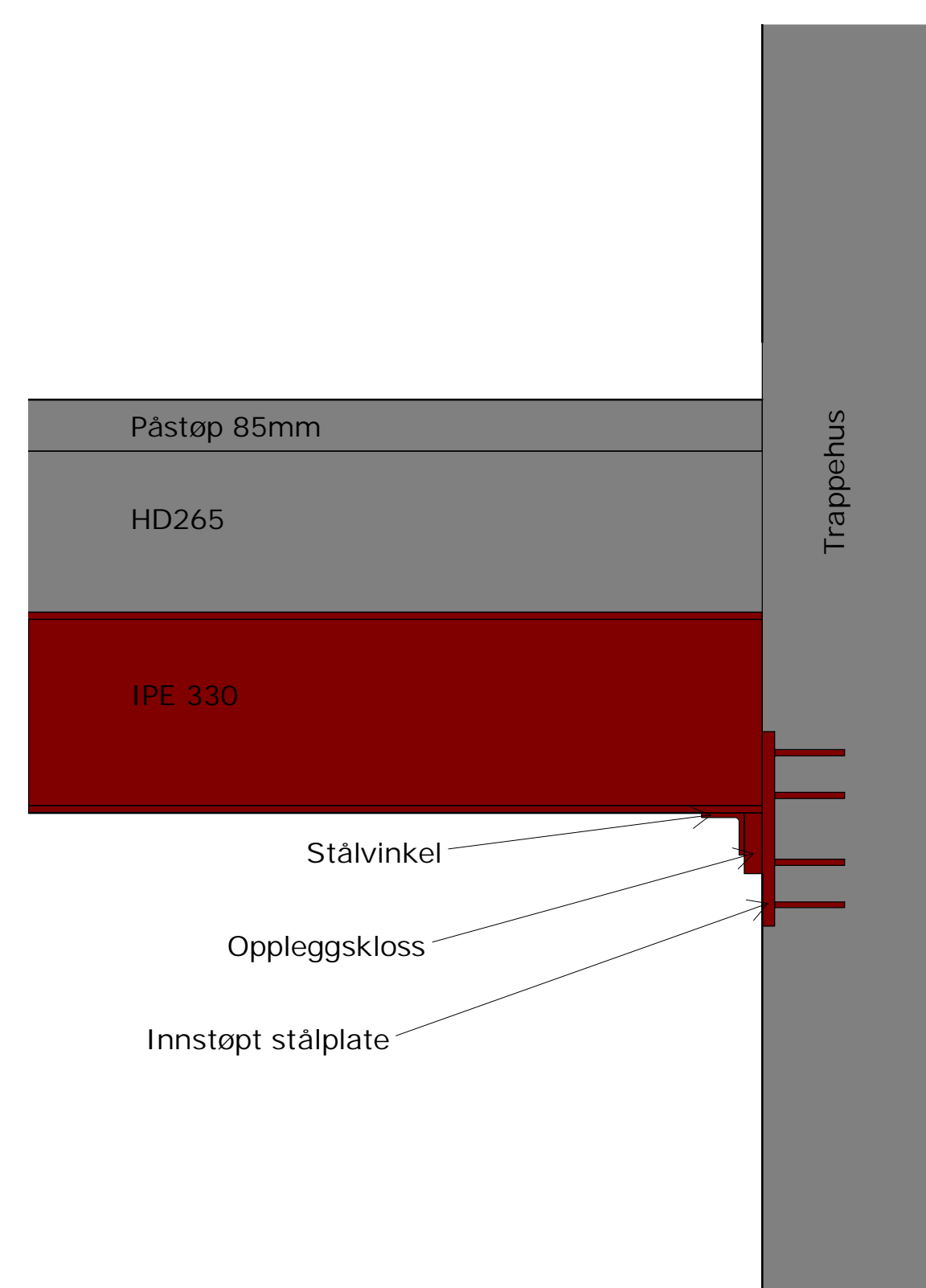
Snitt 7-7 Opplegg
1 : 10



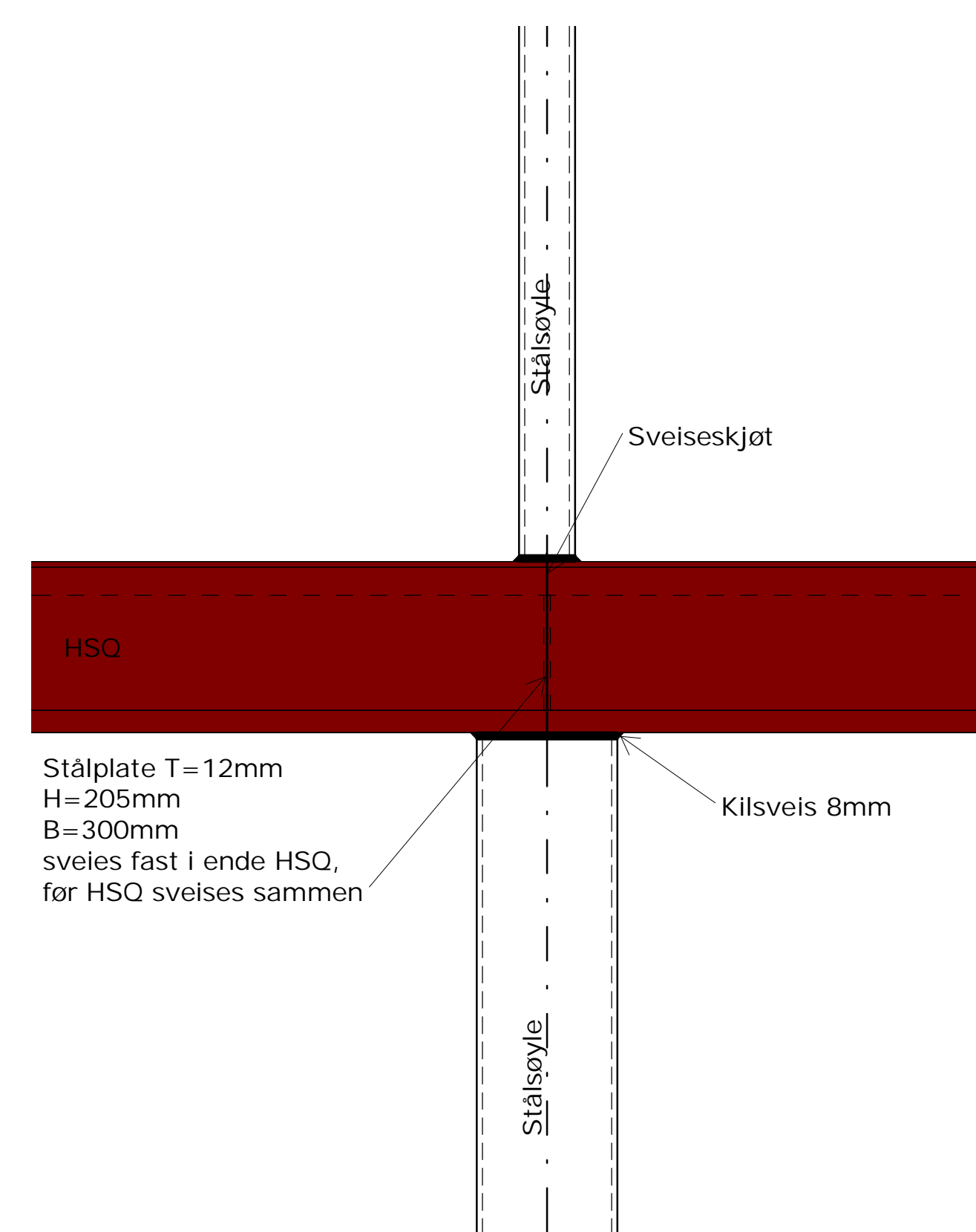
Snitt 8-8 Opplegg
1 : 10



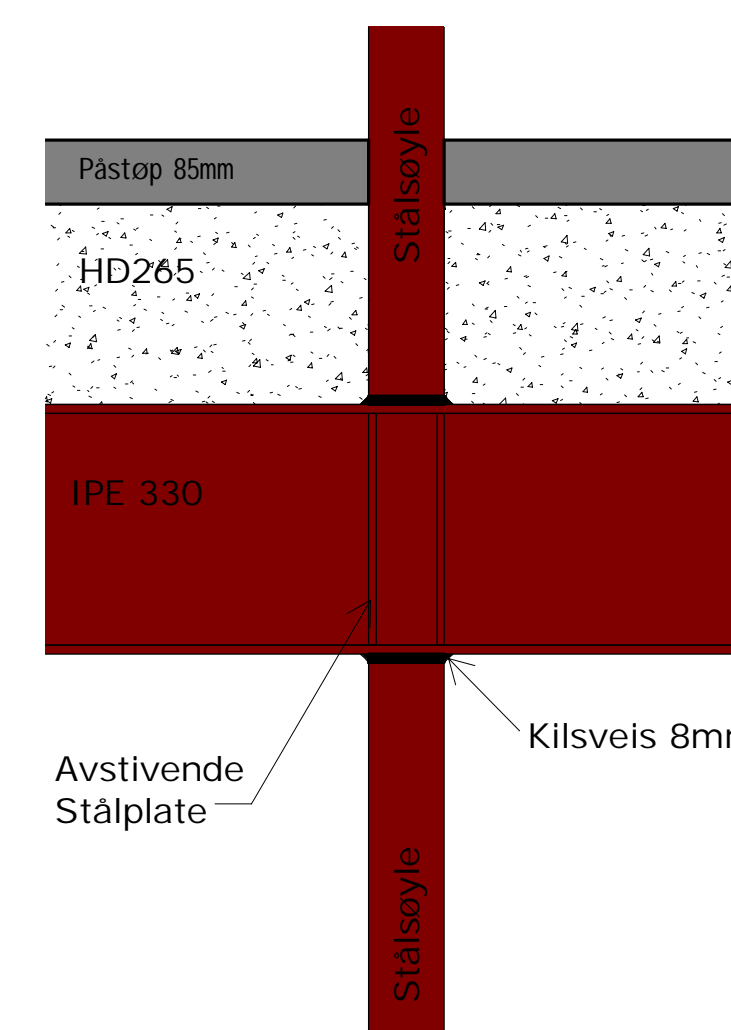
Snitt 9-9 Opplegg
1 : 10



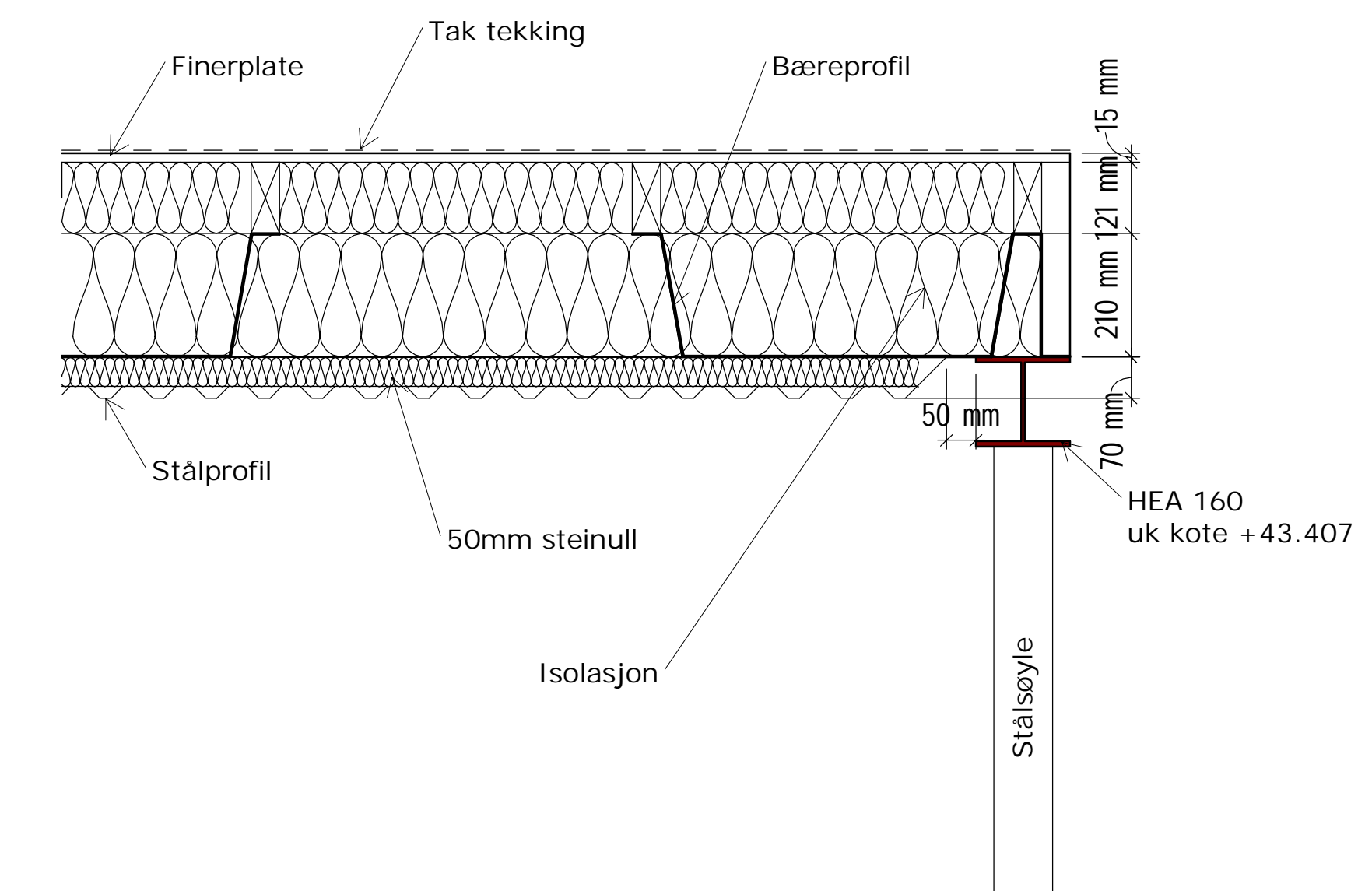
Snitt 10-10 Opplegg
1 : 10



Snitt 11-11 HSQ
1 : 10



Snitt 14-14 Knutepunkt
1 : 10



Snitt 16-16 Lett-tak
1 : 10

BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008			
BETONGKVALITET	Dekker: B30 Vegger: B35	ARMERING: Generelt: B500C	Nett: B500NA
Fundamenter:	B35	BRANNMOTSTAND:	R90
BESTANDIGHETSKLASSE/EKSP.KLASSE:	Generelt: M60/XC2	KLORIDKLASSE:	KL 0.4
UTFØRELSE ETTER NS-EN 13670:2009+NA:2010	UTFØRELSEKLASSE:	TOLERANSEKLASSE:	1
HERDEFKLASSE:	3	Pareringsdekker:	CL 0,1
NOMNELL OVERDEKKNING FOR ARMERINGSJERN:			
KONSTRUKTIV ARMERING			
UK GULV PÅ GRUNN:			
IK VEGG:			
YK VEGG:			
UK GULV PÅ GRUNN, UAVRETTEDE GRUNN:			
FUNDAMENT, AVRETTEDE GRUNN:			

STALKONSTRUKSJONER			
PROSJEKERT ETTER NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008			
MATERIALKVALITETER	KONSTRUKSJONSTÅL	INNE	S355J0
		UTE	S355J2
BRANNMOTSTAND:	R30 - HOVEDBÆRESYSTEM		
	R30 - SEKUNDERBÆRESYSTEM		
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSEKVENSKLASSE	C2	UTFØRELSEKLASSE:	EXC2
BRUKSKATEGORI	P2	TOLERANSEKL. - FUNKSJONSTOLERANSE:	2
PRODUKSJONSKATEGORI	PC2		
OVERFLATEBEHANDLING:			
HOLBARHETSINTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING: 5 TIL 15 ÅR (M)			
KORROSJONSKATEGORI	STÅL UTE - ISM	ANBEFALT MALINGSYSTEM:	VELGES AV LEVER
RENGJØRINGSGRAD	P2		
Stalkonstruksjonene skal leveres CE-merket iht CPR/NS-EN 1090-1			

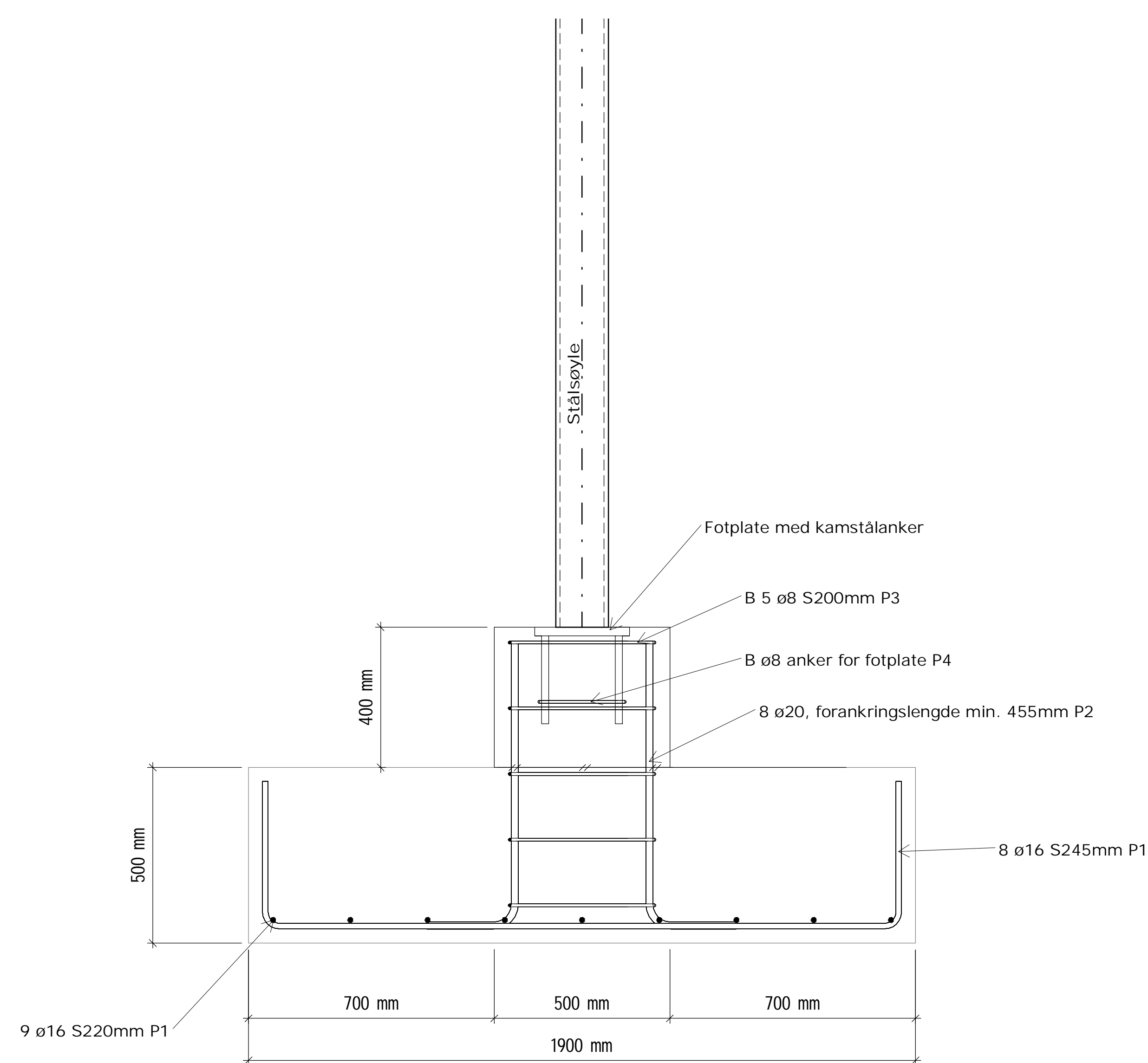
ANMERKNINGER:
uk = underkant
HD = Huldokke
OBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3

Konvex	Tegningnummer	Betegn	Status										
	B8												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Revisjon</th> <th>Beskrivelse</th> <th>Dato</th> <th>Tegner</th> <th>Kontroller</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				Revisjon	Beskrivelse	Dato	Tegner	Kontroller					
Revisjon	Beskrivelse	Dato	Tegner	Kontroller									
Studentoppgave													
RAMBOLL													
SPJELKAVIK VGS													
Vedlegg 1.10 - Detaljer opplegg A0													
Konvex	Tegningnummer	Betegn	Status										
	B8												

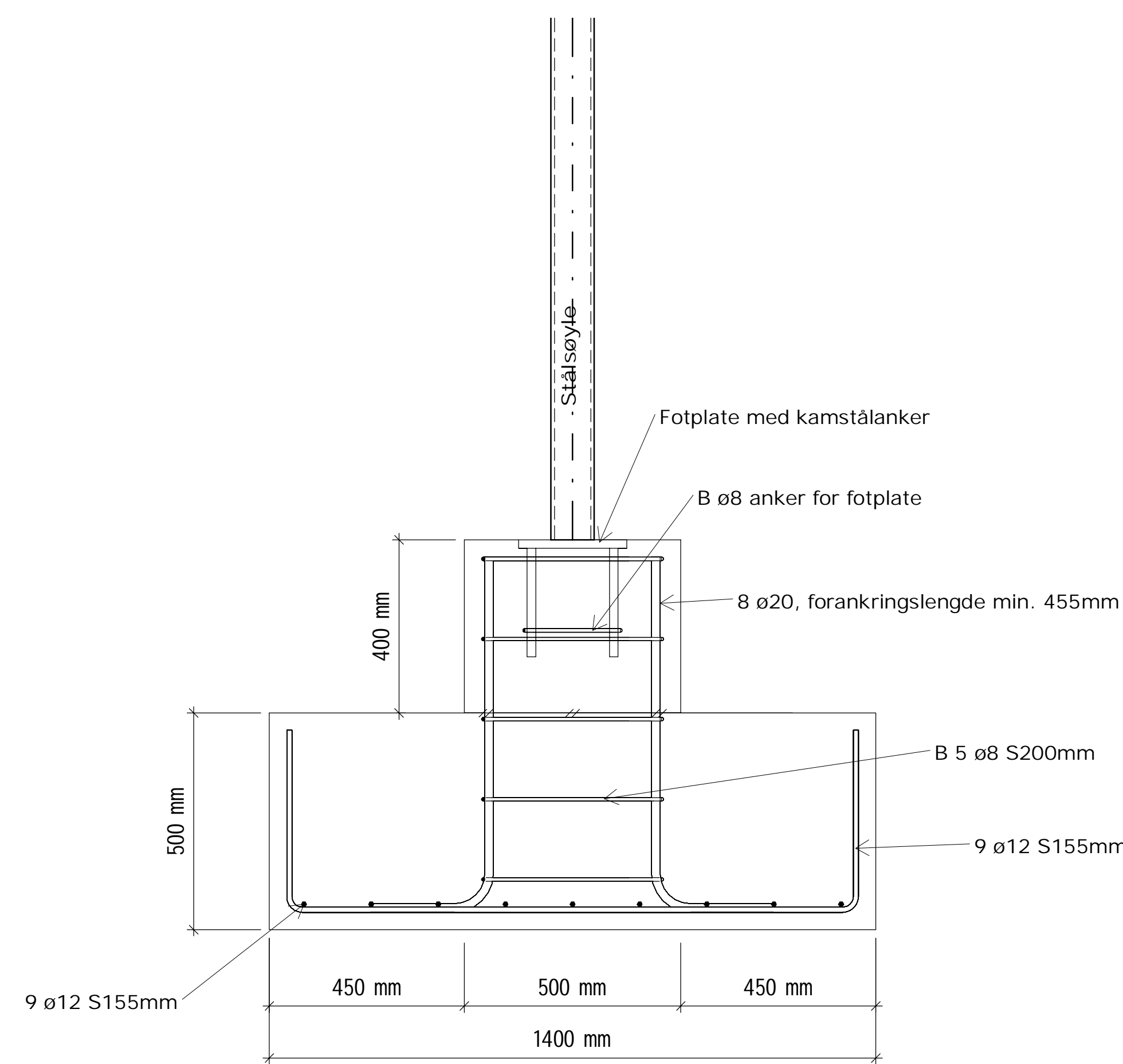
BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004-NA:2008	ARMERING: Nett: B500A Generelt: B500C		
BETONGKVALITET: Dekker: B30 Vegger: B30 Fundamenter: B35	BRANNMOTSTAND: R90		
BESTANDIGHETSKLASSE/EKSP.KLASSE: R-R1 200-1 (tab. 4.1)	KLORIDKONSTANDE: R-10 30-1 (pt. 5.2.2)	Generelt: CL 0.4 Parkeringsdekker: CL 0.1	
UTFØRELSE ETTER NS-EN 13670:2009-NA:2010			
UTFØRELSEKLASSE: 2	TOLERANSEKLASSE: 1		
HERBEKLSKASSE: 3			
NOMINELL OVERDEKNING FOR ARMERINGSJERN: NS-EN 12618:2010-1, tab. 4.2.2			
KONSTRUKTIV ARMERING: NS-EN 12618:2010-1, tab. 4.2.2			
UK GULV PÅ GRUNN: 50 mm			
IK VEGG: 25 mm			
YK VEGG: 35 mm			
UK GULV PÅ GRUNN, UAVRETET GRUNN: 85 mm			
FUNDAMENT, AVRETET GRUNN: 50 mm			

STÅLKONSTRUKSJONER			
PROSJEKTERT ETTER NS-EN 1993-1-1:2005-NA:2008			
MATERIALKVALITETER: KONSTRUKSJONSTÅL: NS-EN 1993-1-1, pt. 3.2.1 tab.3.1	INNE: S355J0	UTE: S355J2	
BRANNMOTSTAND: R30 - HOVEDBÆRESYSTEM R30 - SEKUNDBÆRESYSTEM			
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSEKVENSKLASSE: NS-EN 1993-1-1, tab. 4.1	CG2	UTFØRELSEKLASSE: NS-EN 1993-1-1, pt. 4.1.3	EXC2
BRUKSKATEGORI: NS-EN 1993-1-1, tab. 4.1	P2	TOLERANSEKLASSE: FUNKSJONSTOLERANSER: 2	
PRODUKTSJONSKATEGORI: NS-EN 1993-1-1, tab. 4.1	PC2	NS-EN 1993-1-1, tab. 4.1	
OVERFLATEBEHANDLING: NS-EN 1090-2, 4.1.3, pt. 10, 10.22			
HOLBARHETSINTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING: 5 TIL 15 ÅR (M)			
KORROSJONSKAT. STÅL UTE: C5M	ANBEFALT MALINGSYSTEM: VELGES AV LEV.		
RENGJØRINGSGRAD: NS-EN 1090-2, 4.1.3, pt. 10, 10.22	P2		
Stålkonstruksjonene skal leveres CE-merket iht CPR/NS-EN 1090-1			

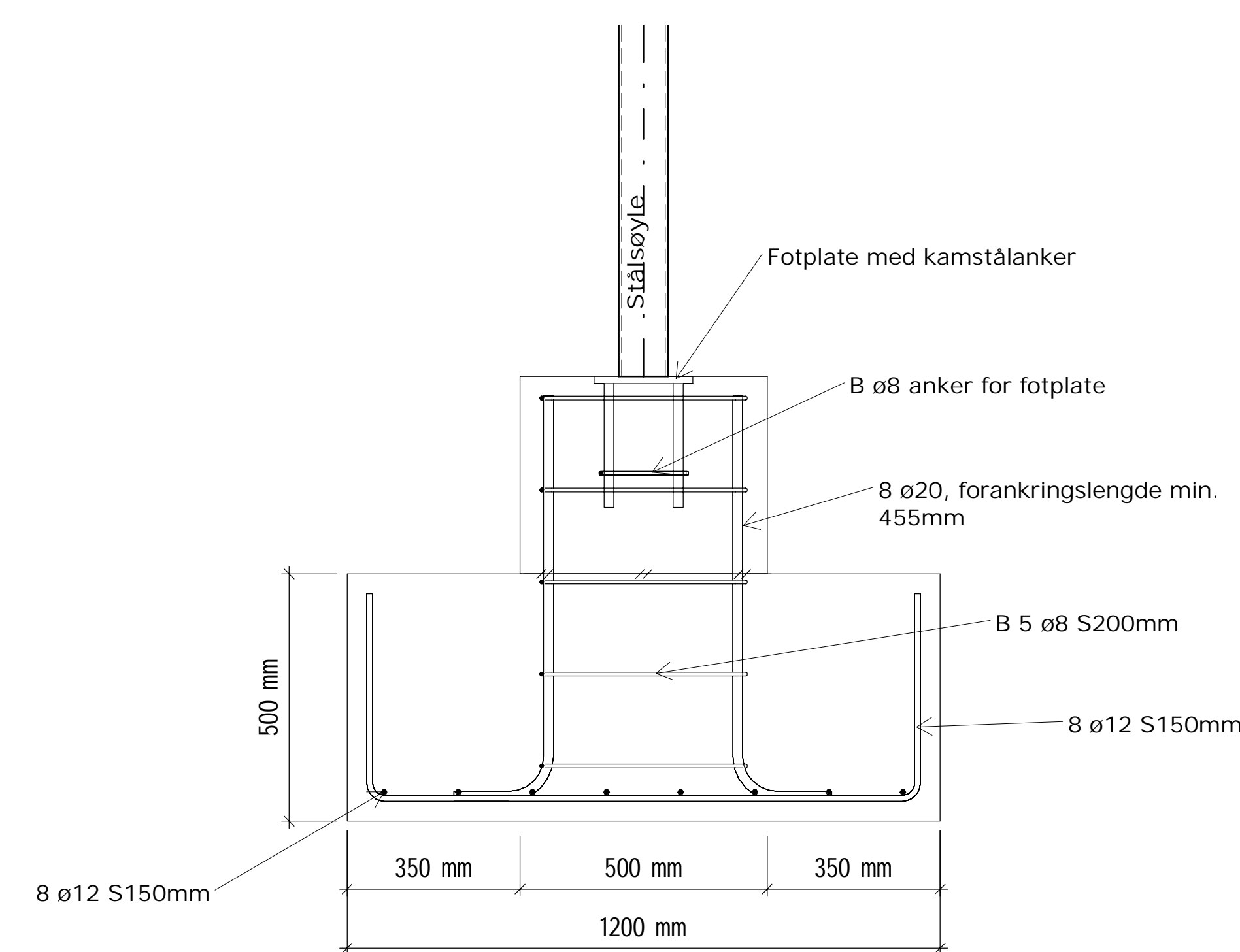
OBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3



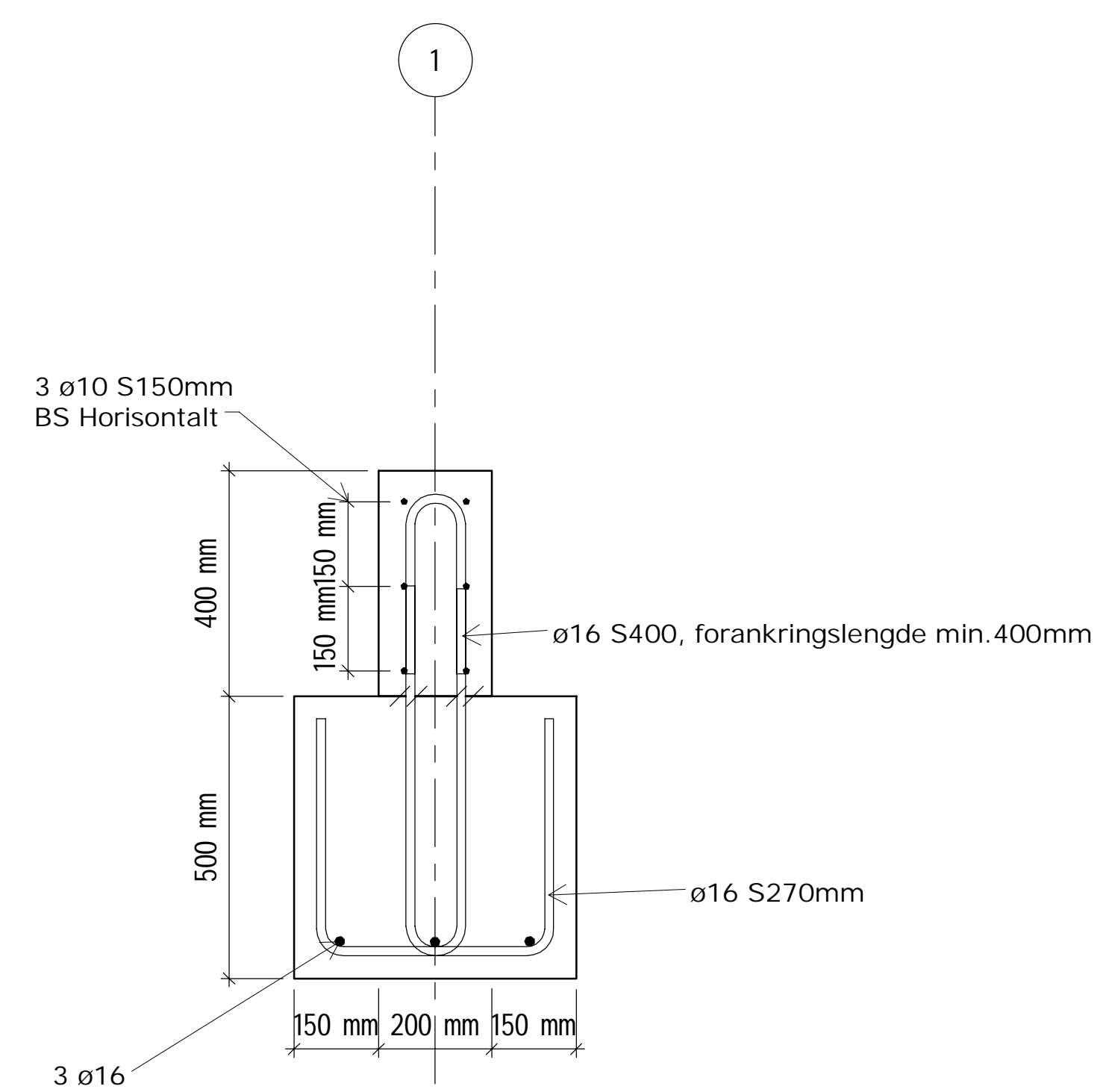
Snitt 1-1 Armering
1: 10 5 stk



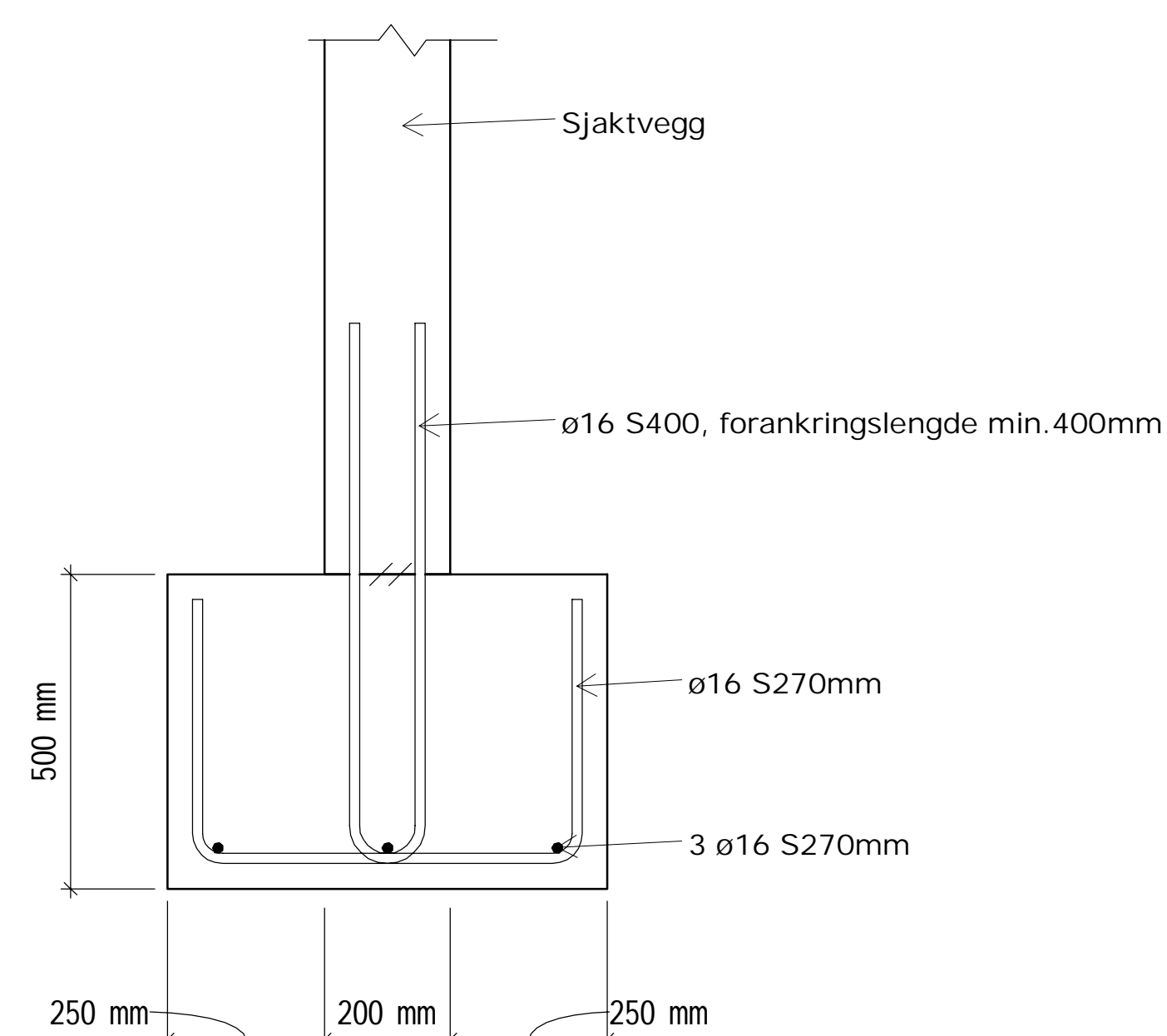
Snitt 2-2 Armering
1: 10 8 stk



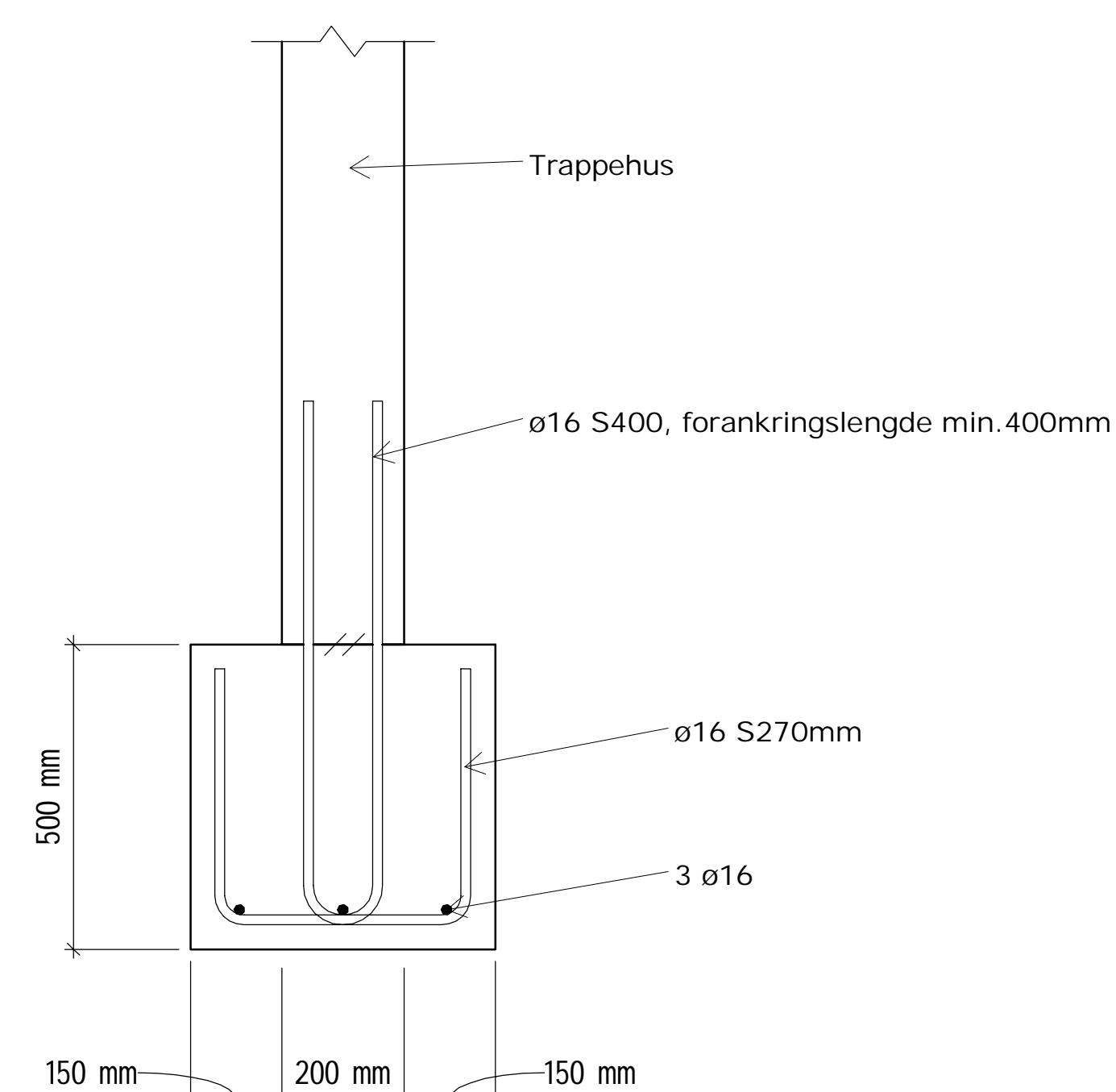
Snitt 3-3 Armering
1: 10 21 stk



Snitt 4-4 Armering
1: 10



Snitt 5-5 Armering
1: 10



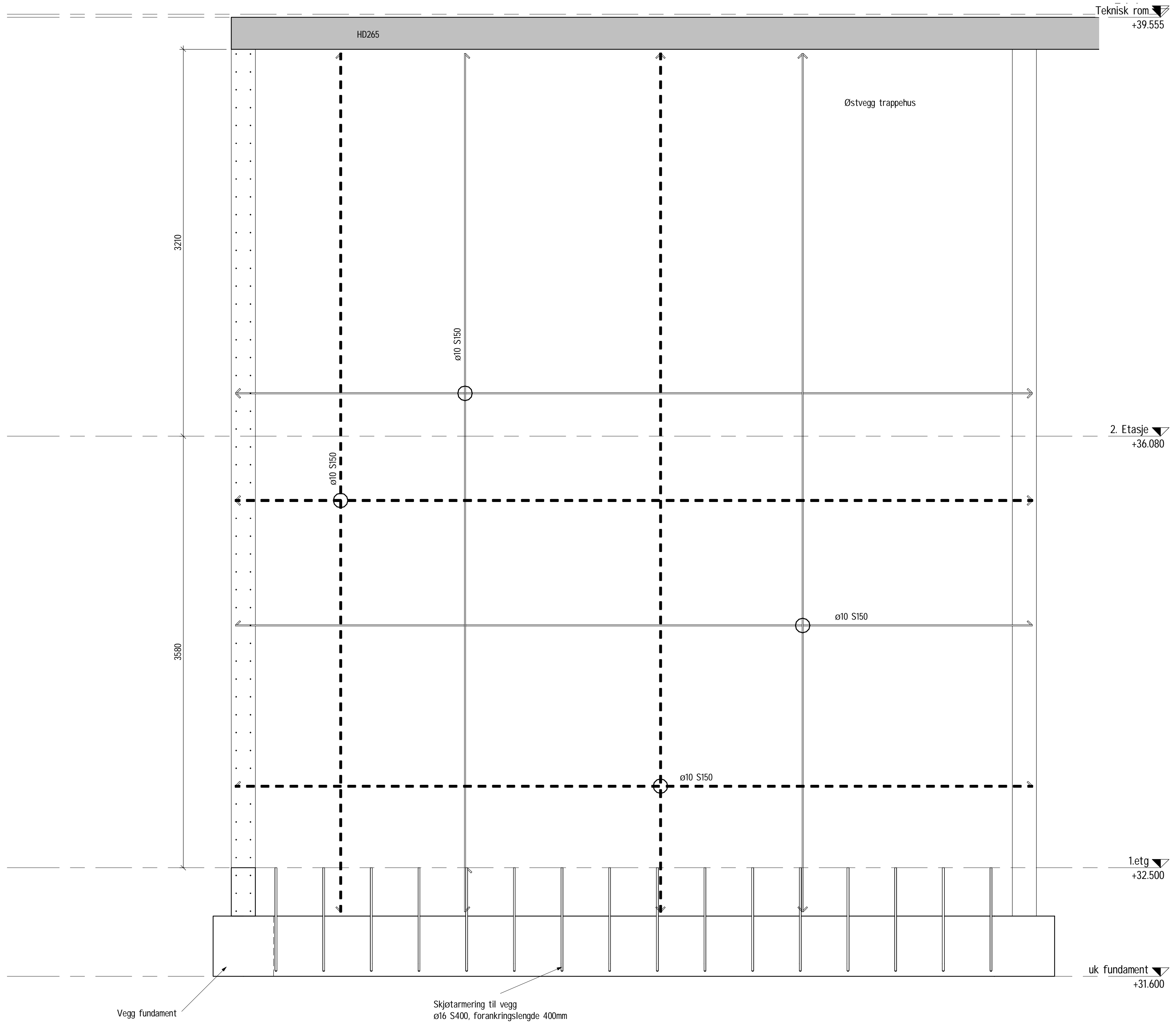
Snitt 6-6 Armering
1: 10

Kompleks	Tegningsnummer	Betegnelse	Status										
	B9												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Revisjon</th> <th>Beskrivelse</th> <th>Dato</th> <th>Tegner</th> <th>Kontrollerer</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>				Revisjon	Beskrivelse	Dato	Tegner	Kontrollerer					
Revisjon	Beskrivelse	Dato	Tegner	Kontrollerer									
Studentoppgave													
RAMBOLL													
SPJELKAVIK VGS													
Vedlegg 1.11 - Armeringsdetaljer A0													
Kompleks	Tegningsnummer	Betegnelse	Status										
	B9												

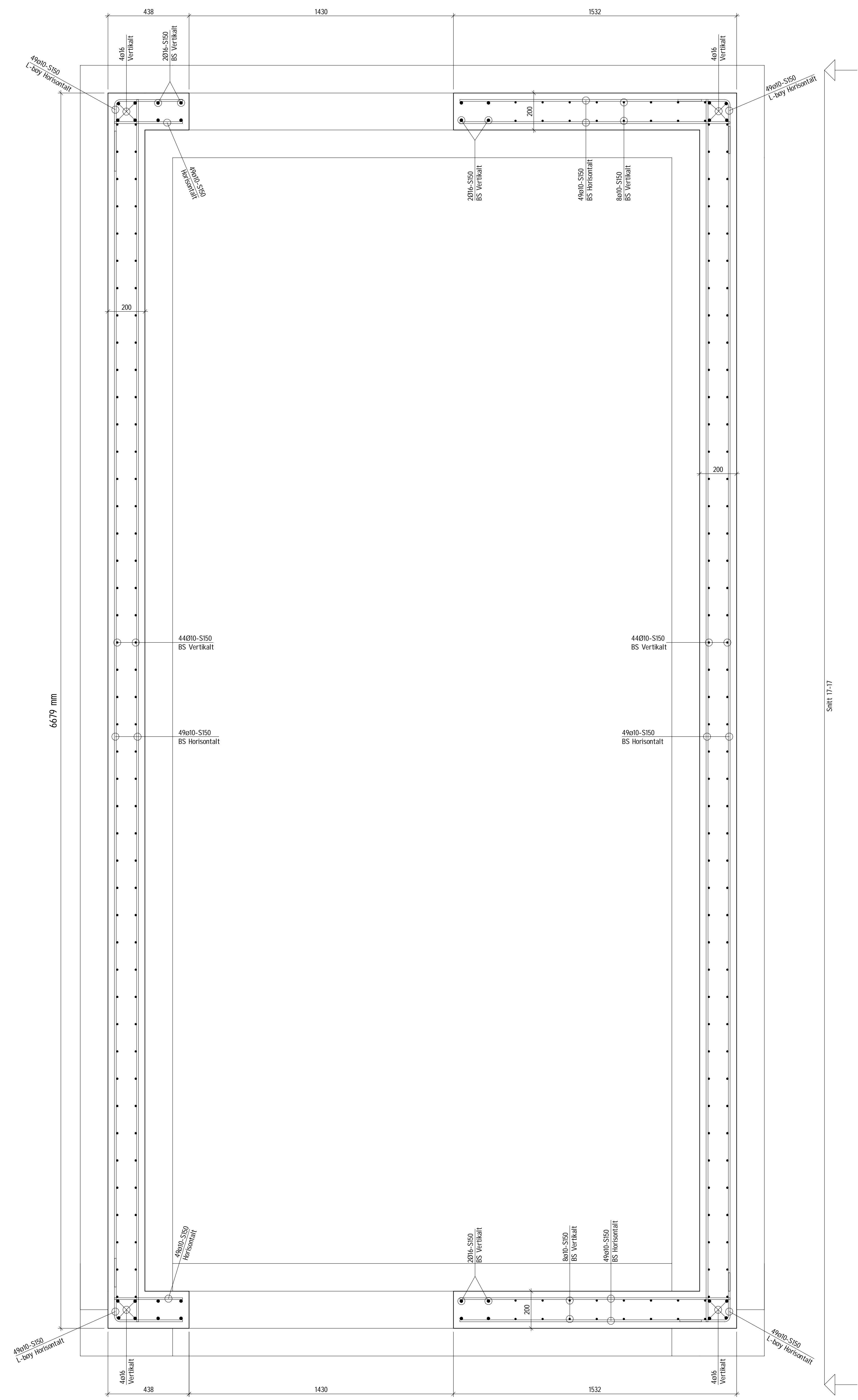
BETONGKONSTRUKSJONER			
PROSJEKERT ETTER NS-EN 1992-1-1:2004-NA:2008			
BETONGKVALITET:	Dekker: B30 Vegger: B30 Fundamenter: B35	ARMERING: R90 Nett: B500NA Generelt: B500NC	
BESTÅNDEHETSKLASSE/EKSPLOKASSE:	Generelt: M60/XC2	BRANNMOTSTAND: R90	KLORERKLASSE: CL 0.4 Generelt: CL 0.1
UTFØRELSE ETTER NS-EN 13670:2009+NA:2010		TOLERANSEKLASSE: 1	
UTFØRELSEKLASSE: 2		TOLERANSEKLASSE: 1	
HERDEKLASSE: 3		TOLERANSEKLASSE: 1	
NOMNELL OVERDEKKNING FOR ARMERINGSJERN: NS-EN 13670 kap. 6.4.1			
KONSTRUKTIV ARMERING: NS-EN 13670 kap. 6.4.2			
UK GULV PÅ GRUNN: 50 mm			
UK GULV PÅ GRUNN UAVRETTEET GRUNN: 85 mm			
FUNDAMENT, AVRETTEET GRUNN: 50 mm			

STÅLKONSTRUKSJONER			
PROSJEKERT ETTER NS-EN 1993-1-1:2005-NA:2008			
MATERIALKVALITETER:	KONSTRUKSJONSSTÅL: S355J0	INNE: S355J0	UTE: S355J2
BRANNMOTSTAND: R30 - HOVEDBÆRESYSTEM R30 - SEKUNDERBÆRESYSTEM			
BEARBEIDING OG SAMMENSETTING:			
KONSEKVENSKLASSE: C2	UTFØRELSEKATEGORI: EXC2		
BRUKSKATEGORI: P2	TOLERANSEKATEGORI: FUNKSJONSTOLERANSER: 2		
PRODUKSJONSKATEGORI: PC2	TOLERANSEKATEGORI: FUNKSJONSTOLERANSER: 2		
OVERFLATEBEHANDLING: STÅL UTE - CSM			
HOLDBARHETSINTERVALL FOR OVERFLATEBEHANDLING: 5 TIL 15 ÅR (M)			
KORROSJONSKATEGORI: STÅL UTE - CSM	AMBIENT MALINGSYSTEM: VELGES AV LEV.		
RENGJØRINGSGRAD: P2	AMBIENT MALINGSYSTEM: STÅL INNE - C1		
Stålkonstruksjonene skal leveres CE-merket iht CPR/NS-EN 1090-1			

Anmerkninger:
 BS = begge sider
 OBS! Tegningen er plottet til A0, men printet i A3



Snitt 17-17 Armering
1 : 20



Armering Plan Trappehus
1 : 10

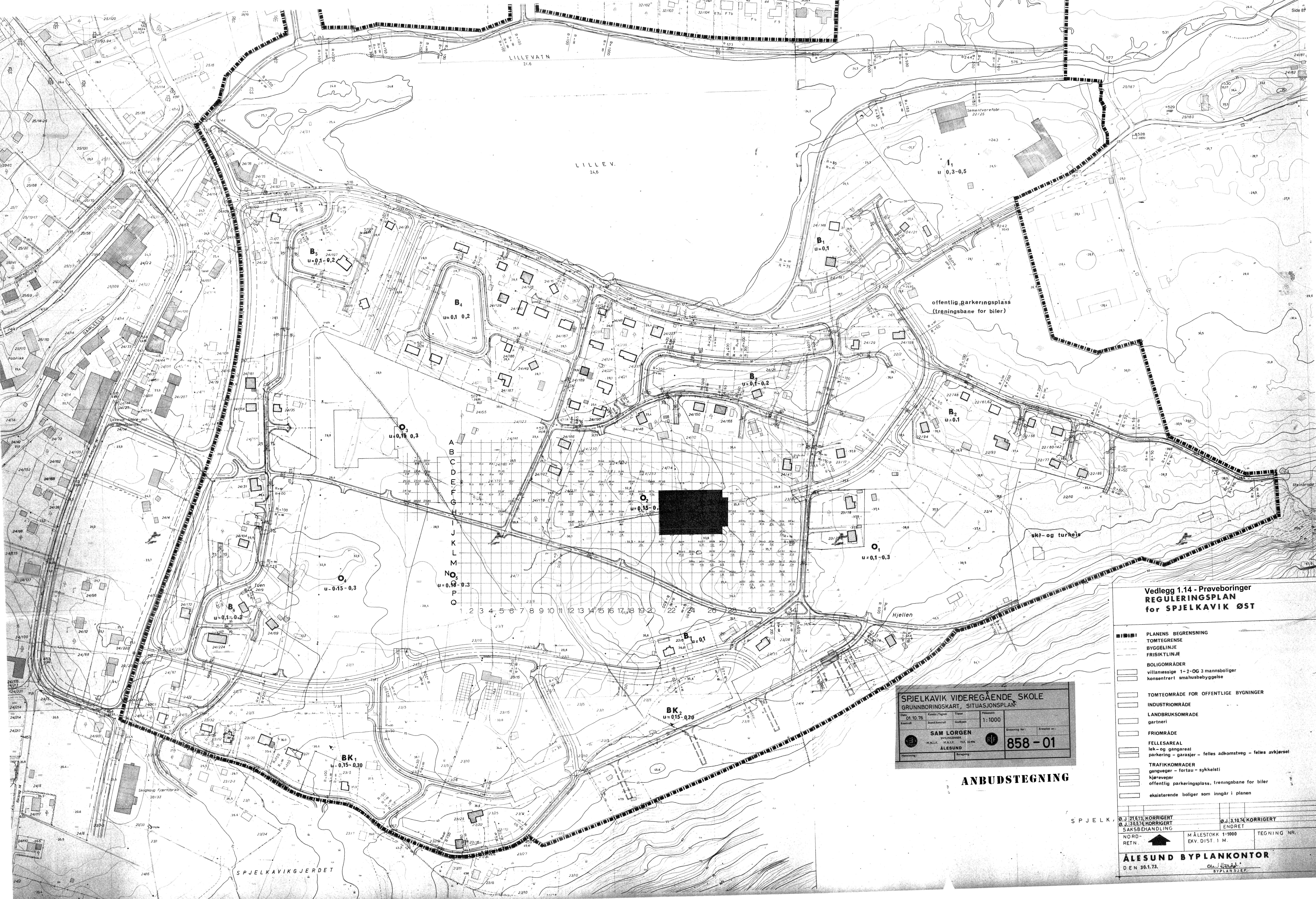
Konvokt	Tegningnummer	Betegn	Status
	B10		

Studentoppgave			
RAMBOLL			
SPJELKAVIK VGS			
Vedlegg 1.12 - Armering trappesus A0			
Kompleks	Tegningnummer	Status	
	B10		

RAMBOLL			Vedlegg 1.13 - Bøyeliste					Side		
Storgata 25 6002 Ålesund Tlf 70 13 66 00 Fax 70 13 66 01			Tilt.haver: Rambøll					Oppdr.nr.	XXXXX	
			Oppdrag: Spjelkavik VGS					Tegn.	?????	
			Utført: RAD		Dato : 21.04.2016	Kontr. EO	Siste rev.	0		
KONST.-DEL	POS NR	STÅL KVAL	DIAM. mm	ANTALL stk	KAPPL. mm	Samlet (m ²)	SKISSE MÅL I mm		ANM.	REV.
Fundament 1900x1900	P1	B500NC	16	17	2660	45			UK Fundament	0
	P2	B500NC	20	8	1081	9			Skjøtarmering	0
	P3	B500NC	8	5	1680	8			Omfar Bøyler	0
	P4	B500NC	8	1	1184	1			Omfar Bøyle til fotplate	0

Samlet armeringsmengde denne side		
Diam.	Sum meter	Sum kg
8	9	4
10	0	0
12	0	0
16	45	71
20	9	22
25	0	0
32	0	0
Sum denne side:	97	

Samlet nettarmoring denne side		
Diam.	Sum m2	Sum kg
K 131	0	0
K 189	0	0
K 257	0	0
K 335	0	0
Sum denne side:	0	



Vedlegg 1.14 - Prøveboringer
REGULERINGSPLAN
 for SPJELKAVIK ØST

- PLANENS BEGRENSNING
- TOMTEGRENSE
- BYGGELINJE
- FRISIKLINJE
- BOLIGOMRÅDER**
- villamessige 1-2-OG 3-mannsboliger
- konsentrert smahusbebyggelse
- TOMTEOMRÅDE FOR OFFENTLIGE BYGNINGER
- INDUSTRIOMRÅDE
- LANDBRUKSOMRÅDE
- gartneri
- FROMRÅDE
- FELLESAREAL
- lek- og gangareal
- parkering - garasjer - felles adkomstveg - felles avkjørsel
- TRAFIKKOMRÅDER
- gangveger - fortau - sykkelsti
- kjøreveger
- offentlig parkeringsplass, treningsbane for biler
- eksisterende boliger som inngår i planen

SPJELKAVIK VIDEREGÅENDE SKOLE
 GRUNNBORINGSKART, SITUASJONSPLAN

Dato: 01.10.76	Kontor/Tegner: Trines	Skala: 1:1000
Kontroll: Sam Lorgen	Gulpen	
SAM LORGEN BYPLANSKILLER H.M.H.L.E. H.M.H.L.F. TLF. 32494		858-01
Revusert:	Revisert:	

ANBUDSTEGNING

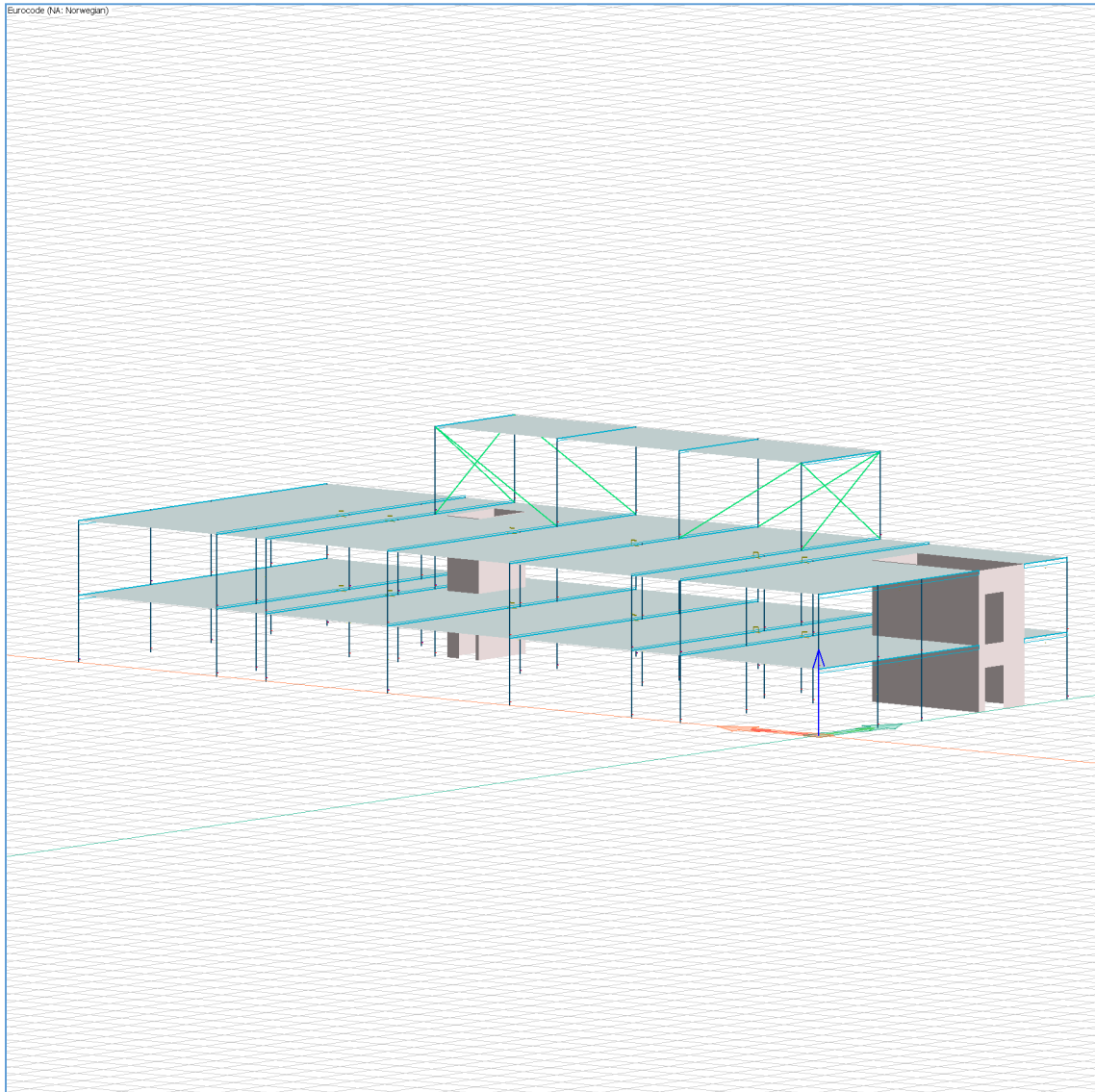
SPJELK	Ø.J. 21.6.73. KORRIGERT Ø.J. 3.10.74. KORRIGERT SAKSBEHANDLING	Ø.J. 3.10.74. KORRIGERT ENDRET
NORD-RETN.	MÅLESTOKK 1:1000 EKV. DIST. 1 M.	TEGNING NR.
ALESUND BYPLANKONTOR DEN 30.1.73.		

Vedlegg 2

Dimensjoneringsrapport fra
FEM-design og tilhørende
kontrollberegninger
og
Manuelle beregninger

Vedlegg 2.1 -

Dimensjoneringsrapport av stål for Spjelkavig VGS fra FEM-design.



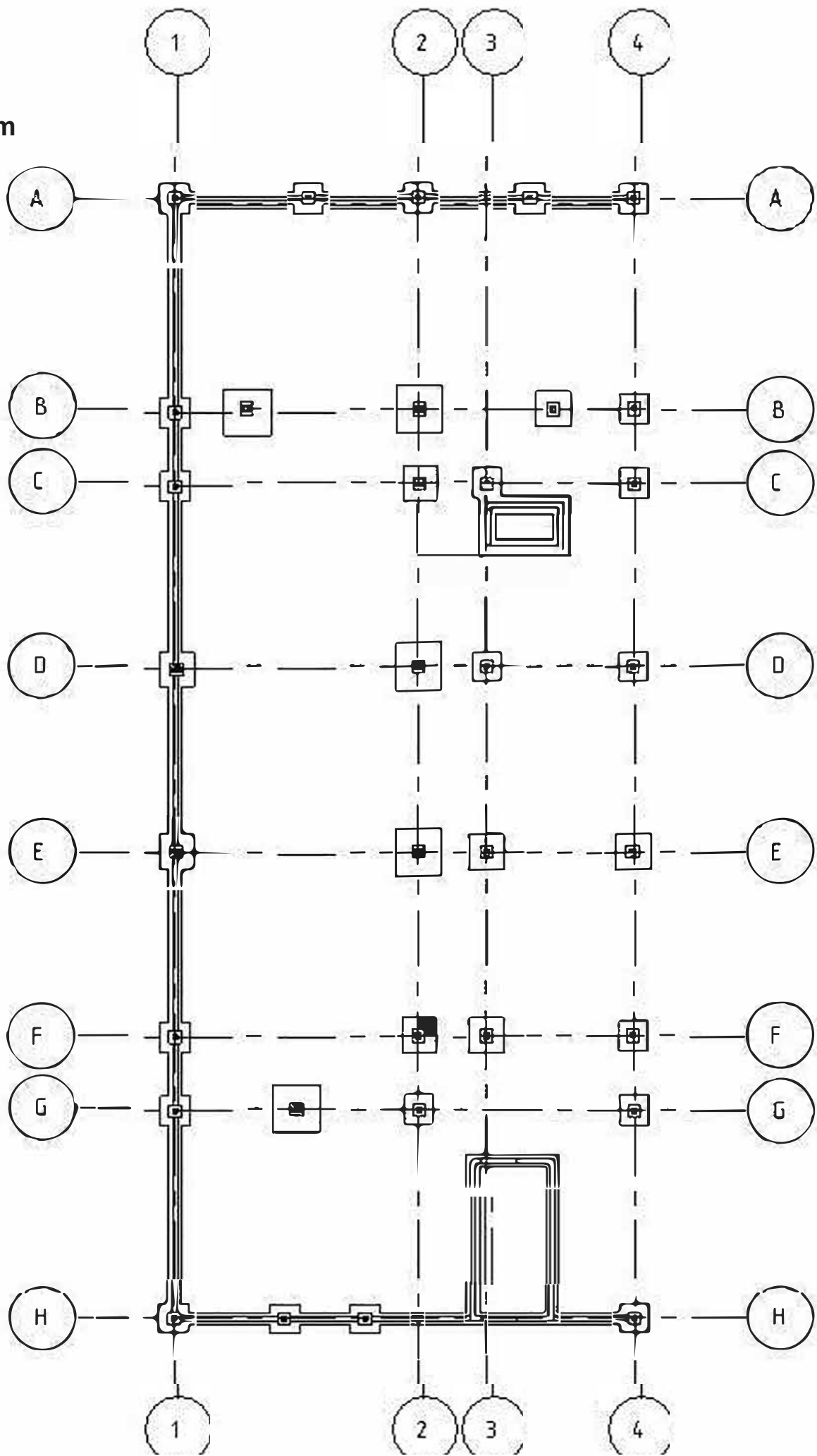
Structural Design

Contents

Innholdsfortegnelse

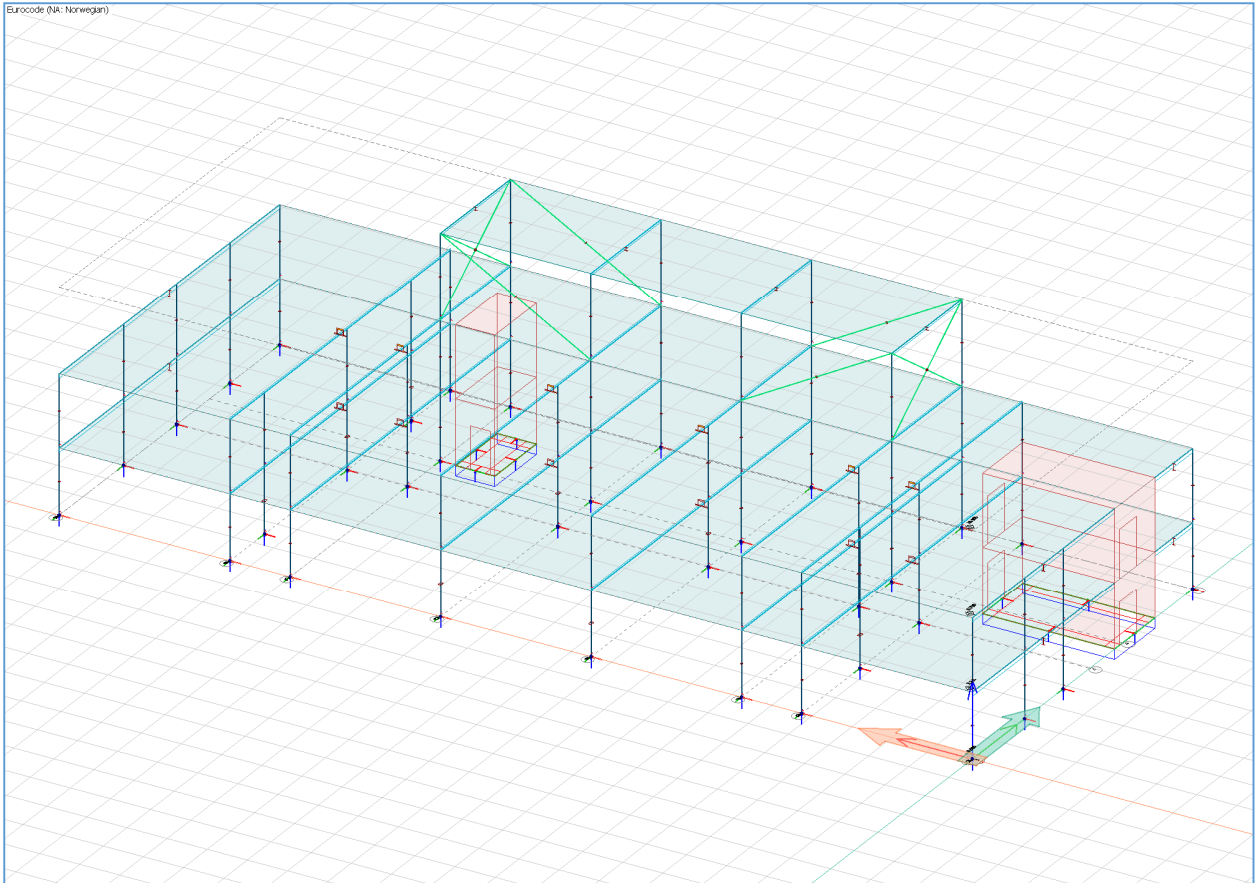
1 Modell.....	92
1.1 Geometri.....	93
1.2 Søyte og bjelke nummerering, 1etg.....	93
1.3 Søyte og bjelke nummerering, 2etg.....	94
1.4 Søyte og bjelke nummerering, 3etg.....	94
2 Laster og lastkombinasjoner.....	95
2.1 Lasttilfeller	95
2.2 Lastkombinasjoner	101
3 Resultat.....	103
3.1 Bruddgrensetilstand.....	103
3.2 Bruksgrensetilstand.....	109
3.3 Beregninger for søye C.19.1 i 1.etg akse E1.....	111
3.4 Beregninger for HSQ-bjelke i 1.etg akse E.....	115
3.5 Beregninger for IPE-bjelke i 1.etg akse A.....	119

Aksesystem

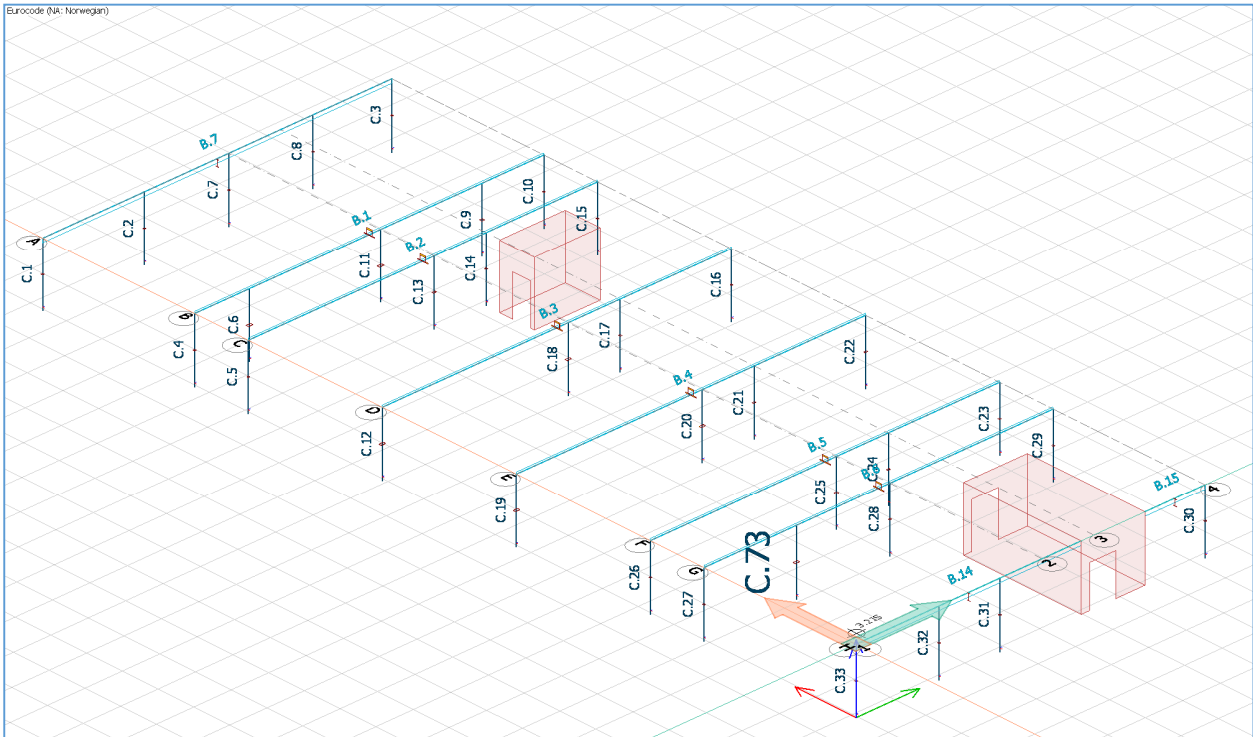


1 Modell

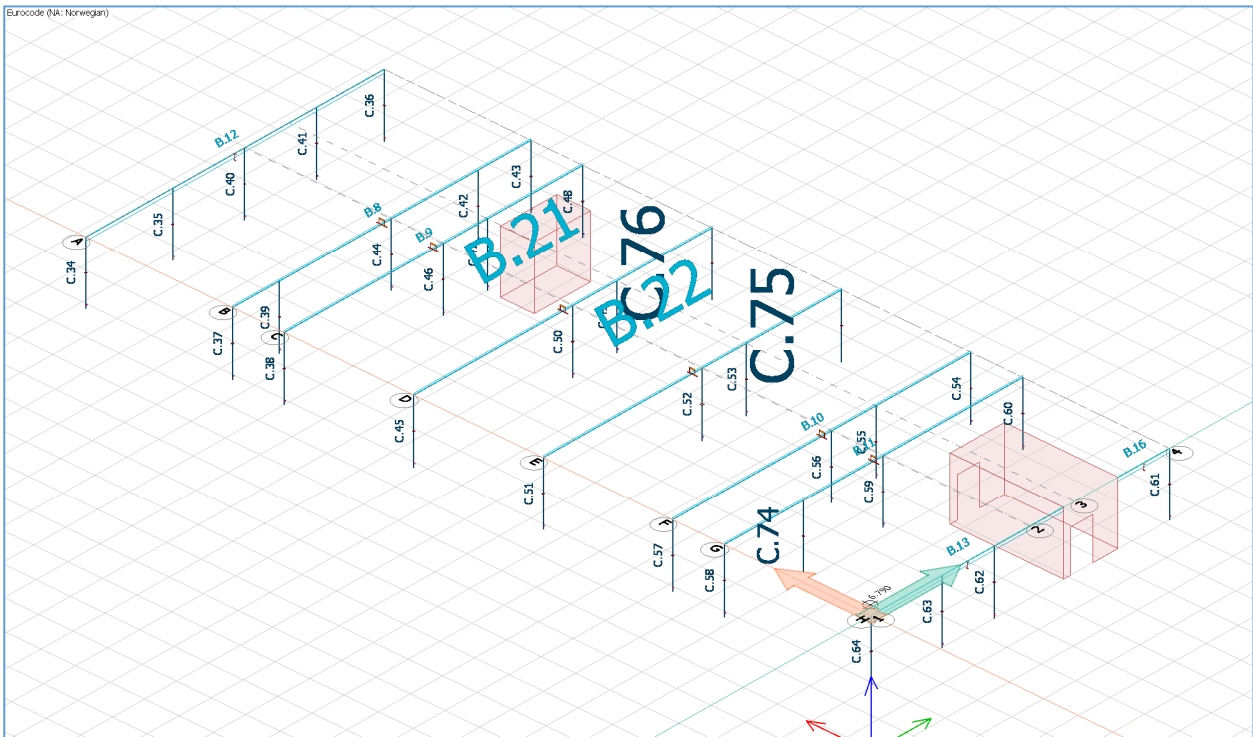
1.1 Geometri



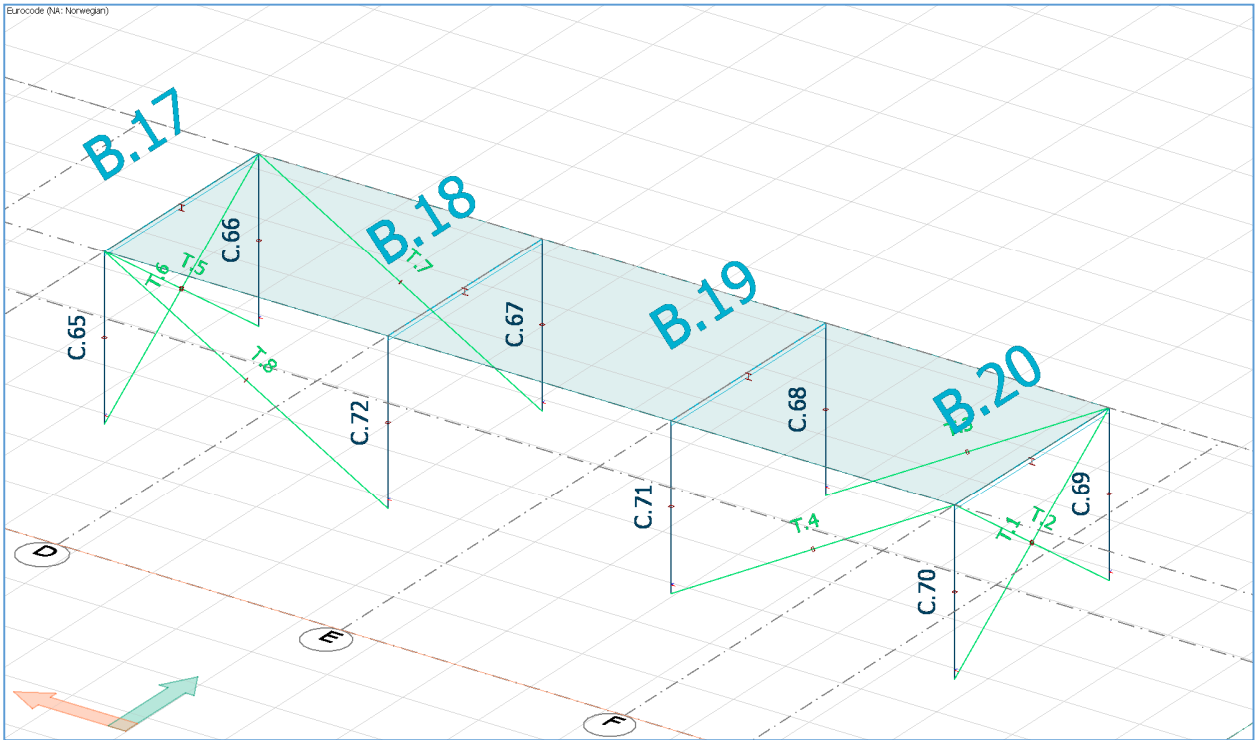
1.2 Søyle og bjelke nummerering, 1etg.



1.3 Søyle og bjelke nummerering, 2etg.



1.4 Søyle og bjelke nummerering, 3etg.



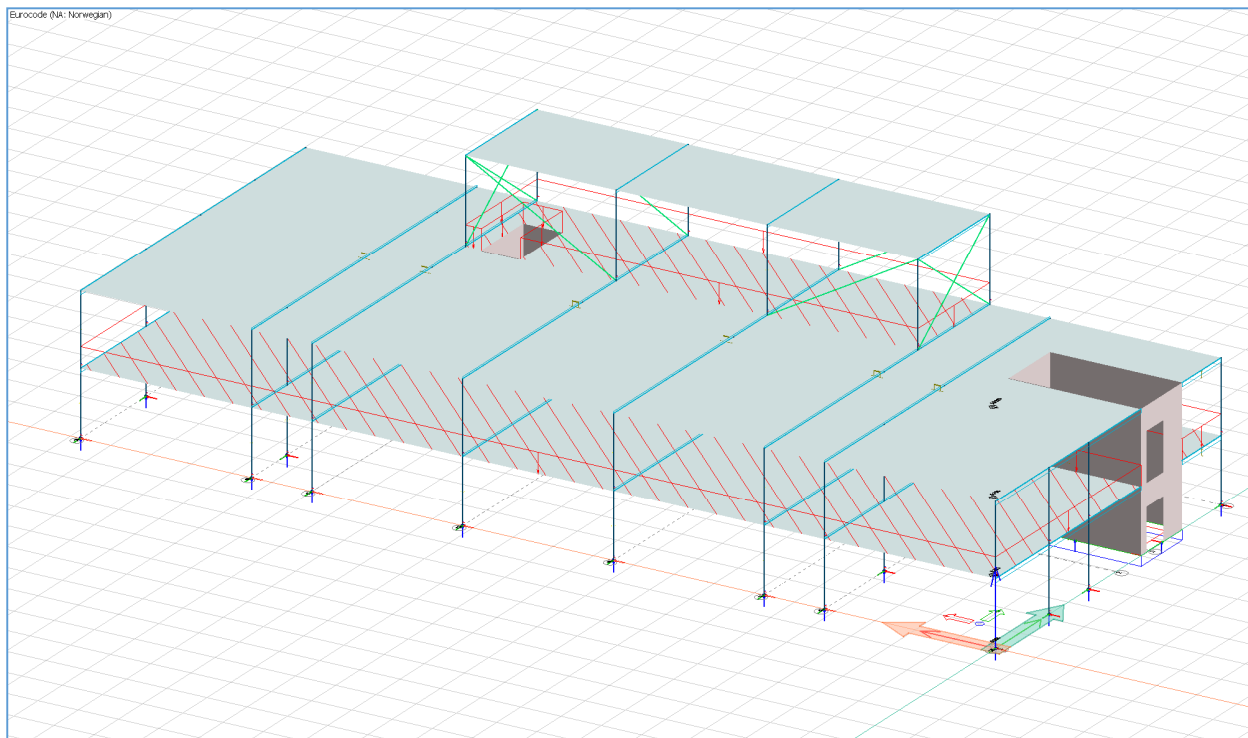
2 Laster og lastkombinasjoner

2.1 Lasttilfeller

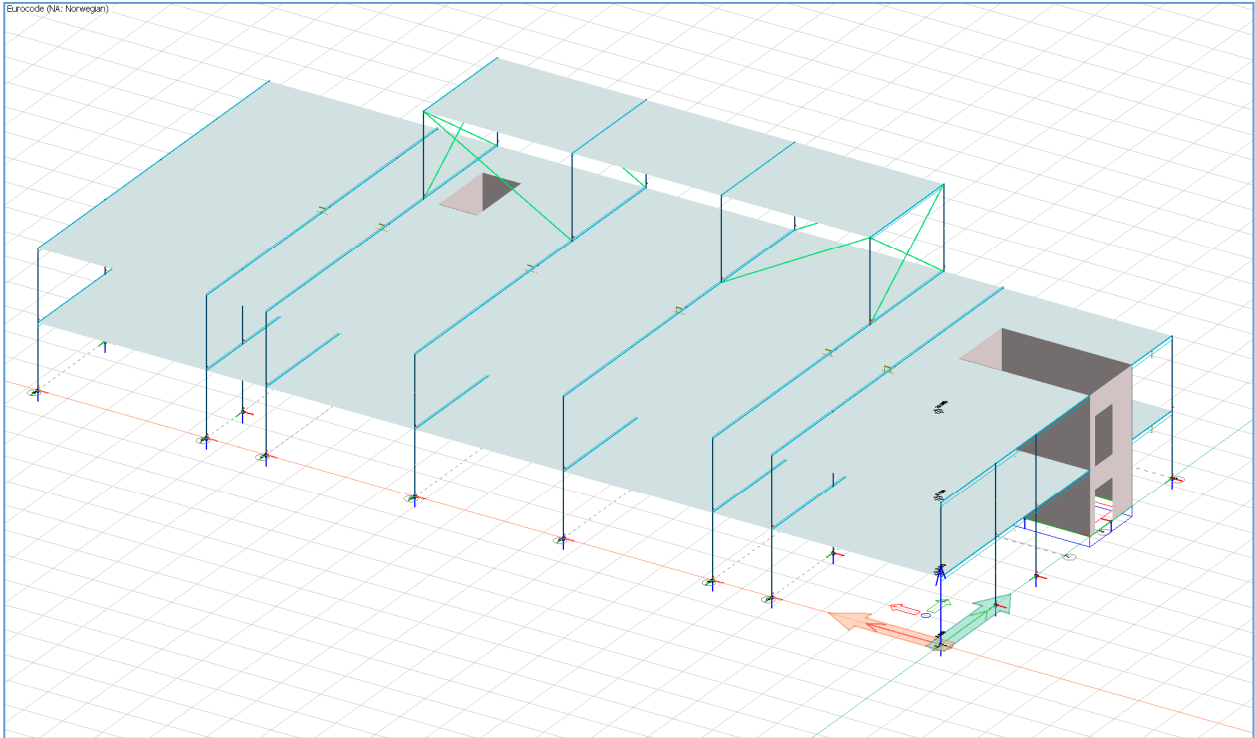
Load cases (11 items)

No.	Name	Type	Duration class
1	Nyttelast	Ordinary	Permanent
2	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
3	Wind load X ⁺	Ordinary	Short-term
4	Wind load Y ⁺	Ordinary	Short-term
5	Snow load	Ordinary	Short-term
6	Wind load X ⁻	Ordinary	Short-term
7	Wind load Y ⁻	Ordinary	Short-term
8	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
9	Deviation X	Ordinary	Permanent
10	Deviation Y	Ordinary	Permanent
11	Vekt lett-tak	Ordinary	Permanent

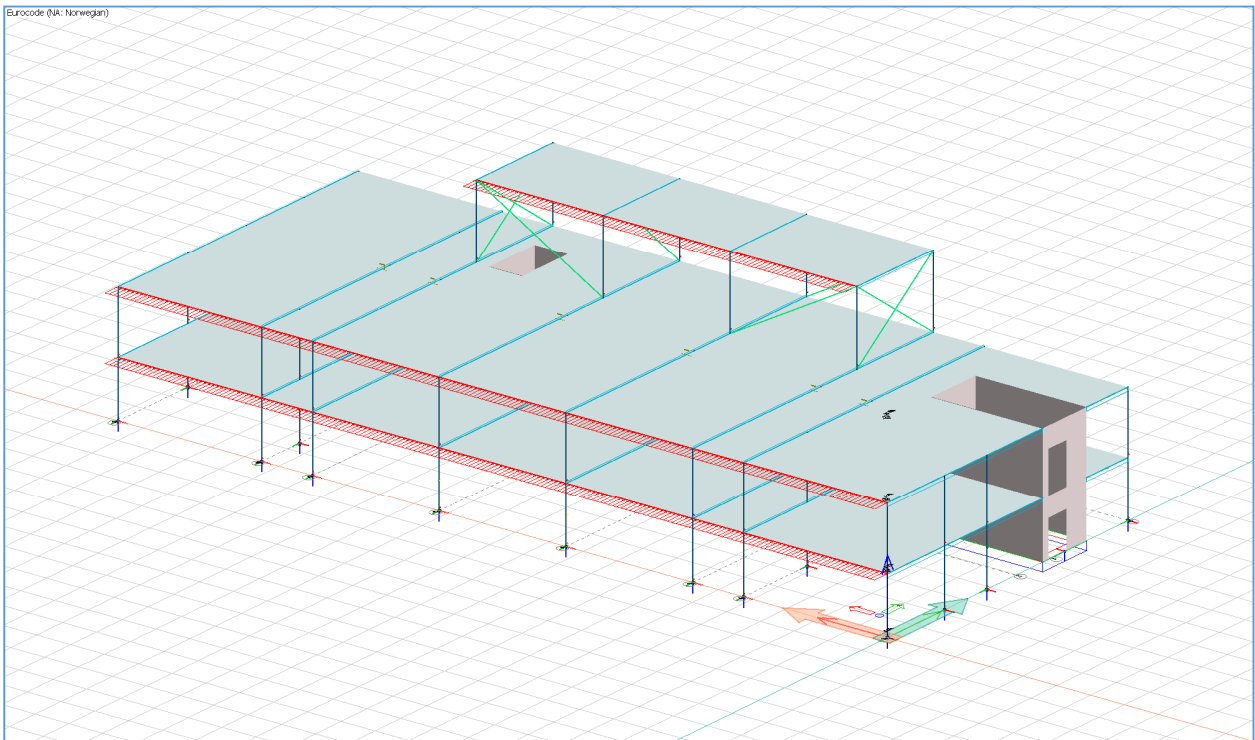
Nyttelast



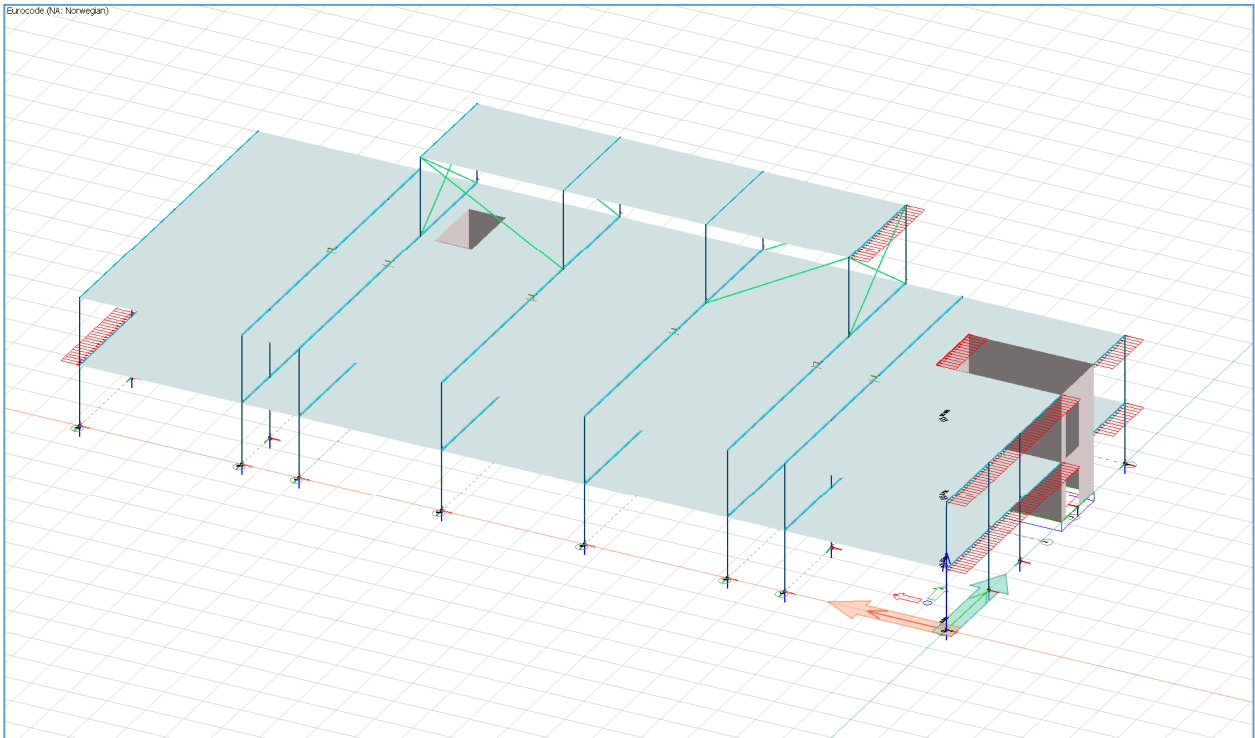
Egenlast



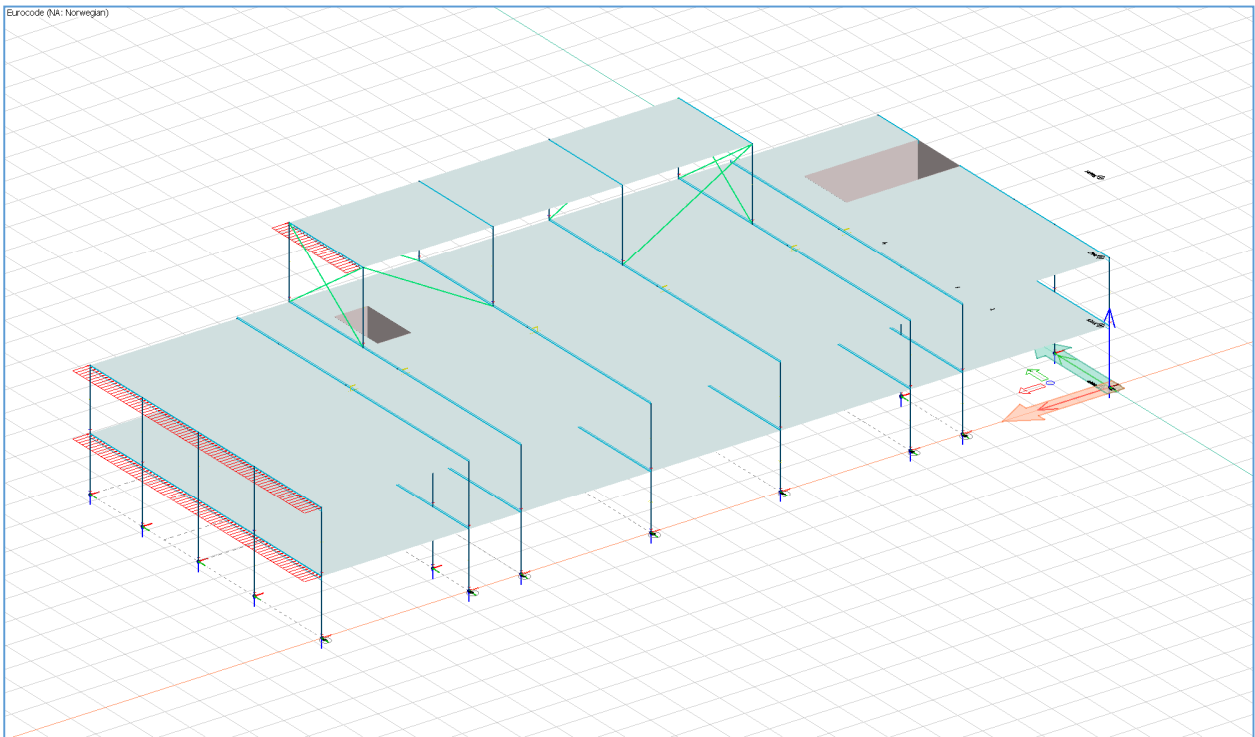
Vindlast +X retning



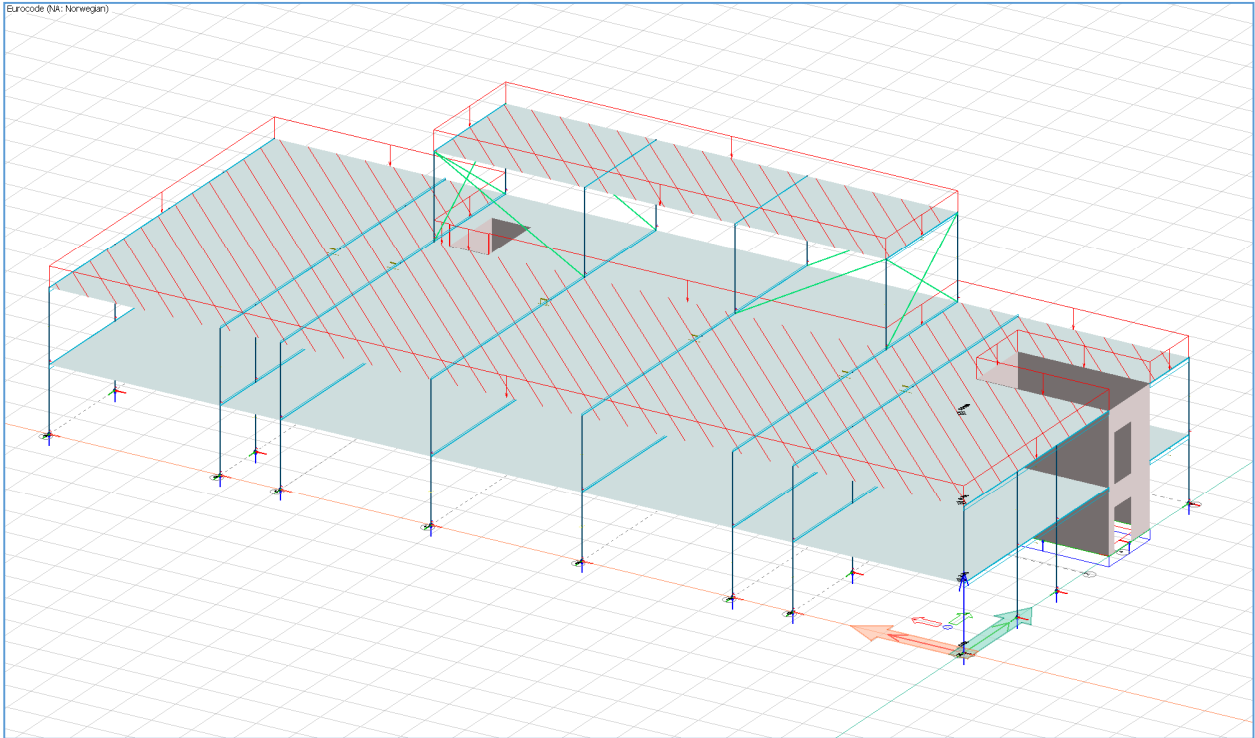
Vindlast +Y retning



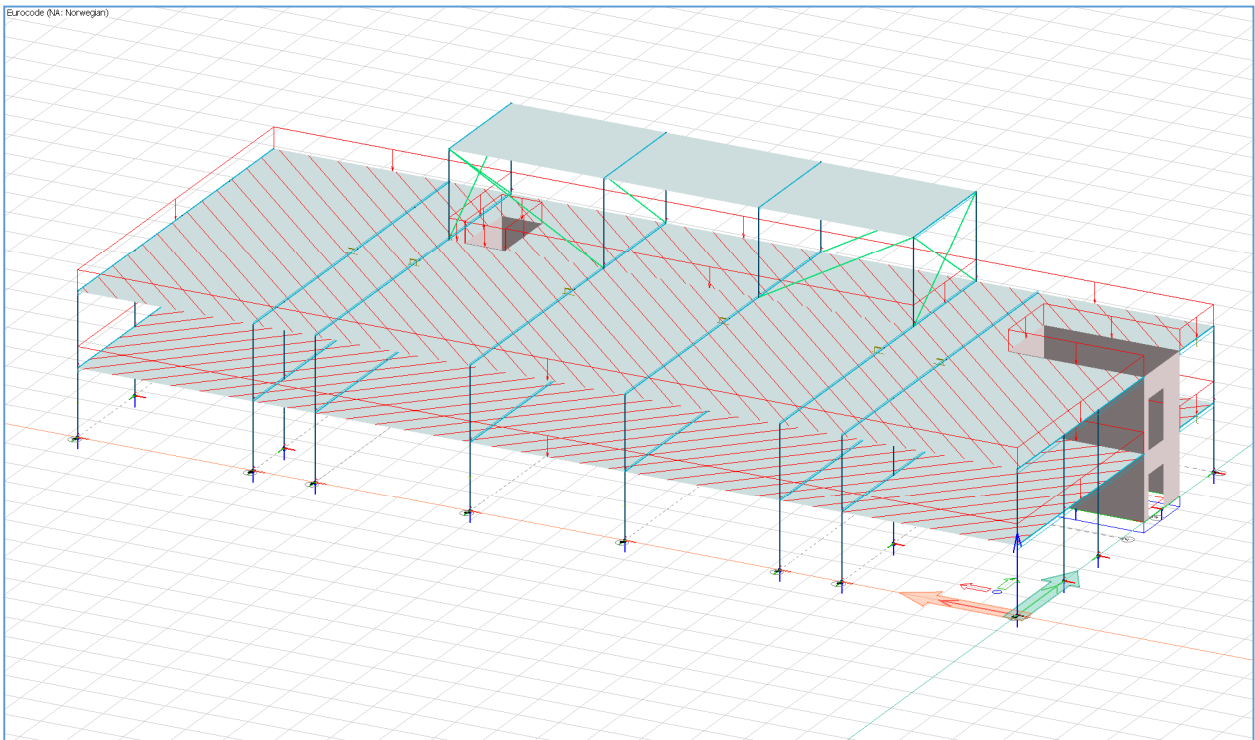
Vindlast -Y retning



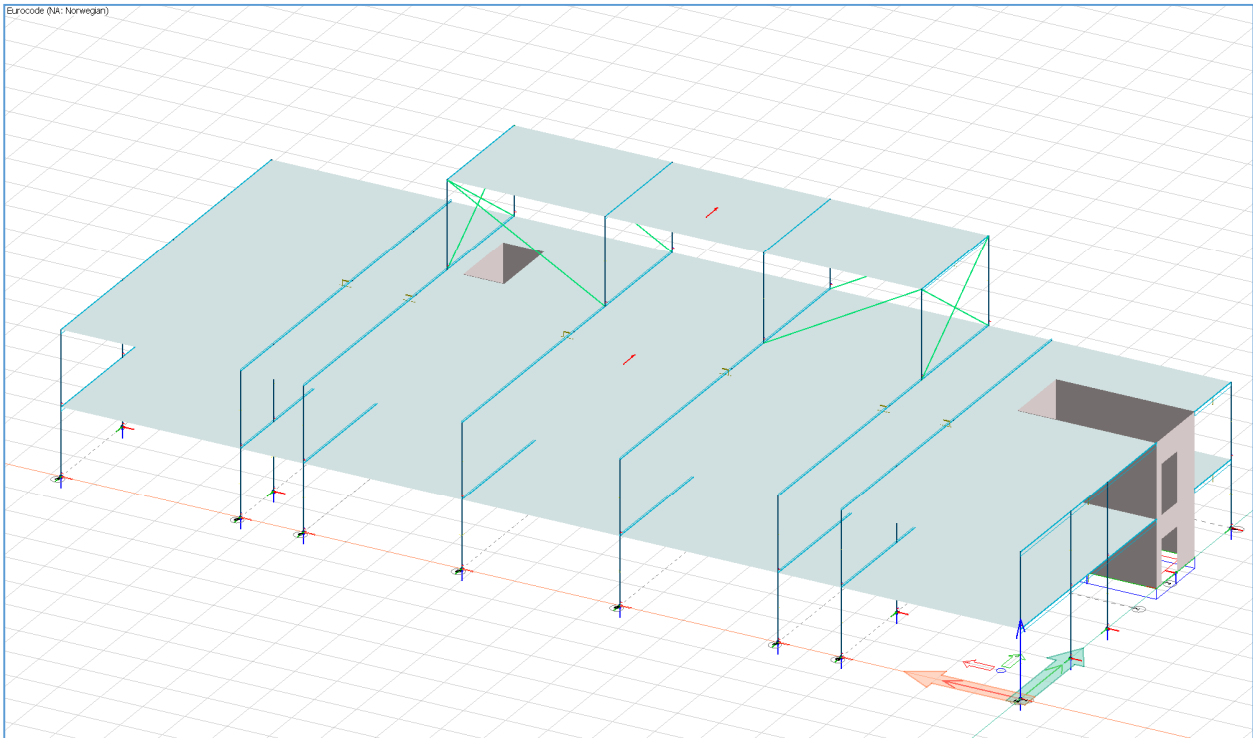
Snølast



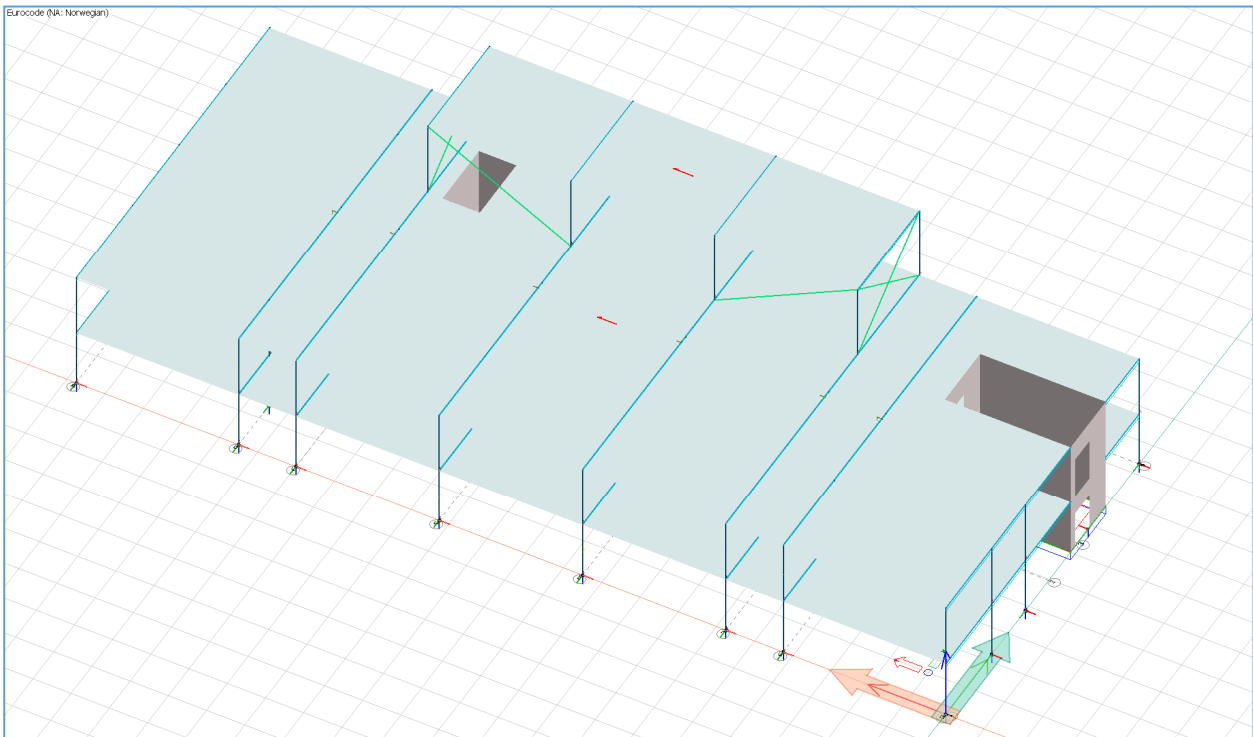
Påført egenlast (påstøp, himling, tekniske installasjoner)



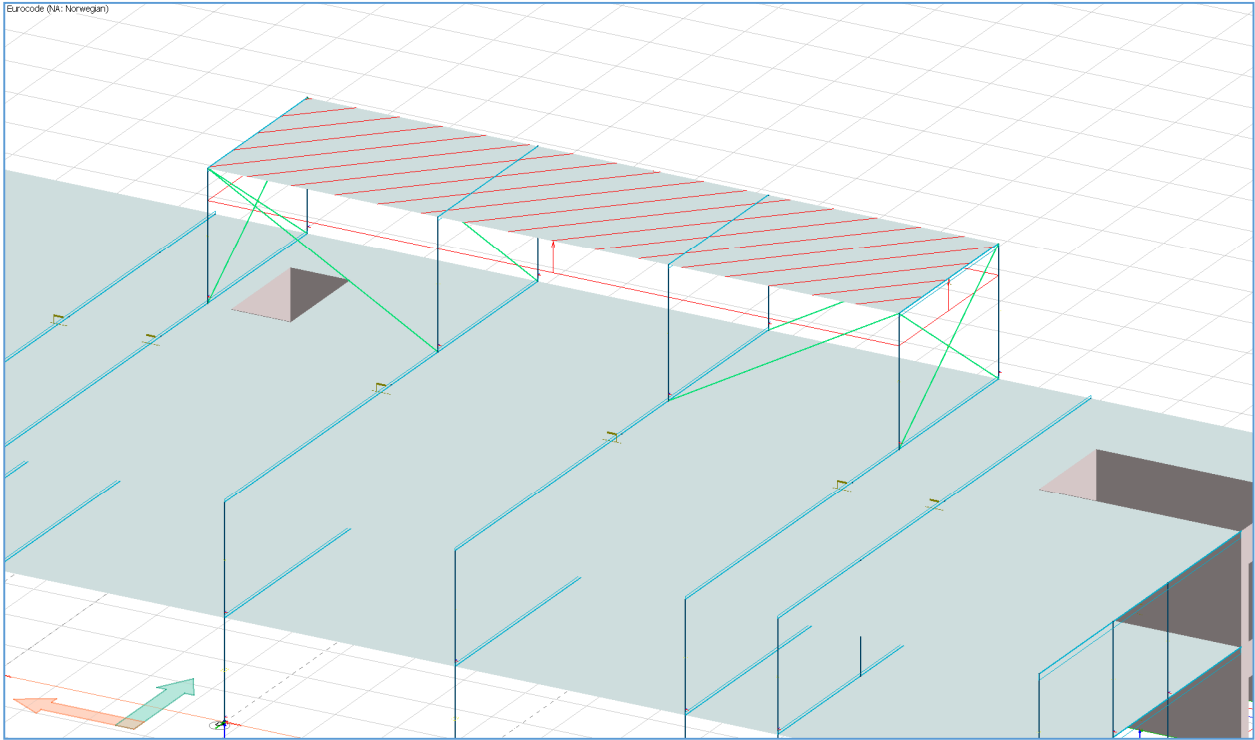
Skjevstillingslast i X-retning



Skjevstillingslast i Y-retning



Motvekt for å få rett vekt på lettaket



2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations (80 items)

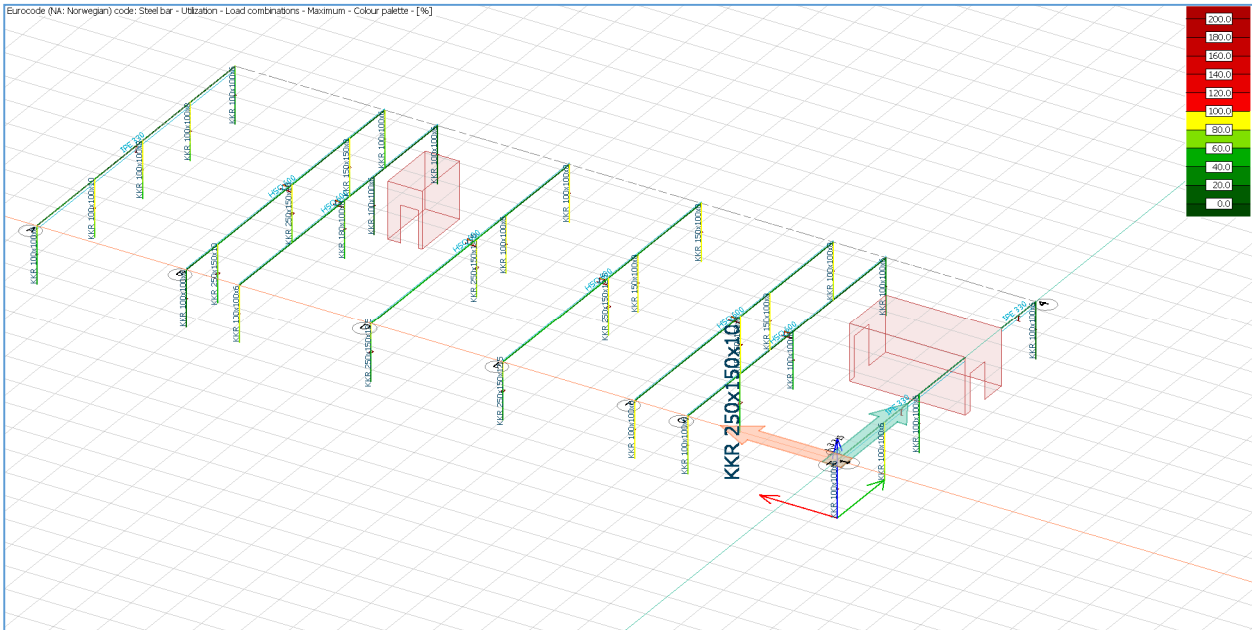
No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Brudd ¹	Ultimate	1.200	Egenlast+Struc. dead load
			1.200	Påført egenlast
			1.500	Nyttelast
			1.500	Snow load
			1.050	Wind load X ⁺
			1.050	Deviation X
			1.050	Deviation Y
			1.000	Vekt lett-tak
2	Bruks X	Serviceability	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Nyttelast
			1.000	Snow load
			1.000	Wind load X ⁺
			1.000	Deviation X
			1.000	Vekt lett-tak
			3	Bruks Y
1.000	Påført egenlast			
1.000	Nyttelast			
1.000	Snow load			
1.000	Wind load Y ⁺			
1.000	Deviation Y			
1.000	Vekt lett-tak			
4	Brudd vnd X	Ultimate		
			1.200	Påført egenlast
			1.050	Nyttelast
			1.050	Snow load
			1.500	Wind load X ⁺
			1.050	Deviation X
			1.050	Deviation Y
			1.000	Vekt lett-tak
5	Brudd vind Y	Ultimate	1.200	Egenlast+Struc. dead load
			1.200	Påført egenlast
			1.050	Nyttelast
			1.050	Snow load
			1.500	Wind load Y ⁺
			1.050	Deviation X
			1.050	Deviation Y
			1.000	Vekt lett-tak
6	Brudd vind -Y	Ultimate	1.200	Egenlast+Struc. dead load

No.	Name	Type	Factor	Load cases
			1.200	Påført egenlast
			1.050	Nyttelast
			1.050	Snow load
			1.500	Wind load Y
			1.050	Deviation X
			1.050	Deviation Y
			1.000	Vekt lett-tak
7	Bruks -Y	Serviceability	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Nyttelast
			1.000	Snow load
			1.000	Wind load Y
			1.000	Deviation Y
			1.000	Vekt lett-tak
8	Seismisk og skjeiv X	Seismic	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			0.300	Nyttelast
			0.200	Snow load
			1.000	Deviation X
			1.000	Seismic max
			1.000	Vekt lett-tak
9	Seismisk og skjeiv Y	Seismic	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			0.300	Nyttelast
			0.200	Snow load
			1.000	Deviation Y
			1.000	Seismic max
			1.000	Vekt lett-tak
10	Seismisk og skjeiv -Y	Seismic	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			0.300	Nyttelast
			0.200	Snow load
			-1.000	Deviation Y
			1.000	Seismic max
			1.000	Vekt lett-tak
11	Seismisk uten skjeiv	Seismic	1.000	Egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			0.300	Nyttelast
			0.200	Snow load
			1.000	Seismic max
			1.000	Vekt lett-tak

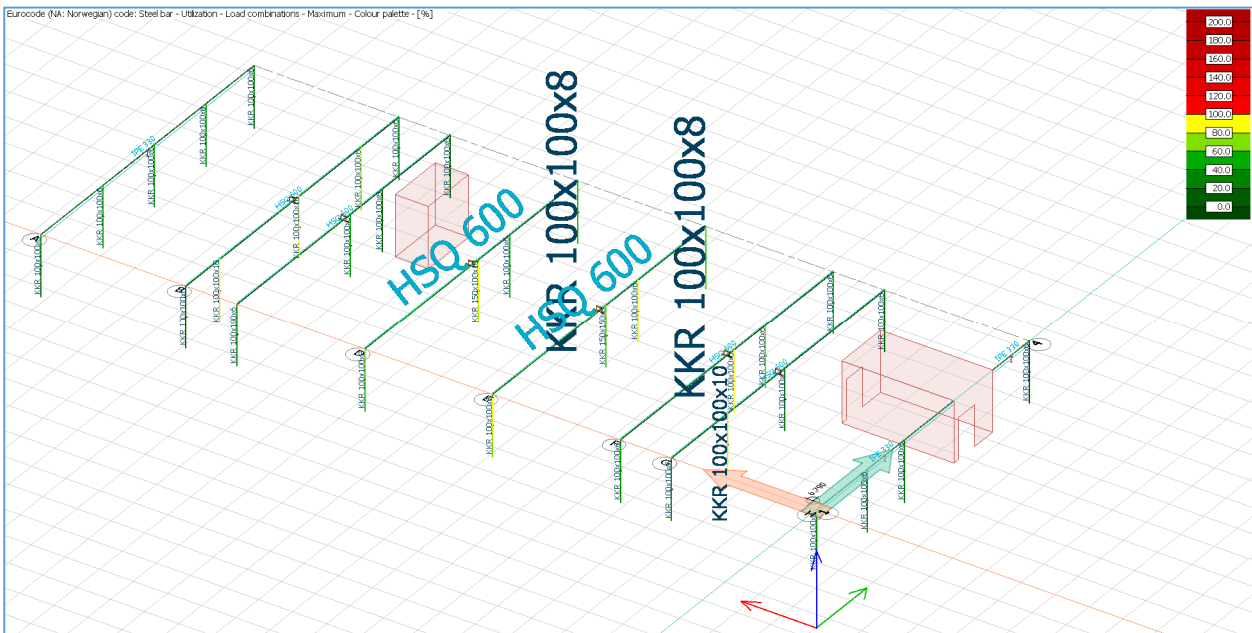
3 Resultat

3.1 Bruddgrensetilstand

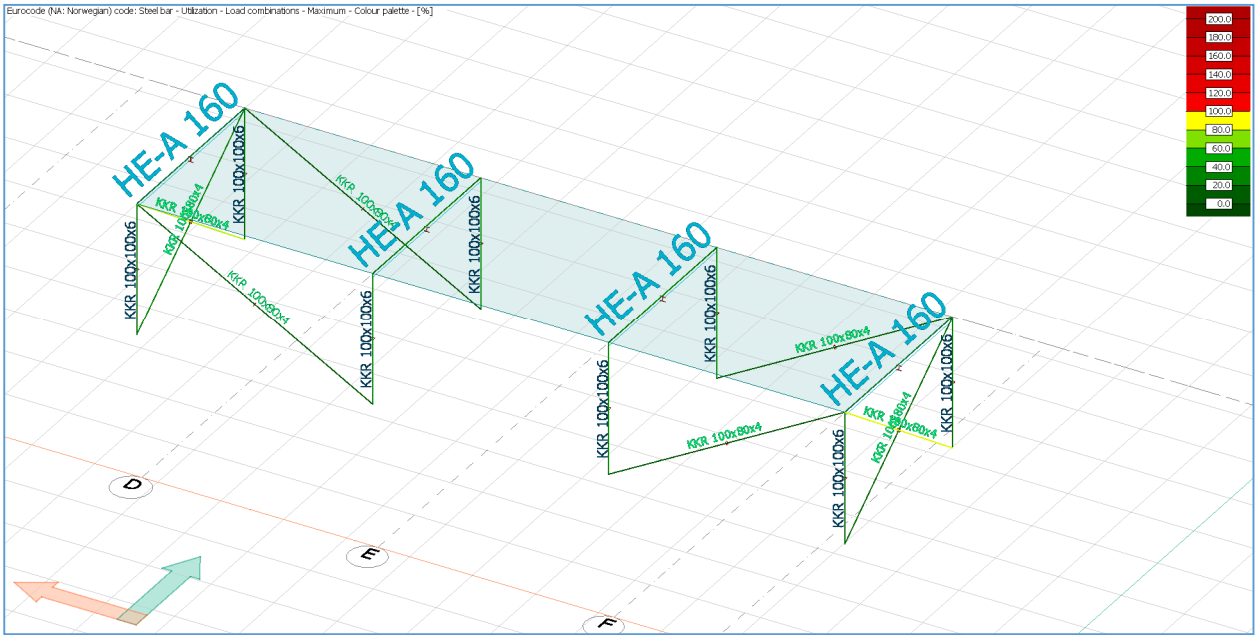
Utnyttelse av stålprofilene i 1.etg



Utnyttelse av stålprofilene i 2.etg



Utnyttelse av stålprofilene i 3.etg



Project Details

Tabell over utnyttelsesgrad i søyler og bjelker

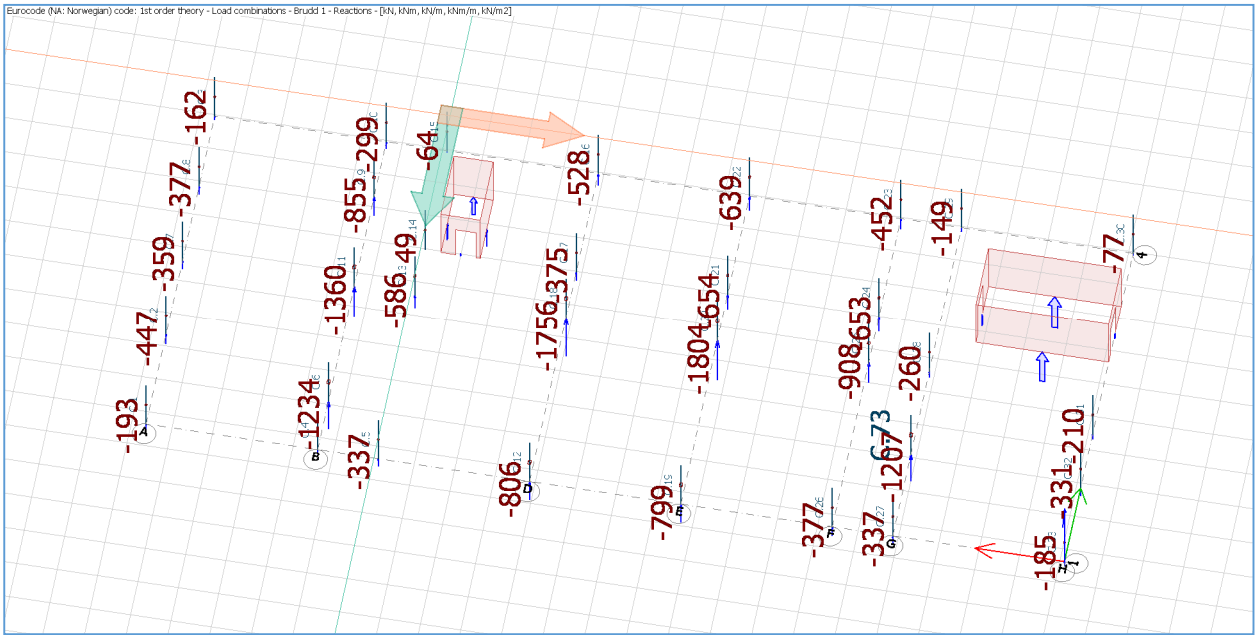
Max. of load combinations, Bar, Utilization (106 items)

Member	Section	Status	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB	SB	IA
-	-	-	%	-	%	%	%	%	%	%
C.1.1	KKR 100x100x ⁶	Real	74	Brudd ¹	74	40	27	5	-	72
C.2.1	KKR 100x100x10	Real	98	Brudd ¹	82	63	41	1	-	98
C.3.1	KKR 100x100x ⁶	Real	69	Brudd ¹	69	33	22	3	-	66
C.4.1	KKR 100x100x ⁶	Real	28	Brudd ¹	28	17	11	2	-	27
C.5.1	KKR 100x100x ⁶	Real	89	Brudd ¹	74	69	47	11	-	89
C.6.1	KKR 250x150x10	Real	77	Brudd ¹	77	59	50	8	-	75
C.7.1	KKR 100x100x ⁸	Real	93	Brudd ¹	81	59	39	0	-	93
C.8.1	KKR 100x100x ⁸	Real	95	Brudd ¹	83	62	41	0	-	95
C.9.1	KKR 150x150x ⁸	Real	89	Brudd ¹	85	70	59	1	-	89
C.10.1	KKR 100x100x ⁶	Real	76	Brudd ¹	61	62	42	2	-	76
C.11.1	KKR 250x150x10	Real	85	Brudd ¹	85	65	55	5	-	85
C.12.1	KKR 250x150x12.5	Real	84	Brudd ¹	84	32	27	52	-	64
C.13.1	KKR 180x100x ⁸	Real	71	Brudd ¹	61	61	43	10	-	71
C.14.1	KKR 100x100x ⁶	Real	10	Brudd ¹	10	-	-	0	-	1
C.15.1	KKR 100x100x ⁶	Real	16	Brudd ¹	13	13	9	1	-	16
C.16.1	KKR 100x100x ⁸	Real	95	Brudd ¹	69	87	57	5	-	95
C.17.1	KKR 100x100x ⁶	Real	83	Brudd ¹	61	77	52	4	-	83
C.18.1	KKR 250x150x12.5	Real	82	Brudd ¹	82	71	60	20	-	80
C.19.1	KKR 250x150x12.5	Real	84	Brudd ¹	84	32	27	52	-	79
C.20.1	KKR 250x150x12.5	Real	83	Brudd ¹	83	73	61	20	-	82
C.21.1	KKR 150x100x ⁸	Real	83	Brudd ¹	62	79	55	6	-	83
C.22.1	KKR 150x100x ⁸	Real	83	Brudd ¹	65	78	54	11	-	83
C.23.1	KKR 100x100x ⁸	Real	84	Brudd ¹	63	74	49	5	-	84
C.24.1	KKR 150x100x ⁸	Real	88	Brudd ¹	67	79	55	4	-	88
C.25.1	KKR 150x150x ⁸	Real	89	Brudd ¹	84	74	62	7	-	89
C.26.1	KKR 100x100x ⁶	Real	96	Brudd ¹	79	77	52	11	-	96
C.27.1	KKR 100x100x ⁶	Real	84	Brudd ¹	66	69	47	4	-	84
C.28.1	KKR 100x100x ⁶	Real	57	Brudd ¹	42	53	36	2	-	57
C.29.1	KKR 100x100x ⁶	Real	33	Brudd ¹	24	31	21	1	-	33
C.30.1	KKR 100x100x ⁶	Real	22	Brudd ¹	20	16	11	0	-	22
C.31.1	KKR 100x100x ⁶	Real	61	Brudd ¹	54	43	29	1	-	61
C.32.1	KKR 100x100x ⁶	Real	97	Brudd ¹	83	68	46	1	-	97
C.33.1	KKR 100x100x ⁶	Real	71	Brudd ¹	71	38	26	4	-	70
B.1.1	HSQ 600	Real	43	Brudd ¹	43	5	4	23	-	12
B.2.1	HSQ 600	Real	38	Brudd ¹	38	10	6	23	-	24
B.3.1	HSQ 600	Real	65	Brudd ¹	65	22	13	61	-	51
B.4.1	HSQ 600	Real	62	Brudd ¹	62	21	13	61	-	51
B.5.1	HSQ 600	Real	40	Brudd ¹	40	10	6	28	-	20
B.6.1	HSQ 600	Real	44	Brudd ¹	44	3	2	15	-	7

Member	Section	Status	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB	SB	IA
-	-	-	%	-	%	%	%	%	%	%
B.7.1	IPE 330	Real	71	Brudd ¹	30	17	19	54	-	71
C.34.1	KKR 100x100x ⁶	Real	40	Brudd ¹	40	17	11	4	-	36
C.35.1	KKR 100x100x ⁶	Real	57	Brudd ¹	52	39	24	1	-	57
C.36.1	KKR 100x100x ⁶	Real	39	Brudd ¹	39	15	9	3	-	38
C.37.1	KKR 100x100x ⁶	Real	19	Brudd ¹	19	11	7	3	-	18
C.38.1	KKR 100x100x ⁶	Real	42	Brudd ¹	37	31	19	7	-	42
C.39.1	KKR 100x100x10	Real	81	Brudd ¹	53	73	43	3	-	81
C.40.1	KKR 100x100x ⁶	Real	53	Brudd ¹	48	33	21	0	-	53
C.41.1	KKR 100x100x ⁶	Real	52	Brudd ¹	48	33	21	0	-	52
C.42.1	KKR 100x100x ⁶	Real	79	Brudd ¹	55	68	42	1	-	79
C.43.1	KKR 100x100x ⁶	Real	40	Brudd ¹	33	30	19	3	-	40
C.44.1	KKR 100x100x10	Real	97	Brudd ¹	62	86	51	1	-	97
C.45.1	KKR 100x100x ⁸	Real	71	Brudd ¹	52	57	35	15	-	71
C.46.1	KKR 100x100x ⁶	Real	50	Brudd ¹	36	44	28	5	-	50
C.47.1	KKR 100x100x ⁶	Real	15	Brudd ¹	10	15	9	1	-	15
C.48.1	KKR 100x100x ⁶	Real	16	Brudd ¹	11	15	9	1	-	16
C.49.1	KKR 100x100x ⁶	Real	56	Brudd ¹	38	52	32	2	-	56
C.50.1	KKR 150x100x10	Real	80	Brudd ¹	59	75	48	8	-	80
C.51.1	KKR 100x100x ⁶	Real	82	Brudd ¹	61	69	44	15	-	82
C.52.1	KKR 150x150x ⁸	Real	68	Brudd ¹	60	63	50	8	-	68
C.53.1	KKR 100x100x ⁶	Real	80	Brudd ¹	51	77	48	3	-	80
C.54.1	KKR 100x100x ⁶	Real	59	Brudd ¹	43	53	33	3	-	59
C.55.1	KKR 100x100x ⁶	Real	71	Brudd ¹	49	66	41	1	-	71
C.56.1	KKR 100x100x ⁶	Real	87	Brudd ¹	59	79	49	3	-	87
C.57.1	KKR 100x100x ⁶	Real	46	Brudd ¹	39	35	22	8	-	46
C.58.1	KKR 100x100x ⁶	Real	39	Brudd ¹	32	32	20	3	-	39
C.59.1	KKR 100x100x ⁶	Real	29	Brudd ¹	20	28	17	2	-	29
C.60.1	KKR 100x100x ⁶	Real	14	Brudd ¹	9	13	8	1	-	14
C.61.1	KKR 100x100x ⁶	Real	11	Brudd ¹	10	7	4	0	-	11
C.62.1	KKR 100x100x ⁶	Real	29	Brudd ¹	27	19	12	1	-	29
C.63.1	KKR 100x100x ⁶	Real	44	Brudd ¹	40	29	18	1	-	44
C.64.1	KKR 100x100x ⁶	Real	39	Brudd ¹	39	17	10	3	-	33
B.8.1	HSQ 600	Real	32	Brudd ¹	32	4	3	16	-	10
B.9.1	HSQ 600	Real	26	Brudd ¹	26	8	4	12	-	18
B.10.1	HSQ 600	Real	25	Brudd ¹	25	7	4	18	-	15
B.11.1	HSQ 600	Real	28	Brudd ¹	28	2	2	8	-	7
B.12.1	IPE 330	Real	45	Brudd ¹	18	10	12	35	-	45
B.13.1	IPE 330	Real	15	Brudd ¹	13	2	3	14	-	15
B.14.1	IPE 330	Real	30	Brudd ¹	17	6	7	24	-	30
B.15.1	IPE 330	Real	3	Brudd ¹	3	1	1	2	-	3
B.16.1	IPE 330	Real	3	Brudd ¹	3	-	-	2	-	2

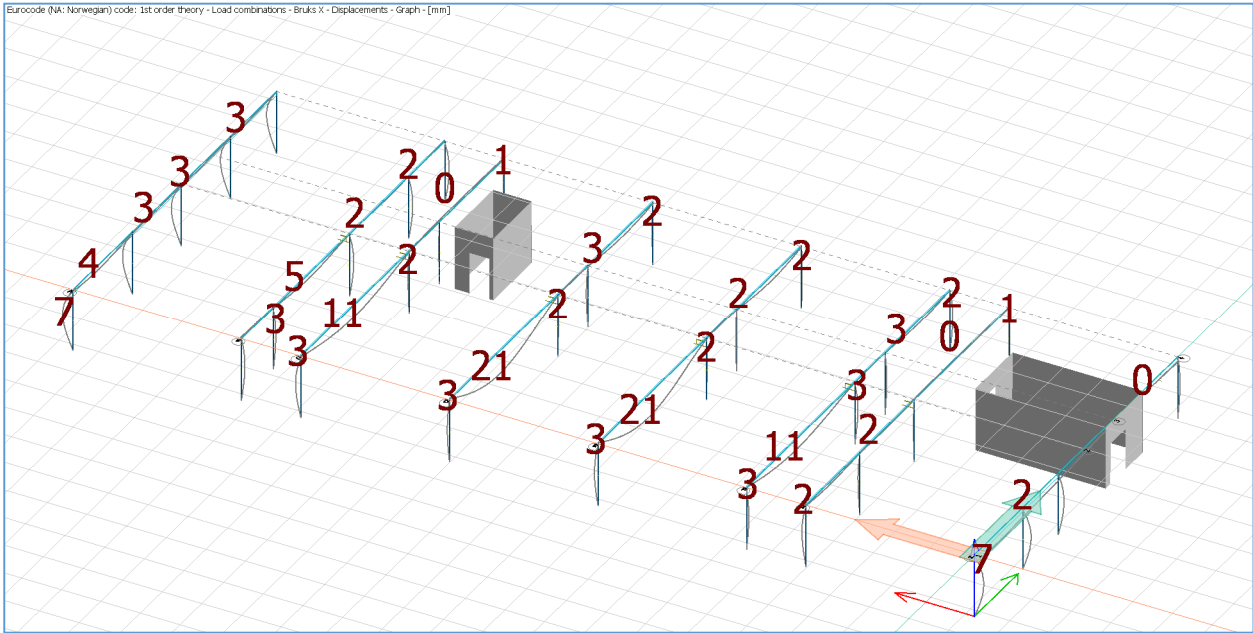
Member	Section	Status	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB	SB	IA
-	-	-	%	-	%	%	%	%	%	%
C.65.1	KKR 100x100x ⁶	Real	23	Brudd ¹	23	13	7	5	-	22
C.66.1	KKR 100x100x ⁶	Real	25	Brudd ¹	25	16	8	6	-	25
C.67.1	KKR 100x100x ⁶	Real	38	Brudd ¹	28	32	17	9	-	38
C.68.1	KKR 100x100x ⁶	Real	39	Brudd ¹	28	32	17	9	-	39
C.69.1	KKR 100x100x ⁶	Real	27	Brudd ¹	26	18	9	6	-	27
C.70.1	KKR 100x100x ⁶	Real	22	Brudd ¹	22	12	6	5	-	20
C.71.1	KKR 100x100x ⁶	Real	38	Brudd ¹	27	32	17	8	-	38
C.72.1	KKR 100x100x ⁶	Real	38	Brudd ¹	27	32	17	8	-	38
T.1.1	KKR 100x80x ⁴	Real	18	Brudd vind -Y	3	18	2	-	-	-
T.2.1	KKR 100x80x ⁴	Real	78	Brudd vnd X	7	78	7	-	-	-
T.3.1	KKR 100x80x ⁴	Real	8	Brudd vind -Y	8	-	-	-	-	-
T.4.1	KKR 100x80x ⁴	Real	5	Brudd vind -Y	5	-	-	-	-	-
T.5.1	KKR 100x80x ⁴	Real	75	Brudd vnd X	7	75	7	-	-	-
T.6.1	KKR 100x80x ⁴	Real	28	Brudd vind Y	3	28	3	-	-	-
T.7.1	KKR 100x80x ⁴	Real	5	Brudd vind Y	5	-	-	-	-	-
T.8.1	KKR 100x80x ⁴	Real	8	Brudd ¹	8	-	-	-	-	-
B.17.1	HE-A 160	Real	22	Brudd ¹	17	-	-	22	-	22
B.18.1	HE-A 160	Real	29	Brudd ¹	22	-	-	29	-	29
B.19.1	HE-A 160	Real	29	Brudd ¹	22	-	-	29	-	29
B.20.1	HE-A 160	Real	22	Brudd ¹	17	-	-	21	-	22
C.73.1	KKR 250x150x10	Real	68	Brudd ¹	64	58	49	2	-	68
C.74.1	KKR 100x100x10	Real	80	Brudd ¹	56	72	42	1	-	80
B.21.1	HSQ 600	Real	44	Brudd ¹	44	16	13	39	-	37
B.22.1	HSQ 600	Real	42	Brudd ¹	42	16	13	41	-	34
C.75.1	KKR 100x100x ⁸	Real	67	Brudd ¹	49	60	36	12	-	67
C.76.1	KKR 100x100x ⁸	Real	59	Brudd ¹	49	51	31	8	-	59

Rekreasjonslast

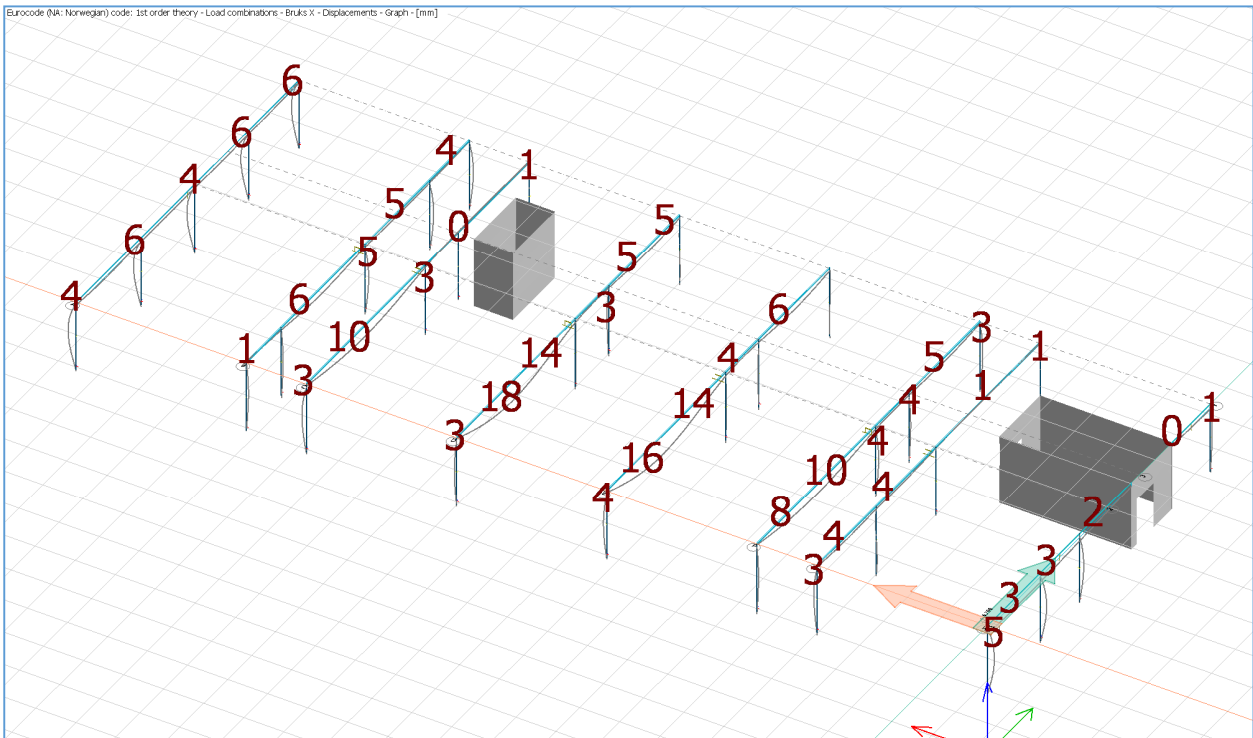


3.2 Bruksgrensetilstand

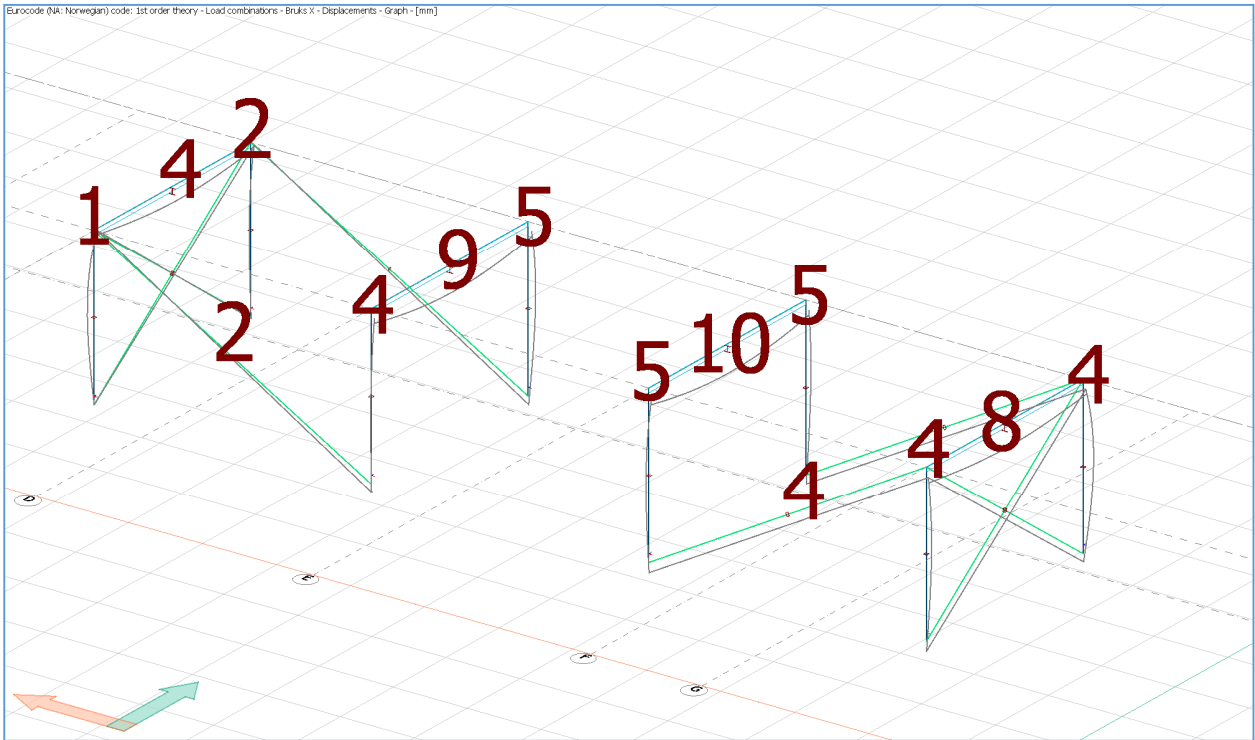
Deformasjon i 1.etg



Deformasjon i 2.etg



Deformasjon i 3.etg



3.3 Beregninger ved hjælp af FEM-design for søye C.19.1 I 1.etg akse E

C.19.1

Maximum of load combinations

S 355

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

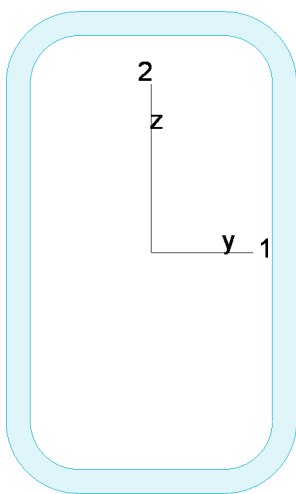
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 250x150x12.5



$$A = 8704 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 6.633e+07 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 3.002e+07 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 6.633e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 3.002e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 6.783e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 4.775e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 5.306e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 4.003e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 87 \text{ mm}$$

$$i_2 = 59 \text{ mm}$$

$$I_t = 7.321e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.441e+10 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: 'Brudd 1', $x = 1837 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{3264 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 637.16 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 637.16 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{2.27}{637.16} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: 'Brudd 1', $x = 1837 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{5440 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1061.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 1061.93 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{37.10}{1061.93} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: 'Brudd 1', $x = 0$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{137.30} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

LC: 'Brudd 1', $x = 3215$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 2.27 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 318.58 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 37.10 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 530.96 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{796.90}{2942.91} + \frac{119.28}{229.33} + \frac{7.30}{161.43} = 0.84 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Brudd 1', $x = 0$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{2215}{87 \cdot 76.40} = 0.33 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.33 - 0.2) + 0.33^2 \right] = 0.59$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.59 + \sqrt{0.59^2 - 0.33^2}}, 1.0 \right) = 0.93 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.93 \cdot 8704 \cdot 355}{1.05} = 2744.91 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{799.49}{2744.91} = 0.29 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Brudd 1', $x = 0$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{2215}{59 \cdot 76.40} = 0.49 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.49 - 0.2) + 0.49^2 \right] = 0.69$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.49^2}}, 1.0 \right) = 0.85 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.85 \cdot 8704 \cdot 355}{1.05} = 2491.42 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{799.49}{2491.42} = 0.32 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Project Details

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Brudd 1', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{87^2 + 59^2 + 0^2 + 0^2} = 105 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{105^2} \left(80769 \cdot 7.321e + 07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.441e + 10}{3.21^2} \right) = 534467.97 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 534467.97 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(534467.97, 534467.97) = 534467.97 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \frac{A \cdot f_y}{N_{cr}} = \frac{8704 \cdot 355}{534467.97} = 0.08 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.08 - 0.2) + 0.08^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.08^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 8704 \cdot 355}{1.05} = 2942.91 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{799.49}{2942.91} = 0.27 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: 'Brudd 1', $x = 3215$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 678299 \frac{355}{1.05} = 229.33 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 229.33, 229.33) = 229.33 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{119.28}{229.33} = 0.52 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: 'Brudd 1', $x = 3215$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 0.98 \quad C_{my} = 0.99$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.98 \quad C_{mz} = 0.99$$

$$\alpha_{mLT} = 0.57 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.60$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 477461 = 169.50 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{796.90}{2942.91} + 0.94 \cdot \frac{119.28}{229.33} + 0.57 \cdot \frac{7.30}{\frac{169.50}{1.05}} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: 'Brudd 1', x = 3215 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\alpha_{my} = 0.00$ $\psi_{my} = 0.98$ $C_{my} = 0.99$

$\alpha_{mz} = 0.00$ $\psi_{mz} = 0.98$ $C_{mz} = 0.99$

$\alpha_{mLT} = 0.57$ $\psi_{mLT} = 0.00$ $C_{mLT} = 0.60$

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 477461 = 169.50 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{796.90}{2942.91} + 0.57 \cdot \frac{119.28}{229.33} + 0.94 \cdot \frac{7.30}{\frac{169.50}{1.05}} = 0.61 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

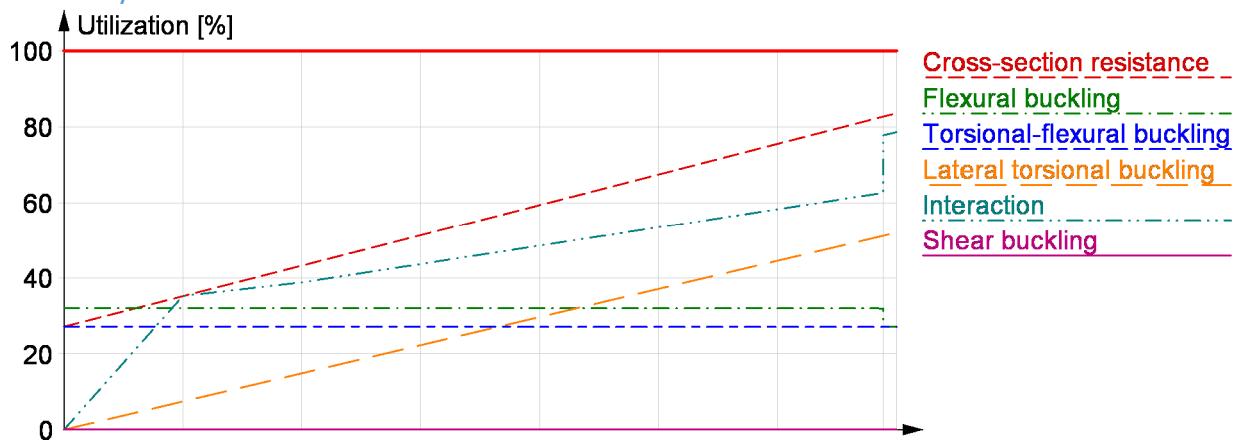
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



3.4 Beregninger ved hjælp av FEM-design for HSQ-bjelke i 1.etg akse E

Group HSQ, Maximum of group members Maximum of load combinations

S 355

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

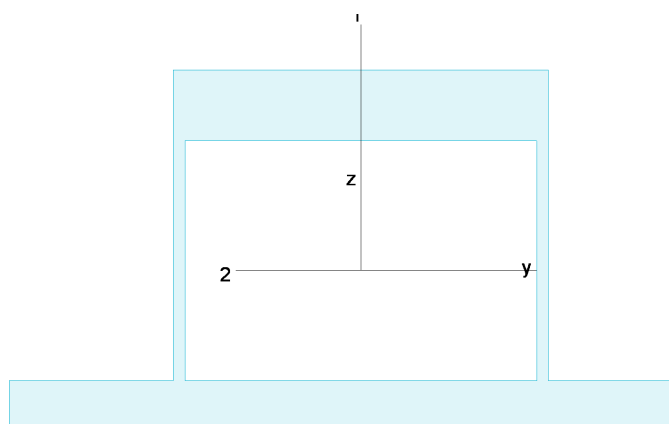
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

HSQ 600



$$A = 47300 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 7.172e+08 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 9.824e+08 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 9.824e+08 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 7.172e+08 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 5.772e+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 5.414e+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 3.275e+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 4.197e+06 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 144 \text{ mm}$$

$$i_2 = 123 \text{ mm}$$

$$I_t = 4.643e+08 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 4.169e+12 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.2.1, LC: 'Brudd 1', $x = 9930 \text{ mm}$

$\text{Class}_N = 1, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{39.81}{303.15} = 0.13 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Bar: B.2.1, LC: 'Brudd 1', $x = 9930 \text{ mm}$

$\text{Class}_N = 1, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$

$$\frac{\tau_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = \frac{127.19}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.19) - \text{OK}$$

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.3.1, LC: 'Brudd 1', $x = 9930$ mm

$Class_N = 1$, $Class_{M1} = 1$, $Class_{M2} = 1$

$$\tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 195.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = 127.19 \text{ N/mm}^2 > 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \rho_1 = \left(\frac{2 \cdot \tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 127.19}{195.20} - 1 \right)^2 = 0.09$$

$$\tau_{Ed} = 127.19 \text{ N/mm}^2 > 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \rho_2 = \left(\frac{2 \cdot \tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 127.19}{195.20} - 1 \right)^2 = 0.09$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{1438.78}{15991.90} + \frac{2.59}{1098.30} + \frac{638.41}{1659.71} = 0.48 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.3.1, LC: 'Brudd 1', $x = 3972$ mm

$Class_N = 1$, $Class_{M1} = 1$, $Class_{M2} = 1$

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{4960}{144 \cdot 76.40} = 0.45 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.45 - 0.2) + 0.45^2 \right] = 0.66$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.45^2}}, 1.0 \right) = 0.87 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.87 \cdot 47300 \cdot 355}{1.05} = 13916.88 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1748.54}{13916.88} = 0.13 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.3.1, LC: 'Brudd 1', $x = 3972$ mm

$Class_N = 1$, $Class_{M1} = 1$, $Class_{M2} = 1$

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{9930}{123 \cdot 76.40} = 1.06 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2 \right] = 1.27$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.27 + \sqrt{1.27^2 - 1.06^2}}, 1.0 \right) = 0.51 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.51 \cdot 47300 \cdot 355}{1.05} = 8130.61 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1748.54}{8130.61} = 0.22 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.3.1, LC: 'Brudd 1', $x = 3972$ mm

$Class_N = 1$, $Class_{M1} = 1$, $Class_{M2} = 1$

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{144^2 + 123^2 + 30^2 + 0^2} = 192 \text{ mm}$$

Project Details

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{192^2} \left(80769 \cdot 4.643e + 08 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 4.169e + 12}{9.93^2} \right) = 1020974.16 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 82571.14 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(1020974.16, 82571.14) = 82571.14 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \frac{\bar{A} \cdot f_y}{N_{cr}} = \frac{47300 \cdot 355}{82571.14} = 0.45 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.45 - 0.2) + 0.45^2 \right] = 0.66$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.45^2}}, 1.0 \right) = 0.87 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.87 \cdot 47300 \cdot 355}{1.05} = 13913.27 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1748.54}{13913.27} = 0.13 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.2.1, LC: 'Brudd 1', x = 12242 mm

$$\text{Class}_N = 1, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$$

$$\chi_y = 1.00 \quad \text{is considered for hollow section.}$$

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 5771678 \frac{355}{1.05} = 1951.38 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 1951.38, 1951.38) = 1951.38 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{12.68}{1951.38} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.4.1, LC: 'Brudd 1', x = 9930 mm

$$\text{Class}_N = 1, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$$

$$\chi_z = 0.52 \quad \text{is considered for hollow section.}$$

$$M_{z,c,Rd} = W_z \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 5414437 \frac{355}{1.05} = 1830.60 \text{ kNm}$$

$$M_{z,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_z \cdot M_{z,c,Rd}, M_{z,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.52 \cdot 1830.60, 1830.60) = 1041.59 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{638.51}{1041.59} = 0.61 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.4.1, LC: 'Brudd 1', x = 3972 mm

$$\text{Class}_N = 1, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$$

$$\alpha_{my} = -0.22 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.88$$

$$\alpha_{mz} = -0.73 \quad \psi_{mz} = 0.20 \quad C_{mz} = 0.58$$

$$\alpha_{mLT} = -0.22 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.88$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{1746.76}{13913.32} + 0.91 \cdot \frac{0.90}{1951.38} + 0.41 \cdot \frac{445.94}{1041.59} = 0.30 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.4.1, LC: 'Brudd 1', x = 3972 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\alpha_{my} = -0.22$ $\psi_{my} = 0.00$ $C_{my} = 0.88$

$\alpha_{mz} = -0.73$ $\psi_{mz} = 0.20$ $C_{mz} = 0.58$

$\alpha_{mLT} = -0.22$ $\psi_{mLT} = 0.00$ $C_{mLT} = 0.88$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{1746.76}{8130.61} + 0.54 \cdot \frac{0.90}{1951.38} + 0.68 \cdot \frac{445.94}{1041.59} = 0.51 \leq 1.00 \quad (6.62) - OK$$

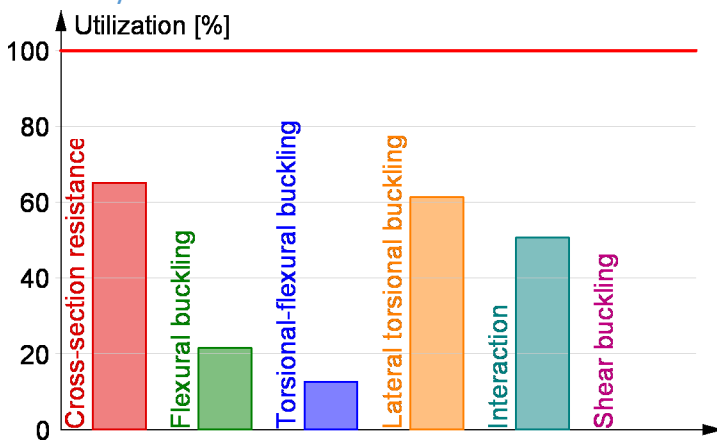
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Shear buckling check is not implemented for this section.

Summary



3.5 Beregninger ved hjælp af FEM-design for IPE-bjelke i 1.etg akse A

Group IPE, Maximum of group members Maximum of load combinations

S 355

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

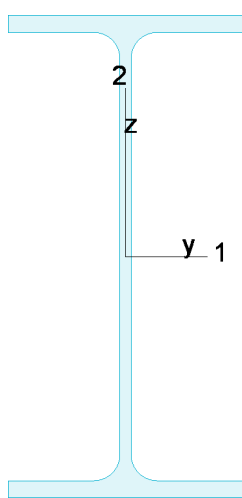
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

IPE 330



A	=	6261 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	1.177e+08 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	7.881e+06 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	1.177e+08 mm ⁴			
I ₂	=	7.881e+06 mm ⁴			
W _{pl,1}	=	8.043e+05 mm ³			
W _{pl,2}	=	1.538e+05 mm ³			
W _{el,min,1}	=	7.131e+05 mm ³			
W _{el,min,2}	=	9.852e+04 mm ³			
i ₁	=	137 mm			
i ₂	=	35 mm			
I _t	=	2.759e+05 mm ⁴			
I _w	=	1.961e+11 mm ⁶			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', x = 5430 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3958 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 772.62 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.14}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 772.62 = 772.41 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{5.46}{772.41} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', x = 5430 mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3081 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 601.38 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.14}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 601.38 = 601.22 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{88.89}{601.22} = 0.15 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.14.1, LC: 'Brudd 1', $x = 9620$ mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.06}{2.73} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5430$ mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 5.46 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 386.20 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 88.89 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 300.61 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{216.26}{2116.69} + \frac{50.02}{271.94} + \frac{0.83}{51.99} = 0.30 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5430$ mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{5430}{137 \cdot 76.40} = 0.52 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.52 - 0.2) + 0.52^2 \right] = 0.67$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.67 + \sqrt{0.67^2 - 0.52^2}}, 1.0 \right) = 0.92 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.92 \cdot 6261 \cdot 355}{1.05} = 1944.08 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{216.26}{1944.08} = 0.11 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5428$ mm

Class_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{2714}{35 \cdot 76.40} = 1.00 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.34 \quad (\text{Buckling curve: b})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (1.00 - 0.2) + 1.00^2 \right] = 1.14$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.14 + \sqrt{1.14^2 - 1.00^2}}, 1.0 \right) = 0.60 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.60 \cdot 6261 \cdot 355}{1.05} = 1262.11 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{215.96}{1262.11} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5430$ mmClass_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{137^2 + 35^2 + 0^2 + 0^2} = 142 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{142^2} \left(80769 \cdot 2.759e + 05 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.961e + 11}{5.43^2} \right) = 1798.57 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 1798.57 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(1798.57, 1798.57) = 1798.57 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \frac{A \cdot f_y}{N_{cr}} = \frac{6261 \cdot 355}{1798.57} = 1.11 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.34 \quad (\text{Buckling curve: b})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (1.11 - 0.2) + 1.11^2 \right] = 1.27$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.27 + \sqrt{1.27^2 - 1.11^2}}, 1.0 \right) = 0.53 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.53 \cdot 6261 \cdot 355}{1.05} = 1118.27 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{216.26}{1118.27} = 0.19 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5430$ mmClass_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \frac{k_c \cdot l_{cr}}{i_{fz} \cdot \lambda_1} = \frac{0.91 \cdot 5430}{42 \cdot 76.40} = 1.52 \quad (6.59)$$

$$\alpha_y = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{f,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,y}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.52 - 0.2) + 1.52^2 \right] = 1.99$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_{f,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.99 + \sqrt{1.99^2 - 1.52^2}}, 1.0 \right) = 0.31 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 804331 \frac{355}{1.05} = 271.94 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.31 \cdot 271.94, 271.94) = 91.82 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{50.02}{91.82} = 0.54 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', $x = 5430$ mmClass_N = 2, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\alpha_{my} = -0.57 \quad \psi_{my} = 0.10 \quad C_{my} = 0.56$$

$$\alpha_{mz} = -0.98 \quad \psi_{mz} = 0.90 \quad C_{mz} = 0.80$$

$$\alpha_{mLT} = -0.57 \quad \psi_{mLT} = 0.10 \quad C_{mLT} = 0.56$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 153763 = 54.59 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{216.26}{1944.08} + 0.58 \cdot \frac{50.02}{91.82} + 0.86 \cdot \frac{0.83}{\frac{54.59}{1.05}} = 0.44 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.7.1, LC: 'Brudd 1', x = 5428 mm

$$\text{Class}_N = 2, \text{Class}_{M1} = 1, \text{Class}_{M2} = 1$$

$$\alpha_{my} = -0.57 \quad \psi_{my} = 0.10 \quad C_{my} = 0.56$$

$$\alpha_{mz} = -0.91 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.81$$

$$\alpha_{mLT} = -0.57 \quad \psi_{mLT} = 0.10 \quad C_{mLT} = 0.56$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 153763 = 54.59 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{215.96}{1262.11} + 0.97 \cdot \frac{49.88}{91.82} + 0.89 \cdot \frac{0.82}{\frac{54.59}{1.05}} = 0.71 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

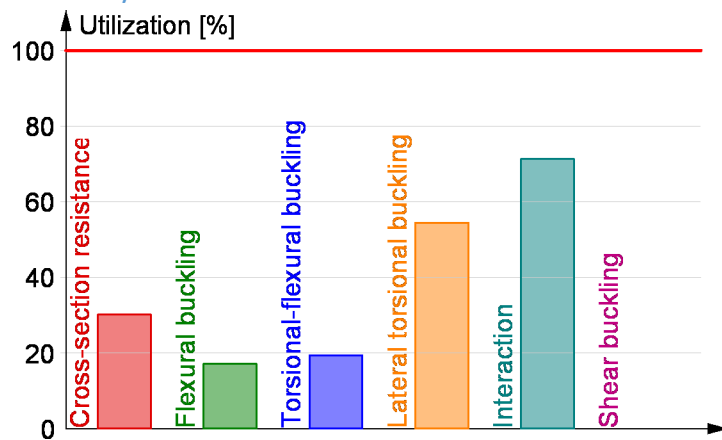
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



Vedlegg 2.2 - Kontrollberegning av resultater fra FEM-design. Bruker håndberegninger for søyle C.19.1 Akse E1 , 1 etg.

C.19.1

Maximum of load combinations

S 355

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

$$G = 80789 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

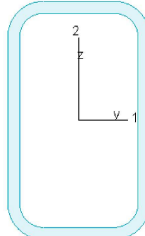
$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

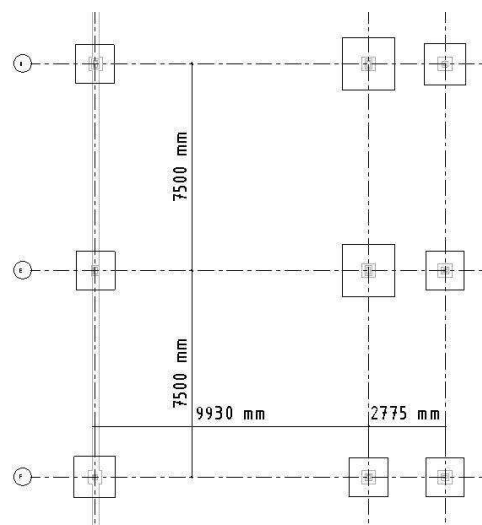
$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 250x150x12.5



A	=	8704	mm ²	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	=	6.633e+07	mm ⁴	$\epsilon = 0.81$
I_z	=	3.002e+07	mm ⁴	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	=	6.633e+07	mm ⁴	
I_2	=	3.002e+07	mm ⁴	
$W_{pl,1}$	=	6.783e+05	mm ³	
$W_{pl,2}$	=	4.775e+05	mm ³	
$W_{el,min,1}$	=	5.306e+05	mm ³	
$W_{el,min,2}$	=	4.003e+05	mm ³	
i_1	=	87	mm	
i_2	=	59	mm	
I_1	=	7.321e+07	mm ⁴	
I_w	=	1.441e+10	mm ⁶	



Søyle C.19.1 er til venstre i midten. Arealet som søylene tar ned lastene fra blir 7.5 meter på tvers av bjelken og 40% av lengden 9.93 meter langs bjelken, dette er på grunn av at bjelken går kontinuerlig.

$$A := 7.5 \text{ m} \cdot 0.4 \cdot 9.93 \text{ m} = 29.79 \text{ m}^2$$

$$G_{paført} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lengde } L := 3215 \text{ mm}$$

$$G_{støp} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Knekk lengde } L_k := 0.7 \cdot L = (2.251 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$G_{hulld} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{stal} := 56.6 \text{ kN}$$

$$Q_{nytte} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{snø} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$q_{Ed1} := 1.35 \cdot (G_{støp} + 2 \cdot G_{paført} + 2 \cdot G_{hulld}) + 1.05 \cdot (Q_{nytte} + Q_{snø}) = 22.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed2} := 1.2 \cdot (G_{støp} + 2 \cdot G_{paført} + 2 \cdot G_{hulld}) + 1.5 \cdot (Q_{nytte} + Q_{snø}) = 23.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende aksiallast:

$$N_{Ed} := (q_{Ed2} \cdot A) + G_{stal} = 750.111 \text{ kN}$$

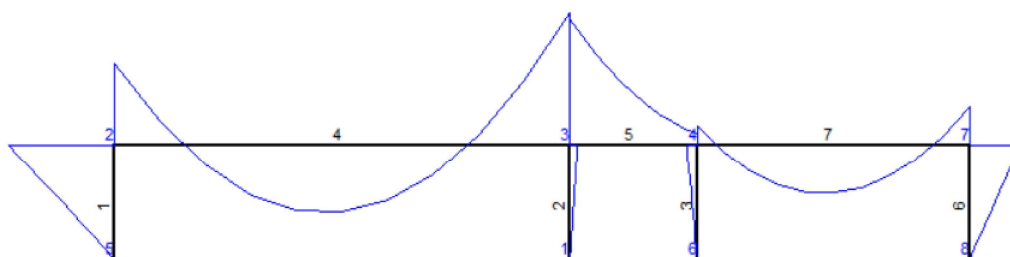
Den dimensjonerende aksiallasten vi får med håndberegninger avviker med 6% fra beregningene i FEM-design. Vi velger å gå videre med de beregningene vi har gjort for hånd.

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} := 119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Det dimensjonerende momentet er hentet ut i fra FEM-design. Vi fikk et avvik fra håndberegning og beregninger fra Frame2DExpress, fra Frame fikk vi et moment på 85kNm . Velger derfor å gå videre med det største momentet på 119 kNm.

Interaksjon med moment og aksiallast:
Regner på element nr.1 Momentskissen er gjort i Frame2D



Profilens tverrsnittdata:

$$A := 8704 \text{ mm}^2$$

$$I_z := 3.002 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y := 6.633 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 1.441 \cdot 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

$$W_z := 4.003 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_y := 5.306 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_T := 7.321 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 338 \text{ MPa}$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tverrsnittets kapasiteter:

$$N_{c.Rk} := f_y \cdot A = (3.09 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{el.y.Rk} := f_y \cdot W_y = 188.363 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cy.Rd} := f_{yd} \cdot W_y = 179.343 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{c.Rd} := f_{yd} \cdot A = (2.942 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{el.z.Rk} := f_{yd} \cdot W_z = 135.301 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

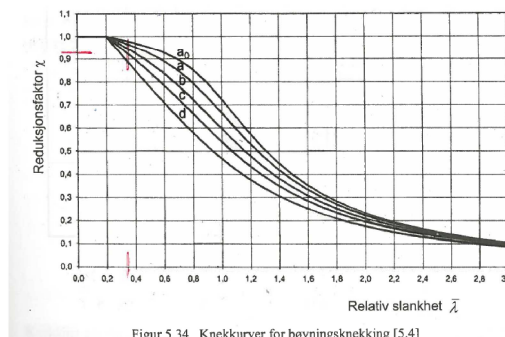
$$M_{cz.Rd} := f_{yd} \cdot W_z = 135.301 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Knekking om sterk akse:

$$N_{y.cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (2.714 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{c.Rk}}{N_{y.cr}}} = 0.337$$

For alle kaldvalset hultvernsnitt velges kurve C, dette gir en $\chi_y := 0.92$



$$N_{by.Rd} := \chi_y \cdot N_{c.Rd} = (2.707 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Knekking om svak akse:

$$N_{z.cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_k^2} = (1.228 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt{\frac{N_{c.Rk}}{N_{z.cr}}} = 0.502$$

Bruker kurve C igjen og får en $\chi_z := 0.83$

$$N_{bz.Rd} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (2.442 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Interaksjon:

$$\psi := 0 \quad C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad 0.6 \geq 0.4 \quad \text{ok!}$$

$$k_c := \frac{1}{1.33 - 0.33 \cdot \psi} = 0.752$$

$$C_1 := (0.31 + 0.428 \cdot \psi + 0.262 \cdot \psi^2)^{-0.5} = 1.796$$

$$k_{wt} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_T}} = 0.022$$

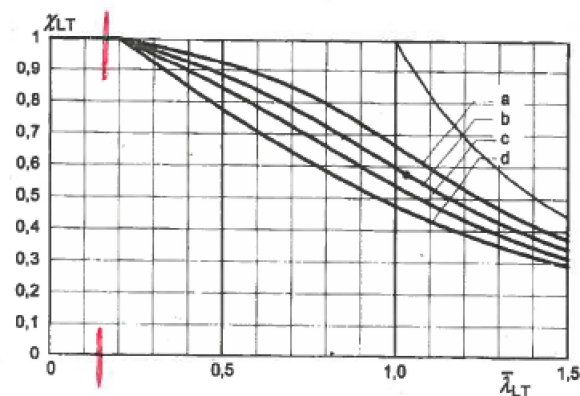
$$M'_{cr} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} = (5.966 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{cr} := C_1 \cdot \sqrt{1 + k_{wt}^2} = 1.796$$

$$M_{cr} := M'_{cr} \cdot \mu_{cr} = (1.072 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{f_y \cdot W_y}{M_{cr}}} = 0.133$$

For generelle tværsnitt skal man bruke kurve d. Ut i fra kurven får vi $\chi_{LT} := 1$



Generelle tværsnitt

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{by.Rd}} \right) = 0.637$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.509$$

Kapasitetskontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{cy.Rd}} = 0.7$$

$$0.7 \leq 1 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{cy.Rd}} = 0.645$$

$$0.645 \leq 1 \quad \text{ok!}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{L} = 37.014 \text{ kN}$$

$$A_v := 2 \left((250 \text{ mm} - 2 \cdot 12.5 \text{ mm}) \cdot 12.5 \text{ mm} \right) = (5.625 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = (1.098 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.034 \quad \text{--> Dette gir 3.4\% utnyttelse av skjærkraftkapasiteten}$$

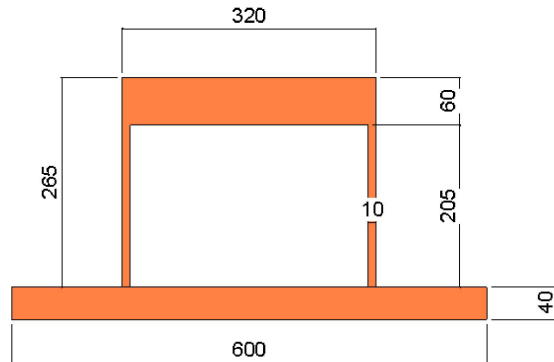
Elastisk spenningskontroll:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_z} = 383.457 \text{ MPa}$$

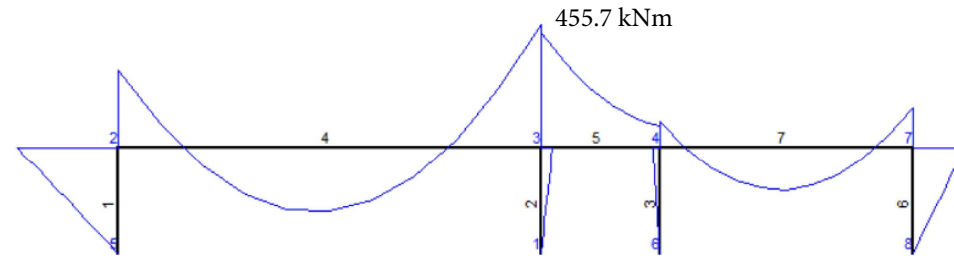
$$\sigma = 383.457 \text{ MPa} > f_y = 355 \text{ MPa}$$

ok!

Vedlegg 2.3 - Kontrollberegning av resultater fra FEM-design. Bruker håndberegninger for HSQ-stålbjelke i 1 etasje, akse E.



Regner på element nr.4, skisse gjort i Frame2D.



$h := 265 \text{ mm}$	$t_w := 10 \text{ mm}$	$h_w := 205 \text{ mm}$	$E := 2.1 \cdot 10^5$	$G_{hsq} := 4.67$	kN/m	egenlast stålbjelke
$b_o := 320 \text{ mm}$	$t_o := 60 \text{ mm}$	$f_y := 355 \text{ MPa}$	$L := 9.93 \text{ m}$	$G_{hulld} := 4.0 \cdot 7.5 = 30$	kN/m	egenlast hulldekke
$b_u := 600 \text{ mm}$	$t_u := 40 \text{ mm}$	$f_{yd} := 388 \text{ MPa}$	$\gamma_{m0} := 1.05$	$G_{støp} := 2.0 \cdot 7.5 = 15$	kN/m	egenlast påstøp
				$G_{paført} := 0.7 \cdot 7.5 = 5.25$	kN/m	egenlast himling og div
				$Q_{nytte} := 4.0 \cdot 7.5 = 30$	kN/m	nyttelast
				$G_{tot} := G_{hsq} + G_{hulld} + G_{støp} + G_{paført} = 54.92$	kN/m	

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$q_{ed1} := 1.35 \cdot G_{tot} + 1.05 \cdot Q_{nytte} = 105.642 \quad \text{kN/m}$$

$$q_{ed2} := 1.2 \cdot G_{tot} + 1.5 \cdot Q_{nytte} = 110.904 \quad \text{kN/m}$$

Areal:

$$A := b_u \cdot t_u + b_o \cdot t_o + 2 \cdot h_w \cdot t_w = 4.73 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^2$$

Tyngdepunkt:

$$\alpha_y := \frac{b_u \cdot t_u \cdot 20 + 2 \cdot h_w \cdot t_w \cdot 142.5 + b_o \cdot t_o \cdot 275}{b_u \cdot t_u + h_w \cdot t_w + b_o \cdot t_o} = 140.204 \quad mm$$

Annet arealmoment:

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b_u \cdot t_u^3 + b_u \cdot t_u \cdot (\alpha_y - 20)^2 + 2 \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot h_w^3 + t_w \cdot h_w \cdot (\alpha_y - 142.5)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot b_o \cdot t_o^3 + b_o \cdot t_o \cdot (\alpha_y - 275)^2 = 7.19 \cdot 10^8 \quad mm^4$$

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot t_u \cdot b_u^3 + \frac{1}{12} \cdot h_w \cdot t_w^3 + h_w \cdot t_w \cdot (300 - 145)^2 + \frac{1}{12} \cdot h_w \cdot t_w^3 + h_w \cdot t_w \cdot (300 - 455)^2 + \frac{1}{12} \cdot t_o \cdot b_o^3 = 9.824 \cdot 10^8 \quad mm^4$$

Motstandsmoment (tverrsnittsmodul) elastisk

$$W_x := \frac{I_x}{300} = 3.275 \cdot 10^6 \quad mm^3 \quad W_{y.over} := \frac{I_y}{164.796} = 4.363 \cdot 10^6 \quad mm^3 \quad W_{y.under} := \frac{I_y}{140.204} = 5.128 \cdot 10^6 \quad mm^3$$

Deformasjon:

krav til nedbøyning L/300 i henhold til NS-EN 1990:2002+NA:2008

$$d_{max} := \frac{q_{ed2} \cdot (L \cdot 10^3)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 18.598 \quad mm \quad 18.6mm < L/300 \quad OK!$$

Momentkapasitet:

$$M_{Ed} := \frac{q_{ed2} \cdot L^2}{24} = 455.653 \quad kNm$$

$$M_{Rd} := W_{y,over} \cdot f_{yd} \cdot 10^{-6} = 1.693 \cdot 10^3$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.269 \quad \text{--> dette gir 26.9\% utnyttelse av momenkapasiteten.}$$

Skjærkraftkapasitet:

$$V_{Ed} := \frac{q_{ed2} \cdot L}{2} = 550.638 \quad kN$$

$$\text{Skjærareal} \quad A_v := 2 \cdot h_w \cdot t_w = 4.1 \cdot 10^3 \quad mm^2$$

$$V_{Rd} := \left(\frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right) \cdot 10^{-3} = 800.317 \quad kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.688 \quad \text{--> dette gir 68.8\% utnyttelse av skjærkapasiteten.}$$

Tittel

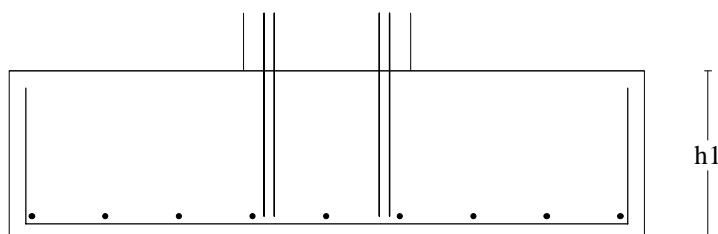
Vedlegg 2.4 - Beregning av søylefundament 1900x1900mm gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Gruppe1 1500KN.bts

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



$y1 =$	700	mm
$y2 =$	500	mm
$y3 =$	700	mm
$z1 =$	700	mm
$z2 =$	500	mm
$z3 =$	700	mm
$h1 =$	500	mm
$h2 =$	500	mm

Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

total armering, underkant: 8 d 16 c 245

Armering i Z-retning

total armering, underkant: 9 d 16 c 220

skjøtarmering til søyle

8 d 20 , forankringslengde =455 mm

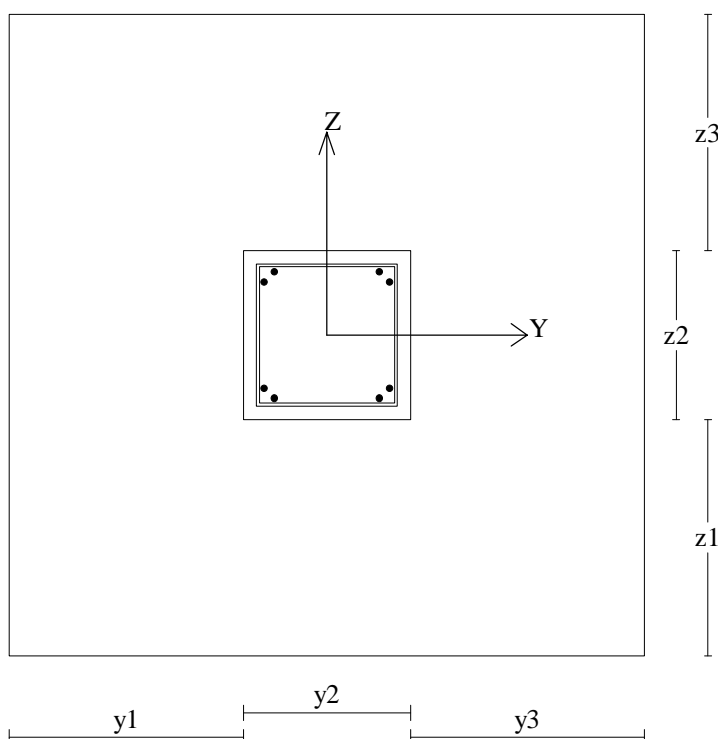
bøyler: 5 d 8 c 200

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør
minst være:

40 mm mot avrettet grunn

75 mm mot ikke avrettet grunn)



Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0,0 kNm	Mp_y	0,0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-927,0 kN	Np	-392,0 kN		

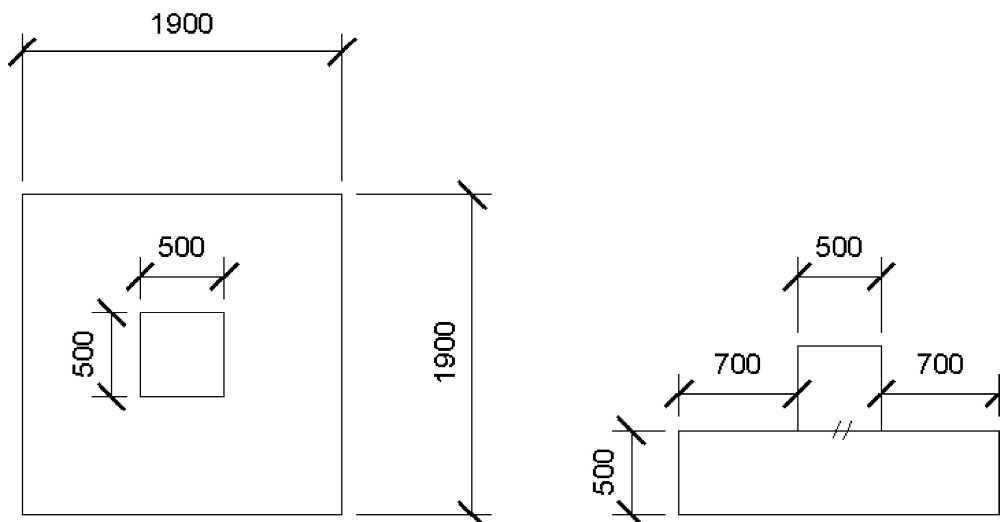
Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand	Kontroll av grunntrykk
Y-retning: Mz = -219,3 kNm Mz/Md_z = 0,72	Ugunstigste lasttilfelle: 1
Z-retning: My = -219,3 kNm My/Md_y = 0,67	Bæreevne 511 kN/m ²
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant	Overført grunntrykk 488 kN/m ²
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0,47	Risskontroll
Skjærkraftkapasitet uten skjæramering Vrd,c=0,90 N/mm ²	Y-retning: w/wd =0,90
Største skjærspenning Ved=0,42 N/mm ²	Z-retning: w/wd =0,96
Det trengs ikke skjæramering.	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Vedlegg 2.5 - Kontrollberegning gjort for hånd for søylefundament 1900x1900 i akse E2



Betong; B35

Armering; B500NA

Prøver armering $\phi := 16 \text{ mm}$

$$b := 500 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} := 1804 \text{ kN}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$a := 0.7 \text{ m}$$

$$q_{Ed} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

$$h_F := 500 \text{ mm}$$

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

$$f_{cd} := 19.8 \text{ MPa}$$

$$b_F := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = (1.899 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Velger bra dette en bredde på fundamentet lik $b_F := 1900 \text{ mm}$

For søylefundament med $b_F \leq 5 \cdot b$ legges armeringen jevnt fordelt i bunnen.

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed1} := \frac{q_{Ed} \cdot a^2}{2} = 122.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Overdekning } c_{nom} := 40 \text{ mm} + \frac{\phi}{2} = 48 \text{ mm}$$

$$d := h_F - c_{nom} = 452 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 556.218 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed1}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 435.077 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_s := \frac{M_{Ed1}}{z \cdot f_{yd}} = 648.754 \text{ mm}^2$$

$$\phi 16 \text{ gir et areal lik } A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nødvendig antall armeringsjern blir da } n := \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = 3.228 \rightarrow 4 \text{ stk.}$$

Velger armering 4 $\phi 16$ som gir et areal lik 804 mm^2

Fra programmet Ove Sletten har vi fått et armeringmengde lik 9 $\phi 16$. Når vi legger legger inn en avstand mellom jernene på 220 mm ser vi at dette stemmer ganske godt.

Skjær
Velger også her å bruke $\phi 16$ armering

$$A_{sw} := 201 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot (0.7 \text{ m} - 0.452 \text{ m}) = 124 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærkraftkapasitet:

$$V_{Rd.c} := 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{452}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{648.8}{500 \cdot 452} \cdot 35\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 500 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 97.449$$

$$V_{Rd.c} := 97.449 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dvs: $V_{Rd.c} < V_{Ed}$ --> Må skjærarmere!

Hele skjærkraften må tas av skjærarmoring, dvs:

Velger $\cot\theta := 2.5$ og $\alpha := 45$ grader --> $\cot\alpha := 1$ og $\sin\alpha := 0.707$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed} \cdot 10^3}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} = 0.284 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Dvs at avstanden s må være mindre eller lik: $\frac{201}{0.284} = 707.746 \text{ mm}$

Velger skjærarmoring $\phi 16$ s700

Tittel

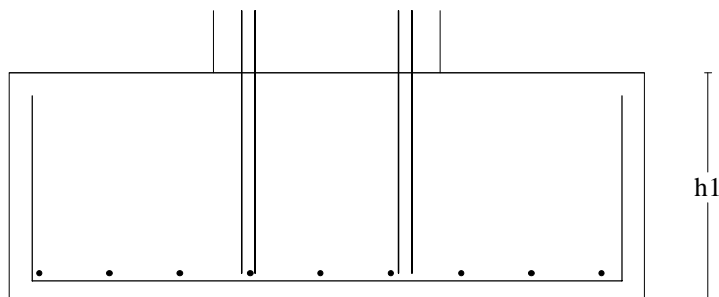
Vedlegg 2.6 - Beregning av søylefundament 1400x1400mm gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Gruppe2 700KN.bts

Dataprogram: Btsnitt versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament

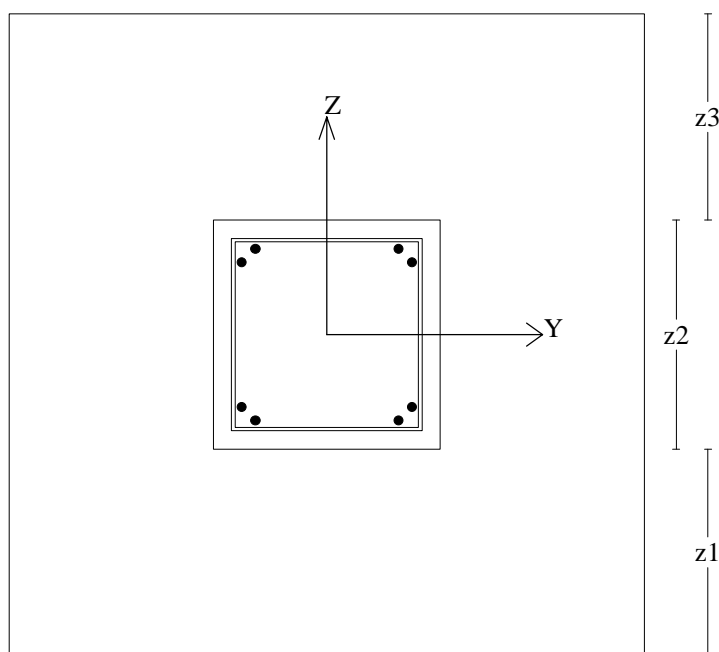


y1 =	450	mm
y2 =	500	mm
y3 =	450	mm
z1 =	450	mm
z2 =	500	mm
z3 =	450	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm

Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

total armering, underkant: 9 d 12 c 155



Armering i Z-retning

total armering, underkant: 9 d 12 c 155

skjøtarmering til søyle

8 d 20 , forankringslengde =455 mm

bøyer: 5 d 8 c 200

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør minst være:

40 mm mot avrettet grunn

75 mm mot ikke avrettet grunn)

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg_y	0,0 kNm
Mg_z	0,0 kNm
Vg_y	0,0 kN
Vg_z	0,0 kN
Ng	-475,0 kN

Variabel last

Mp_y	0,0 kNm
Mp_z	0,0 kNm
Vp_y	0,0 kN
Vp_z	0,0 kN
Np	-216,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

z-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00

y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Y-retning: Mz = -64,7 kNm Mz/Md_z = 0,33

Z-retning: My = -64,7 kNm My/Md_y = 0,34

Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant

Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd = 0,25

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering Vrd,c=0,89 N/mm²

Største skjærspenning Ved=0,04 N/mm²

Det trengs ikke skjærarmering.

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 511 kN/m²

Overført grunntrykk 473 kN/m²

Risskontroll

Y-retning: w/wd = 0,00

Z-retning: w/wd = 0,00

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Tittel

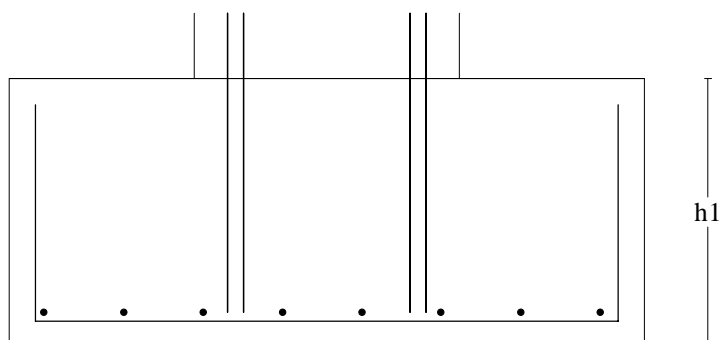
Vedlegg 2.7 - Beregning av søylefundament 1200x1200mm gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Gruppe3 400KN.bts

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



y1 =	350	mm
y2 =	500	mm
y3 =	350	mm
z1 =	350	mm
z2 =	500	mm
z3 =	350	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm

Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

total armering, underkant: 8 d 12 c 150

Armering i Z-retning

total armering, underkant: 8 d 12 c 150

skjøtarmering til søyle

8 d 20 , forankringslengde =455 mm

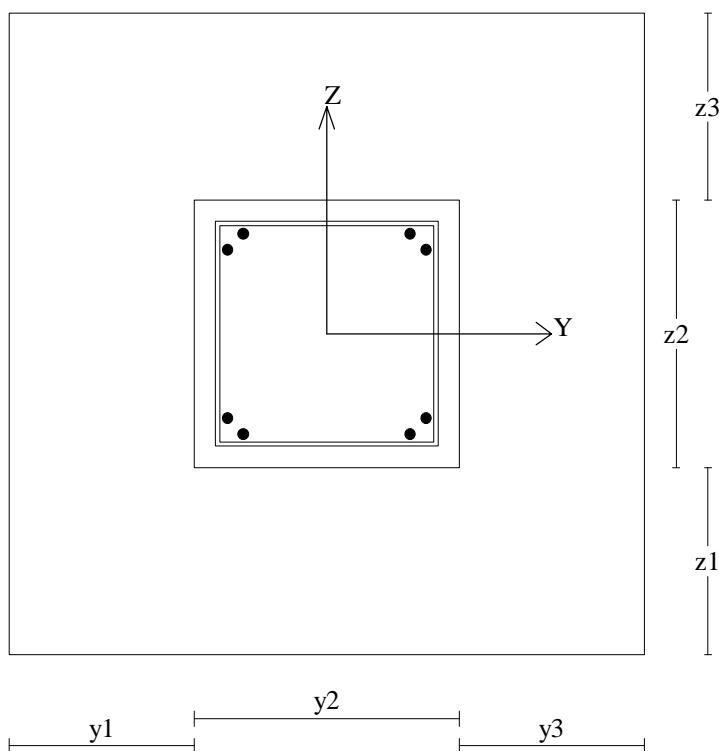
bøyer: 5 d 8 c 200

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør minst være:

40 mm mot avrettet grunn

75 mm mot ikke avrettet grunn)



Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmoring flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg_y	0,0 kNm
Mg_z	0,0 kNm
Vg_y	0,0 kN
Vg_z	0,0 kN
Ng	-319,0 kN

Variabel last

Mp_y	0,0 kNm
Mp_z	0,0 kNm
Vp_y	0,0 kN
Vp_z	0,0 kN
Np	-144,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00

y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Y-retning: Mz = -30,6 kNm Mz/Md_z = 0,18

Z-retning: My = -30,6 kNm My/Md_y = 0,18

Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant

Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0,16

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring Vrd,c=0,89 N/mm²

Største skjærspenning Ved=0,00 N/mm²

Det trengs ikke skjærarmoring.

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 511 kN/m²

Overført grunntrykk 433 kN/m²

Risskontroll

Y-retning: w/wd =0,00

Z-retning: w/wd =0,00

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Vedlegg 2.8 - Dimensjonering av fotplate for søyle (250x150x12,5)

Dim. etter NS-EN-1-8, Eurokode 3

Skjærkraftkapasitet i klør: Dimensjonering av stålkonstruksjoner [33] Skjær i

betong: Vedlegg 2.9

Søyle E2 i 1.etasje.

Gruppe 1: (søyleeksempel: 250x150x12,5)

$$N_{Ed} := 1804 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 14.2 \text{ kN}$$



Fotplate etter gruppe 1: Utstikk c , prøver med $t_p := 25 \text{ mm}$ (platetykkelse)

Betong: B35 $f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_m := 1.05$

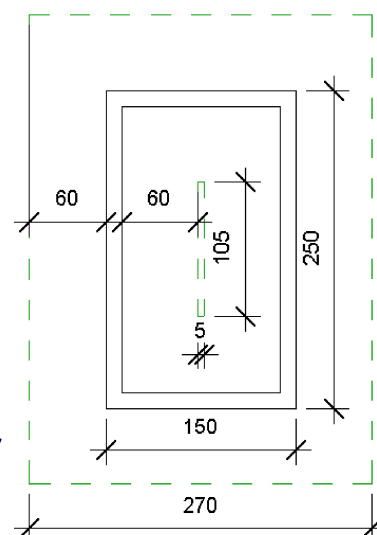
$$c := t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_m}} = 59.644 \text{ mm}$$

$$b := 150 \text{ mm}$$

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$j := 150 \text{ mm} - (12.5 \text{ mm} \cdot 2) - (60 \text{ mm} \cdot 2) = 5 \text{ mm}$$

$$k := 250 \text{ mm} - (12.5 \text{ mm} \cdot 2) - (60 \text{ mm} \cdot 2) = 105 \text{ mm}$$



$$A_{eff} := (h + c \cdot 2) \cdot (b + c \cdot 2) - (j \cdot k) = (9.892 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

A_{eff} er arealet til tverrsnittet av søylen, pluss arealet rundt søylen med 60mm utstikk, pluss arealet på innsiden av søylen med 60mm utstikk.

Trykk kapasitet:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot A_{eff} = (1.959 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed} = (1.804 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Utnyttelse: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.921$

Skjærkraftkapasitet i klør:

$$\text{Stål: B500C } \varnothing 12\text{mm} \quad A_s := 113 \text{ mm}^2 \quad f_y := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

$$F_{v.Rd} := \frac{(0.6 \cdot A_s \cdot f_y)}{\gamma_{m2}} = 27.12 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 14.2 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.524$$

Skjær i betong:

$$\varnothing := 12 \text{ mm}$$

$$f_{cc} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{st} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c := 85 \text{ mm}$$

$$b := 2 \cdot c = 170 \text{ mm}$$

$$f_{ct} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F := \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_{st}} = 19.049 \text{ kN}$$

Men høyst:

$$F_1 := 0.2 \cdot b \cdot c \cdot f_{ct} = 10.115 \text{ kN}$$

Blir 2 stk $\varnothing 12$ som påvirker betongen med denne avstanden c.

$$2 \cdot F_1 = 20.23 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 14.2 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Går for 370x270x25 sveiseplater med 4 $\varnothing 12$ kamstålanker.

Vedlegg 2.9 -Dimensjonering av fotplate for søyle (150x150x8)

Dim. etter NS-EN-1-8, eurokode 3

Skjærkraftkapasitet i klør: Dimensjonering av stålkonstruksjoner [33] Skjær i

betong: Vedlegg 2.9

Søyle F2, 1.etasje

Gruppe 2: (søyleeksempel: 150x150x8)

$$N_{Ed} := 908 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 3.74 \text{ kN}$$



Fotplate etter gruppe 1: Utstikk c , prøver med $t_p := 20 \text{ mm}$ (platetykkelse)

Betong: B35 $f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_m := 1.05$

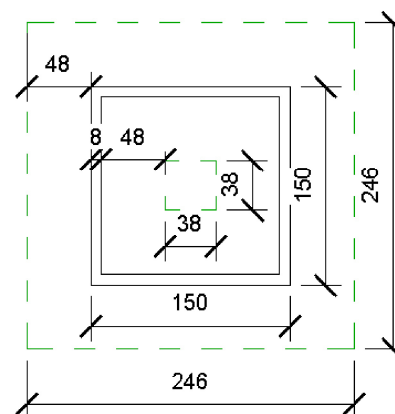
$$c := t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_m}} = 47.715 \text{ mm}$$

$$b := 150 \text{ mm}$$

$$h := 150 \text{ mm}$$

$$j := 150 \text{ mm} - (8 \text{ mm} \cdot 2) - (48 \text{ mm} \cdot 2) = 38 \text{ mm}$$

$$k := 150 \text{ mm} - (8 \text{ mm} \cdot 2) - (48 \text{ mm} \cdot 2) = 38 \text{ mm}$$



$$A_{eff} := (h + c \cdot 2) \cdot (b + c \cdot 2) - (j \cdot k) = (5.879 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

A_{eff} er arealet til tverrsnittet av søylen, pluss arealet rundt søylen med 48mm utstikk, pluss arealet på innsiden av søylen med 48mm utstikk.

Trykk kapasitet:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot A_{eff} = (1.164 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed} = 908 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.78$$

Skjærkraftkapasitet i klør:

$$\text{Stål: B500C } \varnothing 12\text{mm} \quad A_s := 113 \text{ mm}^2 \quad f_y := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

$$F_{v.Rd} := \frac{(0.6 \cdot A_s \cdot f_y)}{\gamma_{m2}} = 27.12 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 3.74 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.138$$

Skjær i betong:

$$\varnothing := 12 \text{ mm}$$

$$c := 145 \text{ mm}$$

$$f_{cc} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 198 \text{ mm}$$

$$f_{st} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F := \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_{st}} = 19.049 \text{ kN}$$

Men høyst:

$$F_1 := 0.2 \cdot b \cdot c \cdot f_{ct} = 20.097 \text{ kN}$$

Blir 2 stk $\varnothing 12$ som påvirker betongen med denne avstand c.

$$2 \cdot F = 38.099 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 3.74 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Går for 250x250x20 sveiseplater med 4 $\varnothing 12$ kamstålanker.

Vedlegg 2.10 - Dimensjonering av fotplate for søyle (100x100x8)

Dim. etter NS-EN-1-8, eurokode 3

Skjærkraftkapasitet i klør: Dimensjonering av stålkonstruksjoner [33] Skjær i

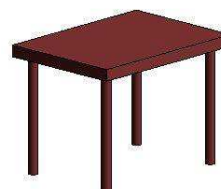
betong: Vedlegg 2.9

Søyle D4, 1.etasje

Gruppe 1: (søyleeksempel: 100x100x8)

$$N_{Ed} := 528 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 0.58 \text{ kN}$$



Fotplate etter gruppe 1: Utstikk c , prøver med $t_p := 15 \text{ mm}$ (platetykkelse)

Betong: B35 $f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_m := 1.05$

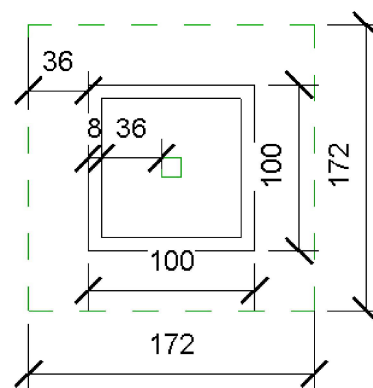
$$c := t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_m}} = 35.786 \text{ mm}$$

$$b := 100 \text{ mm}$$

$$h := 100 \text{ mm}$$

$$j := 100 \text{ mm} - (8 \text{ mm} \cdot 2) - (36 \text{ mm} \cdot 2) = 12 \text{ mm}$$

$$k := 100 \text{ mm} - (8 \text{ mm} \cdot 2) - (36 \text{ mm} \cdot 2) = 12 \text{ mm}$$



$$A_{eff} := (h + c \cdot 2) \cdot (b + c \cdot 2) - (j \cdot k) = (2.929 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

A_{eff} er arealet til tverrsnittet av søylen, pluss arealet rundt søylen med 36mm utstikk, pluss arealet på innsiden av søylen med 36mm utstikk.

Trykk kapasitet:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot A_{eff} = 580.005 \text{ kN} > N_{Ed} = 528 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.91$$

Skjærkraftkapasitet i klør:

$$\text{Stål: B500C } \varnothing 12\text{mm} \quad A_s := 113 \text{ mm}^2 \quad f_y := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

$$F_{v.Rd} := \frac{(0.6 \cdot A_s \cdot f_y)}{\gamma_{m2}} = 27.12 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 0.58 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.021$$

Skjær i betong:

$$\varnothing := 12 \text{ mm}$$

$$c := 170 \text{ mm}$$

$$f_{cc} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 148 \text{ mm}$$

$$f_{st} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F := \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_{st}} = 19.049 \text{ kN}$$

Men høyst:

$$F_1 := 0.2 \cdot b \cdot c \cdot f_{ct} = 17.612 \text{ kN}$$

Blir 2 stk $\varnothing 12$ som påvirker betongen med denne avstanden c.

$$2 \cdot F_1 = 35.224 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed} = 0.58 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Går for 200x200x15 sveiseplater med 4 $\varnothing 12$ kamstålanker.

Vedlegg 2.11 - Teori for skjærkrefter i betong

6.8.3 Upplagskonsol

Nedanstående metod är tillämpbar för en upplagskonsol med utkragningslängd högst 1,5 ggr total tvärsnittshöjd i inspänningssnittet.

Bärförmågan bestäms enligt förutsättningarna i figur 6-34.

Angripande krafters riktning och läge i brottgränstillstånd bestäms med hänsyn till laster och tvångsinverkan i det system som upplaget ingår i. Friktionskrafter begränsas av friktionskoefficienter i anliggningsytor. Följande värden får användas med sitt i aktuellt fall ogynnsammaste alternativ.

- Betong mot betong 0,9–0,3
- Betong mot stål 0,6–0,2
- Betong mot gummi 0,5–0,1

Bärförmågan hos dymling ingjuten enligt figur 6-35 får bestämmas ur uttrycket

$$F = \varnothing^2 \sqrt{f_{cc} f_{st}} \quad (6-52)$$

dock högst

$$F = 0,2 b c f_{ct}$$

f_{cc} = betongens dimensionerande tryck (6-53)

där

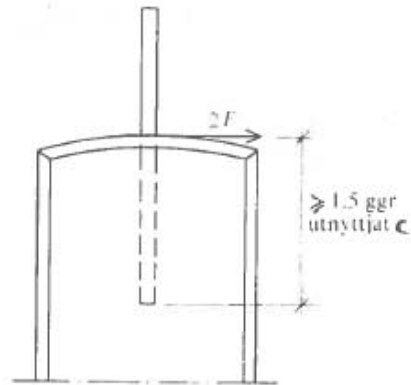
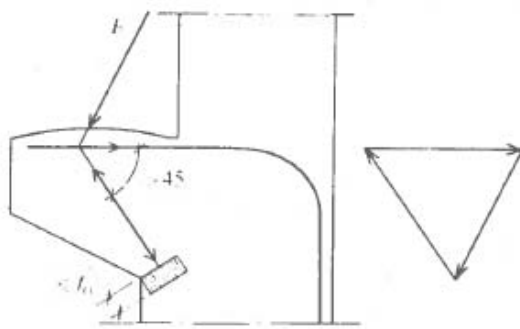
F är tvärkraft i dymlingen

b och c är mått enligt figur 6-35

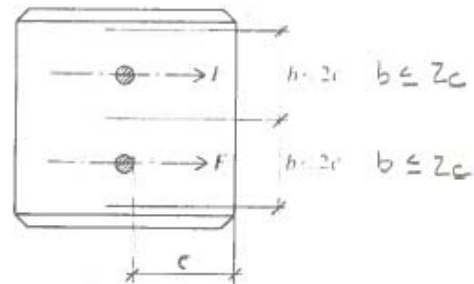
f_{st} är dimensionerande draghållfasthet för dymlingen

\varnothing är dymlingens diameter.

Om lämpligt utformad armering inlägges för hela kraften F kan högre värden på bärförmågan utnyttjas än enligt ekv (6-53). Se *Betonghandbok – Konstruktion*.



Kraftangreppet i brottgränstillstånd innanför denna linje



Figur 6-34 Upplagskonsol på pelare.

Figur 6-35 Dymlingar med kraft F och med hållfasthetsbestämmande mått. Uttrycket $b \leq 2c$ innebär en begränsning av det b som får utnyttjas i ekv (6-53).

Vedlegg 2.12 - Dimensjonering av Stålplate i bjelker

Dimensjonering av stålplater i bjelker under søylepunkt for å unngå knekking i stegene på bjelkene.

For å gjøre beregningene enkle og for at det ikke utgjør mye på stålmengden beregner vi platene for at de skal ta opp hele normalkraften på den meste belastet søylen.

Bruker den mest belastet søylen i 2.etasje som utgangspunkt for beregningen.

Søyle E2, der $N=736,85$ kN (krefter hentet fra FEM-design).

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$E := 210000 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} := 736.85 \text{ kN}$$

Søyle E2

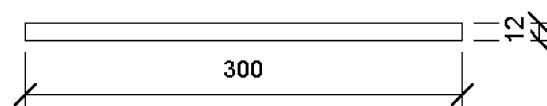
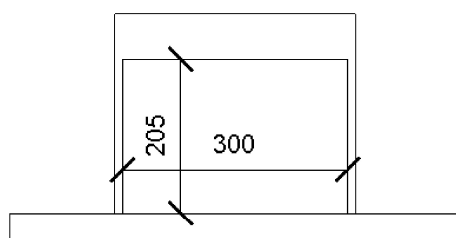
$$\gamma_m := 1.05$$

Tverrsnitt:

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$t := 12 \text{ mm}$$

$$A := b \cdot t = (3.6 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$



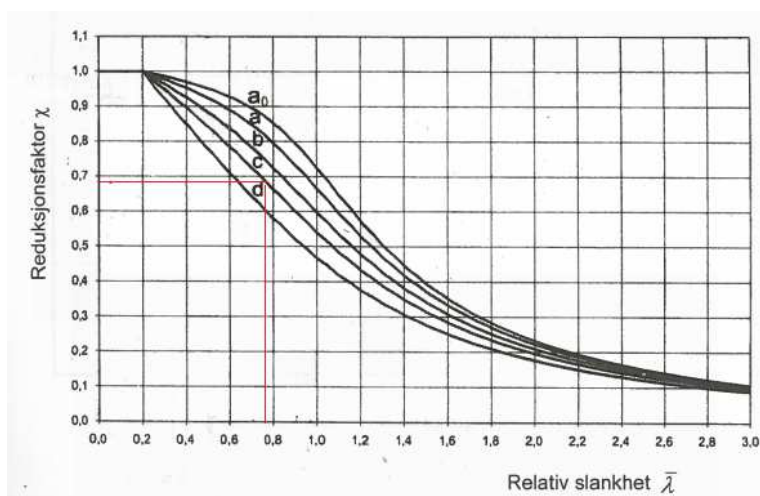
Tverrsnitt av platen

$$I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = (4.32 \cdot 10^4) \text{ mm}^4$$

$$l_k := 205 \text{ mm}$$

$$i := \sqrt{\frac{I}{A}} = 3.464 \text{ mm}$$

$$\lambda := \left(\frac{l_k}{i \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.774$$



Ser på kurve c for å finne χ

$$\chi := 0.68$$

$$N_{b.Rd} := \frac{(\chi \cdot f_y \cdot A)}{\gamma_m} = 827.657 \text{ kN}$$

$$N_{b.Rd} = 827.657 \text{ kN} > N_{Ed} = 736.85 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

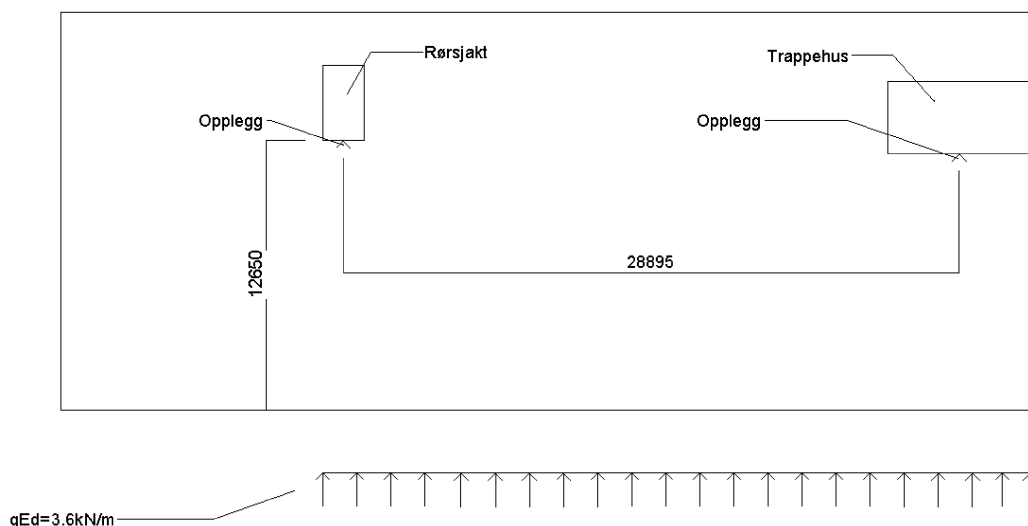
$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.89$$

Går for stålplater med 12mm tykkelse i bjelkene under søylepunkt!
Platene blir plassert sentrisk under søylene.

Vedlegg 2.13 - Nødvendig armering i påstøpen i 2. etg.

Påstøpen skal fungere som en skive og må derfor kunne ta opp den dimensjonerende horisontallasten. I vårt tilfelle blir denne lasten, vindlasten.

Figuren under viser en forenklet modell av kreftene som virker på skiven. Det er ut i fra denne modellen vi har kontrollert om det er tilstrekkelig med armering i påstøpen.



Betong B30, armering B500NA

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

$$L := 28985 \text{ mm}$$

$$K := 0.275$$

$$b := 12650 \text{ mm}$$

$$t := 85 \text{ mm}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$q_{Ed} := 2.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 1.5 = 3.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Det dimensjonerende momentet blir:

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{8} = (3.781 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{K \cdot f_{cd} \cdot t}} = 975.392 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.835 \cdot d} = (1.068 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Dette tilsvarer } 36.84 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger da å bruke armeringsnett K257 som er minstekravet til armert påstøp.

K257 gir et areal lik 257 kvadratmillimeter per meter og ligger innenfor min og maks armeringsmengde som vist under.

Kontroll for armeringsmengde:

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = (1.861 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 52.6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

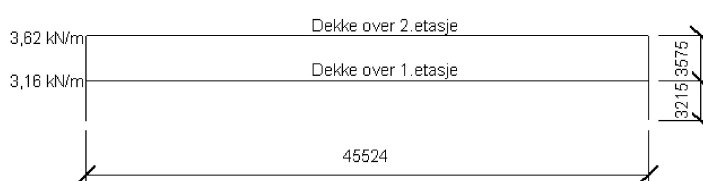
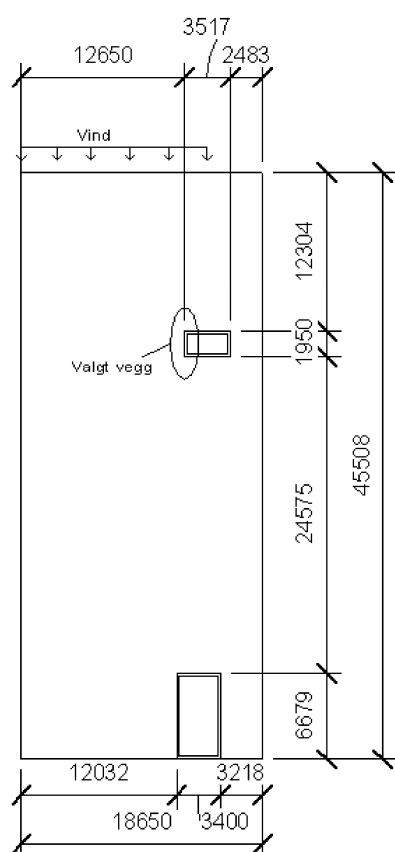
$$A_{s.max} := 0.04 \cdot t \cdot b = (4.301 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 1483.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$52.6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 257 \frac{\text{mm}^2}{2} < 1483.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{kontroll ok!}$$

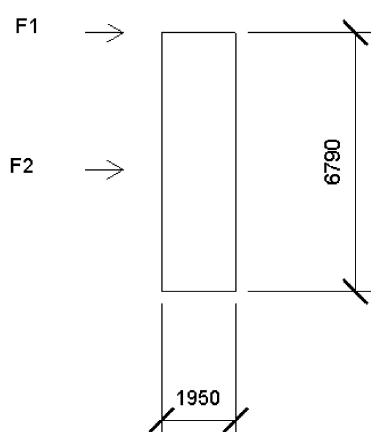
Vedlegg 2.14 - Nødvendig veggarmoring i sjakt

Dimensjonering av armering i betongvegger (sjakt og trappehus)
Ser at FEM-design velger Ø10- S150 på alle vegger.

Kortvegg på sjakt:



Tenker her at de korte veggene på sjakten skal ta opp vinden som kommer fra nord på tegningen til venstre. Tenker at veggen mot vest tar opp vinden som treffer veggen fra midt på sjakten og mot vest.



Slik vil kreftene virke på veggen.
Kreftene treffer i høyde med dekkene.

$$l := 12.65 \text{ m} + \left(\frac{3.517}{2} \right) \text{ m} = 14.409 \text{ m} \quad h_1 := 3.215 \text{ m} \quad h_2 := 6.79 \text{ m}$$

$$q_1 := 3.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 5.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_2 := 3.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 4.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_1 := q_1 \cdot l = 78.238 \text{ kN} \quad F_2 := q_2 \cdot l = 68.296 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := (F_1 \cdot h_2) + (F_2 \cdot h_1) = 750.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

For å få ett overslag på armeingen med god sikkerhet velger vi å regne en armering som tar opp krefter fra vind i bruddgrensetilstand, og plassere denne i endene av veggene og ved dører og vindu. På resten av veggen blir det fordelt Ø10-S150 som i FEM-design. Horisontal armering velger vi lik som i FEM-design, Ø10-S150. Vil ha symetri i vertikal og horisontal armering på grunn av at veggene virker som skiver.

$$K := 0.275 \quad f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b := 200 \text{ mm} \quad d := 1900 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (3.931 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$c := 0.17 \quad f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = (1.838 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 938.904 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset 16} := 201 \text{ mm}^2$$

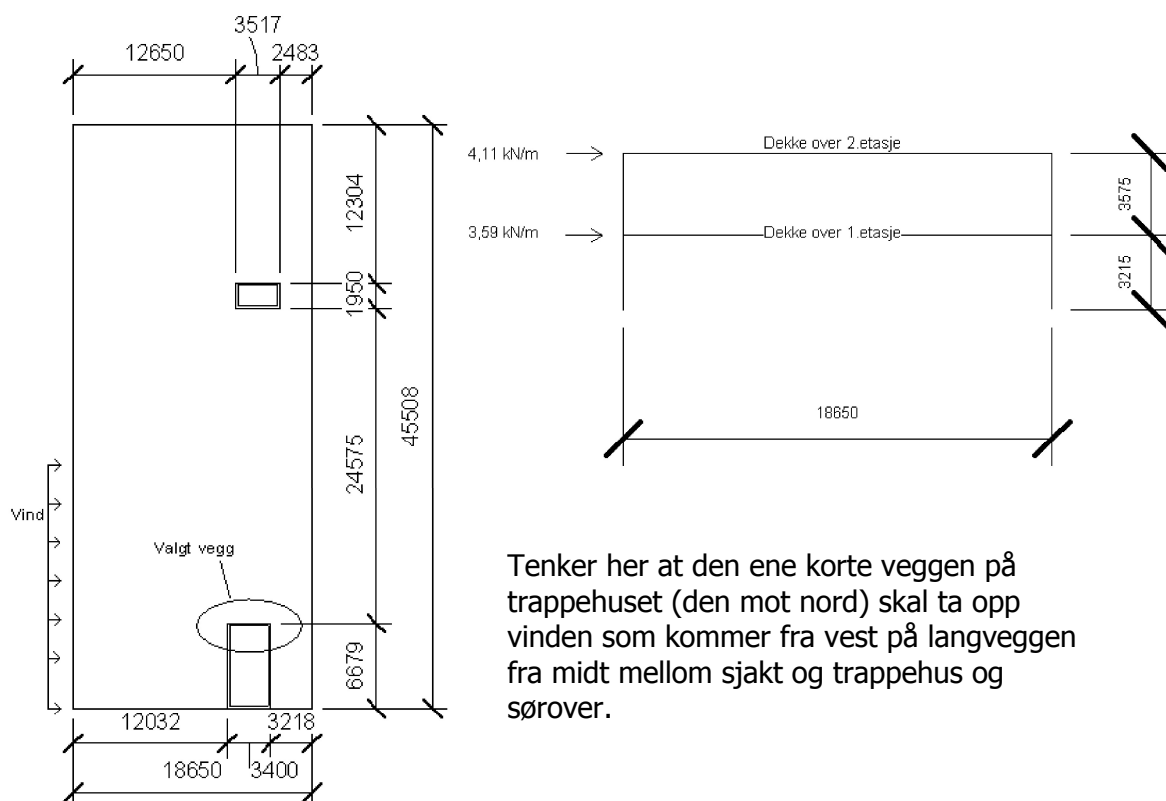
$$n := \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = 4.671$$

Dobbelarmert vegg, så velger å gå opp til 6 stk Ø16 i hjørner, ved dører og vindu.
På det resterende arealet blir det brukt Ø10-S150 (dobbelarmert).
Horisontal armering blir Ø10-S150 (dobbelarmert).

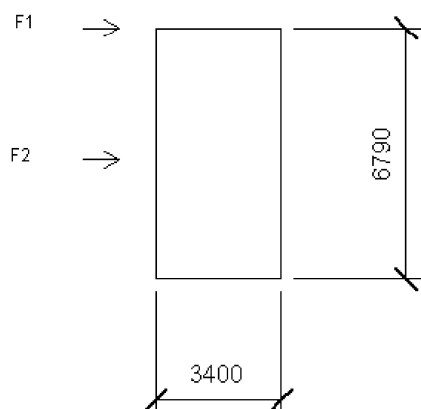
Vedlegg 2.15 - Nødvendig veggarmoring i trappehus

Dimensjonering av armering i betongvegger (sjakt og trappehus)
Ser at FEM-design velger Ø10- S150 på alle vegger.

Kortvegg på trappehus:



Tenker her at den ene korte veggen på trappehuset (den mot nord) skal ta opp vinden som kommer fra vest på langveggen fra midt mellom sjakt og trappehus og sørover.



Slik vil kreftene virke på veggen.
Kreftene treffer i høyde med dekkene.

$$l := 6.679 \text{ m} + \left(\frac{24.575}{2} \right) \text{ m} = 18.967 \text{ m} \quad h_1 := 3.215 \text{ m} \quad h_2 := 6.79 \text{ m}$$

$$q_1 := 4.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 6.165 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_2 := 3.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 5.385 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_1 := q_1 \cdot l = 116.928 \text{ kN} \quad F_2 := q_2 \cdot l = 102.135 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := (F_1 \cdot h_2) + (F_2 \cdot h_1) = (1.122 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

For å få ett overslag på armeringen med god sikkerhet velger vi å regne en armering som tar opp krefter fra vind i bruddgrensetilstand, og plassere denne i endene av veggene og ved dører og vindu. På resten av veggene blir det fordelt Ø10-S150 som i FEM-design. Horisontal armering velger vi lik som i FEM-design, Ø10-S150. Vil ha symetri i vertikal og horisontal armering på grunn av at veggene virker som skiver.

$$K := 0.275 \quad f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b := 200 \text{ mm} \quad d := 3347 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (1.22 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$c := 0.17 \quad f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = (3.295 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 783.092 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = 3.896$$

Velger å bruke 4 stk Ø16 i hjørner, ved dører og vindu. På resterende areal blir det brukt Ø10-S150 (dobbelarmert).
Horisontal armering blir Ø10-S150 (dobbelarmert).

Vedlegg 2.16 - Dimensjonering av Sveis Dimensjonering av sveis. Dimensjonerer sveis for den mest belastet søylen og bruker denne sveisen på hele konstruksjonen.

Søylen som blir brukt for dimensjoneringen er søyle E2 i 1.etasje.

Stålkvalitet: S355

$$f_u \equiv 510 \frac{N}{mm^2} \quad l_{eff} := 736 \text{ mm} \quad F := 1804 \text{ kN} \quad \beta_w := 0.9$$

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

Prøvar med a=8mm $a := 8 \text{ mm}$

$$\sigma := \frac{F}{a \cdot l_{eff}} = 306.386 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p := \sigma \cdot \cos(45^\circ) = 216.648 \text{ MPa}$$

$$\tau_p := \sigma \cdot \cos(45^\circ) = 216.648 \text{ MPa}$$

Kapasitetskrav:

$$\sqrt{\sigma_p^2 + 3 \cdot \tau_p^2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$\sqrt{\sigma_p^2 + 3 \cdot \tau_p^2} = 433.295 \text{ MPa} \quad \leq \quad \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} = 453.333 \text{ MPa}$$

Kapasitetskrav er OK! Bruker sveis med a=8mm

Tittel

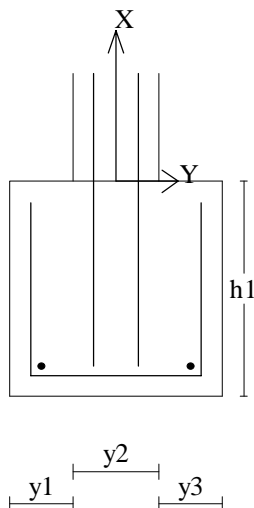
Vedlegg 2.17 - Beregning av fundament under ringmur gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Ringmur.bts

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Veggbankett



y1 =	150	mm
y2 =	200	mm
y3 =	150	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm
h3 =	500	mm

Armering i tverretning (ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

armering, underkant: d 16 c 270

Armering i lengderetning

armering, uk: 2 d 16 c 350

skjøtarmering til vegg

armering: d 16 c 400

forankringslengde = 400 mm

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn og 75 mm mot ikke avrettet grunn

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg _z	0,0 kNm
Vg _y	0,0 kN
Vg _z	0,0 kN
Ng	-4,9 kN

Variabel last

Mp _z	0,0 kNm
Vp _y	0,0 kN
Vp _z	0,0 kN
Np	0,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstandY-retning: Mz = -0,1 kNm Mz/Md_z = 0,00

Skjær-trykkbrudd langs vegg: V/Vd = 0,00 Lasttilfelle nr 1

Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: V/Vcd = 0,00

Dimensjonerende skjærkraft = 0,00 kN/m

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 511 kN/m²Overført grunntrykk 29 kN/m²**Risskontroll**

Y-retning: w/wd = 0,00

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Tittel

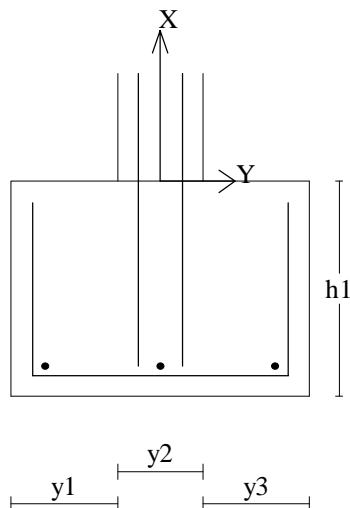
Vedlegg 2.18 - Beregning av fundament under sjaktvegg gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Sjaktvegg.bts

Dataprogram: Btsnitt versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Veggbankett



y1 =	250	mm
y2 =	200	mm
y3 =	250	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm
h3 =	500	mm

Armering i tverretning (ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

armering, underkant: d 16 c 270

Armering i lengderetning

armering, uk: 3 d 16 c 270

skjøtarmering til vegg

armering: d 16 c 400

forankringslengde = 400 mm

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn og 75 mm mot ikke avrettet grunn

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2 (brukervalgte lastfaktorer)

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	
Variabel last (P)	0,60	1,00	1,00	1,00	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg _z	0,0 kNm
Vg _y	0,0 kN
Vg _z	0,0 kN
Ng	-149,0 kN

Variabel last

Mp _z	0,0 kNm
Vp _y	0,0 kN
Vp _z	0,0 kN
Np	-149,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstandY-retning: Mz = -13,3 kNm Mz/Md_z = 0,09

Skjær-trykkbrudd langs vegg: V/Vd = 0,05 Lasttilfelle nr 1

Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: V/Vcd = 0,00

Dimensjonerende skjærkraft = 0,00 kN/m

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 511 kN/m²Overført grunntrykk 440 kN/m²**Risskontroll**

Y-retning: w/wd = 0,00

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Tittel

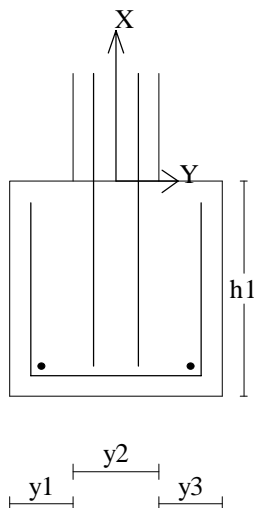
Vedlegg 2.19 - Beregning av fundament under trappesjakt gjort i programmet Ove Sletten Btsnitt

Data er lagret på fil: G:\STUDENT\Espen\Fundamentberegning\Fundament Trappehus.bts

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.2 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Veggbankett



y1 =	150	mm
y2 =	200	mm
y3 =	150	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm
h3 =	500	mm

Armering i tverretning (ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

armering, underkant: d 16 c 270

Armering i lengderetning

armering, uk: 2 d 16 c 350

skjøtarmering til vegg

armering: d 16 c 400

forankringslengde = 400 mm

nominell overdekning: 40 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn og 75 mm mot ikke avrettet grunn

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	600	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 15) = 40 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2 (brukervalgte lastfaktorer)

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,00	1,00	1,00	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg _z	0,0 kNm
Vg _y	0,0 kN
Vg _z	0,0 kN
Ng	-75,0 kN

Variabel last

Mp _z	0,0 kNm
Vp _y	0,0 kN
Vp _z	0,0 kN
Np	-75,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstandY-retning: Mz = -3,4 kNm Mz/Md_z = 0,02

Skjær-trykkbrudd langs vegg: V/Vd = 0,02 Lasttilfelle nr 1

Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: V/Vcd = 0,00

Dimensjonerende skjærkraft = 0,00 kN/m

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 511 kN/m²Overført grunntrykk 314 kN/m²**Risskontroll**

Y-retning: w/wd = 0,00

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Vedlegg 3

Diverse

Utelukkelseskriterier for krav om seismisk påvisning

(Av Åse Lyslo Døssland, bare gjennomført egenkontroll)

I tilfeller med svært lav seismisitet er det ikke nødvendig å overholde bestemmelsene i NS-EN 1998. Dette gjelder dersom $a_{g0,04} \cdot g = 0,39 \text{ m/s}^2$,

eller de tilfeller der produktet a_{gS} ikke er større enn $0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$:

1) $a_{gS} = g \cdot I (0,8 a_{g40\text{Hz}}) S < 0,49 \text{ m/s}^2$

· $a_{g40\text{Hz}}$ er berggrunnens normaliserte akselerasjon, og denne leses av fra sonekart NS-EN 1998 punkt NA.3.2.1.

· S er en forsterkningsfaktor avhengig av grunntype. Inndeling i grunntype A-S2 er gitt i nasjonalt tillegg Tabell NA.3.1, og verdier

for S for de ulike grunntypene er gitt i Tabell NA.3.3.

I tillegg til kriterium (1) og (2) er det oppgitt i nasjonalt tillegg NA.3.2.1 at det normalt ikke kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter

NS-EN 1998-1 for:

2) Konstruksjoner i seismisk klasse I (se tabell NA.4(902) gitt i ark "Valg av seismisk klasse")

3) For lette trekonstruksjoner

4) Dersom $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q=1,5$. For beregning av S_d , bruk ark 2 "Responsspekter".

Fyll inn celler med rød skrift og les av S_d i diagram

(Merknad: Når den dimensjonerende akselerasjon er beregnet utifra 1.egensvingeperiode T_1 er det forutsatt at bygningen har en respons som

ikkje påvirkast betydeleg av høgare vibrasjonsformer)

Dersom ett av kriteriene (1)-(4) er tilfredsstillt kan dimensjonering for seismisk påvisning utelukkes.

Oppsummering og konklusjon for denne konstruksjonen

Er bygget en lett trekonstruksjon? n (Fyll inn j=ja, n=nei)

På bakgrunn av innsatte tall merka rødt i ark "Responsspekter":

Kriterium nr:	1)	gl (0,8 ag40Hz)S =	0,84	<0,49 m/s ²	ikkje
tilfredsstillt	0				
	2)	Klasse I?	nei	ikkje tilfredsstillt	
	0				
	3)	Lett trekonstruksjon?	nei	ikkje tilfredsstillt	
	0				
tilfredsstillt	4)	Dim akselerasjon Sd=	1,35	<0,49 m/s ²	ikkje
	0				
	Konklusjon:	Påvisning av seismisk kapasitet nødvendig			

Dersom kriterie 1-4 ikke er tilfredsstillt, bør det 5.kriteriet gitt under også undersøkes, da dette gir rom for at

ytterligere kapasitetskontroll kan utelates.

For bygninger i Seismisk Klasse II og III kan kontroll av kapasitet av konstruksjonsdelene utelates ved å sammenligne skjærkraft på

fundamentnivå (eller i overkant av stiv kjeller) fra jordskjelv med lastkombinasjoner for øvrig [4.4.1(2)]:

5) Dersom skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnivå er mindre enn de fra andre

relevante lastkombinasjoner, kan ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv utelates.

Følgende krav må samtidig være oppfylt (ref 2.2.4.1(1) og (4) samt 2.2.4.2 og 2.2.4.3):

- Kreftene er basert på lineær elastisk analyse av bygget.
- Konstruksjonsfaktoren $q < 1,5$, i.e. DCL, lav duktilitet.
- Bygget må tilfredsstillere kravene til enkelhet i plan og oppriss. (se 4.2.3).
- Den lineær elastiske analysemodellen skal være representativ for bygget.

For bygninger med en respons som ikke påvirkes betydelig av bidrag fra høyere vibrasjonsformer enn T_1 kan skjærkraften på grunnivå

bestemmes som $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot I$ som vist i kapittel 9 (NS-EN 1998-1 4.3.3.2.2)

Vedlegg 3.2 - Mail fra lett-tak

espen osen <espeno88@gmail.com>

Apr 25 (2 days ago)

to kh

Hei.

Sender over hvilke laster som virker på konstruksjonen vår etc.

Vi har allerede dimensjonert bygget med elementer av type 21 med 48x121 trekker og en egenlast på 55kg/m². Kan vi bruke denne typen ?

Snølast med formfaktor = 2,4 KN/m²

Vindlast = 2,2 KN/m virker horisontalt i takhøyden.

7,5m spennvidde, flatt tak.

Det skal ikke henges opp noe under taket og u-verdien tar vi ikke hensyn til i oppgaven vår.

Mvh Espen Osen

**Karsten Halvorsen <Karsten.Halvorsen@lett-tak.no>** Apr 25 (2 days ago)

to me

Ja, dere kan bruke den typen som er antatt☺

Med vennlig hilsen

Karsten Halvorsen

Prosjektleder

Lett-Tak Systemer AS

Hegdalveien 139

3261 Larvik

tlf: [+47 33 13 28 03](tel:+4733132803)sentral: [+47 33 13 28 00](tel:+4733132800)

mobil: +47 99 30 80 00

e-post: kh@lett-tak.no

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: Lars Langø

Stud2: Eirik Bøe

Stud3: Espen Osen

Navn på bedrift/organisasjon: Rambøll

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Kenneth Smith og Jan Knutsen

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
2		Forprosjektsrapport	18	18	18
3		Forprosjektsrapport / Litteraturdel	19	25	26
4		Litteraturdel	33	29	32
5		Begynte 3D-Mod, valgt bæresystem	28	23	29
6		3D-modell, oppstart FEM-design. Beregningsgrunnl.	31	23	31
7		FEM-design. Avstiving og vårt bæresystem	35	32	30
8		FEM-design, seismisk dim. Beskrivelse av programmer, laget BIM intervju	29	31	32
9		FEM-design, forord, metode, Revit	30	34	31
10		Eksamenslesing	0	0	0
11		Rapportskriving, jordskjelv kurs. Referanseliste	21	25	22
12		Påskeferie	0	0	0
13		Rapportskriving og kontroll beregninger	24	26	24
14		Kontrollberegninger og Revit modellering	38	38	38
15		Kontrollberegninger og Revit uttegning	37	32	36
16		Kontrollberegninger, Revit og rapportskriving	39	39	39
17		Rapportskriving og Revit uttegning	30	35	36
18		Rapportskriving og korrektur retting	24	24	24
19		Korrektur og plakatskriving	35	36	32
20		Powerpoint presentasjon	31	32	34
Sum timer			502	502	514

Plan for neste uke, tema (aktivitetsplan)

2		
3		Ferdigstille forprosjekt, Begynne å sette seg inn I litteratur
4		Levere forprosjekt, finne litteratur, begynne på rapport
5		Starte 3D-modellering, sammenligne bæresystemer, skrive rapport
6		3D-Mod, forberedende beregning, starte 5-design
7		Rapportskriving og FEM-design
8		FEM-design. Avstiving og knutepunkt. Rapportskriving
9		Dimensjonering, begynne å se på BIM,
10		Eksamenslesing
11		Dimensjonering, Ove sletten.
12		Påske
13		Kontrollberegninger, Rapportskriving
14		Kontrollberegninger, tegninger i Revit
15		Kontrollberegninger, Uttegning i Revit
16		Kontrollberegninger, uttegning i Revit
17		Rapportskriving og Revit
18		Rapportskriving
19		Korrektur og plakatskriving
20		Powerpoint presentasjon

TITTEL: **Vedlegg 3.4 - Forprosjektrapport**

Bacheloroppgave IB 302812
Forprosjektrapport

KANDIDATNUMMER(E):

Eirik Bøe, Espen Osen, Lars Chr. Langø

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
28.01.2016	IE303612	Bacheloroppgave	- Åpen
STUDIUM:		ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:
BYGG INGENIØR		11/1	- Ikke i bruk -

OPPDRAKSGIVER(E)/VEILEDER(E):

Rambøll

OPPGAVE/SAMMENDRAG:

[Spjelkavik VGS](#)

FORORD

I bacheloroppgaven vår har vi valgt å inngå et samarbeid med Rambøll. Vi valgte prosjektet med utbygging av Spjelkavik videregående skole. Rambøll var allerede i gang med prosjektet og hadde derfor gode resurser til rådighet. Oppgaven hadde spennende og utfordrende elementer som 3D-modellering, beregninger og BIM.

Vi er tre studenter som studerer bygg-ingeniør ved NTNU i Ålesund og har konstruksjon som studiespesialiserende retning. Læringskurven i denne perioden forventes å bli bratt, da vi ikke har noen erfaring med slik prosjektering. Vi ser derfor meget positivt på oppgaven for å utvikle oss faglig til det senere arbeidsliv.

15.01.2016

1	INNHOLDSFORTEGNELSE	
	FORORD	2
	1. INNHOLDSFORTEGNELSE	3
	1.1 Revisjonsoversikt	4
	1.2 Begreper	4
	1.3 Innledning – sammendrag	5
	2. PROSJEKTORGANISASJON	6
	2.1 Prosjektgruppe	6
	2.1.1 Oppgaver i prosjektgruppe	6
	2.2 Styringsgruppe	6
	3. AVTALER	7
	3.1 Arbeidssted og resurser	7
	3.2 Gruppenormer	7
	4. PROSJEKTBEKRIVELSE	8
	4.1 Målsetting	8
	4.2 Krav til løsning eller prosjektresultat	8
	4.3 Informasjonsinnsamling	8
	4.4 Vurdering	9
	4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeids	9
	4.6 Framdriftsplan	10
	4.6.1 Hovedplan	10
	4.6.2 Detaljplan	10
	4.6.3 Internkontroll	10
	4.7. Eventuelle utvidelser	10
	5. DOKUMENTASJON	10
	5.1 Rapporter og tekniske dokumenter	10
	6. PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	11
	6.1 Møter	11
	6.1.1 Møter med styringsgruppen	11
	6.2 Periodiske rapporter	11
	6.2.1 Framdriftsrapporter	11
	7. PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	11
	8. UTSTYRSBEHOV	11

1.1 REVISJONSOVERSIKT

Rerisjonsdato	Revisjonsnr	Tema	Godkjenning
15.01.16	1	Forprosjekt	

1.2 BEGREPER

BIM - bygningsinformasjonsmodellering
FEM-analyse – dimensjoneringsprogram (finite element method)
Global analyse – analyse av det statiske systemet
Hulldekke – utforming av betongdekke
Revit structure - modelleringsprogram
RIB – rådgivende ingeniør bygg
ARK – arkitekt
Eurocode (EC) – en serie med Europeiske standarder
NS - Norsk standard
Tek 10 – Teknisk forskrift
Dok 10 – Forskrift av dokumentasjon av byggevarer
Sak 10 – byggesaksforskriften
VGS – videregående skole

1.3 INNLEDNING – SAMMENDRAG

Vi var på utkikk etter en oppgave med bredt faglig innhold, der man får prøve seg på de oppgavene som treffer oss ute i arbeidslivet. Som bygg-ingeniør vil man komme bort i flere typer bygg. Siden alle tre er tømrere og har jobbet mye med bolighus vil det å jobbe med et skolebygg være spennende.

Vi valgte å ta kontakt med Rambøll på bakgrunn av at de er et stort konsulentfirma med tung faglig kompetanse og kontorer spredt i landet. De hadde flere oppgaver som var interessante, men valget falt på Spjelkavik VGS da dette var et pågående prosjekt der det var flere personer som kunne bidra med veiledning.

Hensikten med prosjektet er at vi skal få et godt innblikk i hvordan det er å prosjektere et bygg fra konsulenten sin side. Her skal vi lære oss å bruke modellerings- og dimensjoneringsprogrammer, samt finne gode løsninger for prosjektet.

Problemstillingen vår er å finne gjeldene regelverk om nyttelaster på skolebygg, velge best egnet materialtype og dimensjonere deretter. Prosjektet skal 3D-modeleres i Revit og legges inn i FEM-design å utføre global analyse. Vi skal også ta for oss en kollisjonskontroll ved hjelp av BIM.

Prosjektet kan realiseres med tanke på at bygget allerede er bestilt av byggherre. For at vi skal lykkes med vårt prosjekt kreves god muntlig kommunikasjon i gruppen og med eksterne veiledere. Om ikke fremdriftsplanen holdes eller det oppstår uforutsette hendelser kan dette være en trussel for suksess.

2 PROSJEKTORGANISASJON

2.1 Prosjektgruppe

Navn	Adresse	Tlf-arb	Mobil	e-post
Eirik Bøe	Markane 6783 Stryn		48249910	eirikb90@hotmail.com
Espen Osen	Vestre Halsetvangen 5d		98827325	espeno88@gmail.com
Lars Chr. Langø	Nørvegata 18a		47307126	langolars@hotmail.com
Kristian Normann		70161576		krno@hials.no
Kenneth Smith		98079482		kenneth.smith@ramboll.no
Jan Knutsen		95741430		jan.knutsen@ramboll.no

Tabell: Navn, adresser og kontaktopplysninger for personer tilknyttet prosjektet

2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen

- Lære dataprogram
- Dimensjonering av bæresystem
- Fundamentering
- Ta for seg gjeldene lover og regler
- Se på ulike valg av bæresystemer
- Forståelse av lastfaktorer
- Rapportskrivning
- Presentasjon

Før vi går i gang med modellering og dimensjonering, skal alle i gruppen sette seg inn i grunnleggende teori. Når det er gjort vil vi fordele arbeidsoppgaver jevnt mellom gruppemedlemmer.

2.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

- Oppdragsgiver Jan Knutsen og Kenneth Smith, Rambøll Ålesund
- Veileder Kristian Normann, NTNU i Ålesund
- Lars Chr. Langø
- Eirik Bøe
- Espen Osen

3 **AVTALER**

3.1 **Arbeidssted og ressurser**

Prosjektgruppen har blitt tildelt en kontorplass i Rambøll sine lokaler, der vi kan komme og gå som vi vil. Hos Rambøll har vi tilgang til møterom, PC, skriver/skanner, internett, programmer og veiledning hovedsakelig av Jan Knutsen og Kenneth Smith. Ved NTNU i Ålesund har vi biblioteket, lærebøker og Kristian Normann til disposisjon.

Når det kommer til datasikkerhet vil det meste av dokumenter bli lagret på Rambøll sine egne servere. Vi vil også jobbe en del på egne datamaskiner hvor vi vil dobbel lagre data på minnepenn.

Hver 14.dag skal det leveres en framdriftsrapport til veileder. Dette er for å sikre at prosjektgruppen holder tidsskjema eller eventuelt må justere oppgaven. Prosjektgruppen skal også avholde et ukentlig møte hvor arbeidsloggen gjennomgås.

3.2 **Gruppenormer – samarbeidsregler**

- Likestilling mellom gruppemedlemmene
- Oppmøte til avtalt tid
- Verdsette hverandres arbeid
- Engasjere hverandre til god arbeidsinnsats

4 **PROSJEKTBEKRIVELSE**

4.1 **Målsetting**

Hovedmål:

- Dimensjonering av fundament, søyler, bjelker og dekker
- Modellere bygget i 3D samt utføre global analyse

Delmål:

- Tilegne oss kunnskap om lastforutsetninger
- Lære oss de nødvendige dataprogrammer

Effektmål:

- Sikre bedre arbeidsforhold for studentene ved Spjelkavik VGS
- Øke kapasiteten på antall studenter ved skolen
- Forbedre arbeidsplassen til lærerne på skolen med nye kontorer og personalrom

Resultatmål:

- Dimensjonere bæresystemet til skolen etter gjeldene lovverk

Prosessmål:

- Lære å jobbe som en gruppe mot et felles mål

4.2 **Krav til løsning eller prosjektresultat - spesifikasjon**

Spjelkavik VGS har behov for utvidelse på grunn av plassmangel. Skyldstad arkitektur AS har tegnet tilbygget som vi skal dimensjonere etter. Dimensjoneringen må være i henhold til Eurocode og krav fra fylkeskommunen Møre og Romsdal.

4.3 **Informasjonsinnsamling – utført og planlagt**

Anskaffet informasjon:

- Plan- og fasadetegninger for eksisterende bygg og tilbygg hentet fra tilbudsunderlaget
- Revit tegninger fra arkitekt

Planlagt anskaffelse av informasjon

- Litteratur
- Rambøll
- Veileder Kristian Normann
- Skolens bibliotek
- Internett
- Eurocoder
- Lovdata
- Flere kilder under veis

4.4 Vurdering

Innenfor de rammene som vi sammen med veilederne fra Rambøll har satt er det fullt mulig for prosjektgruppen å gjennomføre prosjektet. Så lenge milepæls- og framdriftsplan følges bør prosjektet være ferdigstilt til satt innleveringsfrist og vi trenger ikke sette flere begrensninger for prosjektet, så lenge det ikke oppstår store endringer eller avgjørende uforutsette hendelser.

For at prosjektet skal bli suksess må alle i gruppen jobbe sammen mot et felles mål, det må være god kommunikasjon innad i gruppen og man må si sin mening. Alle meninger skal bli tatt seriøst av de andre gruppemedlemmene og tatt til vurdering. Det er også viktig med et godt forhold til veiledere på Rambøll og Kristian Normann på NTNU i Ålesund.

En avgjørende faktor for prosjektet er at vi får tilstrekkelig opplæring i de dataprogrammer som skal benyttes i oppgaven, da vi ikke har noen kunnskap om disse programmene fra før. Rambøll har sagt at de skal stå for grunnleggende opplæring.

4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Hovedaktivitet	Ansvar	Kostnad	Tid/omfang
A1	Lastforutsetninger	alle		2 uker
A11	Litteratur			
A2	Vurdering av bæresystemer	alle		3 uker
A21	Litteratur			
A22	Stål, tre eller betong			
A23	Begrunnelse			
A3	Modelleringsfase	EO		8 uker
A31	Innføring Revit			
A32	Modellering Revit			
A4	Dimensjonering	EB/LL		7 uker
A41	Innføring FEM-design			
A42	Modellering FEM-design			
A43	Beregninger			
A44	Kontrollberegninger			
A5	BIM	EB/LL		2 uker
A51	Utføre kollisjonskontroll			
A6	Tegninger	EO		2 uker
A61	Oversiktstegninger			
A62	Plantegninger			
A63	Snitt tegninger			
A64	Detaljtegninger			
A7	Rapportskriving	alle		20 uker
A71	Rapport			
A72	Utskrift			

EO - Espen Osen

EB - Eirik Bøe

LL - Lars Langø

4.6 Framdriftsplan – styring av prosjektet

4.6.1 Hovedplan

Alle i gruppen begynner med å sette seg inn i lastforutsetninger og valg av bæresystemer før det blir tatt et valg av bæresystem. Etter at grunnleggende informasjon er til stede blir gruppen litt delt, det blir startet på modellering av bygget og dimensjonering av bærekonstruksjonene.

Hovedaktivitet	Start-Slutt
Lastforutsetninger	25.01-07.02
Vurdering av bæresystemer	25.01-14.02
Modelleringsfase	25.01-20.03
Dimensjonering	15.02-31.03
BIM	04.04-17.04
Tegninger	18.04-30.04
Rapport	04.01-14.05

Hver avsluttende hovedaktivitet er en milepæl.

4.6.2 Detaljplan

Se vedlegg for framdriftsplan over hovedaktiviteter, delaktiviteter og milepæler

4.6.3 Intern kontroll - evaluering

Hver mandag klokken 08.00 samles prosjektgruppen for å kontrollere hva som ble gjort i uken før. Her vil vi også gå igjennom framdriftsplanen, hvordan vi ligger an og hva som skal gjøres i gjeldene uke.

4.7 Eventuelle utvidelser

Om tiden strekker til har vi tenkt til å ta med jordskjelvberegninger.

5 DOKUMENTASJON

5.1 Rapporter og tekniske dokumenter

Dokumentasjon som skal utarbeides er :

- Tegninger (snitt, plan, detalj, oversikt)
- Global analyse
- Beregninger
- Kilder
- Rapporter
- Logg
- Møtereferat
- Papirutgave til Kristian Normann
- Digitalt levert på fronter
- Minnepenn

6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

6.1 Møter

6.1.1 Møter med styringsgruppen

Prosjektgruppen skal ha møte med veileder Kristian Normann hver 14 dag der vi vil gå gjennom fremdrift og det som er produsert frem til møtedato. Møter med veiledere hos Rambøll vil bli avtalt ved behov.

6.2 Periodiske rapporter

6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

Framdriftsrapporter vil bli utfylt i sammenheng med møter hos veileder.

7. PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Dersom prosjektet ikke går som planlagt etter framdriftsplan må man først vurdere gruppas arbeidsinnsats. Ser vi at arbeidsinnsatsen er god men likevel får dårlig tid må vi vurdere å redusere arbeidsomfanget.

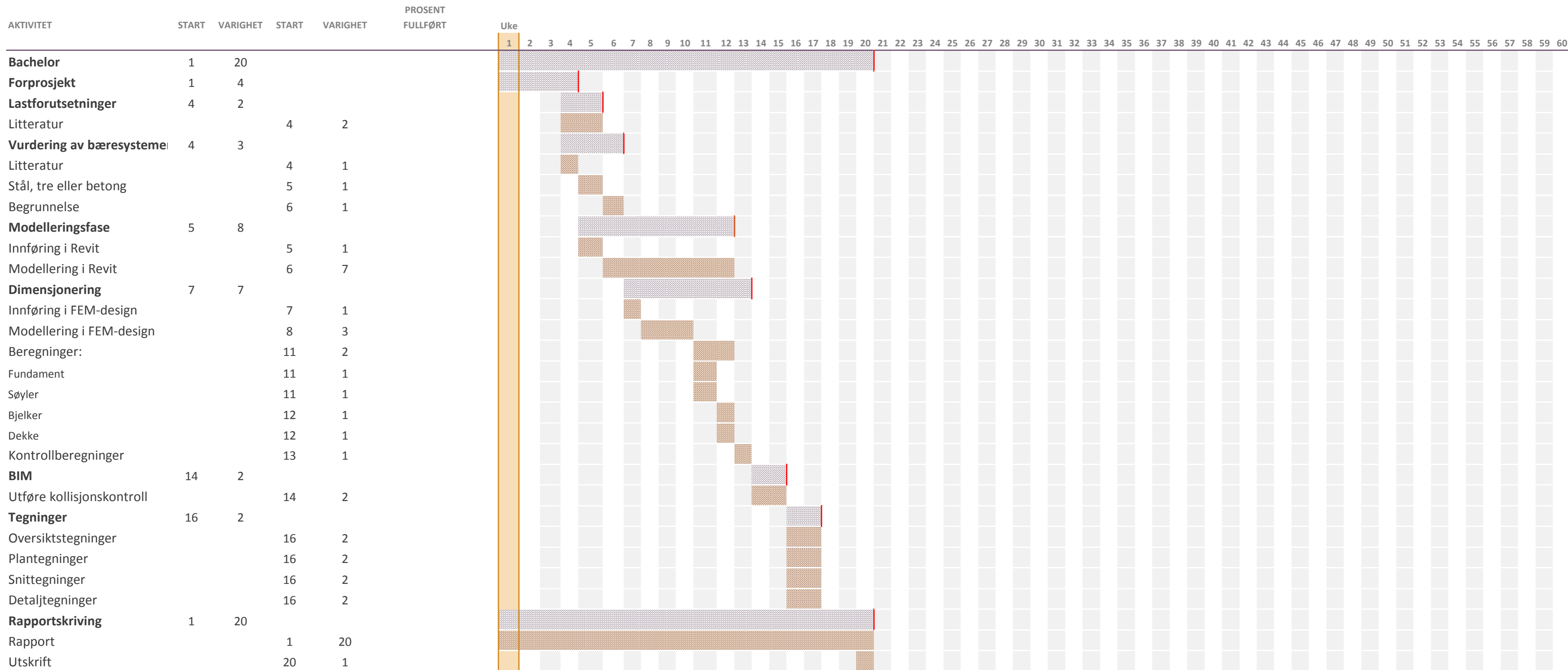
Om endringer i prosjektet skal gjøres tar vi opp dette innad i gruppen, der vi blir enige om eventuelle løsninger. Om ikke gruppen alene kommer til enighet om endringene innkalles styringsgruppen til et møte. Avvik som forekommer skrives i rapporten.

8. UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

Utstyr som Rambøll har:

- Revit structure
- FEM-design
- Papir
- Microsoft Office
- Plan og bygningsloven
- Tek 10
- Dok 10
- Sak 10
- Norsk Standard (NS)
- Eurokoder:
 - 0 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
 - 1 NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner
 - 2 NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - 3 NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner
 - 4 NS-EN 1994 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong
 - 5 NS-EN 1995 Prosjektering av stålkonstruksjoner
 - 6 NS-EN 1996 Prosjektering av murkonstruksjoner
 - 7 NS-EN 1997 Geoteknisk prosjektering
 - 8 NS-EN 1998 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkninger
 - 9 NS-EN 1999 Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Fremdriftsplan



<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Lage en god og så nøyaktig forprosjektrapport og framdriftsplan som mulig• Få innsikt i hvordan lastfaktorer har påvirkning på skolenbygget (vind, snø, nytte, seismiske)• Lære om de forskjellige egenskapene til stål, tre og betong• Finne ut av hvilke lover og forskrifter som er med på å forme prosjektet
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Gjøre ferdig forprosjektrapport og levere den• Finne litteratur om lastfaktorer, lovverk og materialeegenskaper og skrive om de i hovedrapporten• Ukentlig møte i gruppen, diskutere framdrift og oppgaver vi har gjort
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Forprosjektet er levert til tidsfristen 29.01,16• Vi er godt i gang med litteraturdelen, avsatt tid er uke 4 og 5• Gruppemøte ble holdt
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <ul style="list-style-type: none">• Ingen avvik fra framdriftsplanen denne perioden.
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Er blitt mere beviste på hvordan vi skriver og hvordan man ordlegger seg• Har fått et bedre innblikk i hvor omfattende oppgaven er• Det er veldig mye litteratur på nettet, og man må bare velge å fokusere på noe.
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Finne et materiale til bærekonstruksjonen for videre prosjektering• Lære Revit structure for å kunne modellere tilbygget på skolen.
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Ukentlig gruppemøte• Få grunnleggende opplæring i Revit structure• Sammenligne de forskjellige materialene til bæresystemet og finne den beste løsningen.• Møte med Kristian Normann

Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Foreta en vurdering av hvilke materialer vi skal bruke• Begrunne valget• Starte 3D-modelleringen av tilbygget• Danne Beregningsgrunnlag
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Ukentlig møte i gruppen, diskutere framdrift og oppgaver vi har gjort
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• 3D-modellens grunnlag er ferdig• Valg av bæresystemets materialer• Gruppemøte ble holdt
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <ul style="list-style-type: none">• Ingen avvik fra framdriftsplanen denne perioden
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• 3D-modelleringen tok kortere tid enn forventet• Kjøpt innblikk i FEM-design
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Innføring i FEM-design• Skrive rapport: utvalgte materialer i bæresystemet, avstiving og knutepunkt
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Ukentlig gruppemøte• Foredrag om arbeidsmetode i RIB (Rambøll)

Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Utarbeiding av lastkombinasjoner• Starte på modell i FEM-design• Beskrivelse av bæresystemet
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• FEM-design• Beskrive bæresystem (avstiving og knutepunkt)• Ukentlige møter i gruppen, diskutere fremdrift og oppgaver vi har gjort
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Modell klar til dimensjonering i FEM-design• Beskrivelse av bæresystemet• Utarbeidet lastkombinasjoner med seismiske laster• Gruppemøter ble holdt
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <ul style="list-style-type: none">• Ingen avvik fra fremdriftsplanen denne perioden
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Godt innsyn i FEM-design• Grunnlag for jordskjelv-dimensjonering
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Dimensjonering i FEM-design• Rapportskrivning• Lesing til eksamen i Ingeniørfaglig systemteknikk og systemutvikling (15/3-2016)
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Ukentlige gruppemøter• Møte med Kristian Nordmann
<p>Annet</p>

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Dimensjonering i FEM-design• Dimensjonering av fundament i Ove Sletten (program)• Modellering og tegninger i Revit
Planlagte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Kontrollberegne bæresystem• Finne ut hvor store fundament vi trenger
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Vi er godt i gang med Ove Sletten beregninger• Skal avtale og gjennomføre kontrollberegninger med Lala.• Endring på tegninger i Revit
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
<ul style="list-style-type: none">• Vi har hatt eksamen så har ikke fått jobbet så mye med oppgaven som planlagt.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Lærer mere om hvordan kreftene forplanter seg nedover i bygget og hvor store disse kreftene er.• Nytt program å sette seg inn i.
Hovedhensikt/fokus neste periode
<ul style="list-style-type: none">• Den første uken blir påskeferie• Begynne å produsere tegninger• Beregning av bolter/sveiser og andre detaljer
Planlagte aktiviteter neste periode
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Ferdigstille FEM-design modell og beregninger• Begynne på kontrollberegninger• Skrive i rapport
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Gjøre ferdig FEM-design modell• Kontrollberegne søyle, bjelke og sveis•
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• FEM-design rapport ble ferdig• Kontrollberegningene ble startet på• Fylt inn litt i rapporten
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <ul style="list-style-type: none">• FEM-design avslutningen ble litt mere komplisert enn ventet og vi brukte litt lenger tid
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Dataprogrammer er ikke alltid like samarbeidsvillige• Kontrollberegningene var ikke like enkelt i et reelt prosjekt som de oppgavene vi har hatt på skolen
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Fokuset blir å ferdigstille Revit modellen og forhåpentligvis se sammenhenger mellom beregningene fra FEM-design og kontrollberegningene.
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Fortsette med kontrollberegninger• Ferdigstille Revit modellen og begynne å lage detaljtegninger
<p>Annet</p>

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Bli ferdig med kontrollberegningene og sammenligne disse med FEM-design resultatet• Begynne å ta opp Revit modellen igjen for å sette inn de riktige dimensjonene på stålet fra beregningene
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Gjøre ferdig Revit modellen og gjøre den klar til å begynne på detaljtegningene• Kontrollberegne påstøpen, vegger, hulldekker og andre diverse småting
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Revit modellen begynner å bli klar, gjenstår litt arbeid• Kontrollberegningene ble også nesten ferdig, men står fast på et par småting.
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <ul style="list-style-type: none">• Modelleringen tok litt lengere tid en planlagt og noen punkter ble litt mere kompliserte enn forventet. Har fått god hjelp av ansatte hos Rambøll• Kontrollberegningene tok også litt lengere tid en forventet
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <ul style="list-style-type: none">• Kontrollberegningene ble ikke så enkelt som forventet. Det oppsto flere uforutsette faktorer som vi måtte ta hensyn til, sammenligning av FEM-design og håndberegningene skulle også vise seg å bli mere komplisert enn forventet.• Med en mere nøyaktig planlegging av tegningene kunne vi spart mye tid i etterkant.
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Fortsette kontrollberegning og forhåpentligvis ferdigstille dette.• Tegne detaljtegninger i Revit
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <ul style="list-style-type: none">• Beregne armering i vegger, fundamenter samt beregne stålplate i bjelkene• Tegne detaljer på opplager, fundamenter, knutepunkt og armering• Tegne fundamentplan, snitt og plantegninger
<p>Annet</p>

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Avslutte kontrollberegningene og organisere vedleggene• Bli ferdige med detaljtegningene i Revit og organisere tegningene• Skrive i rapport og få ut et førsteutkast
Planlagte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Gjøre om alle mathcad filene til PDF og navngi vedleggene• Navngi alle tegnigsvedleggene• Sette sammen alle delene til et førsteutkast
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Alle vedleggene er navngitte og satt i rekkefølge• Vi er i gang med å skrive det siste i rapporten, men noe gjenstår
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
<ul style="list-style-type: none">• Litt feilberegning av tid har gjort at vi ikke er helt ferdig med førsteutkastet
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
<ul style="list-style-type: none">• Det er flere måter å løse et og samme problem på, det kommer bare an på hvem man spør. Dette kan være litt forvirrende.• Har lært at Adobe er så mye mere en bare et program å lese av PDF- filer i, noe som har kommet til nytte med sammensetting av vedleggene.
Hovedhensikt/fokus neste periode
<ul style="list-style-type: none">• Få ut et førsteutkast av hele oppgaven og få tilbakemeldinger på dette.• Gjøre de endringer vi kommer til å få på tilbakemeldingene
Planlagte aktiviteter neste periode
<ul style="list-style-type: none">• Skrive rapport• Finne god hjelp til retting av oppgaven• Skrive om rapporten til det bedre
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
----------------------------------	---------------------------------

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Vi skal fokusere på å få gjort om alle småfeil og mangler i rapporten. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Få ut et førsteutkast av oppgave • Få tilbakemeldinger og rette opp i eventuelle feil • Lage A1 poster 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Fått ut førsteutkast • Laget A1 poster • Begynt å rette på tilbakemeldinger, ikke helt ferdig 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Det er lett å se seg blind på egen tekst, så var fint å få noen andre øyne på oppgave. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Bli ferdig med teksten og levere • Starte å tenke på framføringen 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjøre siste finpuss på oppgaven • Legge ved de siste vedleggene og lage innholdsfortegnelse 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

--	--