Uvidelse af Gigantium

- Sportshal -

Aalborg Universitet
Byggeri & Anlæg
Gruppe BAK7-1.217
P7 Bachelor Projekt
Efterår 2019

AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Naturvidenskabelige Fakultet
Institut for Byggeri og Anlæg
Thomas Manns Vej 23
9220 Aalborg Øst

Titel:

Udvidelse af Gigantium

Projekt:

Bachelor projekt

Projektperiode:

25/10 2019 — 17/01 2020

Projektgruppe:

BAK7-1.217

Deltagere:

Glenn M. Hedevang
Sofie Højbjerg

Vejledere:

Christian Frier

Sideantal: 151
Afsluttet: 17-01-2020

Synopsis:

Denne rapport har til formål at dimensionere en ny stålkonstruktion, som er en del af udvidelsen af Gigantium, i Aalborg. Stålkonstruktionen opdeles i to sportshaller, som skal anvendes til sportsrelaterede begivenheder, samt messer eller lignende. Projektet er opdelt i et projektgrundlag, et skitse- og detailprojekt.
I projektgrundlaget er byggeriet præsenteret, samt redegøres der for hvilke normer og Eurocodes der anvendes. Konstruktionens statiske virkemåde og funktionskrav bliver fastlagt, samt bliver de geotekniske forhold og konstruktionsmarterialer præsenteret. Lasterne på bygningen bliver beregnet og lastkombinationerne præsenteret.
I skitseprojektet beregnes lastkombinationerne, fra projektgrundlaget, som anvendes til at undesøge om træ er et bedre materialevalg end stål, til rammerne i konstruktionen. Der laves et overslag på fundamentsstørrelserne, ud fra de geotekniske forhold.
I detailprojektet opbygges en model i FEM-Design, som anvendes til at sikre den overordnede bæreevne og deformation af konstruktionen. Videre anvendes programmet til at dimensionere en samling, som eftervises ved håndberegning.
Der redegøres for hvilke tiltag og forhold der skal tages hensyn til ved en evt. brand i byggeriet. Hertil anvendes der præ-accepterede løsninger, som findes i Bygningsreglementet 2018.

Rapportens indhold er frit tilgængeligt, men offentliggørelse (med kildeangivelse) må kun ske efter aftale med forfatterne.

Forord

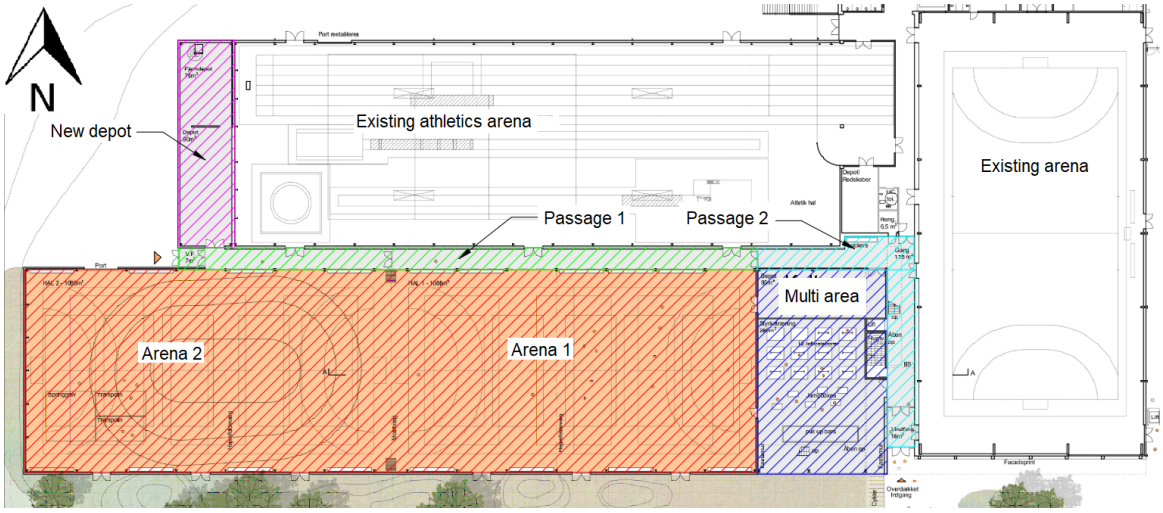
Denne rapport er udarbejdet i løbet af efterårssemestret 2019 af to diplomingeniør studerende på 7. semester konstruktion, på Byggeri og Anlæg ved Aalborg Universitet. Rapporten omhandler en ny sportshal, der opføres for Aalborg Kommune.

Læsevejledning
Rapportens opbygning er baseret på et A1. Projektgrundlag og en A2. Statiske beregninger, jf. SBi 223. Den statiske dokumentation er opdelt i en skitse- og detailprojektring. Der vil igennem rapporten være kildehenvisninger, som er samlet i kildelisten bagerst i rapporten. Der er i rapporten anvendt kildehenvisning efter Harvardmetoden, så kilder i teksten refereres med [Efternavn, År]. Hvis forfatteren er en organisation, angives kilden som [Organisationens navn, År]. Henvisningerne fører til kildelisten, hvor bøger er angivet med forfatter, titel, udgave og forlag, mens internetsider er angivet med forfatter, titel og dato. Figurer og tabeller er nummereret i forhold til det kapitel, de indgår i. Det vil sige, at den første figur i kapitel 7 har nummer 7.1, den anden, nummer 7.2, etc. Forklarende tekst til figurer og tabeller findes under disse. Ligninger er også nummereret i henhold til kapitlet, de indgår i. Den første ligning i kapitel 7 har således nummer (7.1), den anden (7.2) osv.

English summary

This project aims to design the construction, Gigantium, to achieve a solution which is optimal in relation to the desired application.

This project deals with structural calculation of a building made of steel, which is a part of a bigger expansion of Gigantium in Aalborg. The building, which is in focus in this project, is going to become two new sport arenas for sports events, fairs or other bid events. The construction has the dimensions 90 x 25,5 x 10,9 meters and a floor plan is shown in figure 1.



Figur 1. Floor plan of the construction.

The project is divided in tree parts. The first part is the project basis, where the construction is presented, and the static operation and functional requirements are decided upon. The geotechnical conditions are presented based on a geotechnical report. The construction materials are determined and the load from the construction is calculated and load combinations are established.

The second part is the Sketch project where horizontal and vertical loads and load combinations are calculated according to the European standard. In this part it is determined what constructional material is the better of tree and steel. The horizontal and vertical loads are transferred to the foundations through the steel frame and a rough calculation of the dimensions of the fundaments is made.

In the third part, the detailed project, a model is built in FEM-Design to secure the buildings overall capacity and deformation of the construction. The model is used to model the joints between the columns and beams in the steel frame. A joint is then documented by manual calculation, and an optimization of the joint are made.

The actions and conditions that need to be considered in the case of fire is explained. For this, pre-accepted solutions are used, which can be found in the Building Regulations 2018.

In conclusion the construction has enough capacity and the functional requirements are achieved when the steel frame is made of the steel profile, HE-450B.

Indholdsfortegnelse

I Projektgrundlag **1**

1 Indledning **2**

2 Bygværket **3**
2.1 Bygværkets art og anvendelse . . . 3
2.2 Konstruktionens art og opbygning . . . 4

3 Problemformulering **7**
3.1 Afgrænsninger . . . 7

4 Grundlag **8**
4.1 Normer og Eurocodes . . . 8
4.2 IKT-værktøjer . . . 8
4.3 Sikkerhed . . . 8
4.3.1 Konsekvensklasse . . . 8
4.3.2 Konstruktionsklasse . . . 9

5 Forundersøgelser **10**
5.1 Geotekniske forhold . . . 10
5.1.1 Geoteknisk kategori . . . 10

6 Konstruktion **11**
6.1 Statisk virkemåde . . . 11
6.2 Funktionskrav . . . 12
6.3 Robusthed . . . 12
6.3.1 Parallelsystem vs. seriesystem . . . 13
6.3.2 Totalt kollaps . . . 13
6.3.3 Krav til robusthed . . . 13
6.4 Brandsikring . . . 14
6.4.1 Anvendelsesklasse . . . 14
6.4.2 Risikoklasse . . . 15
6.4.3 Brandklasse . . . 15

7 Konstruktionsmaterialer **16**
7.1 Grund og jord . . . 16
7.2 Stål . . . 16
7.2.1 Korrosionsklasse . . . 17
7.3 Træ . . . 17
7.4 Beton og armering . . . 18
7.5 Samlinger . . . 19
7.5.1 Svejsesømme . . . 19
7.5.2 Bolte . . . 19

8 Laster **20**
8.1 Permanent last . . . 20

8.2 Snelast . . . 21
8.3 Vindlast . . . 21
8.4 Jord og vandtryk . . . 26
8.5 Geometriske imperfektioner . . . 26
8.6 Lastkombinationer . . . 28
8.6.1 Brudgrænsetilstand . . . 29
8.6.2 Anvendelsesgrænsetilstand . . . 29
8.6.3 Ulykkedimensioneringstilfælde . . . 30
8.6.4 Oversigt over lastkombinationer . . . 31

II Skitseprojektering 32

9 Rammekonstruktion 33
9.1 Rammer ift. robusthed . . . 33
9.2 Lastopland . . . 33
9.3 Linjelaster . . . 34
9.4 Linjelaster efter lastkombinationer . . . 37
9.4.1 Ramme 1 . . . 37
9.4.2 Ramme 2 & 6 . . . 38
9.4.3 Ramme 6 . . . 39
9.5 Skitsedimensionering af rammekonstruktion . . . 40
9.5.1 Last på ramme . . . 41
9.5.2 Forslag 1 - Limtræ . . . 41
9.5.3 Forslag 2 - Stål . . . 45
9.5.4 Valg af materiale . . . 47

10 Fundamenter 49
10.1 Laster . . . 49
10.1.1 Terrændæk . . . 50
10.2 Overslagsberegning på fundamentsstørrelser . . . 51

III Detailprojektering 54

11 FEM-model 55
11.1 Laster . . . 57
11.1.1 Vindlast . . . 57
11.1.2 Egenlast . . . 58
11.1.3 Snelast . . . 58
11.1.4 Foldevæg . . . 59
11.1.5 Geometriske imperfektioner . . . 59
11.1.6 Lastkombinationer . . . 59
11.2 Resultater . . . 59

12 Eftervisning af hjørnesamling 63
12.1 Samlingsmetode . . . 64
12.2 Brudformer . . . 64
12.3 Bestemmelse af kræfter . . . 65
12.4 Boltesamling . . . 68
12.4.1 Materialeparametre for bolte og endeplade . . . 68
12.4.2 Krav til boltenes bæreevner . . . 68

12.4.3 Bæreevner . . . 70
12.4.4 Resultater for boltsamling . . . 75
12.5 Svejsesamling . . . 76
12.5.1 Dimensionering af svejsesøm . . . 77
12.5.2 Spændinger i svejsesøm . . . 78
12.5.3 Svejsning i flangerne . . . 79
12.5.4 Svejsning i kroppen . . . 81
12.5.5 Resultater for svejsesamling . . . 81
12.6 Optimering af hjørnesamling . . . 82
12.6.1 Svejsesamling . . . 82
12.6.2 Boltesamling . . . 82

13 Brandsikring **90**
13.1 Sammenbygning af bygningsdele . . . 90
13.1.1 Pladsfordelingsplaner . . . 91
13.1.2 Branddøre . . . 91
13.1.3 Antændelse, brand- og røgspredning . . . 92
13.2 Flugtveje . . . 92
13.2.1 Gangafstande . . . 93
13.2.2 Flugtvejsplan . . . 93
13.3 Brandtekniske installationer . . . 95
13.4 Bærende konstruktioners brandmodstandsevne . . . 96
13.4.1 Passiv brandsikring . . . 96
13.5 Redningsberedskabets indsatsmuligheder . . . 97
13.6 Drift, kontrol og vedligehold af brandforhold i og ved bygninger . . . 98

14 Konklusion **99**

Litteratur **100**

IV Bilag **102**

Appendiks A Karakteristisk vindlast **103**

Appendiks B Fundamenter **105**

Appendiks C Lastkombinationer for anvendelsesgrænsetilstand **107**

Appendiks D Dokumentation - FEM-Design **109**

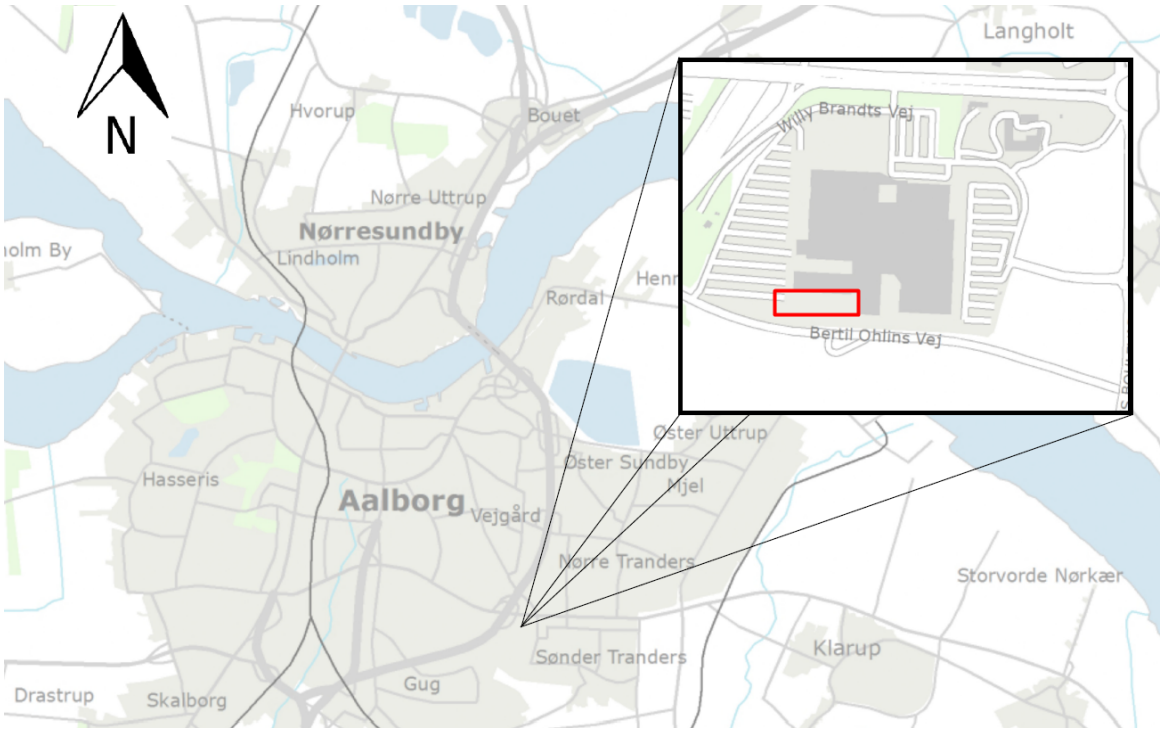
Appendiks E Jordprofiler **151**

Del I

Projektgrundlag

Indledning 1

Aalborg Kommune ønsker en udvidelse af Gigantium, som er et stort eksisterende sport- og kulturcenter. Udvidelsen skal bestå af to nye sammenbyggede sportshaller, nyt depot, samt en bygning med plads til fitness og kontorfaciliteter. Der er en vision om at udvide kapaciteten, samt samle endnu flere sportrelaterede funktioner i Gigantium. Aalborg kommune har udbudt projektet, som en totalentreprise og her har arkitekten i det vundne team, udført tegningsmateriale for de fremtidige forhold. Projektet er pr. medio november 2019 i projekteringsfasen ved ingeniøren. I projekteringsfasen skal de bærende konstruktioner dokumenteres og dimensioneres. Det er ønsket af bygherre at hallerne opføres i stål og tilbygningen med fitness og kontorfaciliteter opføres i beton.
Bygningen skal placeres på adressen Willy Brandts vej 31, 9220, Aalborg Øst, hvor det eksisterende byggeri er belliggende. På figur 1.1 fremgår placeringen af Gigantium, for udvidelsen er markeret med rødt.

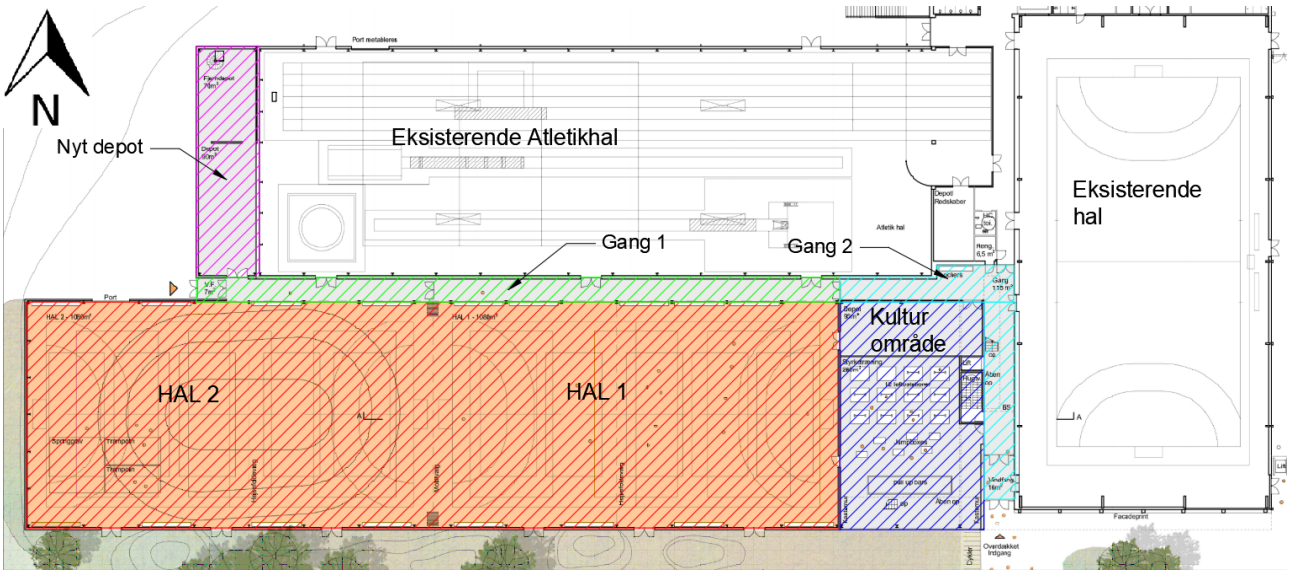


Figur 1.1. Geografiks placering af projektlokalitet, hvor de nye haller er markeret med en rød firkant.

Bygværket 2

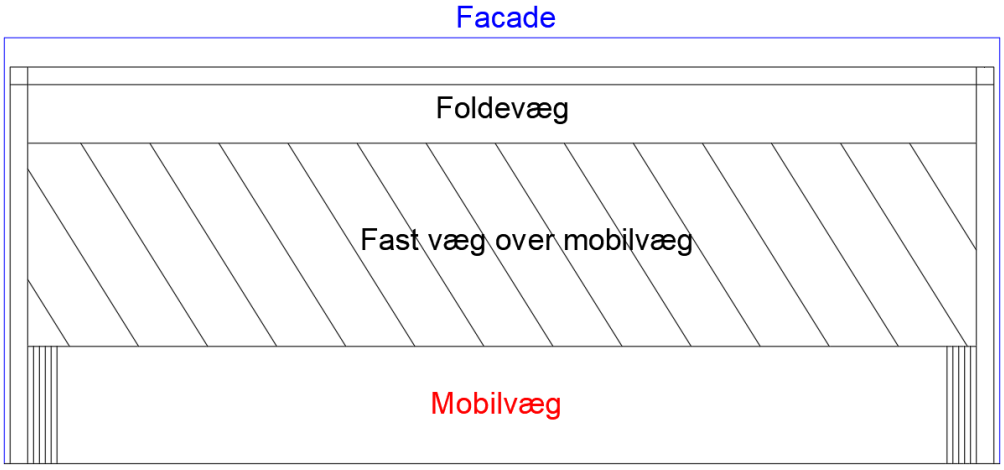
2.1 Bygværkets art og anvendelse

Udvidelsen af Gigantium indeholder en række nye områder med forskellig anvendelse. Projektet deles op i seks hovedområder, hvoraf fokusområdet vil være Hal 1 og 2, (hallerne) samt Gang 1, se figur 2.1. Eksisterende haller anvendes til sportsaktiviteter og ligeledes vil de nye haller blive anvendt til en række sportsaktiviteter og events.
Kulturområdet anvendes som fitnesscenter, depot, omklædning og toiletfaciliteter, samt mødelokaler og kontorer, fordelt på tre etager. Gang 2 er ligeledes opdelt i tre plan. Nyt depot anvendes til opbevaring af rekvisitter i stueplan og som teknikrum på 1. sal.
Gulvarealet i hver af de nye haller, skal være 44x24m og fri lofts højde under rammer skal være 8 m. Gangarealer anvendes som fordelingsområder til hallerne og flugtveje i tilfælde af brand.



Figur 2.1. Oversigt over projektlokaliteten, hvor de seks hovedområder er vist. [Kjær og Richter, 2019]

Imellem Hal 1 og 2 opstilles der en mobilvæg og de opdeles hver i to med en hejse- eller foldevæg. Mobilvæggen er 3 m høj og over den udføres en fast væg. Foldevæggene monteres under rammer for at overholde krav til frihøjde, se figur 2.2.

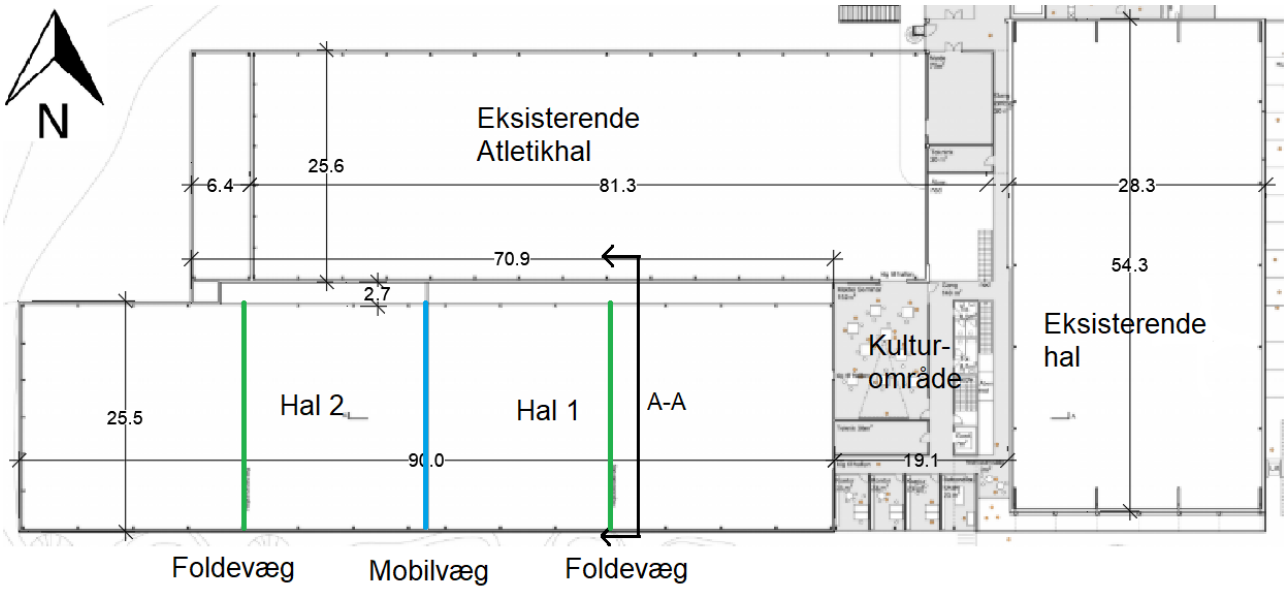


Figur 2.2. Principskitse for mobil- og foldevæg, se snit A-A på figur 2.3. Mobilvæggen og foldevæggen er på denne figur i sammenfoldet position. Mobilvæggen åbnes sidevejs og foldevæggen sænkes ned fra loftet, når hallerne ønskes opdelt.

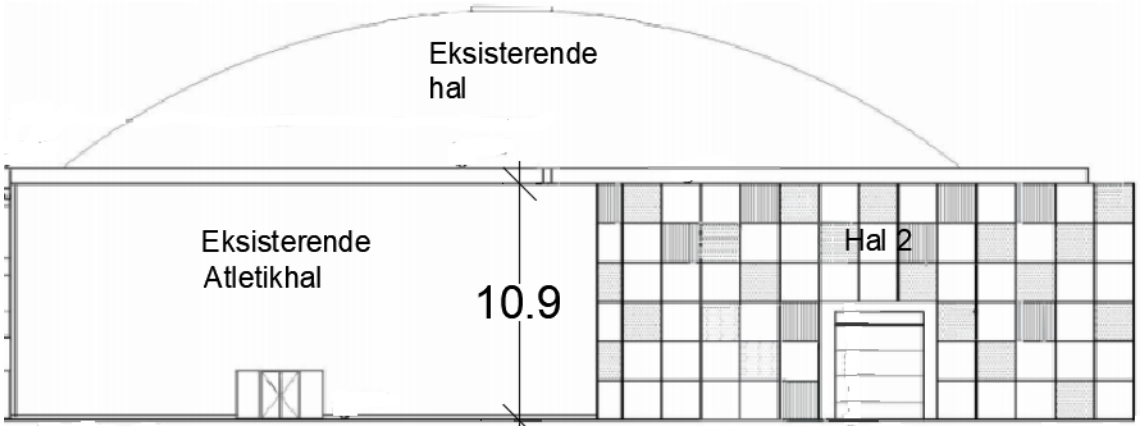
Personbelastning
Bygherrer har ønsket at personbelastningen i Hal 1 og 2 kan være op til 1000 personer. Den eksisterende atletikhal har en maksimal personbelastning på 1600 personer og 1000 personer i den eksisterende hal [Niras, 2013].
Personbelastningen i kulturområdet er op til 75 personer på hver etage.

2.2 Konstruktionens art og opbygning

Geometrien på de nye haller fremgår af figur 2.3 og 2.4, hvor geometrien på det eksisterende byggeri også fremgår. De angivede mål på tegningerne er udvendige og er bestemt ud fra arkitekttegninger i projektmaterialet.
Hal 1 og 2 opbygges, som en rammekonstruktion med spænd på tværs af bygningen og understøttes ved bunden af rammen. Facader og tagkonstruktionen opbygges som en let konstruktion, dog er facaden mod den eksisterende atlektikhal ikke lukket i projektmaterialet.
Gang 1 overdækkes ved at lade spærene fra Hal 1 og 2 udkrage gangens bredde og lofthøjden følger hallernes, se figur 2.5.

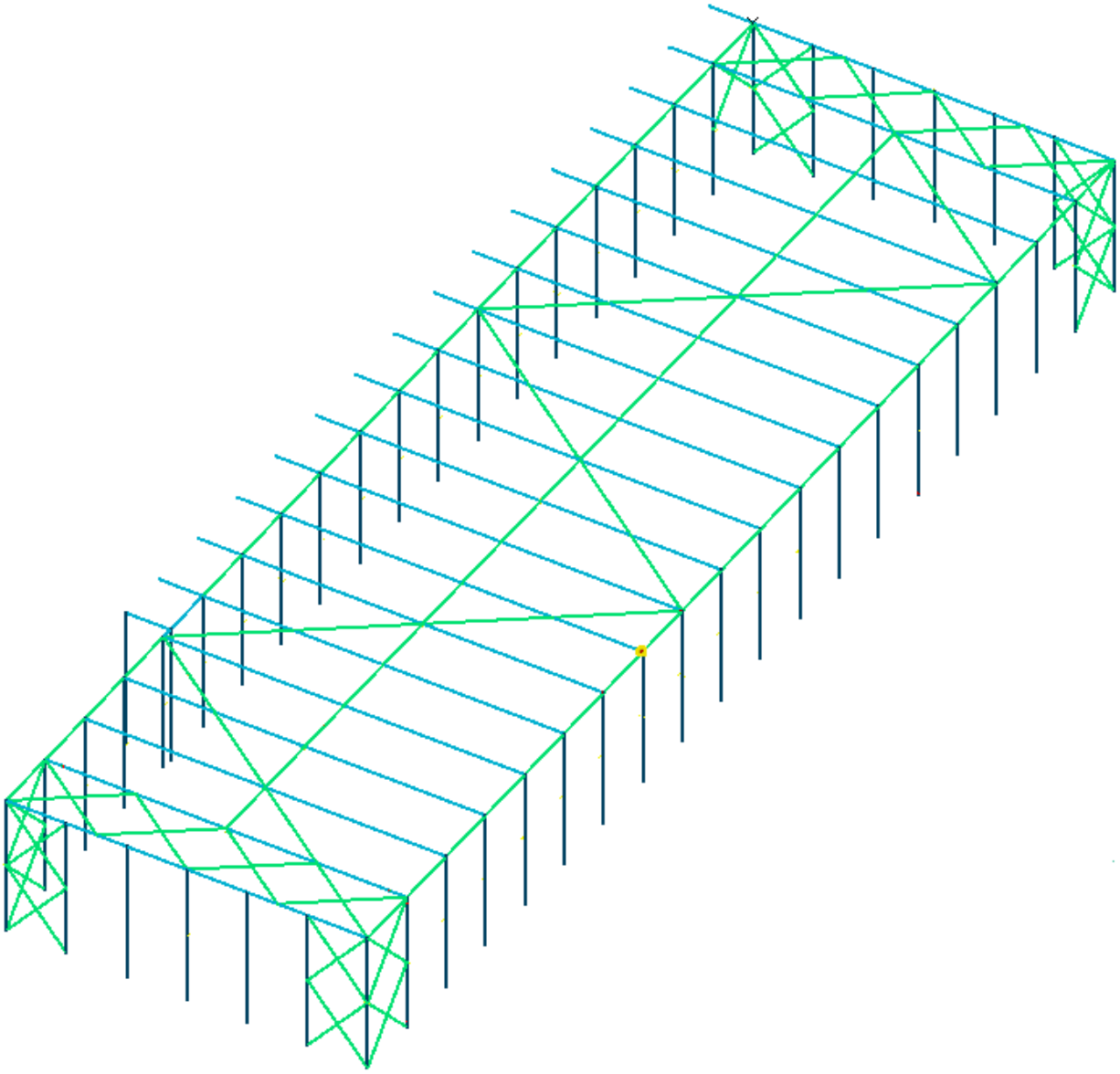


Figur 2.3. Plantegning af nye og eksisterende haller samt nyt depot, kultur område og gangarealer. [Kjær og Richter, 2019]



Figur 2.4. Opstalt af facade mod vest. [Kjær og Richter, 2019]

På figur 2.5 fremgår en 3D-model over de bærende dele i konstruktionen. For en nærmere beskrivelse henvises til kapitel 11.



Figur 2.5. 3D-model af de bærende dele i konstruktionen.

Problemformulering 3

Hvordan kan sportshallerne dimensioneres, så der opnås en løsning for konstruktionen, som er optimal i forhold til den ønskede anvendelse?

For at vurdere dette undersøges følgende overordnede problemstillinger:

- Hvilke forslag kan der stilles til rammerne i konstruktionen, så hallerne opfylder de ønskede krav?
- Hvilke tiltag kan der laves ift. brand.
- Hvilken funderingsløsning anbefales under de geotekniske forhold?
- Hvordan dokumenteres hallernes robusthed?
- Hvordan dimensioneres samlinger i konstruktionen?
- Hvordan sikres konstruktionens bæreevne og funktionskrav?

3.1 Afgrænsninger

Grundet tidsbegrænsning af projektperioden, er der foretaget afgrænsninger for projektets omfang. Afgrænsningerne er som følgende:

Udvidelsen af Gigantium, er et større projekt og derfor er der afgrænset så dimensioneringen i denne rapport, kun bliver foretaget på Hal 1 og 2, samt Gang 1, iflg. figur 2.1. Det betyder derved, at der ikke bliver kigget på Kulturomdrådet og Gang 2, samt Nyt depot.

Der vil ikke blive foretaget en geoteknisk dimensionering, dog med undtagelse af en overslagsberegning af fundamentsstørrelserne.

En dimensionering af terrændæk vil ikke blive foretaget.

Priser af materialer og udførelse vil ikke blive vurderet.

Ulykkeslaster, herunder seismisklast, brand, påkørsel og eksplosion, eftervises ikke i rapporten, men dimensioneringstilfældene vil blive præsenteret.

Eftervisning af bjælker og søjlers bæreevne og udbøjning vil ikke bliver beregnet ved håndberegning.

I dimensioneringen af konstruktionen tages der ikke højde for mobilvæggen, mellem Hal 1 og 2.

Der vil udelukkende blive dimensioneret en bjælke/søjle samling og de resterende samlinger undersøges ikke.

Grundlag 4

Grundlaget beskriver hvilke normer og standarter der er anvendt i projektet, samt hvilken sikkerhed der vurderes tilstrækkelig, iht. bygningsreglementet BR18.

4.1 Normer og Eurocodes

Følgende normer og Eurocodes andvendes til beregninger.

DS/EN 1990, Eurocode 0 Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner.
DS/EN 1991, Eurocode 1 Last på bærende konstruktioner.
DS/EN 1993, Eurocode 3 Stålkonstruktioner.
DS/EN 1995, Eurocode 5 Trækonstruktioner.
DS/EN 1997, Eurocode 7 Geoteknik.
DS/INF 1990:2018 Konsekvensklasser for bygningskonstruktioner.
Normerne er med tilhørende tillæg og nationale annekser.

4.2 IKT-værktøjer

- Overleaf, online LaTex editor, (Rapport)
- Autodesk AutoCAD, (Tegninger)
- Maplesoft Maple, (Beregninger)
- Microsoft Excel, (Beregninger)
- MatLab, (Model)
- FEM-Design, (Model)

4.3 Sikkerhed

4.3.1 Konsekvensklasse

Ud fra hallernes geometri og anvendelse henføres de til konsekvensklasse CC3+, [Dansk Standard, 2018]. I normen fremgår retningslinjerne for indplacering i konskvensklasser, hvor at - *bygninger med store spændvidder, såfremt de ofte anvendes af mange personer, fx til koncert, sport, teater, hospitaler, skoler eller udstilling*, henføres til konsekvensklasse CC3+, [Dansk Standard, 2018].
Hallerne er derved placeret i konsekvensklasse CC3+. På figur 4.1 fremgår grænseværdier for indplacering af hovedkonstruktionen i konsekvensklasser ud fra størrelse. Her er ID3-5 samme konstruktionstype, dog med forskellig personbelastning. Personbelastningen i en hal op til 1000 personer og ved et kollaps af en ramme må der maksimalt nedfalde 240 m^2 i følge robusthedskrav [Dansk Standard, 2013]. Hallerne er tilsammen:

$$25{,}5\,\mathrm{m} \cdot 90{,}0\,\mathrm{m} = 2295{,}0\,\mathrm{m}^2$$

Dette giver, at der maksimalt må nedfalde 10,5% af tagkonstruktionen. Der kan være 2000 personer i hallerne samtidigt, som alle er i risiko for skader hvis en del af taget styrter sammen.

$$2000\,\text{personer} \cdot 10{,}5\,\% = 210\,\text{personer}$$

Der vil derved være 210 personer der kan komme tilskade ved kollaps af en ramme og derved ligger hallerne i ID5. Da spændvidden er over 24 m, henføres hallerne til konsekvensklasse CC3+. Ved eftervisning benyttes derved en konsekvensfaktor $K_{FI} = 1,1$.

ID	Bygningsanvendelse, gruppe	Største konstruktionsspændvidde [1] [m]			Største højde over/dybde under terræn [m]			Største antal etager over terræn [antal]		
		CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
1	Beboelse, kontor, hotel, feriehus daginstitution, klinik	÷	16	∞	0/0	12/6	÷/9	÷	÷	15
2	Hospital	÷	16	∞	0/0	÷/6	÷/9	÷	2	5
3	Forsamling: koncert, sport, kirke, undervisning, udstilling, teater, scene, detailhandel (< 50 personer) [2]	÷	16	∞	0/0	12/6	20/9	÷	÷	5
4	Forsamling: koncert, sport, kirke, undervisning, udstilling, teater, scene, butik i centre (fra 50 til 150 personer) [2]	÷	12	36	0/0	12/6	20/9	÷	÷	3
5	Forsamling: koncert, sport, kirke, undervisning, udstilling, teater, scene, plads og butik i centre (> 150 personer) [2]	÷	12	24	0/0	6/0	20/6	÷	÷	2

'÷' betyder, at pågældende parameter ikke er relevant, og at indplacering i konsekvensklasse bestemmes af andre parametre.

[1] Supplerende krav: For bygninger i én etage bør maksimalt areal af tag/dæk, som kollapser som følge af svigt af en konstruktionsdel, ikke overstige 20 m gange tabellens anførte største konstruktionsspændvidder.

[2] Antal personer under konstruktionsafsnittet, eller som i en flugtsituation vil kunne blive skadet.

Figur 4.1. Tabel 2, grænsevædier for indplacering af hovedkonstruktion i konsekvensklasser som funktion af størrelse og personbelastning, [Dansk Standard, 2018].

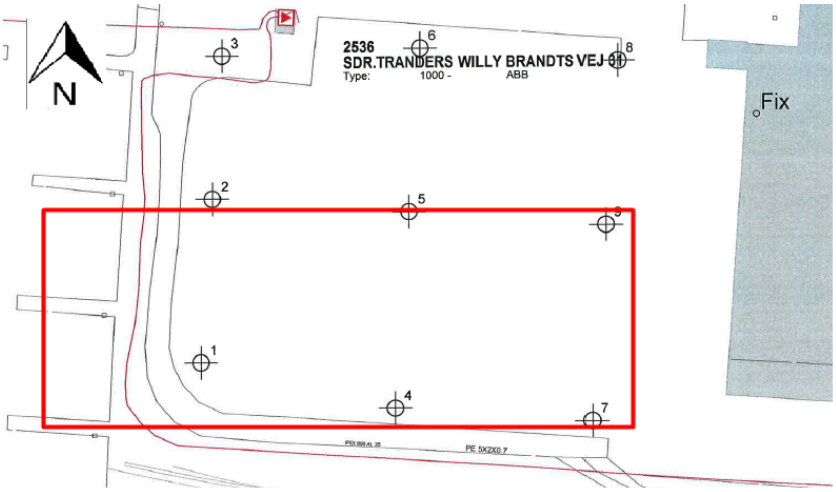
4.3.2 Konstruktionsklasse

Konsekvensklasse jf. afsnit 4.3.1	CC3+
Konstruktionens kompleksitet jf. BR18 § 487	Simpel
Erfaring med konstruktionstypen jf. BR18 § 488	Traditonel
Konstruktionsklasse jf. BR18 § 489	KK4

Forundersøgelser 5

5.1 Geotekniske forhold

Som grundlag for projektet foreligger en geoteknisk rapport, udarbejdet af Andreasen & Hvidberg fra d. 10. apr. 2012. På figur 5.1 fremgår det hvor boringerne, fra den geotekniske rapport, er placeret. Området ved projektlokaliteten er markeret med en rød firkant og det er primært fladt terræn.



Figur 5.1. Placering af boringer. Projektlokaliteten er markeret med rødt. [Andreasen og Hvidberg, 2012]

Overside af bæredygtig lag er truffet i en dybde på 0,6 - 2,3 m.u.t. Bygningen funderes på intakte aflejringer, dog på sandfyld med $\phi_{\text{pl.k}} = 37°$ ovenpå intakte aflejringer, hvor OSBL ligger dybere end FUK. Sandfyldet skal komprimeres til en Standard Proctor værdi på 98% i gennemsnit og ingen enkelt værdier under 96%. Grundvandsspejl blev registreret i en enkelt boring til 1,4 m.u.t, ved de resterende boringer er det tørt [Andreasen og Hvidberg, 2012]. I den geotekniske rapport er styrke- og deformationsparametre udledt, med udgangspunkt i de seks boreprøver, ved målinger samt skøns- og erfaringsformler. Størrelserne bliver præsenteret i afsnit 7.1 omhandlende materialeparametre for jord. Det anbefales i den geotekniske rapport, at fundamenter udføres som pladsstøbte punkt- og/eller stribefundamenter. Under rammefødder udføres der punktfundamenter ovenpå bæredygtig jord. Facader understøttes af stribefundamenter oven på bæredygtig jord.

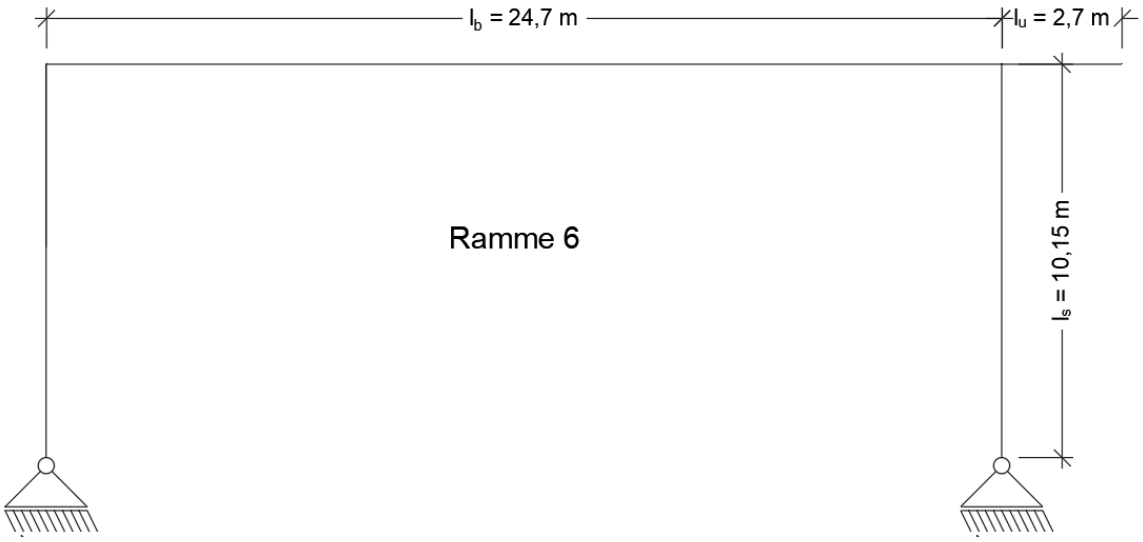
5.1.1 Geoteknisk kategori

Det er benævnt i den geotekniske rapport, at det skal undersøges om byggeriet kan placeres i geoteknisk kategori 2. I Eurocode 7 beskrives den geotekniske kategori 2 at omfatte: *sædvanlige konstruktioner uden funderinger med usædvanlige eller særligt vanskelige belastnings- eller jordbundsforhold. Kravene overholdes ved kvalitative geotekniske data og beregninger. Ved denne kategori må der maksimalt være en regningmæssig last for enkeltfundamenter på* 5000 kN *og for stribefundamenter på* 1000 kN/m. Det vurderes derved at hallerne ligger i geoteknisk kategori 2, hvilket eftervises i skitseprojekteringen. [Dansk Standard, 2007*d*]

Konstruktion 6

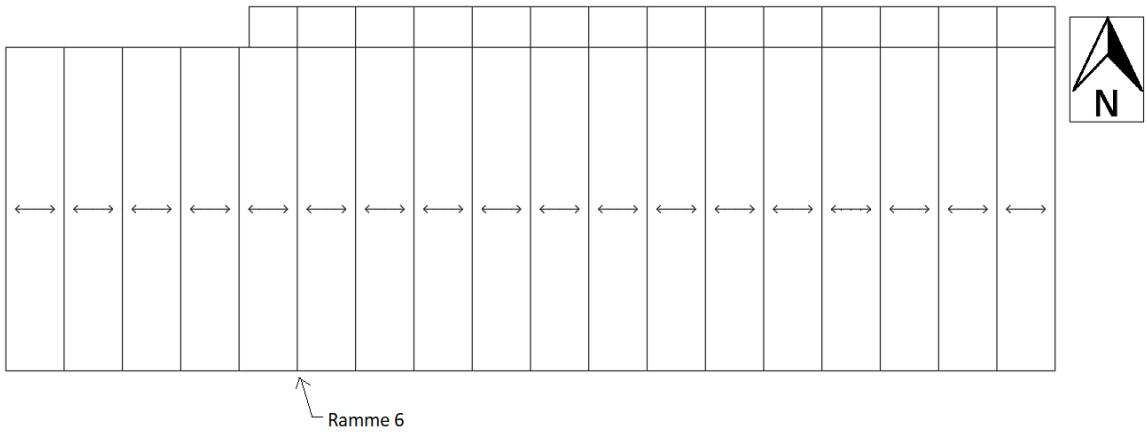
6.1 Statisk virkemåde

Hallerne udføres statisk uafhængige af tilstødene bygninger.
De bærende dele i konstruktionen udføres som 2-charniere rammer, hvor chanierene optræder ved fundamenterne. Dette gøres for at mindske lastoverføring til fundamenter og mindske momentet ved rammehjørner, se figur 6.1, hvor det statiske system for ramme 6 fremgår. Ramme 6's placering i konstruktionen fremgår af figur 6.2. Lodrette laster føres gennem rammen ned til fundamenterne. Dette gælder dog ikke lodrette laster i facaden, som føres til stribefundamenter under denne.



Figur 6.1. Skitse af det statiske system for ramme 6. Charniere ved understøtninger og momentstiv ved rammehjørner. Udkragning over Gang 1 er vist, og rammens placering i konstruktionen fremgår af figur 6.2.

Bjælker udkrages over Gang 1 og belaster dermed ikke den eksisterende atletikhal. Hal 1 og 2 sammenbygges ikke med den eksisterende Atletikhal og det antages at der udføres en dilationsfuge mellem de to konstruktioner. Princip for placering af rammer fremgår af figur 6.2, hvor spændretningen på tagkonstruktionen ligeledes fremgår. Endelig placering og antal af rammer vil blive bestemt i Del II Skitseprojektering.



Figur 6.2. Principskitse af placeringen af rammerne i hallerne og spændretning for tagkonstruktion.

Stabilitet for vandret last
Vandrette laster på tværs af bygningen føres, via rammevirkning i rammerne, til fundamenterne. Stabilitet på langs af bygning sikres ved vindkryds mellem to rammer, både i vægge og i tag, samt i begge ender af bygningen. Dette gøres for at sikre den overordnede stabilitet i tilfælde af sammenstyrtning af én ramme, se figur 2.5 på side 6. Der udføres vindkryds i taget imellem alle rammer for opnå større stivhed i tagfladen.

6.2 Funktionskrav

Der er af bygherrer ikke stillet funktionskrav til hallerne. Derfor anvendes vejledende værdier for maksimale udbøjninger i anvendelsesgrænsetilstanden for variabel last jf. [Jensen et al., 2015]:

- Tage og ydervægge L/200
- Rammer H/150

Hvor L er spændvidden på konstruktionen og den dobbelte udkragningslængde ved udkragede konstruktioner og H er højden på rammen.

Bygningen dimensioneres med forventet levetid på 50 år iht. gældende normer.

6.3 Robusthed

I DS/EN 1990 afsnit 2.1 [Dansk Standard, 2013] er de grundlæggende krav til dimensionering og udførsel af konstruktioner opstillet, herunder robusthed. Punkt 2.1.(4)P og 2.1.(5)P fremgår nedenfor og kan dokumenteres iht. DS/EN 1990 Anneks E.

"2.1(4)P En konstruktion skal dimensioneres og udføres på en sådan måde, at den ikke vil blive beskadiget af begivenheder som

- *eksplosion,*
- *stødpåvirkning, og*
- *konsekvenser af menneskelige fejl*

i et omfang, der står i misforhold til skadens årsag."

"2.1(5)P Mulig skade skal forhindres eller begrænses ved anvendelse af en eller flere af følgende forholdsregler:

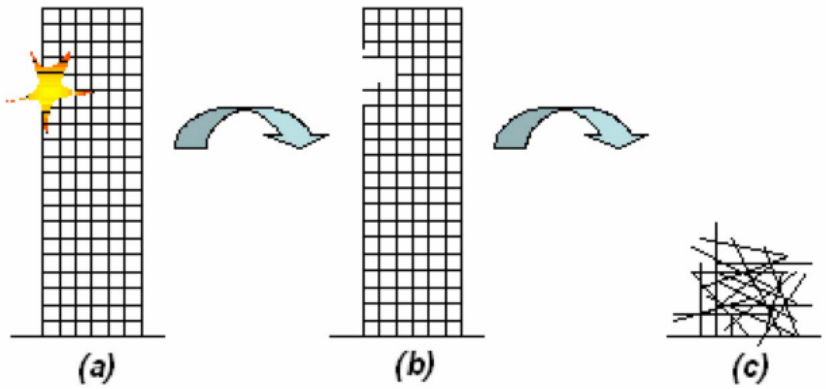
- *forebygge, fjerne eller reducere de risici, som konstruktionen kan blive udsat for*
- *vælge en konstruktionsform med lille følsomhed over for de betragtede risici*
- *vælge en konstruktionsform, der enten kan tåle, at et vilkårligt element eller en begrænset del af konstruktionen utilsigtet falder bort, eller at der udløses en acceptabel lokal skade*
- *så vidt muligt undgå konstruktionssystemer, der kan styrte sammen uvarslet*
- *sammenkoblede konstruktionsdele*

6.3.1 Parallelsystem vs. seriesystem

I byggerier kan der forekomme projekteringsfejl og menneskelige fejl under udførelsen. Konstruktionen kan opbygges som et parallelsytem (statisk ubestemt) eller et seriesystem (statisk bestemt). Ved én beregningsfejl i én samling er det fordelagtigt at udføre konstruktionen med høj statisk ubestemthed (høj redundans), sådan at kræfter kan overføres til andre konstruktionsdele.
Er alle samlinger derimod udført ens både i projekteringen og i udførelsen er det fordelagtigt at udføre konstruktionen statisk bestemt, da lokale svigt kan opstå uden at medføre et progressivt kollaps [Sørensen, 2018]. Derfor skal der udføres en konstruktion, som tager hensyn til det mest fordelagtige svigt.

6.3.2 Totalt kollaps

På figur 6.3 er det illustreret hvordan en skade i bygningen kan medfører et totalt kollaps. Ved eftervisning af robusthed er det netop et totalt kollaps som skal undgås. En pludselig opstået skade kan skyldes punkterne under punkt 2.1.(4)P. I punkt (a) er der illustreret en lokal skade, som medfører et lokalt svigt (b), som fører til et totalt kollaps (c).



Figur 6.3. (a) ulykkeslast eller konsekvens af menneskelig fejl, (b) lokalt svigt, (c) totalt kollaps. [Dansk Standard, 2007*b*]

6.3.3 Krav til robusthed

Hallerne er som tidligere beskrevet placeret høj konsekvensklasse CC3+. Derfor er det ikke tilstrækkeligt kun at vurdere konstruktionens robusthed, da denne skal dokumenteres.
Der skal vælges et af følgende tre kriterier til dokumentation af tilstrækkelig robusthed. Disse fremgår af DS/EN 1990 Anneks E [Dansk Standard, 2013]:

- Eftervisning af, at de afgørende dele af konstruktionen, dvs. nøgleelementer, kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter.
- Eftervisning af, at der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter ('bortfald af element').

- Eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed af nøgleelementer, således at konstruktionen, hvori de indgår, opnår mindst samme systemsikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed ved 'bortfald af element'.

Generelt skal det undgås at eftervise robusthed i konstruktioner ved hjælp af nøgleelementer og anvendelse af ekstra sikkerhed på disse. Hallerne betragtes som en typisk konstruktion og derfor eftervises robustheden ikke ved anvendelse af nøgleelementer.

Robustheden dokumenteres ved kritierie to, hvor det sikres, at der ikke sker totalt kollaps i hallerne, hvis en ramme svigter.

Det acceptable kollapsomfang er, ifølge DS/EN 1990 DK NA Anneks E, 15% af etagearealet, dog maksimalt 240 m^2 pr. etage og maksimalt 360 m^2 i alt. 15% af hallernes tagareal er 345 m^2, hvilket er mere end det tilladelige pr. etage, men mindre end det tilladelige i alt. Da hallerne kun er i én etage, er det maksimale tilladelige kollaps 240 m^2 af tagarealet.

Iht. DS/EN 1990 DK NA Anneks E skal konstruktionen forblive et stabilt system, hvis der sker bortfald af et element. Derfor indføres der vindkryds i begge ender af hallen, både i vægge og tag, så hallen forbliver stabil ved bortfald af en ramme eller et vindkryds.

6.4 Brandsikring

I projektet vil der blive udført en brandbeskrivelse af hallerne, som omhandler tiltag som skal udføres ift. brand. Her vil det være væsentligt at undersøge følgende, som uddybes i kapitel 13:

- Redningsåbninger og flugtveje.
- Konstruktionens påvirkning på eksisterende byggeri, herunder om der skal laves nye brandsektioner, da eksisterende redningsåbninger til det fri ændres, både under og efter opførelsen af hallerne.
- Brandisolering af bærende elementer.
- Brandtekniske installationer.
- Redningsberedskabets indsatsmuligheder.

6.4.1 Anvendelsesklasse

Hallerne indplaceres i anvendelsesklasse 3, ud fra tabel 1, jf. [Bygningsreglementet, 2018, §85]. Dette gøres på baggrund af, at der ikke er anrettet sovepladser i bygningen, at ikke alle har kendskab til flugtveje, det er muligt at personer kan bringe sig i sikkerhed ved egen hjælp og der kan være mere end 50 personer i rummet.
Kulturområdets lokaler inddeles, i dette projekt, ikke i anvendelsesklasser, men ved dimensionering af flugtveje antages det, at der kan opholde sig 75 personer/etage.
Den eksisterende Atletikhal er henført til anvendelsesklasse 3, [Niras, 2013].

6.4.2 Risikoklasse

Med udgangspunkt i bygningsafsnittets anvendelse, personbelastning og kompleksitet under evakuering kan risikoklassen bestemmes. For bygninger med flere bygningsafsnit anvendes den samlede personbelastning for bygningsafsnittene som deler flugtveje. Det er forudsat, at der maksimalt må være 1000 personer i hver hal, dermed kan disse henføres til risikoklasse 2. Det kræver dog at mobilvæggen er lukket og at de to haller er hver deres bygningsafsnit. I tilfælde hvor mobilvæggen står åbent må der maksimalt opholde sig 500 personer i hver hal. Det skal sikres at Hal 1 og 2, kulturområder, eksisterende hal og den eksisterende atletikhal har hver deres flugtveje.

6.4.3 Brandklasse

Traditionelt byggeri som ligger i risikoklasse 2, kan henføres til brandklasse 2, BK2. Brandtekniske løsninger i brandklasse 2 udføres jf. Bilag 4 til bygningsreglementets vejledning til kap. 5 - Brand, som beskriver præ-accepterede løsninger til brandsikring af bygningsafsnit, som kan anvendes til bl.a. forsamlingslokaler. I denne er det forudsat, at bygningsafsnittet kan henvises til anvendelsesklasse 3, risikoklasse 2-3 og brandklasse 2. Overholdes alle krav i vejledningen til fulde kan brandkravene i BR18 kap. 5 - Brand, anses som overholdt.

Konstruktionsmaterialer 7

I det følgende vil konstruktionsmaterialerne blive præsenteret. Det er ønsket af bygherre at hallernes rammer skal opføres i stål, dog vil det blive undersøgt om rammer i træ er en bedre løsning. Derfor indgår der materialeparametre for limtræ.

7.1 Grund og jord

Jf. den geotekniske rapport [Andreasen og Hvidberg, 2012] anvendes følgende karakteristiske styrke- og deformationesparametre for jord, når der udføres en overslagsberegning på fundamenterne. Værdierne er fastlagt ud fra skøns- og erfaringsformler samt målinger. Hvor FUK er under OSBL indbygges sandpude med minimum anlæg 1:1,5 og minimum 2 x fundamentsbredde vandret fra fundament.

Jordart	γ/γ' [kN/m^3]	$\varphi_{k,pl}$ [°]	$c_{k,u}$ [kN/m^2]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m^2]	K [MPa]
Fyldsand, O/Re	18/10	37		37		30
Moræneler, Gl/Gc	21/11		60	28	6	25
Sand, Gl/Sm/Gc	18/10	33		33		30
Ler, siltet, Sm/Gc	20/10		60	28	6	25
Grus, Sm/Gc	18/10	36		36		40

Tabel 7.1. Styrke- og deformationsparametre på jord.

Jf. [Dansk Standard, 2007*e*] anvendes følgende partialkoefficienter for STR/GEO-dimensionering når der direkte funderes.

Partialkoefficienter for jordparametre	γ_M	
Friktionsvinkel for tan(φ)	γ_φ	1,2
Effektiv kohæsion	$\gamma_{c'}$	1,2
Udrænet forskydningsstyrke	γ_{cu}	1,8
Rumvægt	γ_γ	1,0

Tabel 7.2. Partialkoefficienter for jordparametre, direkte fundering.

7.2 Stål

Det er valgt at anvende varmvalset, ulegeret, svejseligt konstruktionsstål, hvis egenskaber bliver præsenteret i det følgende.

Der anvendes følgende karakteristiske materialestyrker:

Konstruktionsstål DS/EN 10025-2	Tykkelse [t] [mm]	Karakteristisk værdi f_y [MPa]	f_u [MPa]
S235	$t \leq 16$	235	360
	$16 \leq t \leq 40$	225	
	$40 \leq t \leq 63$	215	

Der anvendes følgende karakteristiske materialeværdier:

Elasticitetsmodul	E	210.000 MPa
Forskydningsmodul	G	$E/(2+2\nu)$= 81.000 MPa
Densitet	ρ	7850 kg/m^3
Poissons forhold	ν	0,3
Længdeudvidelseskoefficient	α	0,000012/°C

Partialkoeficienter der anvendes er fastsat i det danske anneks til Eurocode 3, [Dansk Standard, 2010*b*].
Ved normal kontrolklasse anvendes følgende:
γ_{M0} = 1,10 Varslet svigt med bæreevnereserve
γ_{M1} = 1,20 Varslet svigt uden bæreevnereserve
γ_{M2} = 1,35 Uvarslet svigt

I forbindelse med ulykkes dimensioneringstilstande benyttes:
γ_{M0} = 1,0
γ_{M1} = 1,0
γ_{M2} = 1,0

7.2.1 Korrosionsklasse

Da stål er et korrosionsfølsomt materiale, opdeles det i kategorier, for at den rette beskyttelse af stålet kan udføres. I tabel 7.3, fremgår korrosionskategorierne for de typiske miljøer.
Hallerne anvendes til sportsbrug, hvilket hentyder til at den skal ligge i korrosionskategori C2. Da hallerne ikke er belliggende i landområder, og atmosfæren ikke er med lavt forureningsniveau, pga. nærliggende trafik, henføres den til kategori C3.

Korrosions-	Korrosions-	Eksempler på typiske miljøer i tempereret klima (informativt)	
		udendørs	indendørs
C1	meget lav		opvarmede bygninger med ren atmosfære, fx kontorer, forretninger, skoler og hoteller.
C2	lavt	atmosfære med et lavt forureningsniveau. Primært landområder.	uopvarmede bygninger, hvor der kan dannes kondens, fx lagre, sportshaller.
C3	middel	by- og industriområder, moderat forurening med svovldioxid. Kystområder med lav saltholdighed.	produktionslokaler med høj fugtighed og nogen luftforurening, fx levnedmiddelforarbejdende virksomheder, renserier, bryggerier og mejerier.
C4	højt	industriområder og kystområder med moderat saltholdighed.	kemiske anlæg, svømmebassiner, skibs- og bådværfter ved kysten.
C5-I	meget højt (industri)	industriområder med høj fugtighed og aggresiv atmosfære.	bygninger eller områder med næsten permanent kondensation og med megen forurening.
C5-M	meget høj (marint)	kyst- og offshoreområder med høj saltholdighed.	bygninger eller områder med næsten permanent kondensation og med megen forurening.

Tabel 7.3. Korrosionskategori efter DS/EN ISO 12944-2 [Jensen, 2013].

7.3 Træ

Det er valgt at anvende limtræ Gl32h, hvis egenskaber bliver præsenteret i det følgende.

Der anvendes følgende karakteristiske materialestyrker:

Stryketal DS/EN14080:2013		Gl28h [MPa]
Bøjning	$f_{m,k}$	28
Træk i fiberretningen	$f_{t,0,k}$	22,3
Tryk i fiberretning	$f_{c,0,k}$	28
Forskydning	$f_{v.k}$	3,5

Der anvendes følgende materialeværdier:

Elasticitetsmodul i fiberretning, middelværdi, AGT	E	12.600 MPa
Elasticitetsmodul i fiberretning, karakteristisk, BGT	E	10.500 MPa
Densitet, middelværdi	ρ	460 kg/m^3

Partialkoeficienter der anvendes er fastsat i Eurocode 5, [Dansk Standard, 2015*b*].
I brudgrænsetilstanden benyttes for limtræ ved normal kontrolklasse:
$\gamma_M = 1,30$

I anvendelsesgrænsetilstanden benyttes for limtræ ved normal kontrolklasse:
$\gamma_M = 1,0$

I forbindelse med ulykkes dimensioneringstilstande benyttes:
$\gamma_M = 1{,}0$

k_{mod} bestemmes ud fra lastens varighed og fremgår herunder. Når en lastkombination består af laster fra forskellige lastgrupper anvendes k_{mod} for den kortest varende last.

Lastgruppe	Anvendelsesklasse 1 k_{mod}
P, Permanent last	0,6
L, Langtidslast	0,7
M, mellemlang last	0,8
K, Korttidslast	0,9
Ø, Øjeblikkelig last	1,1

7.4 Beton og armering

Der anvendes beton til fundamenterne under rammerne. Der funderes minimum i frostsikker dybde (0,9 m) og der anvendes materialer som minimum overholder følgende:

	Miljøklasse	Kontrolklasse	Karakteristisk betontrykstyrke f_{ck} [N/mm^2]
Linje- og punktfundamenter	Moderat	Normal	30

I moderat miljøklasse skal dæklag på armering overholde 20 mm + 5 mm tolerancetillæg. Der anvendes følgende armeringskvaliteter:

	Duktilitet	Kontrolklasse	Karakteristisk flydespænding f_{yk} [N/mm^2]
Ribbet armering	B	Normal	550

Partialkoefficienter for in-situ beton og armering:

Kontrolklasse:		Normal (γ_3=1,0)
Armering	$\gamma_s = 1,20 \cdot \gamma_3$	1,20
Betonstrykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45 \cdot \gamma_3$	1,45

Den karakteristiske rumvægt for armeret beton regnes som 2400 kg/m^3.

7.5 Samlinger

7.5.1 Svejsesømme

Tilsatsmaterialet der anvendes til svejsning vælges således, at svejsesømmen har mindst samme materialeegenskaber som grundmaterialet, ift. styrke og sejhed.

7.5.2 Bolte

Der anvendes bolte i styrkeklasse 8.8, som har følgende marterialeparametre, [Dansk Standard, 2007*c*] .

Bolteklasse	Trækstyrke f_{ub} [N/mm^2]	Flydespænding f_{yb} [N/mm^2]
8.8	800	640

Laster 8

I dette kapitel præsenteres relevante laster og lastkombinationer.

8.1 Permanent last

I det følgende fremgår permanente laster på bygningen. I tabellen her under fremgår rumvægte på de bærende dele i konstruktionen:

Rumvægt	Last [kN/m^3]
Stålkonstruktioner	78,5
Betonkonstruktioner	24,0
Træ	4,1

Taget opbygges udefra med tagpap, isolering og med ståltrapez som underlag. Følgende laster anvendes for taget:

Tagkonstruktion inkl. udkragning	Bunden G_{inf}	Fri G_{fri}	Total G_{sup}	Enhed
Tagpap		0,10	0,10	kN/m^2
Isolering		0,10	0,10	kN/m^2
Stråltrapez	0,50		0,50	kN/m^2
Installationer		0,30	0,30	kN/m^2
$G_{k,tag}$	0,50	0,50	1,00	kN/m^2

Facader opbygges udefra med stålplader, isolering og gips. Følgende laster anvendes for facader:

Facadekonstruktion	Bunden G_{inf}	Fri G_{fri}	Total G_{sup}	Enhed
Stålplader ink. underlag	0,50		0,50	kN/m^2
300 mm isolering		0,20	0,20	kN/m^2
Gips ink. underlag		0,20	0,20	kN/m^2
G_k	0,50	0,40	0,90	kN/m^2

8.2 Snelast

Den karakteristiske snelast på taget beregnes iht. DS/EN 1991-1-3 ud fra formel 8.1 [Dansk Standard, 2015*a*]:

$$s = \mu_i \; C_e \; C_t \; s_k \tag{8.1}$$

Hvor:

μ_i	Formfaktor	[-]
C_e	Eksponeringsfaktoren	[-]
C_t	Termisk faktor	[-]
s_k	Sneens karakteristiske terrænværdi	[kN/m^2]

μ_i sættes til 0,8, idet hallerne har fladt tag, hvilket er defineret i DS/EN 1991-1-4 FU:2015 som tage med en hældning på $\pm$ 5°. C_e bestemmes ud fra følgende formel:

$$C_e = C_{top} C_s \tag{8.2}$$

Topografifaktoren C_{top} sættes til 1,0, idet topografien vurderes til at være normal. Størrelsesfaktoren, C_s afhænger af konstruktionens størrelse og sættes til 1,0, da $l_2 \leq 10h$.

Hvor:

l_2	Bredden af bygningen, 25,5 m.
h	Bygningens højde, 10,9 m.

Dermed bliver $C_e = 1,0$. Den termiske faktor C_t forudsættes at være lig med $1,0$ ved normal varmeisolering. Det vil sige, at der ikke er større varmetab gennem taget end normalt. Sneens karakteristiske terrænværdi er anført i DS/EN 1991 til 1,0 $\frac{kN}{m^2}$. Hermed kan snelasten beregnes:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \, \frac{kN}{m^2} = 0,8 \, \frac{kN}{m^2}$$

8.3 Vindlast

Vindlasten på en bygning virker både på facader og taget, og varierer alt efter bygningens orientering og geometri.

Vindlast virker vinkelret på overflader og er klassificeret, som en variabel bunden last. Følgende beregning af vindlasten er foretaget efter DS/EN 1991-1-4 FU:2015 [Dansk Standard, 2015*a*].
Vindlastens størrelse på hallerne, afhænger af følgende tre forhold:

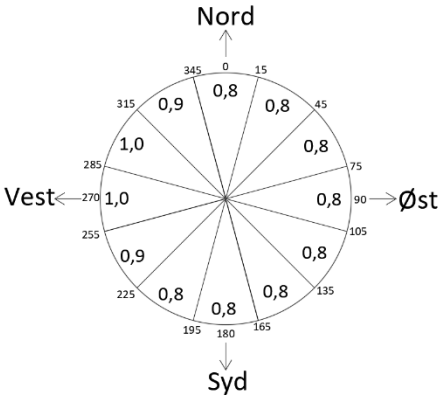
- Bygningens geografiske placering ift. Vesterhavet og Ringkøbing Fjord. Basisvindhastighedens grundværdi sættes til $v_{b,0}$= 24 m/s, da Gigantium er placeret i Aalborg mere end 25 km fra Vestkysten og Ringkøbingfjord .
- Hallernes højde z = 10,9 m.
- Det omkringliggende landskab har betydning for terrænfaktoren. Der vurderes at det eksisterende byggeri fra øst og nord, giver læ til det nye byggeri og derved kan den kategoriseres som kategori III. Fra vest og syd findes der i umiddelbart nærhed, at der er åbent landskab og enkelte træer, mens bebyggelse ligger længere væk, se figur 8.1 hvor Gigantiums placering i udkanten af Aalborg fremgår. På figur 8.2 fremgår Gigantium med en cirkelperiferi på 1 km, det er netop denne som er afgørende når terrænkategorien ligger mellem II og III. Af figuren fremgår det, at der er åbent landskab i periferien og derfor placeres bygningen i kategori II for vest og syd.

Figur 8.1. Gigantiums placering i udkanten af Aalborg, markeret i den røde cirkel.

Figur 8.2. Gigantium med en cirkelperiferi på 1 km

I terrænkategori II findes terrænparametrene $z_0 = 0,05$ m og $z_{min} = 2$ m, samt orografifaktoren $c_0(z) = 1,0$.
I terrænkategori III findes terrænparametrene $z_0 = 0,3$ m og $z_{min} = 5$ m, samt orografifaktoren $c_0(z) = 1,0$.

Til bestemmelse af peakhastighedstrykket anvendes retningsfaktoren c_{dir}^2, som kan reducere peakhastighedstrykket, for en pågældende retning. På figur 8.3 fremgår retningsfaktorene.



Figur 8.3. Retningsfaktoren c_{dir}^2

I Bilag A findes udregninger for peakhastighedstrykkene for vind fra nord, syd, øst og vest, som vist i tabel 8.1, hvor der er taget højde for retningsfaktoren.

$q_{p,NØ}$	0,51 kN/m^2
$q_{p,S}$	0,69 kN/m^2
$q_{p,V}$	0,87 kN/m^2

Tabel 8.1. Peakhastighedstryk fundet i Bilag A.

De fundne peakhastighedstryk anvendes til at bestemme vindlasterne på bygningens tag og facader.I det følgende bestemmes vindlasterne for vind fra vest og syd idet en af disse retninger antages at være dimensionsgivende.

Vindlast på vægge

Vindlasterne bestemmes ved formfaktorer som afhænger af h/d-forholdet, hvor h er bygningens højde og d er bygningens bredde på langs med vindretningen. Derfor varierer h/d-forholdet alt efter om vinden kommer i vest eller syd-retning. Videre opdeles bygningens facader i zoner, som vist på figur 8.4 og 8.5, med henholdsvis vind fra vest og syd.. Hvor det gælder at e $<$ d og e fundet ved:

$$e = min(b, 2h) \tag{8.3}$$

Det antages at b og d bestemmes med udgangspunkt i størrelsen på Hal 1 og 2. Dette antages idet vindzoner og vindlaster ikke ændres betydeligt hvis der tages hensyn til de eksisterende bygningers geometri, når det antages at vind fra vest eller syd er dimensionsgivende.
b for Hal 1 og 2 er henholdsvis 25,5 m og 90 m med vind fra vest og syd. Begge mål er større end 2h, hvilket er 21,8 m, så at medtage eksisterende byggeri er uden betydning for størrelsen af e.
d for Hal 1 og 2 er henholdsvis 25,5 m og 90 m med vind fra syd og vest, som vist på figur 8.4 og 8.5 og i beregningerne her under.

h/d forholdet ved vind fra syd:

$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{d}} = \frac{10,9 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} = 0,4$$

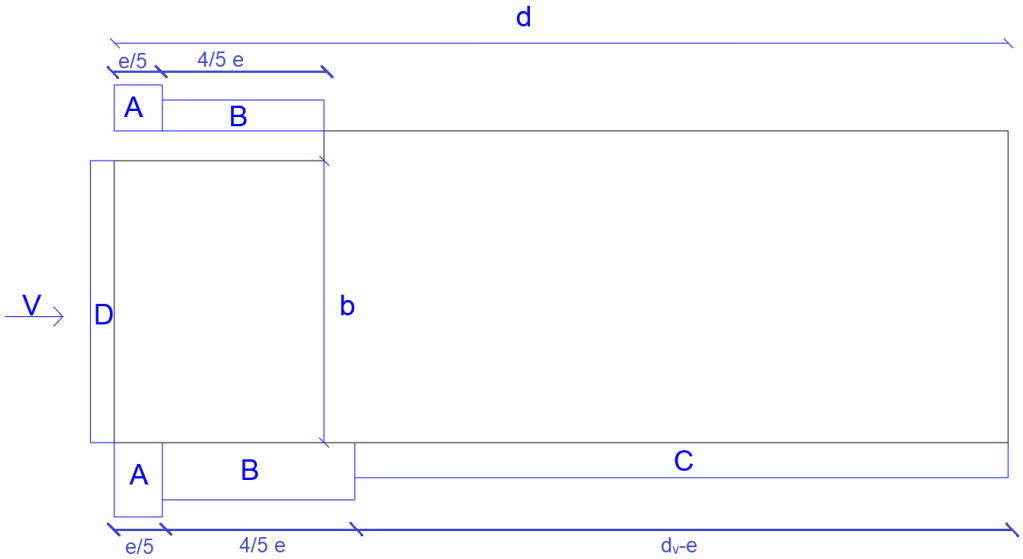
h/d forholdet ved vind fra vest:

$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{d}} = \frac{10,9 \text{ m}}{90,0 \text{ m}} = 0,1$$

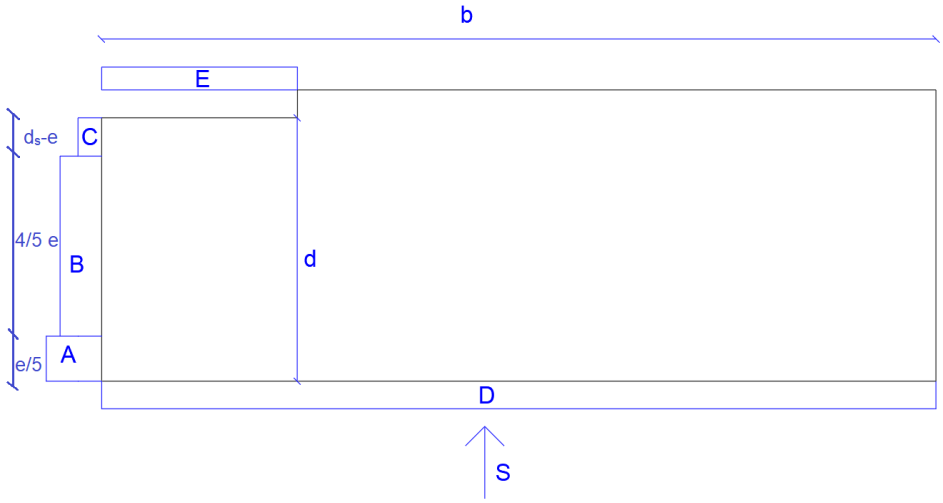
Ved at anvende 25,5 m og 90 m skal der ved vind fra syd anvendes større formfaktorer for vind på facader, end hvis der blev taget forbehold for det eksisterende byggeri. Dette skyldes at der ved h/d forhold mindre end 0,25 anvendes de formfaktorer som er angivet under vind på gavl i tabel 8.2. Dermed bliver beregningerne på den sikre side, dog fremgår det af tabel 8.2 at forøgelsen er minimal.

e	=	21,8 m
4/5 e	=	17,44 m
e/5	=	4,36 m
d_v-e	=	68,2 m
d_s-e	=	3,7 m

Da ingen af zonerne på bygningens facader er smallere end 1 m og bygningen er 10,9 m høj, hvilket giver zonearealer over 10 m^2, anvendes formfaktoren $C_{pe,10}$ for alle zoner på facaderne.



Figur 8.4. Inddeling af lodrette vægge i zoner, med vind på facade fra vest.



Figur 8.5. Inddeling af lodrette vægge i zoner, med vind på facade fra syd.

Det antages at porte og døre er lukkede under storm og derfor er indvendigt vindlast irellevant. Formfaktorerne i de enkelte zoner er listet i tabel 8.2.

	Vind fra syd	Vind fra vest
h/d	0,4 m	0,1 m
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Zone A	-1,20	-1,20
Zone B	-0,80	-0,80
Zone C	-0,50	-0,50
Zone D	0,72	0,70
Zone E	-0,35	-0,30

Tabel 8.2. Formfaktorer for vindlast på lodrette vægge, jf. tabel 7.1 i DS/EN 1991-1-4 FU [Dansk Standard, 2015*a*].

I de zoner, hvor formfaktoren er negative, betyder det, at der vil opstå sug på facaden. Positive formfaktorer betyder at det er tryk.

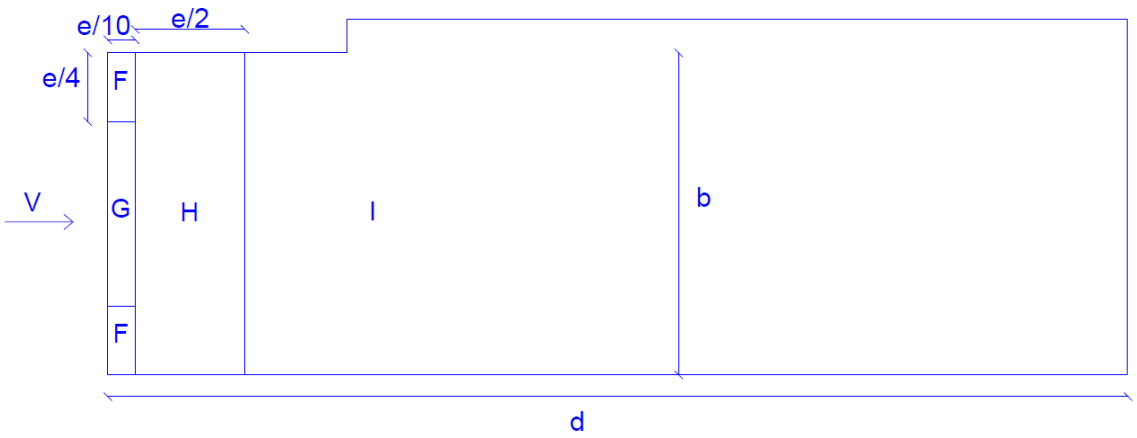
Vindlast på tag

Taget på hallerne udføres som fladt tag, hvilket er defineret i DS/EN 1991-1-4 FU:2015 som tage med en hældning på $\pm$ 5°. Taget inddeles i zoner, som vist på figur 8.6 og 8.7, hvor der enten opstår vindtryk eller vindsug på tagfladen.
Hvor e fundet ved:

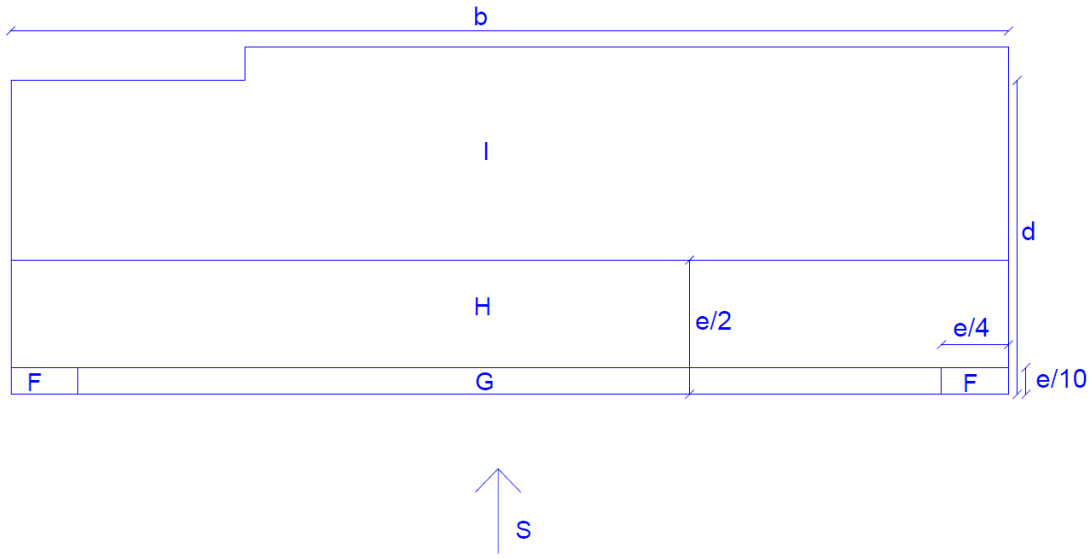
$$e = min(b, 2h) \tag{8.4}$$

$$\begin{aligned} \text{e} &= 21{,}8 \text{ m} \\ \text{e}/2 &= 10{,}9 \text{ m} \\ \text{e}/4 &= 5{,}45 \text{ m} \\ \text{e}/10 &= 2{,}18 \text{ m} \end{aligned}$$

Da den mindste zone, F, er over 10 m^2, altså $\text{e}/4 \cdot \text{e}/10 = 11,8$ m^2, skal der anvendes formfaktoren $C_{pe,10}$ for alle zoner på taget.



Figur 8.6. Inddeling af taget i zoner, med vind fra vest. Her er b = 25, 5m og d = 90, 0m.



Figur 8.7. Inddeling af taget i zoner, med vind fra syd. Her er b = 90, 0m og d = 25, 5m.

Formfaktorerne for de enkelte zoner ses i tabel 8.3, og er afgørende for lastens størrelse, og om der opstår tryk eller sug.

Tagtype	Zone			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Skarp tagkant	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2/-0,2

Tabel 8.3. Formfaktor for fladt tag jf. tabel 7.2 fra DS/EN 1991-1-4 FU [Dansk Standard, 2015*a*].

I de zoner, hvor formfaktoren er negative, betyder det, at der vil opstå sug på taget, hvilket kan virke til gunst for bygningens overordnede bærende konstruktion. Sug medtages ikke i lastkombinationer når denne virker til gunst [Jensen, 2013].

8.4 Jord og vandtryk

Der er ingen kælder i bygningen og denne bliver derfor ikke udsat for jord- eller vandtryk. Jf. [Andreasen og Hvidberg, 2012] kan det vise sig nødvendigt med midlertidig grundvandssænkninger i forbindelse med udgravning. I så fald skal dette udføres med hensyn til nabobygninger jf. Byggeloven § 12.

8.5 Geometriske imperfektioner

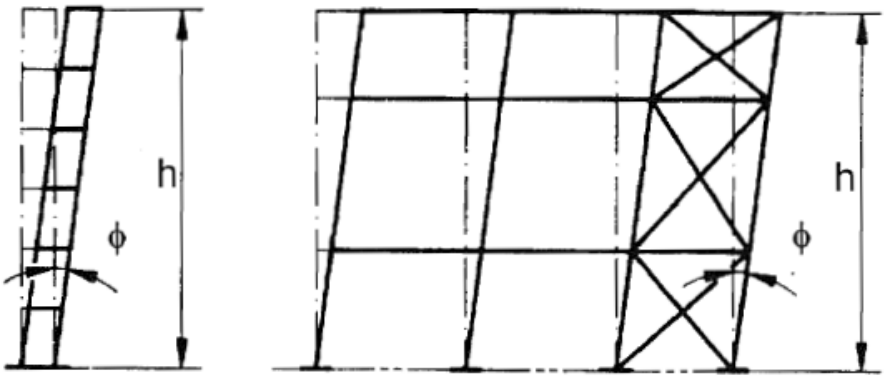
Geometriske imperfektioner for stålrammer skal analyseres for at dække virkningerne af geometriske ufuldkommenheder i form af mangel på lodrethed og rethed. Der fastlægges en ækvivalent vandret last som beregnes med udgangspunkt i den globale initiale svajimperfektion, ϕ, illustreret på figur 8.8, [European Standard, 2005]. Imperfektionen bestemmes ved:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{8.5}$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200}, \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ for } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0, \quad \alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Hvor:

ϕ_0	Basisværdi
α_h	Reduktionsfaktor for afhængig af søjlehøjden h
h	Højden af konstruktionen i [m]
α_m	Reduktionsfaktor for antallet af søjler i en rækkke
m	Antallet af søjler i en række, og kun dem som er påvirket af en lodretlast større en 50% af den gennemsnitslige belastning af søjlerne i det plan som betragtes.



Figur 8.8. Illustration af den initiale svajimperfektion, ϕ, [European Standard, 2005]

Konstruktionens højde er 10,9 m, hvilket giver en α_h-værdi på under 2/3 og dermed anvendes 2/3, se ligning (8.6).

$$\alpha_\mathrm{h} = \frac{2}{\sqrt{\mathrm{h}}} = \frac{2}{\sqrt{10,9}} = 0,6 \leq \frac{2}{3} \tag{8.6}$$

ϕ regnes både på tværs (ϕ_t) og på langs af bygnigningen (ϕ_l).

$$\phi_\mathrm{t} = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,0029$$

$$\phi_\mathrm{l} = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{20}\right)} = 0,0024$$

Den ækvivalente vandrette kraft, $\mathrm{H_i}$, beregnes ved:

$$\mathrm{H_i} = \phi \cdot \mathrm{N_{Ed}}$$

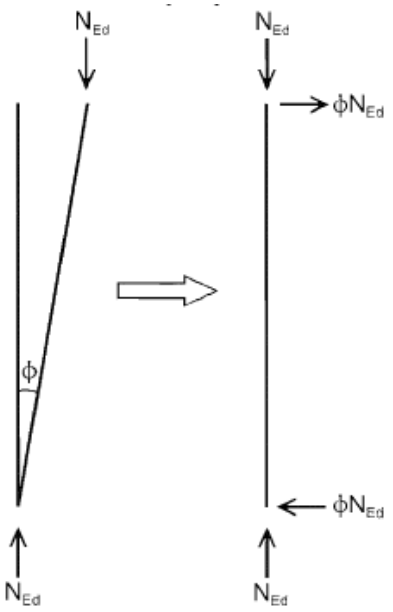
Ved rammekonstruktioner kan der ses bort fra svajimperfektioner hvis følgende gælder:

$$\mathrm{H_{Ed}} \geq 0,15 \cdot \mathrm{V_{Ed}} \tag{8.7}$$

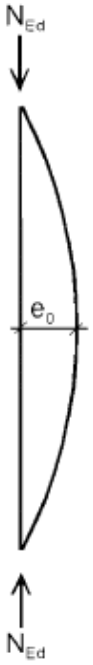
Hvor:

$\mathrm{H_{Ed}}$	Regningsmæssig vandret last	[kN]
$\mathrm{N_{Ed}}$	Regningsmæssig trykkraft	[kN]
$\mathrm{V_{Ed}}$	Regningsmæssig lodret last	[kN]

På figur 8.9 fremgår det hvordan den initiale lodrette imperfektion erstattes med den ækvivalente vandrette kraft. Disse ækvivalente vandrette laster skal påføres i alle relevante retninger, men kun i en retning ad gangen.



Figur 8.9. Illustration af den hvordan den initiale imperfektion erstates med den ækvivalente vandrette kraft, [European Standard, 2005]



Figur 8.10. Illustration af initiale bueimperfektion e_0, [European Standard, 2005]

På figur 8.10 er der illustreret et profil som har en initial bueimperfektion og dermed ikke er ret. Denne imperfektion tages der højde for i formlerne for de enkelte elementer.

8.6 Lastkombinationer

Bygningen eftervises efter grænsetilstandsprojektering iht. DS/EN 1990:2007 [Dansk Standard, 2007*a*]. De lastkombinationer, der anvendes, er i henhold til tabel A1.2(B+C) Regningsmæssige lastværdier (STR/GEO) (sæt B og C) i EN 1990 DK NA:2013 [Dansk Standard, 2010*a*].

For at bestemme de kritiske lastkombinationer, beregnes lastkombinationer for både brudgrænsetilstand (BGT) og anvendelsegrænsetilstand (AGT), som anvendes til henholdsvis beregning af bæreevne og nedbøjning. Videre præsenteres lastkombinationer i ulykkedimensioneringstilfældet.
I tabel 8.4 og 8.5 fremgår de partialkoefficienter og lastkombinationsfaktorer, der anvendes i beregningerne af lastkombinationer. I de enkelte lastkombinationer skal det vurderes om lasterne virker gunstigt eller ugunstigt, for at bestemme om de skal indgå i ligningerne. Gunstig vindlast medtages ikke i lastkombinationerne og når egenlaster virker til gunst reduceres disse.

		Ugunstig	Gunstig
K_{FI}		1,1	1,0
$\gamma_{G,sup}$	Dominerende permanent last	1,2	1,0
	Ikke-dominerende permanent last	1,0	0,9
$\gamma_{Q,i}$		1,5	0,9

Tabel 8.4. Partialkoefficienter til beregning af lastkombinationer [Jensen, 2013].

	Sne	Sne m. dominerende vind	Vind
Ψ_0	0,3	0,0	0,3
Ψ_1	0,2	0,0	0,2
Ψ_2	0,0	0,0	0,0

Tabel 8.5. Lastkombinationsfaktorer til beregning af lastkombinationer [Jensen, 2013]

8.6.1 Brudgrænsetilstand

For brudgrænsetilstanden gælder der generelt at det skal eftervises at $F_{ed} \leq F_{cd}$ jf. [Dansk Standard, 2007*a*].

Hvor:

F_{ed}	Er den regningsmæssige last af det relevante brudgrænsekriterium
F_{cd}	Er den tilladelige regningsmæssige bæreevne af det relevante materiale

Lastkombinationerne til BGT beregnes ved formel (8.8) og (8.9).

Dominerende permanent last

Den regningsmæssige egenlast beregnes ved formel 6.10a i DS/EN 1990:

$$E_d = \gamma_{G,sup} K_{FI} G_k \tag{8.8}$$

Hvor:

$\gamma_{G,sup}$	Partialkoefficienten for permanent last.
K_{FI}	Givet til 1,1 i konsekvensklasse CC3+.
G_k	Egenlast, [kN].

Dominerende variable laster

Formel 6.10b i DS/EN 1990 anvendes til lastkombinationer, når der medtages variable laster som nyttelast, vindlast og snelast. De variable laster indsættes skiftevis i formlen som dominerende.

$$E_d = \gamma_{G,sup} K_{FI} G_k" + "\gamma_{Q_1} K_{FI} Q_{k,1}" + "\gamma_{Q_i} \Psi_{0,i} K_{FI} Q_{k,n}" + "... \tag{8.9}$$

Hvor:

γ_{Q_1}, γ_{Q_i}	Partialkoefficient for variable laster.
$\Psi_{0,i}$	For ikke-dominerende laster multipliceres med lastkombinationsfaktoren
$Q_{k,1}$,	Den dominerende variable last
$Q_{k,n}$	Variable last, [kN]

8.6.2 Anvendelsesgrænsetilstand

For anvendelsesgrænsetilstanden gælder der generelt at det skal eftervises at $E_d \leq C_d$ jf. [Dansk Standard, 2007*a*].

Hvor:

E_d	Er den regningsmæssige værdi af det relevante anvendelseskriterium
C_d	Er den tilladelige regningsmæssige værdi af det relevante anvendelseskriterium

Lastkombinationerne til AGT beregnes ved formel (8.10) og (8.11).

Dominerende permanent last

For permanente laster anvendes kvasipermanent lastkombination svarende til reversible langtidseffekter, se formel (8.10):

$$E_d = G_k" + "\Psi_{2,1}Q_{k,1}" + "\Psi_{2,i}Q_{k,n} \tag{8.10}$$

Dominerende variable last

For variable laster anvendes den hyppige lastkombination svarende til reversible anvendelsesgrænsetilstande, se formel (8.11):

$$E_d = G_{k,sup}" + "\Psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\Psi_{2,i}Q_{k,n}" + "... \tag{8.11}$$

Hvor:

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Lastkombinationsfaktorer
$Q_{k,1}$	Dominerende last [kN]
$Q_{k,n}$	Øvrige laster [kN]
$G_{k,sup}$	Egenlast [kN]

8.6.3 Ulykkedimensioneringstilfælde

I ulykkedimensioneringstilfældet bestemmes lastkombinationer efter formel 6.11a/b. Valget mellem Ψ 1 eller 2 afhænger af ulykkesdimensioneringstilfældet. A_d medtages som en eksplicit ulykkeslast eller refererer til en tilstand efter ulykken er indtruffet (A_d=0).

$$E_d = G_{kj,sup}" + "A_d" + "(\Psi_{1,1 \text{ eller } 2})Q_{k,1}" + "Q_{k,i}\Psi_{2,i}" + "... \tag{8.12}$$

Hvor:

A_d	Dominerende ulykkelast (f.eks. påkørsel eller brand)

For bygningen vil der være fire ulykkestilfælde:

- Brand
- Påkørsel
- Seismisk last
- Eksplosion

Ved brand forringes bæreevnen af materialer og derved skal der sikres, at der er bibeholdes tilstrækkelig bæreevne.
Bygningen ligger ikke i umiddelbar nærhed af parkering, men der kan forekomme kørsel med truck inde i hallerne og disse kan påkøre rammerne i hallerne.
Den mindste vandrette last, som en konstruktion skal dimensioneres for er seismisk last. Seismisk last anvendes for at sikre konstruktionens styrke og stivhed overfor jordrystelser.

8.6.4 Oversigt over lastkombinationer

Til bestemmelse af dimensionerende laster, er der anvendt følgende lastkombinationer:

LK1 Dom. Egenlast
LK2 Dom. Sne, vestenvind
LK3 Dom. Sne, søndenvind
LK4 Dom. Vind, vestenvind
LK5 Dom. Vind, søndenvind

I tabel 8.6 og 8.7 er lastkombinationer med partialkoeficienter vist, som anvendes til beregning, for hhv. BGT og AGT.

Lastkombination	Dominerende last	BGT
LK1	Egenlast	$1,1 \cdot 1,2 \cdot g_k$
LK2 og 3	Sne, vind i trykzoner	$1,1 \cdot 1,0 \cdot g_k + 1,1 \cdot 1,5 \cdot q_{k,sne} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot q_{k,vind,i}$
LK2 og 3	Sne, vind i sugzoner	$1,1 \cdot 1,0 \cdot g_k + 1,1 \cdot 1,5 \cdot q_{k,sne} + 0,0 \cdot q_{k,vind,i}$
LK4 og 5	Vind i trykzoner	$1,1 \cdot 1,0 \cdot g_k + 0,0 \cdot q_{k,sne} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot q_{k,vind,i}$
LK4 og 5	Vind i sugzoner	$0,9 \cdot g_k + 0,0 \cdot q_{k,sne} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot q_{k,vind,i}$

Tabel 8.6. Lastkombinationer med partialkoeficienter for BGT.

Lastkombination	Dominerende last	AGT
LK1	Egenlast	$1,0 \cdot g_k$
LK2 og 3	Sne, vind i trykzoner	$1,0 \cdot g_k + 0,2 \cdot q_{k,sne} + 0,0 \cdot q_{k,vind,i}$
LK2 og 3	Sne, vind i sugzoner	$1,0 \cdot g_k + 0,2 \cdot q_{k,sne} + 0,0 \cdot q_{k,vind,i}$
LK4 og 5	Vind i trykzoner	$1,0 \cdot g_k + 0,0 \cdot q_{k,sne} + 0,2 \cdot q_{k,vind,i}$
LK4 og 5	Vind i sugzoner	$0,9 \cdot g_k + 0,0 \cdot q_{k,sne} + 0,2 \cdot q_{k,vind,i}$

Tabel 8.7. Lastkombinationer med partialkoeficienter for AGT.

Del II

Skitseprojektering

Rammekonstruktion 9

I det følgende vil laster efter lastkombinationer på lastoplandene blive præsenteret for at bestemme de regningsmæssige laster og på baggrund af dette bestemme den eller de kristiske lastkombiantioner. Rammerne ønskes udført i stål af bygherre. Det vil blive undersøgt om disse kan udføres i limtræ, idet dette anses for et mere klimavenligt materiale.
Det vises at en ramme i en HE-450B eller limtræsprofil på 0,25x0,9m har tilstrækkelig bæreevne, samt overholder funktionskravene og resultaterne sammenlignes.
Der vil blive udført en overslagsberegning af fundamenterne til estimering af fundamentsstørrelserne.

9.1 Rammer ift. robusthed

For at opfylde kravet for robusthed, hvor maksimalt 240m^2 tag må kollapse, som beskrevet i afsnit 6.3, skal rammerne stå med en afstand på 4,46 m. Dette er fundet med den antagelse, at facaden fylder 40 cm, og derved skal rammerne placeres over en længde på 89,2 m. Dette medfører, at der skal anvendes følgende antal rammer:

$$\frac{89{,}2\,\mathrm{m}}{4{,}46\,\mathrm{m}} = 20\,\mathrm{rammer}$$

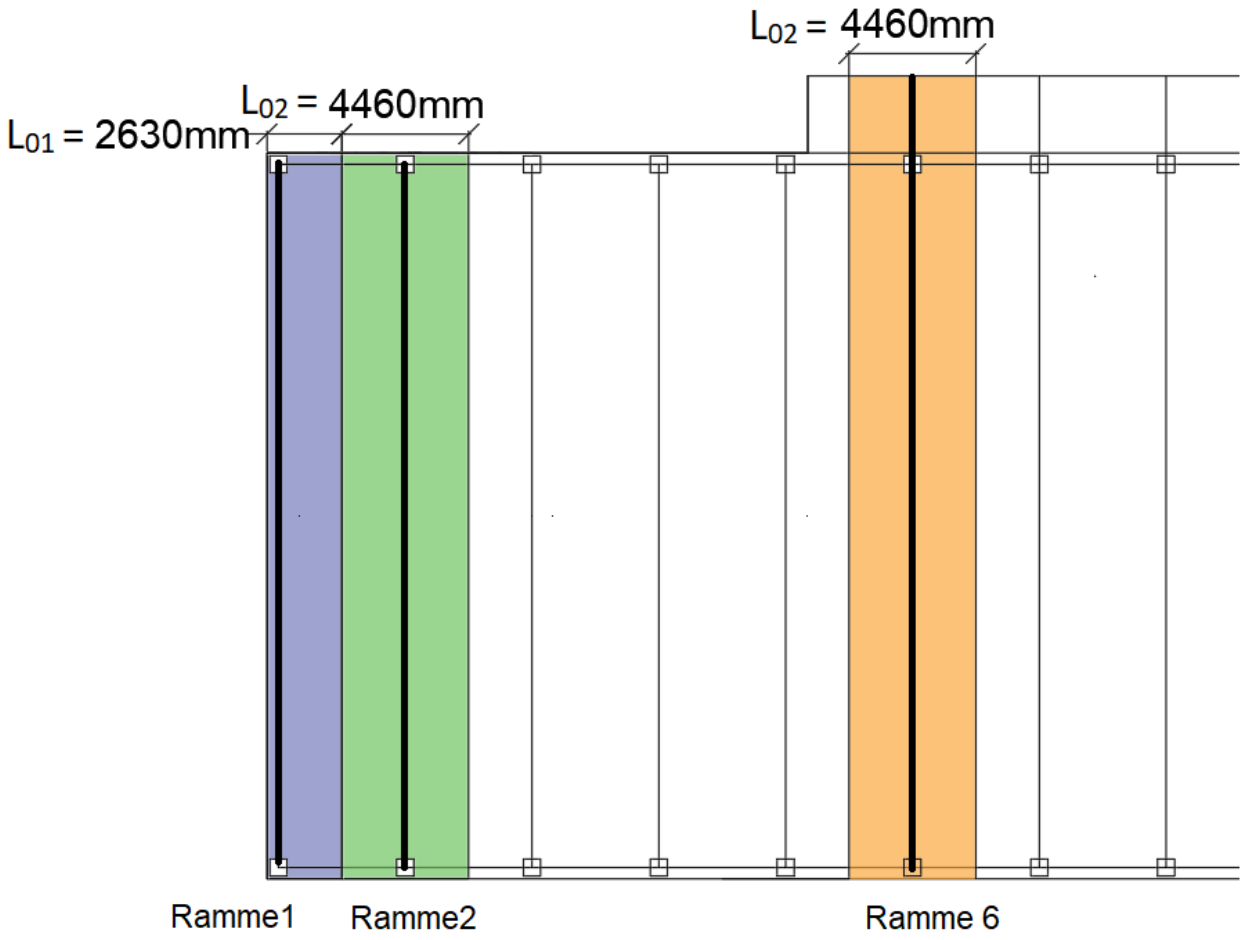
Trapezpladerne antages monteret således at ved bortfald af en ramme nedfalder trapezpladerne mellem den bortfaldne ramme og de to rammer ved siden af. Her vil det være relevant at undersøge om bjælkerne kan modstå en excentrisk belastning, hvilket ikke undersøges i dette projekt.

Arealet af tag der kollapser, ved bortfald af ramme:

$$25{,}5\,\mathrm{m} \cdot 4{,}46\,\mathrm{m} \cdot 2 = 227{,}5\,\mathrm{m}^2$$

9.2 Lastopland

Lastoplandets bredde er derved $L_{o2} = 4,46$m for hver ramme, undtagen de to rammer i gavlene, hvor $L_{o1} = 2,63$m, som det fremgår af figur 9.1. Her er der valgt at undersøge tre rammer, hvoraf én af disse antages at være dimensioneringsgivende for alle rammer.



Figur 9.1. Udsnit af konstruktionen med lastopland, for de tre udvalgte rammer.

9.3 Linjelaster

Linjelasterne der påvirker konstruktionen bestemmes ud fra de fundne laster i afsnit 8.1, 8.2 og 8.3. Egenlasten for både stålprofilerne og limtræsprofilerne er bestemt for at undersøge begge løsninger.

Egenlast, stål

Arealet af et HE-450B er $21,8 \cdot 10^3$ mm^2, [Jensen, 2013]

$$g_{k,stål} = 78{,}5 \frac{kN}{m^3} \cdot 21,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 = 1{,}7 \frac{kN}{m} \tag{9.1}$$

Egenlast, limtræ

$$g_{k,træ} = 4{,}1 \frac{kN}{m^3} \cdot 0{,}25\,m \cdot 0{,}90\,m = 0{,}9 \frac{kN}{m} \tag{9.2}$$

Egenlast, tagkonstruktion

Ramme 1:

$$g_{k,tag1} = 1{,}0 \frac{kN}{m^2} \cdot 2{,}63\,m = 2{,}63 \frac{kN}{m} \tag{9.3}$$

Ramme 2 & 6:

$$g_{k,tag2} = 1{,}0 \frac{kN}{m^2} \cdot 4{,}46\,m = 4{,}46 \frac{kN}{m} \tag{9.4}$$

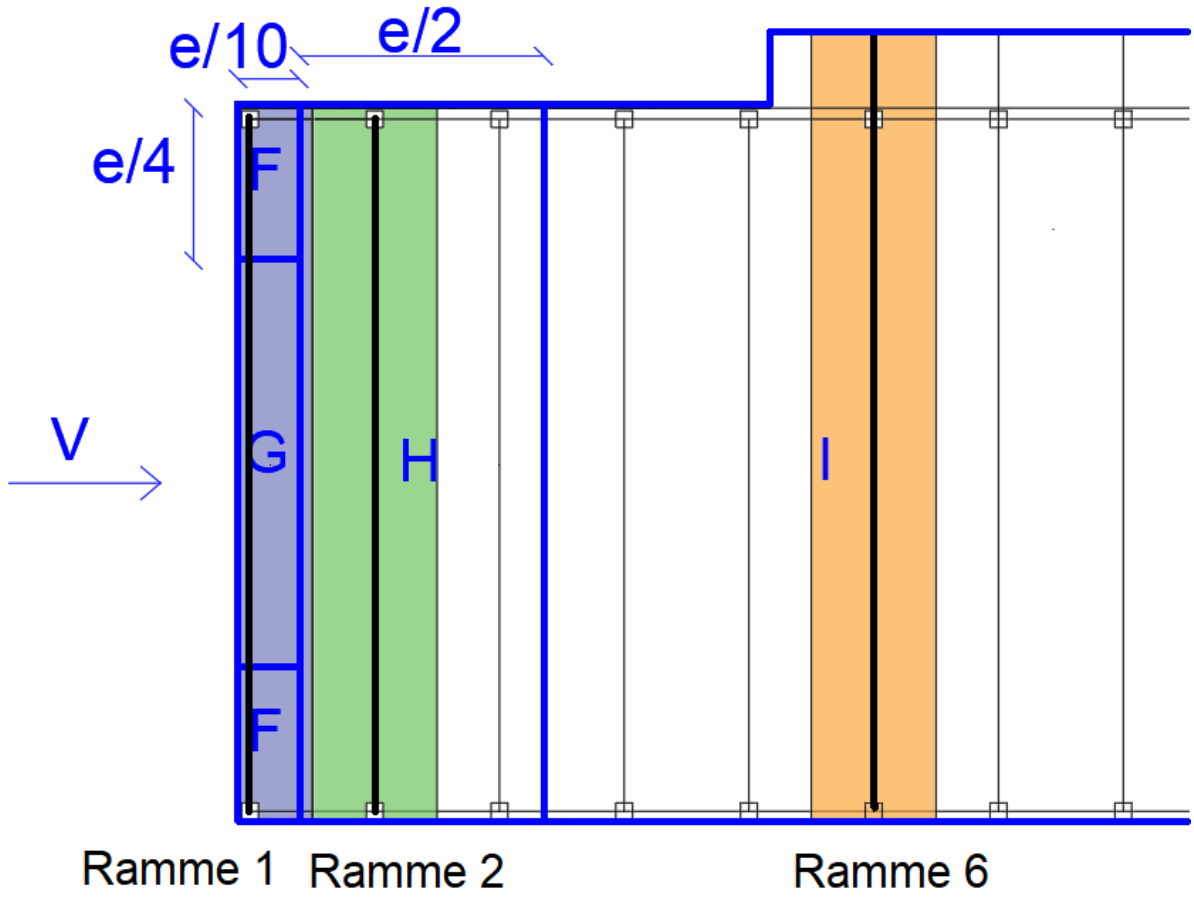
Snelast
Ramme 1:

$$q_{k,sne1} = 0{,}80\,\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2{,}63\,\text{m} = 1{,}8\,\frac{\text{kN}}{\text{m}} \tag{9.5}$$

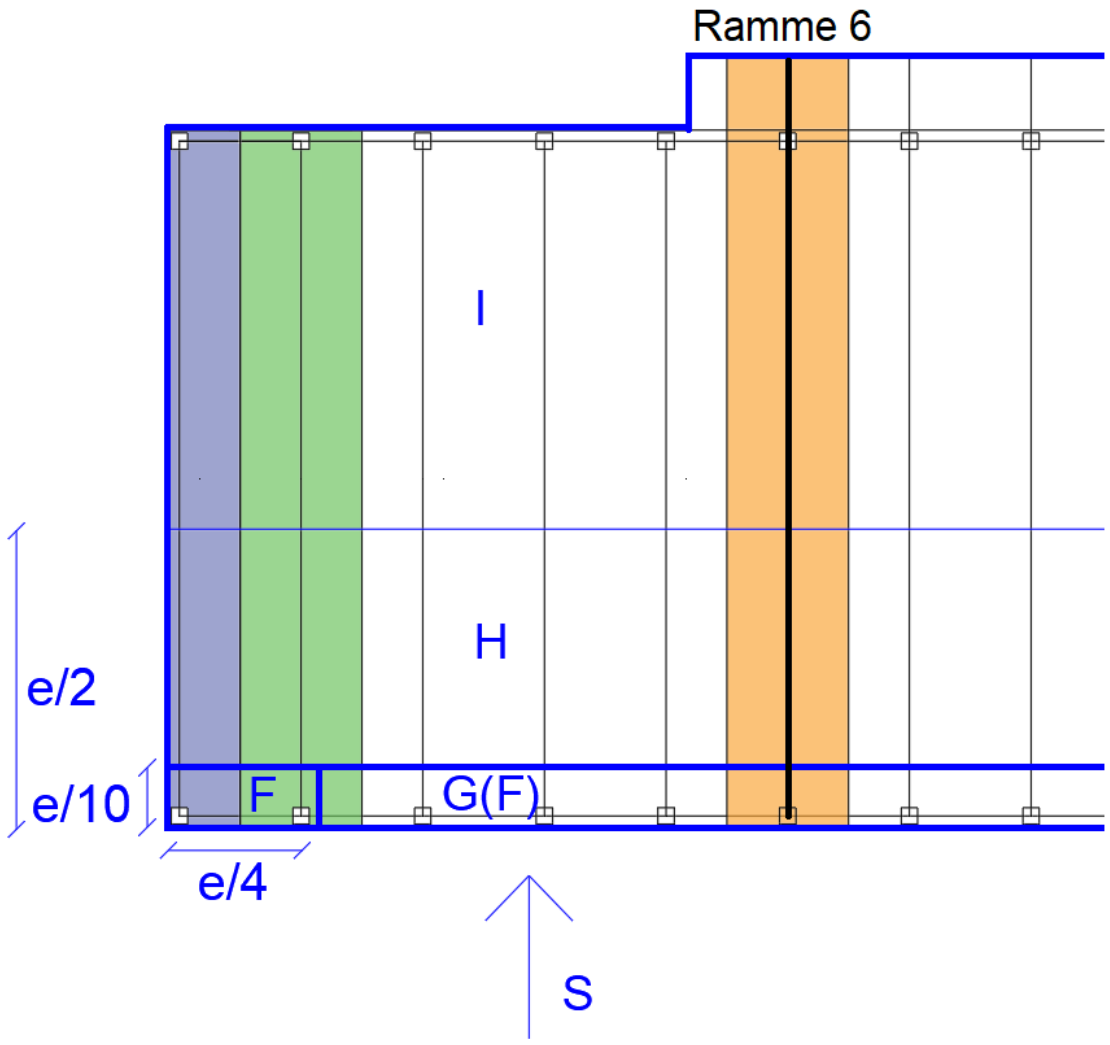
Ramme 2 & 6:

$$q_{k,sne2} = 0{,}80\,\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4{,}46\,\text{m} = 3{,}6\,\frac{\text{kN}}{\text{m}} \tag{9.6}$$

Vindlast
For vindlasten er zonerne på taget fordelt, som det fremgår på figur 9.2 og 9.3 for hhv. vind fra vest og syd. På figurene fremgår lastoplandene på Ramme 1, 2 og 6 ligesom de aktuelle vindzoner for hver ramme fremgår. De vindzoner som anvendes på rammernes facader fremgår af figur 9.4, 9.5 og 9.6.



Figur 9.2. Oversigt over vindzonernes placering ved vind fra vest. Rammerne der er regnet på er markeret med tyk sort streg og vindzonerne er omridset med blå, hvor e = 21,8 m.



Figur 9.3. Oversigt over vindzonernes placering ved vind fra syd. Rammen der er regnet på er markeret med tyk sort streg og vindzonerne er omridset med blå, hvor e = 21,8 m.

Vindlasterne er fundet ved følgende:

$$q_{k,vind,i} = q_{p,i} \cdot L_{o,i} \cdot C_{pe,10,i} \tag{9.7}$$

Hvor:

$q_{p,i}$	Peakhastighedstryk for given vindretning	$[\frac{kN}{m^2}]$
$c_{pe,10,i}$	Formfaktor	[-]
$L_{o,i}$	Bredde på lastopland	
i	zonerne A-I	

Da $C_{pe,10}$ er forskellig for hver zone, er der regnet en linjelast for hver zone på de udvalgte rammer med vind fra vest og syd. Her er det antaget, at zone G ved vind fra syd, har samme formfaktor som zone F. Dette er antaget for at simplificere udregningerne og er på den sikre side, da der er større last i zone F end G. Vindlast medregnes ikke i lastkombinationer når denne virker til gunst. I tabel 9.1 fremgår vindlasterne for de forskellige rammer, i de forskellige zoner, for begge vindretninger.

Ramme	L_o	Zone A kN/m	B kN/m	D kN/m	F kN/m	G kN/m	H kN/m	-I kN/m	+I kN/m
Vind fra vest									
1	2,63	-2,75	-	-	-4,12	-2,75	-	-	-
2 & 6	4,46	-	-3,10	-	-	-	-2,72	-0,78	0,78
Vind fra syd									
1	2,63	-	-	1,3	-3,27	-2,18	-	-	-
2 & 6	4,46	-	-	2,21	-5,54	-3,69	-2,15	-0,62	0,62

Tabel 9.1. Linjelaster for de forskellige ramme for begge vindretninger.Zone A-D er zoner på facader og dette fremgår af figur 8.4 og 8.5 på side 24. Zone F-I er på taget.

9.4 Linjelaster efter lastkombinationer

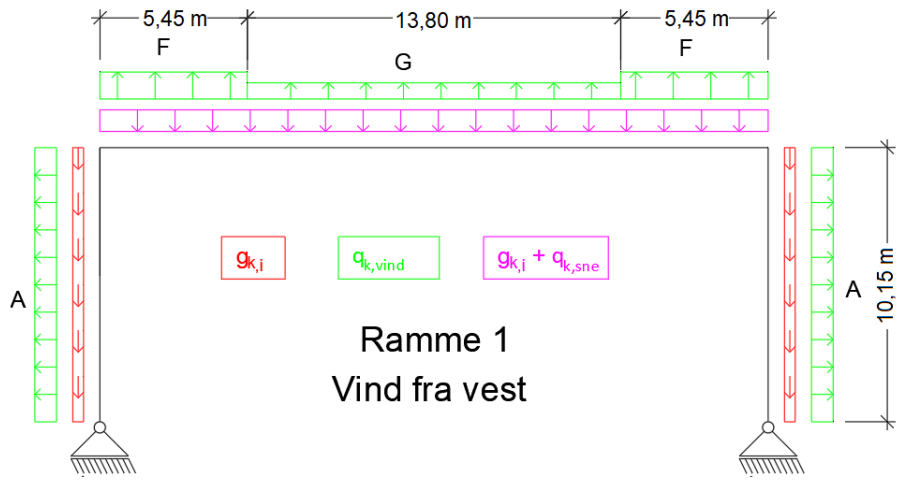
Lastkombinationerne beregnes som beskrevet i afsnit 8.6. I det følgende vil lastkombinationerne for BGT blive beregnet og for AGT kan beregningerne findes i Appendix C.
I tabel 9.2 fremgår lastkombinationerne for rammens egenlast alene. Her er der lavet lastkombinationer for de to rammetyper der undersøges. Disse laster skal tillægges linjelasterne, fundet i tabel 9.3 - 9.8.

Dominerende last	Materiale	Egenlast profilerne alene g_k	Linjelast [kN/m]
Egenlast	Stål	$1,1 \cdot 1,2 \cdot (1,7)$	2,2
	Limtræ	$1,1 \cdot 1,2 \cdot (0,9)$	1,2
Sne & Vind, tryk	Stål	$1,1 \cdot 1,0 \cdot (1,7)$	1,9
	Limtræ	$1,1 \cdot 1,0 \cdot (0,9)$	1,0
Vind, sug	Stål	$0,9 \cdot (1,7)$	1,5
	Limtræ	$0,9 \cdot (0,9)$	0,8

Tabel 9.2. Lastkombinationer i BGT for profilernes egenlast.

9.4.1 Ramme 1

For ramme 1 med vind fra vest, regnes der med at zone F og G strækker sig over hele lastoplandet, da lastoplandet er 2,63 m og zonerne virker over e/10 = 2,18 m af oplandet, som det fremgår af figur 9.2. Dette gøres for at simplificere beregningen, og det er på den sikre side, da lasten øges ved vindsug og lasten medtages ikke når denne er til gunst. På figur 9.4 fremgår lasternes retning på ramme 1, med vind fra vest. I tabel 9.3 og 9.4 fremgår resultaterne for lastkombinationerne for vind på tag og facade.



Figur 9.4. Lasternes retning på ramme 1 med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest	$g_{k,tag1}$	$p_{k,sne1}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,1 \cdot 1,2 \cdot 2,63$				3,47
Sne	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 2,63$	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 1,8$	F+G =	0	5,86
Vind, sug	$0,9 \cdot 2,63$		F =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-4,12)$	-4,43
			G =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-2,75)$	-2,17
Vind, tryk	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 2,63$		F+G =	0	2,89

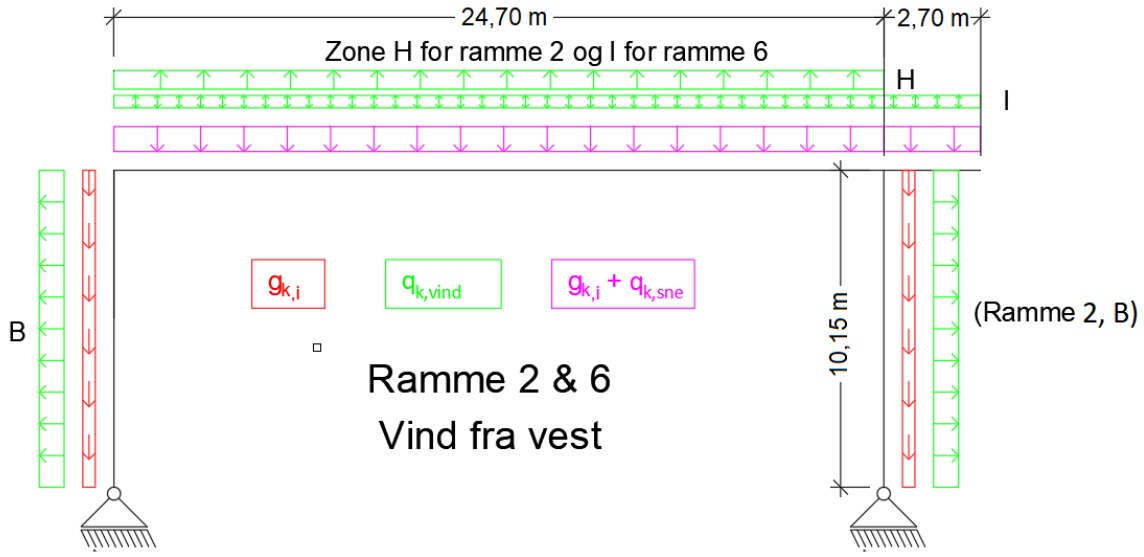
Tabel 9.3. Lastkombinationer i BGT for ramme 1, med linjelast på taget med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag1}$	$p_{k,sne1}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			A =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot (-2,75)$	-1,36
Vind			A =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-2,75)$	-4,53

Tabel 9.4. Lastkombinationer i BGT for ramme 1, med linjelast på facader med vind fra vest.

9.4.2 Ramme 2 & 6

Da ramme 2 og 6 har samme bredde på lastoplandet er linjelasterne ens, dog ligger de i forskellige zoner, hvilket gør, at der skal laves beregninger for begge rammer. Disse beregninger udføres da det kritiske tilfælde ikke umiddelbart kan bestemmes, idet der i nogle tilfælde er sug. På figur 9.5 fremgår lasternes retning med vind fra vest, hvor vindlasten virker forskelligt på de to rammer. I tabel 9.5 og 9.6 fremgår resultaterne for lastkombinationerne for vind på tag og facade.



Figur 9.5. Lasternes retning på ramme 2 og 6 med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,1 \cdot 1,2 \cdot 4,46$				5,89
Sne	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,46$	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 3,6$	H & -I =	0	10,85
			+I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,78$	**11,23**
Vind, sug	$0,9 \cdot 4,46$		H =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-2,75)$	-0,52
			-I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-0,78)$	2,72
Vind, tryk	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,46$		H =	0	4,91
			+I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,78$	6,19

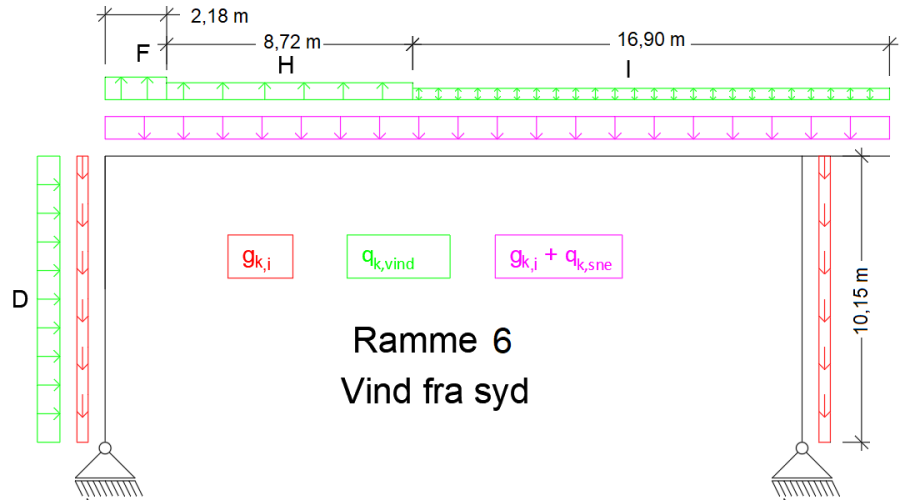
Tabel 9.5. Lastkombinationer i BGT for ramme 2 og 6, linjelaster på tag med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			B =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot (-3,10)$	**-1,53**
Vind			B =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-3,10)$	-5,11

Tabel 9.6. Lastkombinationer i BGT for ramme 2 og 6, linjelaster på facader med vind fra vest.

9.4.3 Ramme 6

Ved vind fra syd, regnes der på én ramme, som er repræsentativ for hele konstruktionen, undtagen rammer i gavlen, der har mindre lastopland. Dermed overdimensioneres denne. Zone G regnes som zone F, som det fremgår af figur 9.3. På figur 9.6 fremgår lasternes retning med vind fra syd. I tabel 9.7 og 9.8 fremgår resultaterne for lastkombinationerne for vind på tag og facade.



Figur 9.6. Lasternes retning på ramme 6 med vind fra syd.

Dominerende last med vind fra syd	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,1 \cdot 1,2 \cdot 4,46$				5,89
Sne	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,46$	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 3,6$	H, -I & F =	0	10,84
			+I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,62$	11,15
Vind, sug	$0,9 \cdot 4,46$		F =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-5,54)$	-5,13
			H =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-2,15)$	0,47
			-I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (-0,62)$	3,00
Vind, tryk	$1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,46$		H & F =	0	4,91
			+I =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,62$	5,93

Tabel 9.7. Lastkombinationer i BGT for ramme 6, linjelaster på tag med vind fra syd.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag2}$	$p_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			D =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot (2,21)$	1,10
Vind			D =	$1,1 \cdot 1,5 \cdot (2,21)$	3,64

Tabel 9.8. Lastkombinationer i BGT for ramme 6, linjelaster på facader med vind fra syd.

9.5 Skitsedimensionering af rammekonstruktion

Det vises at en HE-450B stålprofil og et limtræ med dimensionen 0,25 m x 0,9 m, er tilstrækkelig ift. funktionskrav og bæreevne. I dette afsnit anvendes LK1-5 og der ses bort fra samlinger og foldevæg.

Funktionskrav skal overholdes jf. afsnit 6.2. Længderne er defineret på figur 6.1.

- $\frac{l_b}{200} = \frac{24,7\,m}{200} = 0,12\,m$
- $\frac{h_b}{150} = \frac{10,15\,m}{150} = 0,07\,m$
- $\frac{l_u}{200} = \frac{5,4\,m}{200} = 0,03\,m$

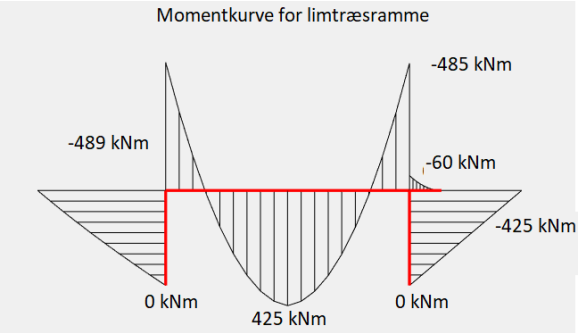
Beregningerne er udført i CALFEM, som er et MatLab-program der anvender finite elementmetoden. I programmet betragtes Bernoulli-Euler bjælkeelementer med konstant bøjningsstivhed, EI og aksial stivhed EA. Der anvendes konsekvent fortegnsregning, hvor momenter virker mod uret, x-retning er positiv mod højre og y-retning er positiv op. Kræfter påføres det lokale koordinatsystem som følger definitionen på de enkelte elementernes retning. Ved hver ende og samling mellem elementer er der et knudepunkt med tre tilhørende frihedsgrader. I frihedsgraderne tillades vandrette og lodrette deformationer i x, y og drejning i z. Bjælkens differentialligninger anvendes til at bestemme sammenhængen mellem kræfter og flytninger i frihedsgraderne. Elementerne kan påføres linjelaster ved at ækvivalere disse til laster virkende i elementernes knudepunkter.
CALFEM-modellerne til denne skitsedimensionering er opbygget sådan, at der ved hver ende og samling er et knudepunkt. Videre er der indført ekstra knuder på elementer med varierende linjelaster, grundet zoneinddelingen for vindlast. Dette er gjort for at gøre det muligt at tage højde for de forskellige linjelaster, som virker hen over elementet. Midt på rammernes elementer er der indført en knude for at bestemme udbøjningen i disse punkter. For plot er hvert element er inddelt i 10 delelementer.
Ved bunden af rammernes ben er der indført randbetingelser jf. figur 6.1. Tværsnitsdata er indsat for de enkelte elementers geometri. Materialeparametre er indsat jf. kapitel 7 og laster er indsat jf. afsnittene m 9.2-9.4, med den antagelse af de lodrette søjlers egenlast virker som en punktlast ved toppen af disse.

9.5.1 Last på ramme

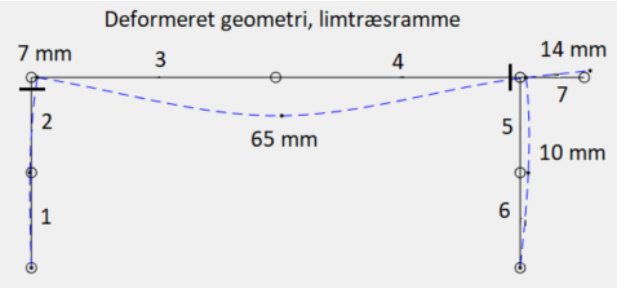
For eftervisning af bæreevne anvendes lastkombinationer til BGT og for eftervisning af funktionskrav anvendes lastkombinationer til AGT.
Der er udført en beregning for hver lastkombination på de tre udvalgte rammer. Her er det fundet at LK2 (Dom. snelast med vind fra vest), se tabel 8.6 og 8.7, på ramme 6 er den dimensionsgivende af de tre udvalgte rammers deformation og bæreevne. I tabel 9.5 og 9.6 er lasternes størrelse markeret med fed og på figur 9.5 fremgår lasternes retning.
Ramme 1 er udsat for sug på hele lastoplandet og her er det fundet at både stål- og limtrærammen skal sikres mod lodret opadgående kraft, idet egenvægten ikke modsvarer vindlasten. Med den valgte geometri er det for stålrammen ca. 6 kN og for limtræsrammen ca. 21 kN pr. rammeben. Resterende rammer er ved fundamenterne ikke udsat for lodret opadgående laster, når der kigges på rammen alene.

9.5.2 Forslag 1 - Limtræ

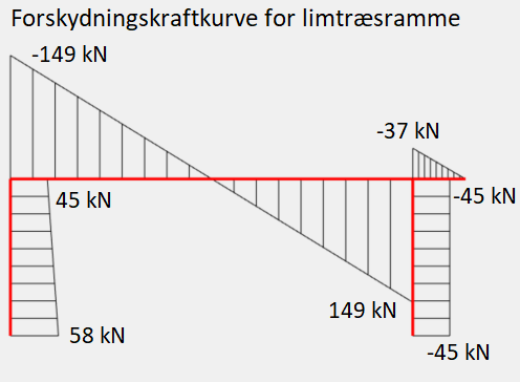
Ramme 6 kan beregnes med otte knudepunkter i modellen, idet linjelasten på tagfladen og facaden er ens langs elementerne ved vind fra vest. På figur 9.7 fremgår momentkurven og momenternes størrelse i limtræsrammen for LK2, dom. snelast ved vind fra vest, jf. tabel 9.5. Der er anvendt limtræ med dimensionen 0,25 x 0,9 m. Deformationen af rammen fremgår af figur 9.8 og det overholder funktionskravene jf. tabel 9.9. På figur 9.9 fremgår forskydningskraftkurven og på figur 9.10 fremgår normalkraftkurven for ramme 6 ved LK2.



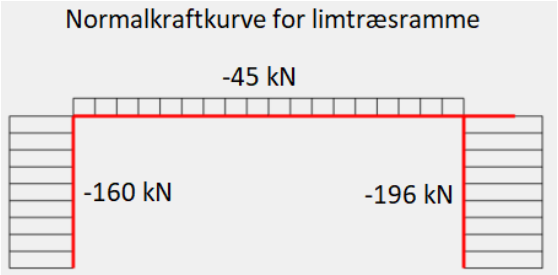
Figur 9.7. Momentkurve for limtræsramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.



Figur 9.8. Deformation af limtræsramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, AGT. Elementnummerering er angivet på figuren ligesom punkterne med de største udnyttelser fremgår.



Figur 9.9. Forskydningskraftkurve for limtræsramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.



Figur 9.10. Normalkraftkurve for limtræsramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.

Eksempel på bæreevne beregning

I det afsnit præsenteres et eksempel på hvordan bæreevnen er eftervist i de værste punkter i rammen, hhv. for forskydning og for moment/normalkraft. De mest udnyttede punkter er fundet ved at beregne udnyttelsen i alle punkter i CALFEM. Dette er gjort ved at indarbejde bæreevne formlerne, som er beskrevet i dette afsnit, i modellen. Resterende punkter er eftervist efter samme princip.

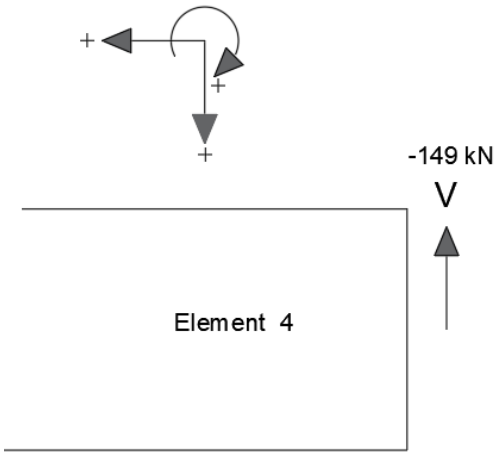
Det skal eftervises at bæerevnen af limtræsprofilerne er tilstrækkelig. Dette gøres ved at sammenholde de regningsmæssige laster med de regningsmæssige styrke- og stivhedstal. De regningsmæssige styrke- og stivhedstal for træ beregnes generelt ved formel (9.8). k_{mod} bestemmes ud fra lastens varighed og anvendelsklasse, hvor anvendelseklassen er bestemt til 1, som er konstruktioner der befinder sig under indendørs forhold. Når anvendelsesklassen er bestemt kan faktoren for lastens varighed bestemmes. Denne ramme er belastet af tre forskellige laster og derfor er der tre lastfaktorer som er relevante. I lastkombinationerne hvor laster af forskellig varighed indgår samtidigt anvendes faktoren for den kortest varende last. Rammernes bæreevne er undersøgt for lastkombinationerne angivet i tabel og 8.6 og 8.7, hvor faktoren, k_{mod}, sættes til 0,6 ved dom. egenlast, 0,9 ved dom. snelast og 1,1 ved dom. vindlast, jf afsnit 7.3. Her er det fundet at LK2, dom. snelast med vind fra vest, er den dimensionsgivende lastkombination.

$$f_d = f_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \tag{9.8}$$

Hvor:

f_d	Regningsmæssig parameter	[MPa]
f_k	Karakteristisk parameter	[MPa]
k_{mod}	Korrektionsfaktor afhængig af anvendelsesklasse og lastvarighed	[-]
γ_M	Partialkoefficient, afhængig af trætype og grænse- og dimensionerings tilfælde	[-]

Forskydningskraft
Når udnyttelsen for forskydningkræfter (V) i træprofiler beregnes, kan der ses bort fra indflydelsen af andre spændinger. På figur 9.11 er der vist et snit i ramme 6, umiddelbart ved enden af element 4. Det er valgt at udfører beregningen i dette punkt da det er her den største udnyttelse for forskydningskræfter findes.



Figur 9.11. Snit i ramme 6, umiddelbart ved enden af element 4. I snittet er forskydningskraften vist alene idet der ses bort fra andre kræfter. Positiv regneretning er angivet over elementet.

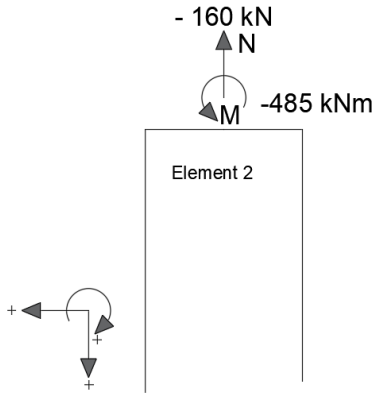
Ved beregning af træprofiler kan der ses bort fra forskydningsspændinger, som virker tættere på understøtningen end bjælkens højde fra kanten af understøtningen, dog er udnyttelsen her beregnet ved bjælkernes ende. Udnyttelsen af forskydningspændinger for rektangulære tværsnit i træ beregnes ved følgende formel:

$$U_v = \frac{1,5 \cdot V_t}{A_{eff} \cdot k_v \cdot f_{v,d}} = \frac{1,5 \cdot 149,7 \text{ kN}}{0,9 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 1 \cdot 2,4 \text{ MPa}} = 0,42 \leq 1 \tag{9.9}$$

Hvor:

U_v	Udnyttelsesgrad for forskydning	[-]
V	Forskydningskraft	[kN]
A_{eff}	Effektivt areal	[m^2]
$f_{v,d}$	Regningsmæssig styrke for forskydning	[MPa]
k_v	Reduktionsfaktor - for bjælker uden udskæring = 1	[-]

Moment og Normalkraft
I modellen påvirkes rammen kun i et plan og derfor virker der kun moment i et plan. For normalspændinger fra normalkraft er træ stærkere overfor tryk sammenlignet med træk og i dette tilfælde anvendes styrketallet for træk, hvilket medføre en beregning på den sikre side. På figur 9.12 fremgår et snit i ramme 6 umiddelbart ved enden af element 2, da den største udnyttelse findes her.



Figur 9.12. Snit i ramme 6, umiddelbart ved enden af element 2. I snittet er moment og normalkraft vist alene idet der ses bort fra andre kræfter. Positiv regneretning er angivet ved siden af elementet.

Når træelementer er udsat for bøjning og normalkraft samtidigt i et plan med ovenstående antagelse beregnes udnyttelsen ved følgende formler:

$$\sigma_{t,d} = \frac{N}{A} = \frac{160 \text{ kN}}{0,9 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m}} = 0,7 \text{ MPa}, \ \sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W_y} = \frac{489 \text{ kNm}}{3,4 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} = 14,5 \text{ MPa} \tag{9.10}$$

$$U_{M+N} = \frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,7 \text{ MPa}}{15,4 \text{ MPa}} + \frac{14,5 \text{ MPa}}{19,4 \text{ MPa}} = 0,79 \leq 1 \tag{9.11}$$

Hvor:

U_{M+N}	Udnyttelsesgrad for moment- og normalkraft	[-]
$\sigma_{t,d}$	Normalspænding fra normalkraft	[MPa]
$\sigma_{m,y,d}$	Normalspænding fra moment	[MPa]
$f_{t,0,d}$	Regningsmæssig styrke for træk eller tryk	[MPa]
$f_{m,y,d}$	Regningsmæssig styrke for bøjning	[MPa]
N	Normalkraft	[kN]
A	Areal	[m^2]
M	Moment	[kNm]
W_y	Modstandsmoment om y-aksen	[m^3]

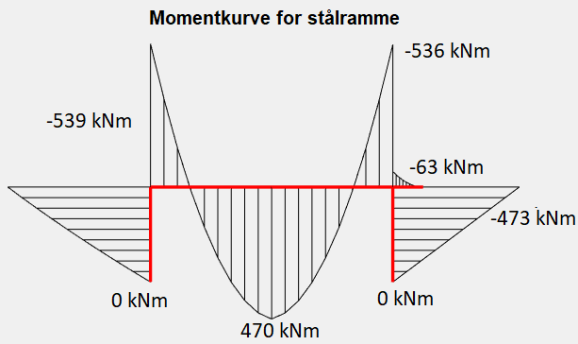
I formlerne er der ikke regnet med reduktionsfaktorer for kipning, søjlevirkning mm. Disse skal medtages i en detaildimensionering. I tabel 9.9 fremgår et overblik over profiler, udnyttelse og deformationer.

Elemet 1-6, limtræ Gl28h	0,25 x 0,9 m	
Element 7, limtræ	0,25 x0,35 m	
Maks. udnyttelse, M + N	79 %	OK
Maks. udnyttelse, V	42 %	OK
Maks. deformation, lodret	65 mm $<$ 130 mm	OK
Maks deformation, vandret	10 mm $<$ 70 mm	OK
Deformation, udkraget bjælke	14 mm $<$ 30 mm	OK

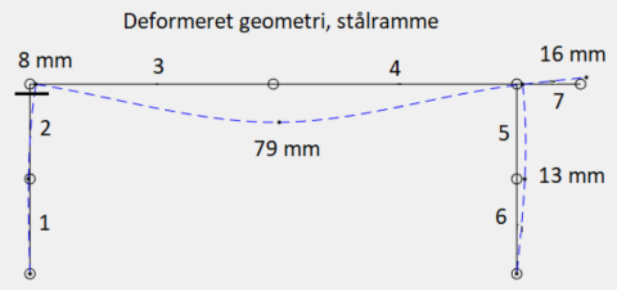
Tabel 9.9. Sammenligningsgrundlag 1 for materialevalg til rammer. Profil numre fremgår af figur 9.8.

9.5.3 Forslag 2 - Stål

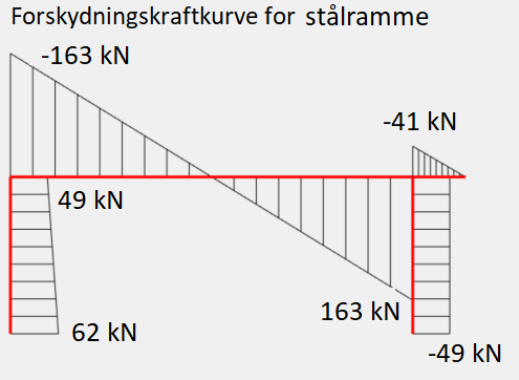
Ramme 6 kan beregnes som ved forslag 1 - træ, da samme betingelser for linjelasterne gælder. På figur 9.13 fremgår momentkurven og momenternes størrelse i stålrammen. Der er anvendt HE-450B stålprofiler. Deformationen af rammen fremgår af figur 9.14 og det overholder funktionskravene jf. tabel 9.10. På figur 9.15 fremgår forskydningskraftkurven og på figur 9.16 fremgår normalkraftkurven for ramme 6 ved LK2.



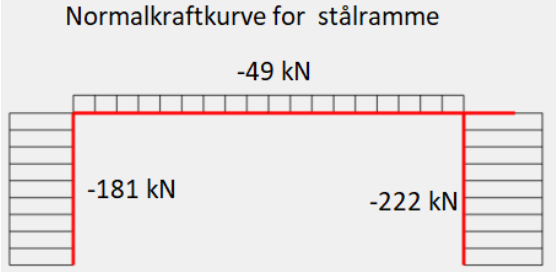
Figur 9.13. Momentkurve for stålramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.



Figur 9.14. Deformation af stålramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, AGT. Elementnummerering er angivet på figuren ligesom punktet med den største udnyttelse fremgår.



Figur 9.15. Forskydningskraftkurve for stålramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.



Figur 9.16. Normalkraftkurve for stålramme 6 ved LK2, dom. snelast og vind fra vest, BGT.

Eksempel på bæreevne beregning

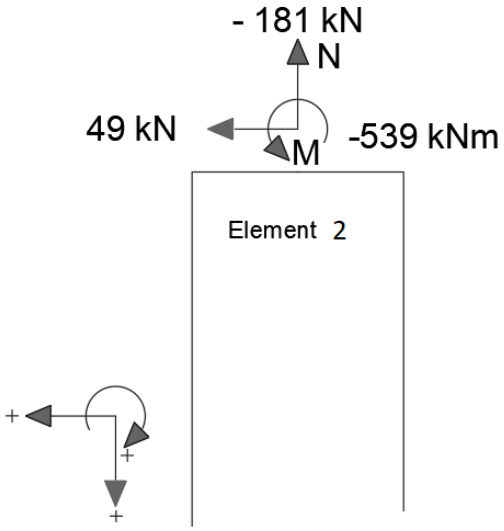
Det skal vises at bæerevnen af stålprofilernne er tilstrækkelig. Dette gøres ved at sammenholde de regningsmæssige laster med de regningsmæssige styrke- og stivhedstal. For stålprofilerne findes de regningsmæssige styrketal ved følgende formel:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Hvor:

f_{yd}	Regningsmæssig styrkeparameter	[MPa]
f_{yk}	Karakteristisk styrkeparameter	[MPa]
γ_{M0}	Partialkorfficient	[-]

På figur 9.17 er der vist et snit i ramme 6 umiddelbart ved enden af element 2, da det er her den største udnyttelse findes.



Figur 9.17. Snit i ramme 6, umiddelbart ved enden af element 2. Positiv regneretning er angivet ved siden af elementet.

I modellen påvirkes rammen kun i et plan og derfor virker der kun moment i et plan. Når stålprofiler er udsat for bøjning, normalkraft og forskydning samtidigt beregnes udnyttelsen ved von Misses brudhypotese som lyder:

$$U = \frac{\sqrt{(\sigma_N + \sigma_M)^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_{yd}} = \frac{\sqrt{(8,3 \text{ MPa} + 151,8 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot 4,1 \text{ MPa}^2}}{187,5 \text{ MPa}} = 0,86 \leq 1$$

Hvor:

U	Udnyttelsesgrad for moment-, normal- og forskydningskræfter	[-]
σ_N	Normalspænding fra normalkraft	[MPa]
σ_M	Normalspænding fra moment	[MPa]
τ	Forskydningsspændinger	[MPa]
f_{yd}	Regningsmæssig styrke	[MPa]

Normalspændingerne fra normalkraft beregnes ved følgende formel:

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{181 \text{ kN}}{21,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 8,3 \text{ MPa}$$

Hvor:

N_{Ed}	Regningsmæssig normalkraft	[kN]
A	Profilets tværsnitsareal	[m^2]

Normalspændinger fra momenter beregnes generelt ved ved Naviers formel. I dette tilfælde beregnes spændingerne i profilets over - og underside, da de er størst her og formlen lyder:

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{539 \text{ kNm}}{3550 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 151,8 \text{ MPa}$$

Hvor:

M_{Ed}	Regningsmæssigt moment	[kNm]
W_y	Modstandsmoment om profilets y-akse	[mm^3]

Forskydningsspændinger fra forskydningskraft beregnes ved Grashofs formel som lyder:

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot t} = \frac{49 \text{ kN} \cdot 1,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3}{798,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 26 \text{ mm}} = 4,1 \text{ MPa}$$

Hvor:

V_{Ed}	Regningsmæssig forskydningskraft	[kN]
S	Statiskmoment om profilets y-akse	[mm^3]
I_y	Inertimoment om profilets y-akse	[mm^4]
t	Tykkelse i det tværsnit som undersøges	[mm]

I formlerne er der ikke regnet med reduktionsfaktorer for kipning, søjlevirkning mm. Disse skal medtages i en detaildimensionering.
I tabel 9.10 fremgår et overblik over profiler, udnyttelse og deformation.

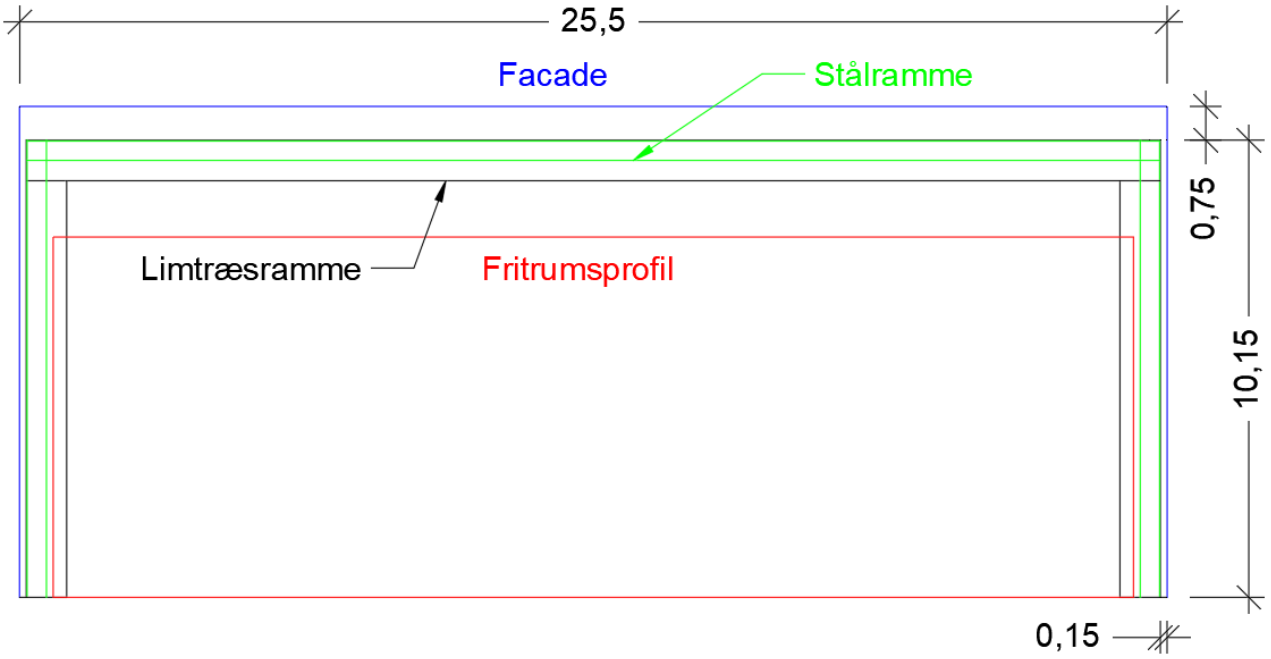
Element 1-7, S235	HE- 450B	
Maks. udnyttelse	86 %	OK
Maks. deformation, lodret	79 mm $<$ 130mm	OK
Maks deformation, vandret	13 mm $<$ 70 mm	OK
Deformation, udkraget bjælke	16 mm $<$ 30 mm	OK

Tabel 9.10. Sammenligningsgrundlag 2 for materialevalg til rammer. Profil numre fremgår af figur 9.14.

9.5.4 Valg af materiale

Det er ønsket af bygherre at hallerne opføres i stål, men det er blevet undersøgt om trærammer er en bedre løsning. Ud fra skitseprojekteringen, har det vist sig, at træ ikke er en bedre løsning. Det er fundet, at der som minimum skal anvendes et træprofil på 0,25 x 0,9 m, hvilket gør at fritrumsprofilet ikke kan overholdes. Den ydre geometri på bygningen er låst, da den eksisterende atletikhal ligger på den ene side og en brandvej på den anden og derfor anses det ikke muligt at få træprofilet til at overholde fritrumsprofilet. Samtidigt foreligger der en byggetilladelse med den fastlagte geometri i projektmaterialet, og en udvidelse ville kræve en ny byggetilladelse, som kan medfører en forsinkelse af projektet. På figur 9.18 fremgår henholdsvis limtræsrammen og stålrammen, med angivelse af krav til fritrumsprofil. Begge rammer er placeret 0,15 indenfor den udvendige facade for at give plads til opbygningen af denne. Det fremgår at limtræsrammerne er for bredde i forhold til at overholde krav til fritrumsprofilet. Stålrammen er smallere og kan overholde krav til fritrumsprofil.
Det vides at der i begge forslag kan optimeres på profilets geometri, især ved understøtninger da udnyttelsen af profilerne er lav netop der. Modsat vil det være sandsynligt, at der i begge profiler skal ske en udvidelse af tværsnitsarealet mod rammehjørnerne for at dimensionere en samling med tilstrækkelig bæreevne. Ved rammehjørner har stålrammen en større afstand til fritrumsprofilet sammenlignet med limtræsrammen.

Det vurderes derfor at træ ikke er en bedre løsning som materiale til rammerne og derved arbejdes der videre i detailprojekteringen med rammer af stål.



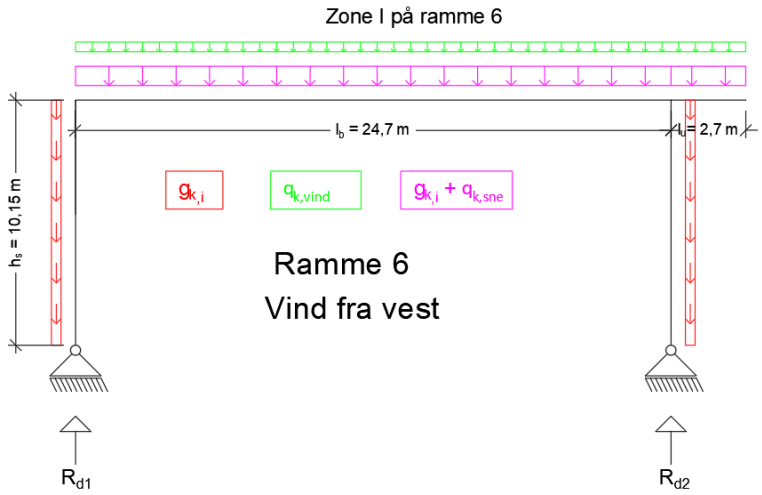
Figur 9.18. Snit i ramme 6, hvor størrelse på limtræsramme og stålrammme fremgår sammenholdt med krav til fritrumsprofil.

Fundamenter 10

I det følgende foretages en overslagsbregning af fundamenternes størrelse, hvor laster og resultater vil blive præsenteret. Udregninger kan findes i Bilag B.

10.1 Laster

Med udgangspunkt i de beregnede lastkombinationer i afsnit 9.4, findes den lodrette last der virker i fundamenterne, hvor den dimensionsgivende lastkombination er LK2 (dom. snelast med vind fra vest). På figur 10.1 fremgår det statiske system som fundamenterne dimensioneres for. Der ses bort fra vandrette laster, se afsnit 10.1.1.



Figur 10.1. Statisk system for overslagsberegningen. Der ses bort fra vandrette laster i punktfundamenter, se afsnit 10.1.1.

Last på punktfundamenter
Lasten for Ramme 6's egenvægt findes ved følgende, hvor længder fremgår af figur 10.1. Det er antaget at lasten fra bjælken i rammen fordeles med halvdelen til hvert rammeben og lasten fra udkragen føres ned i det nærmeste fundament.

$$P_{egen} = g_k \cdot \left(h_s + \frac{l_b}{2} + l_u\right) = 2,5\frac{kN}{m} \cdot \left(10,15m + \frac{24,7m}{2} + 2,7m\right) = 57,5kN$$

Hvor:

g_k	Egenlast for stål, jf tabel 9.2	$[\frac{kN}{m}]$
h_s	Højden af søjlen i rammen	[m]
l_b	Længden er bjælken i rammen	[m]
l_u	Længden af udkragningen	[m]

Lasten for tag, snelast og vindlast findes ved følgende:

$$P_{last} = p_{d,LK2}\left(\frac{l_b}{2} + l_u\right) = 11,23\frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{24,7m}{2} + 2,7m\right) = 173,5kN$$

Hvor:

$p_{d,LK2}$	Lastkombination LK2, Dom snelast med vind fra vest jf. tabel 9.5	$[\frac{kN}{m}]$
l_b	Længden er bjælken i rammen	[m]
l_u	Længden af udkragningen	[m]

Disse laster lægges sammen og der findes en samlet lodret last på P_d =231 kN, der virker i punktfundamenterne.

Linjelast på stribefundamenter
Facadens last er ikke ført ned i punktfundamenterne, da den understøttes af stribefundamenter, mellem punktfundamenterne.
Linjelasten på stribefundamentet er følgende:

$$p_d = \gamma_{G,sup} K_{FI} \cdot G_k \cdot h_s = 1,32 \cdot 0,9kN/m \cdot 10,15m = 12,1\frac{kN}{m}$$

Hvor:

G_k	Egenlast for facadeopbygningen, jf. afsnit 8.1	[kN/m]
h_s	Højden af søjlen i rammen	[m]

Bæreevneformel for direkte fundering
Fundamenternes bæreevne beregnes ud fra den generelle bæreevne formel:

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{1}{2}\,\gamma'\,b'\,N_\gamma\,s_\gamma\,i_\gamma\; + q'\,N_q\,s_q\,i_q\; + c'_d\,N_c\,s_c\,i_c \tag{10.1}$$

Hvor:

R_d	Lodret bæreevne ved F.U.K.	[kN]
A'	Effektivt fundamentsareal	[m^2]
γ'	Effektiv rumvægt under F.U.K.	[kN/m^3]
b'	Effektiv fundamentsbredde	[m]
c'_d	Regningsmæssig udrænet forskydningsstyrke	[kPa]
N_γ, N_q, N_c	Bæreevnefaktorer	[-]
q'	Effektiv lodret overlejringstryk	[kN/m^2]
s_γ, s_q, s_c	Formfaktorer	[-]
i_γ, i_q, i_c	Hældningsfaktorer	[-]

10.1.1 Terrændæk

Da fundamenterne udelukkende optager de lodrette laster, skal de vandrette optages på anden vis. Disse antages optaget i terrændækket, ved at støbe det sammen med fundamenterne, så lasterne kan videreføres. Ved at støbe fundamenter og terrændækket sammen, gøres de statiske afhængige af hinanden og derved vil laster på terrændækket også påvirke rammekonstruktionen. På terrændækket vil der forekomme rytmisk personlast, ved brug af hallerne. Denne antages ikke at være af særlig betydning og derfor vil rytmiske last på terrændækket ikke blive behandlet i dette projekt.

10.2 Overslagsberegning på fundamentsstørrelser

Til beregningerne vælges den svageste ler og sand, fra tabel 7.1 og disse anvendes konservativt til alle fundamentsberegningerne. Jf. den geotekniske rapport er der ikke stor variation over området og ved at anvende de svageste jordarter er beregningen på den sikre side. I Bilag E fremgår der to figurer, hvorpå jordlagene, som er registreret på boreprofilerne, fremgår. Imellem boreprofilerne er der antaget en lagfølge som er angivet med rette linjer. Disse er ikke nødvendigvis rette i praksis, men det antages, at det første bæredygtige lag som træffes er sand. Af figurene fremgår det at dette er en rimelig antagelse på store dele af arealet. Hallernes gulv kote er 27.785 og på figur 10.2 fremgår det, at det er i niveau med det eksisterende terræn, kote 28.000. Dermed skal der ikke udgraves til et niveau som betyder at fundamenterne er placeret i ler.

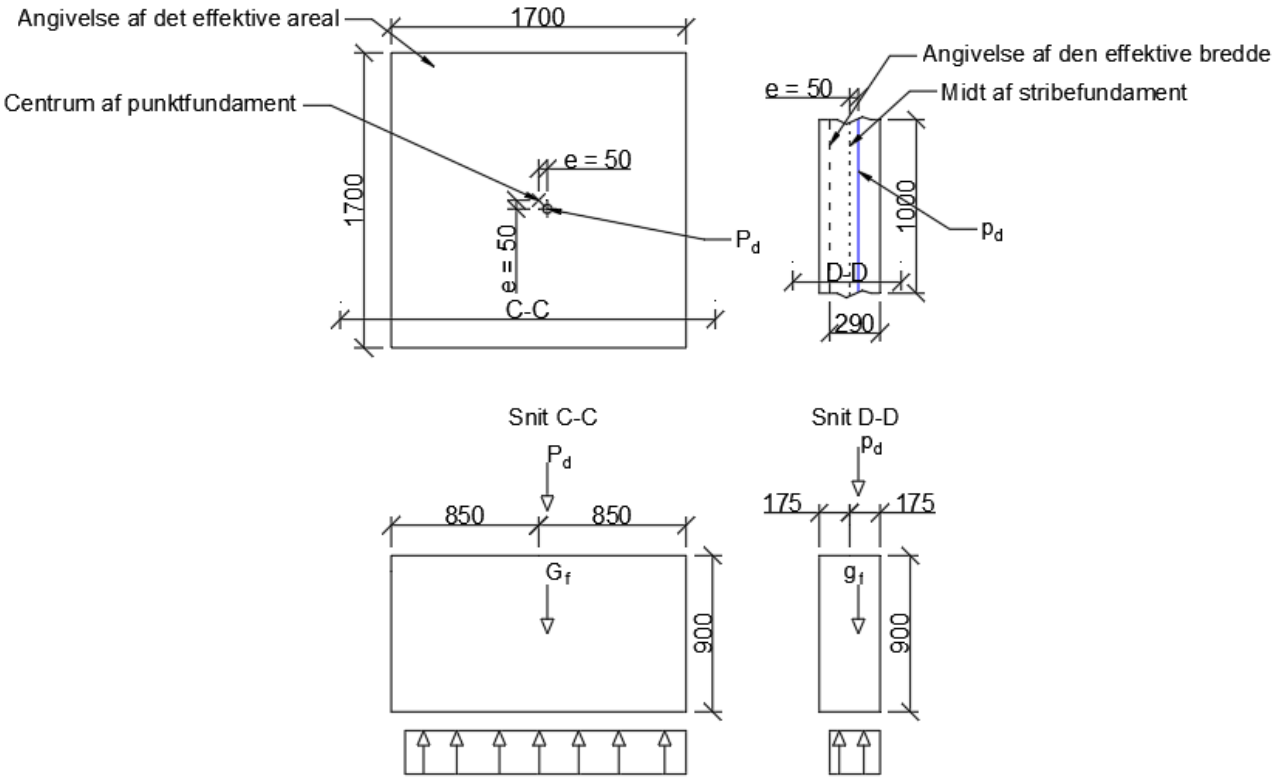
Figur 10.2. Kote over projektlokaliteten som er markeret med et sort rektangel.

Fundamenternes bæreevne er beregnet i et excelark, hvor udnyttelsen bestemmes i de tre tilfælde:

- Udrænet lertilfælde
- Drænet sandtilfælde
- Drænet lertilfælde (tilsandet ler)

I excelarket indsættes lasten på fundamentet, samt jordens styrker og så itereres der frem til en størrelse af fundamentet der har tilstrækkelig bæreevne, når der regnes med en dybde på 0,9 m, som er frostfridybde. Beregningen fremgår i Bilag B.
Der er desuden indsat en excentricitet på 0,05 m, for at have en tolerance under montagen, se figur 10.3. Overlejningstrykket er fundet ud fra den effektive rumvægt af jorden og der er ikke medregnet, at overlejningstrykket på indersiden af fundamenterne er større på grund af terrændækket, hvilket er på den sikre side. Det er antaget at jorden kun er halvt oppe af fundamentet, og derved er der ikke regnet med det fulde overlejningstryk, som i formel (10.2).

$$q' = \gamma' \cdot \frac{1}{2} \cdot d = 10\frac{kN}{m^3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,9\ m = 4,5\frac{kN}{m^2} \tag{10.2}$$



Figur 10.3. Princip over fundamenterne og angrebspunkt for lasterne. P_d er punktlasten fra rammerne, G_f er punktfundamentets egenlast, p_d er linjelasten fra facaden, g_f er stribe fundamentets egenlast. Mål i mm.

Udnyttelsen af fundamenterne findes ved formel (10.3) ud fra den mindste bærevene og den regningsmæssige last på fundamentet.

$$U = \frac{V_{res}}{R_d} \tag{10.3}$$

Hvor:

U	Udnyttelse	[%]
V_{res}	Regningsmæssige lodrette last	[kN eller $\frac{kN}{m}$]
R_d	Lodrette bæreevne	[kN eller $\frac{kN}{m}$]

Stribefundamenterne skal holde til facadekonstruktionen, som er p_d=12,1 $\frac{kN}{m}$ og punktfundamenterne skal holde til hele konstruktionen, som er P_d=231 kN, begge laster placeret på fundamentet, som vist på figur 10.3. Egenlasten fra fundamenterne skal tillægges den regningsmæssige last i fundamenterne, som er gjort ved følgende, hvor r_d er den regningsmæssige linjelast på stribefundamentet og R_{d2} fremgår af figur 10.1.

$$r_d = p_d + g_f \cdot \gamma_{G,sup} K_{FI} = 12,1\ \frac{kN}{m} + \left(0,35\ m \cdot 0,35\ m \cdot 0,9\ m \cdot 24 \frac{kN}{m^3}\right) \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 22,1\ \frac{kN}{m}$$

$$R_{d2} = P_d + G_f \cdot \gamma_{G,sup} K_{FI} = 231\ kN + \left(1,7\ m \cdot 1,7\ m \cdot 0,9\ m \cdot 24\ \frac{kN}{m^3}\right) \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 313,4\ kN$$

Resultaterne for stribefundamentet fremgår af tabel 10.1 og for punktfundamenterne af tabel 10.2. Belastningen af fundamenterne er overholdt ift. kravene for geoteknisk kategori 2, se afsnit 5.1.1 på side 10. Udnyttelsen, som fremgår af tabel 10.1 og 10.2, er når det antages at underlaget er sand med en friktionsvinkel på 33°, hvilket betyder, at den underliggende moræneler er stærkere og dermed er der ikke risiko for gennemlokning.

Regningsmæssige last, r_d	22,1 $\frac{kN}{m}$
Excentricitet	0,05 m
Dybde	0,9 m
Bredde	0,35 m
Mindste bæreevne	24,57 $\frac{kN}{m}$
Største udnyttelse	90 %

Tabel 10.1. Resultat for stribefundament.

Regningsmæssige last, R_{d2}	313,4 kN
Excentricitet	0,05 m
Dybde	0,9 m
Bredde	1,7 m
Længde	1,7 m
Mindste bæreevne	364,47 kN
Største udnyttelse	86 %

Tabel 10.2. Resultat for punktfundament.

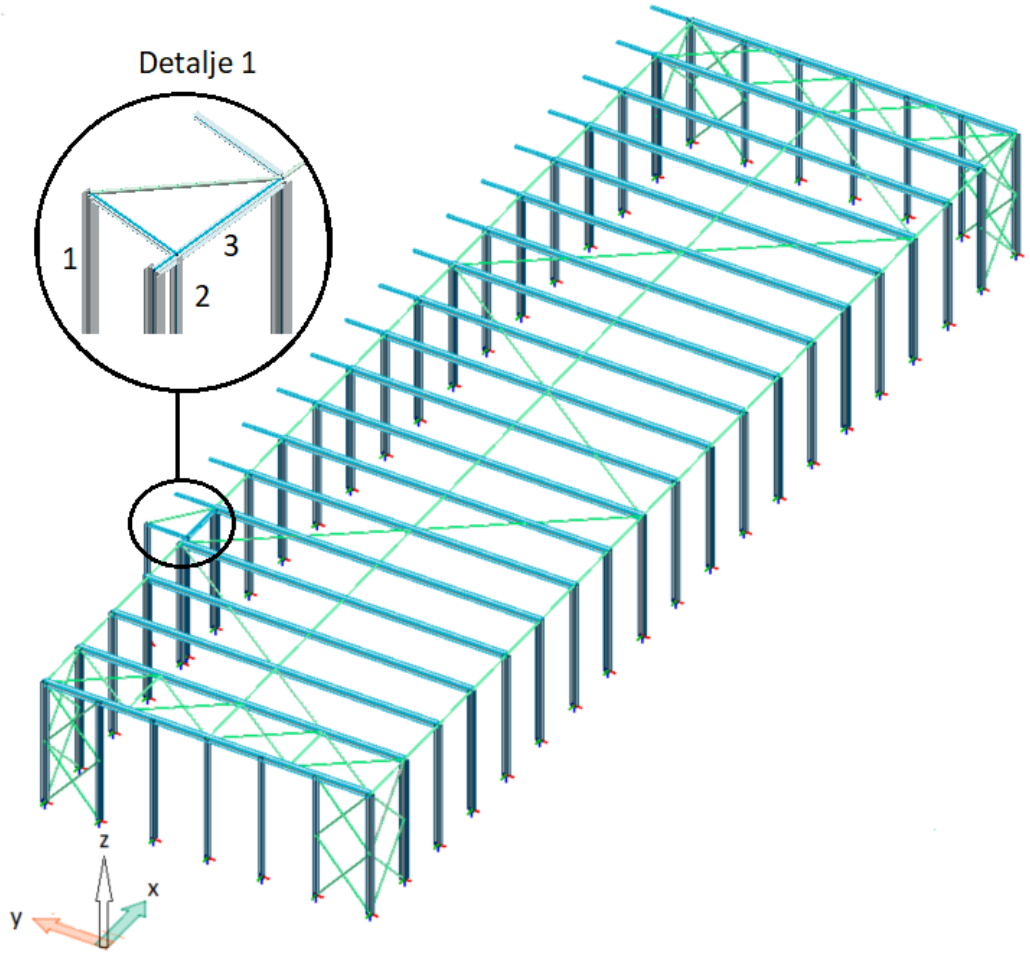
Fundamenterne skal armeres tilstrækkelig til at modstå reaktionerne fra rammeben, så der ikke opstår brud i fundamentet.

Del III

Detailprojektering

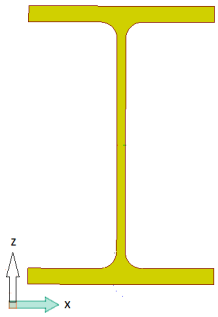
FEM-model 11

I forbindelse med skitseprojekteringen blev det valgt at arbejde videre med rammer udført i stål. Der er opbygget en model af stålrammerne i programmet FEM-Design, som anvender finite element analyse. Programmet kan eftervise konstruktioner i træ, stål og beton. Brugerfladen gør programmet ideelt til modellering af store og små konstruktioner.
I modellen er alle rammer og afstivning på langs af bygningen indbygget, se figur 11.1. Der er vindkryds i begge ender af bygningen jf. afsnit 6.3 omhandlende robusthed. Videre er der vindafstivning mellem alle rammer i konstruktionens tagflade. Dette er gjort for at opnå en stivere tagflade, sådan at deformationer mod det eksisterende byggeri mindskes. Midt i tagfladen er der indført en afstivning mellem alle rammer for at opnå tilstrækkelig bæreevne at rammernes bjælker i tagfladen. Afstivningen forøger kipningsbæreevnen.
Understøtninger er udført jf. figur 6.1 og der er ikke medtaget lodret belastning af, eller understøtning af, facader. Rammehjørnerne er udført momentstive, og samlingerne i rammehjørnerne er udført sådan, at de kan optage de kræfter som virker i rammehjørnet. Samlingerne imellem vindafstivningsprofilerne og rammerne er udført som charniere, sådan at der i teorien ikke kan overføres momenter. Lasterne virker videre ikke på afstivningen og derfor virker der kun normalkræfter i disse. Samlingerne ved søjlerne i endegavlene er udført som charniersamlinger. For hvert profil er der defineret en teoretisk søjlelængde. De udkragede bjælker har en teoretisk søjlelægnde der er det dobbelte af den reelle længde, da den er indspændt i den en ende og fri i den anden. De resterende elementer har en teoretiske søjlelængde på 1, altså den reelle længde, da de er antaget simpel understøttet i begge ender.

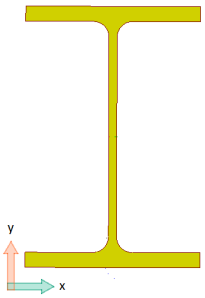


Figur 11.1. 3D-model af de bærende dele i konstruktionen.

På figur 11.2 og 11.3 er HEB-profilernes orientering vist. Profilerne i i tagfladen er orienteret sådan at lasten giver anledning til bøjning om den stærke akse.



Figur 11.2. Orientering for HEB-profilerne i tagfladen. På figur 11.1 fremgår hovedkoordinatsystemet, ligesom det fremgår på denne figur.



Figur 11.3. Orientering for lodrette HEB-profiler. På figur 11.1 fremgår hovedkoordinatsystemet, ligesom det fremgår på denne figur.

I tabel 11.1 er konstruktionselementernes profiler defineret. De eneste profiler der afviger fra de angivede profiler i tabellen er dem, som er nummereret i Detalje 1 på figur 11.1. Profil 1 er et HE-300B, profil 2 og 3 er et HE-220B.

Placering i konstruktionen	Stålprofil
Bjælker i tagflade	HE-450B
Udkragede bjælker i tagfladen	HE-160B
Søjler i rammerne	HE-450B
Søjler i endegavle	HE-300B
Vindafstivning	KKR 100x100x8

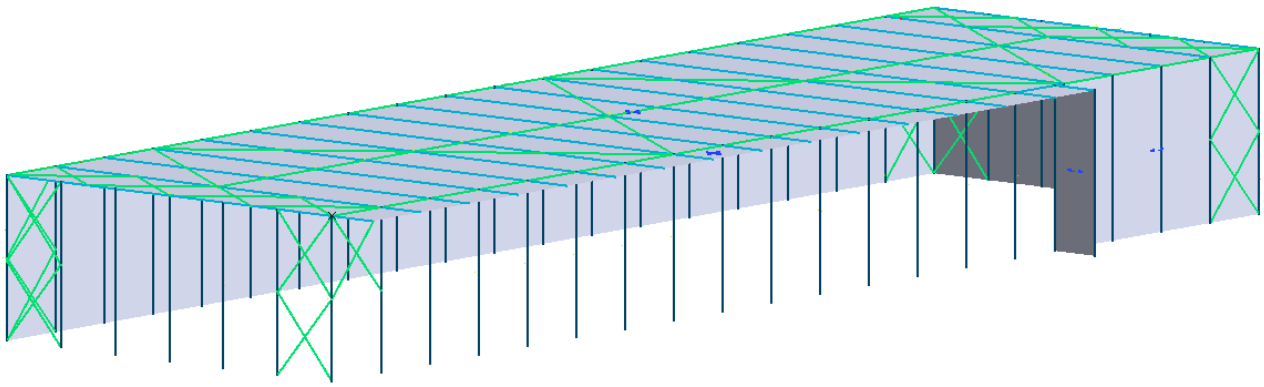
Tabel 11.1. Definering af de anvendte profiler i FEM-modellen. Der er tre profiler som ikke er defineret i tabellen og disse er angivet i Detalje 1 på figur 11.1, hvor profil 1 er et HE-300B og profil 2 og 3 er et HE-220B.

11.1 Laster

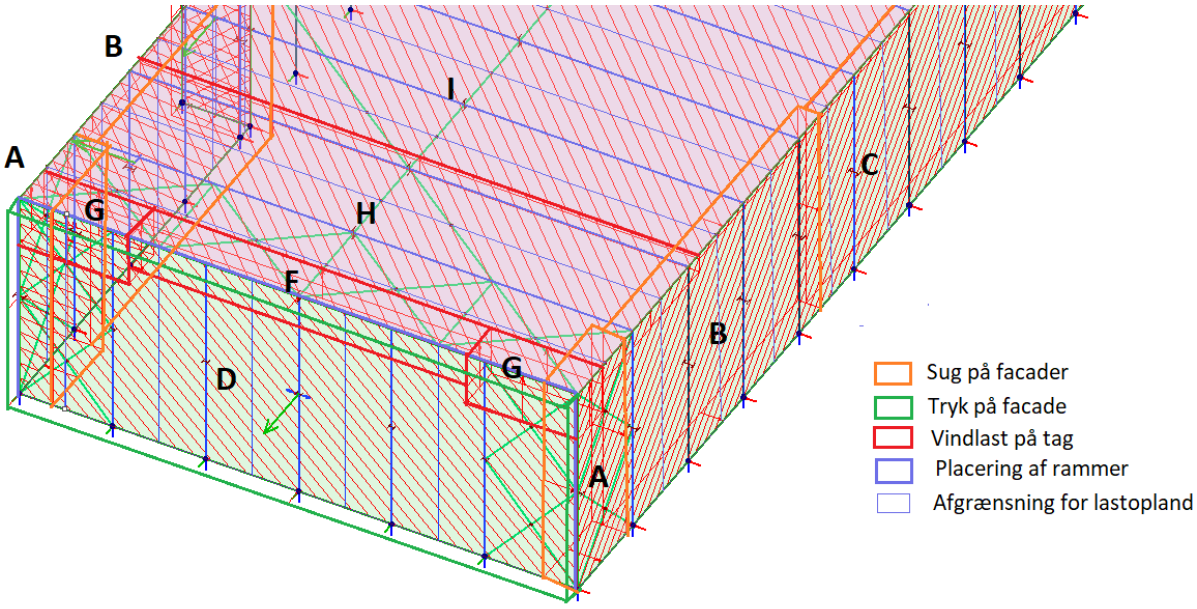
I det følgende illustreres det, hvordan relevante laster er påført konstruktionen i moddellen. Der regnes med vind fra vest og syd, da en af disse vindretninger antages dimensionsgivende. Lasternes størrelser er beskrevet i kapitel 8. Lastoplandene på rammerne er modelleret som vist på figur 9.1

11.1.1 Vindlast

FEM-Designs automatiske værktøj til at generere vindlaster er anvendt ved at lægge *covers* på de sider af bygningen som belastes af vind, vist på figur 11.4. På figur 11.5 fremgår der streger som viser afgrænsning af lastopland, som angiver hvordan lasterne bliver fordelt på konstruktionen. Lasterne mellem to rammer fordeles med halvdelen af lasten til hver side, hvilket vil sige, at den fordeles i en retning. Vindlasten er bestemt med udgangspunkt i terrænkategori II og en middelvindshastighed på 24 m/s. På figur 11.5 fremgår et eksempel på zoneinddelingen af vindlasten med vind fra vest på bygningens vestende.



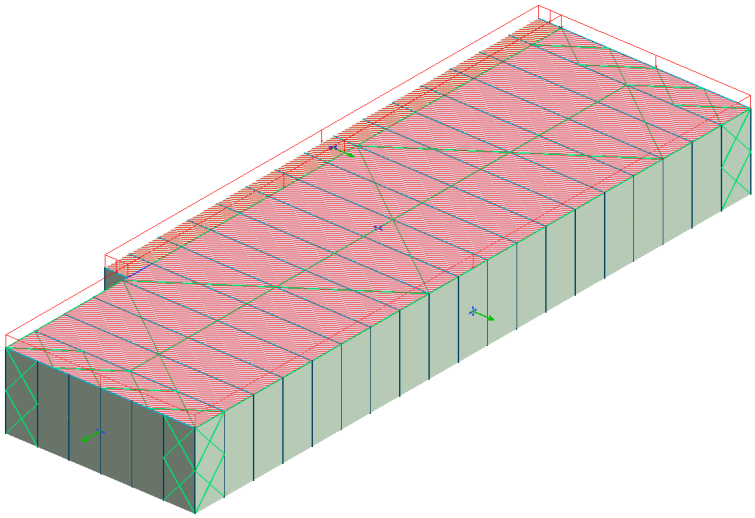
Figur 11.4. 3D-model som illustrere *covers* på bygningen. *Covers* er de grå flader.



Figur 11.5. 3D-model som illustrere zoneindelingen på vestenden af bygningen med vind fra vest.

11.1.2 Egenlast

Konstruktionens egenlast består i modellen af rammernes egenvægt, som virker i profilerne, og tagkonstruktionens egenvægt, som virker jævnt fordelt over hele tagfladen. Rammernes egenlast medregnes ikke automatisk, men indgår i lastkombinationerne, der defineres i programmet. En illustration af tagkonstruktionens egenvægt og virkning på konstruktionen er vist på figur 11.6.



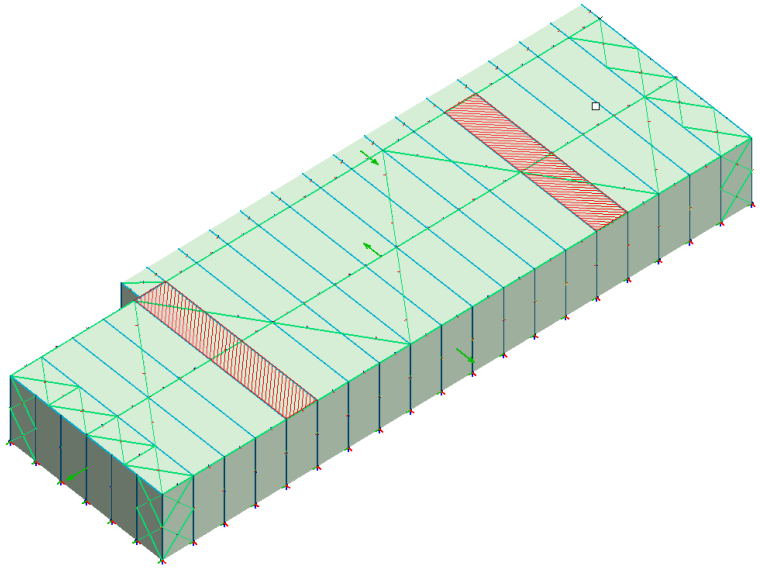
Figur 11.6. 3D-model som illustrere tagkonstruktionens egenlast jævnt fordelt på tagfladen.

11.1.3 Snelast

Snelast virker ligesom tagkonstruktionens egenvægt, jævnt fordelt på hele tagfladen.

11.1.4 Foldevæg

I modellen er det antaget at lasten fra foldevæggen virker som en jævnt fordelt last på de to rammer, som den er placeret imellem, se figur 11.7, hvor lasten er rød. Lasten er antaget til 0,2 kN/m, hvilket er vurderet med udgangspunkt i en let dobbeltsiddet foldevæg. Her er det forudsat at trapezpladerne i tagkonstruktionen kan fører lasten ud til rammerne.



Figur 11.7. 3D-model som illustrere tagkonstruktionens egenlast jævnt fordelt på tagfladen.

11.1.5 Geometriske imperfektioner

De geometriske imperfektioner medregnes ikke i lastkombinationerne, da kravet i formel (8.7) i afsnit 8.5 på side 26 er opfyldt. Dette eftervises i det følgende, hvor værdierne er aflæst i modellen.

$$\mathrm{H_{ED}} \geq 0,15 \cdot \mathrm{V_{ED}} = -54\mathrm{kN} \geq 0,15 \cdot -154\mathrm{kN} = -54\mathrm{kN} \geq -23,1\mathrm{kN} \rightarrow OK$$

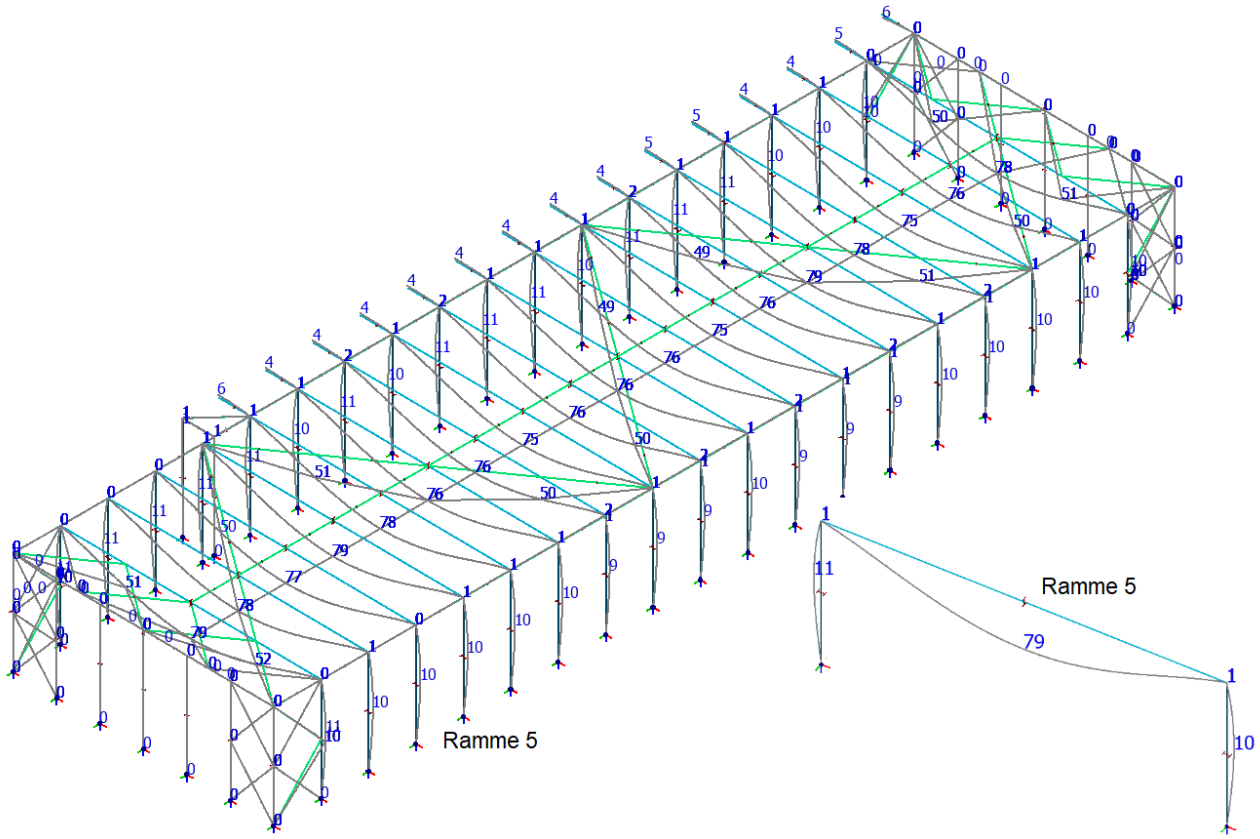
11.1.6 Lastkombinationer

I moddellen er alle lastkombinationer jf. afsnit 8.6.4 indarbejdet. Lasterne påføres konstruktionen som karakteristiske dellaster og lastkombinationerne defineres efterfølgende vha. kombinationsfaktorer.

11.2 Resultater

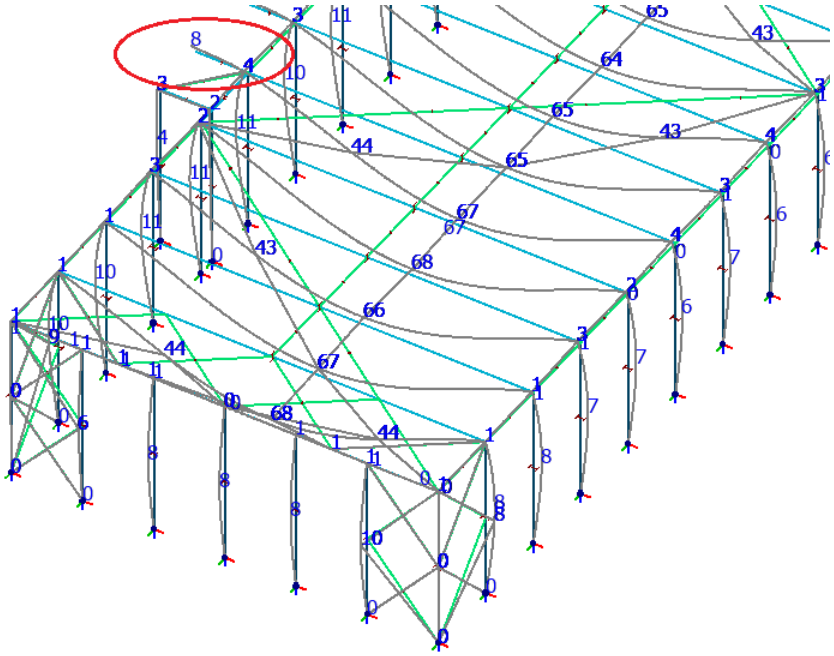
FEM-Design beregner alle lastkombinationer igennem og derefter kan det vælges at se resultaterne for en bestemt lastkombination eller få vist de maksimale værdier for alle profiler på én gang. I alle elementernes ender beregnes udnyttelse, samt deformationer. Den maksimale afstand der regnes med, mellem punkter i elementerne er 0,5 m. Beregningerne udføres jf. gældene normer, både Eurocode og Nationale Anneks. Modellen giver på baggrund af dette en række resultater som kan anvendes i det ønskede omfang, heriblandt profiludnyttelse og deformationer.

På figur 11.8 fremgår den deformerede konstruktion i LK2, dom. snelast med vind fra vest. På figuren fremgår Ramme 5, hvorpå den største lodrette deformation forekommer, som er 79 mm, hvilket overholder kravet på 120 mm jf. afsnit 9.5 på side 40. På Ramme 5 fremgår ligeledes den største vandrette deformation, som forekommer i LK2, som er 11 mm, hvilket overholder kravet på 70 mm.



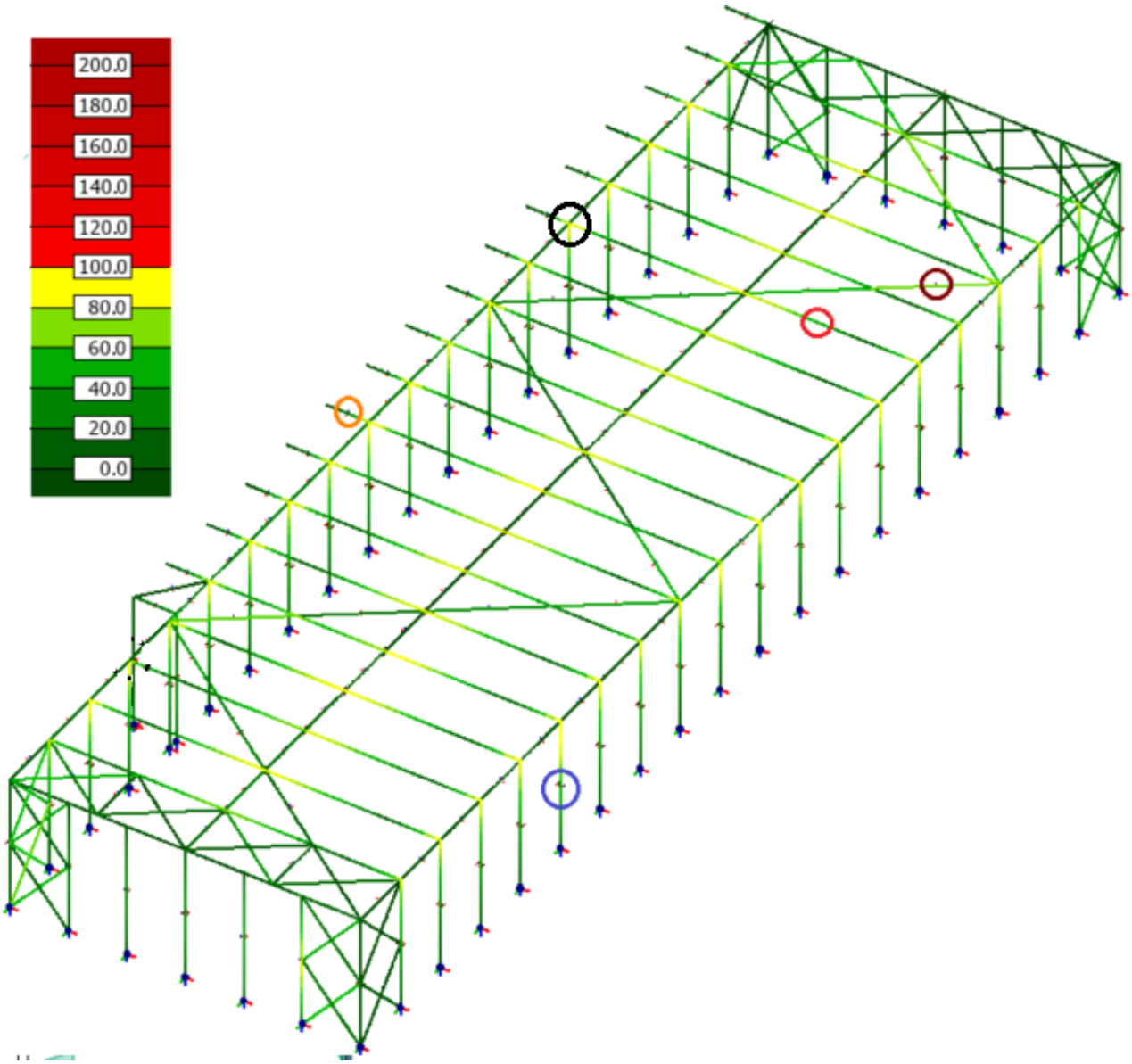
Figur 11.8. 3D-model som illustrerer deformationen på de bærende dele i bygningen. Deformationen er vist i LK2, dom. snelast med vind fra vest.

På figur 11.9 fremgår den største lodrette deformation på de udkragede bjælker, markeret med en rød cirkel på figuren, hvilket er 8 mm, som overholder kravet på 30 mm jf. afsnit 9.5 på side 40.



Figur 11.9. 3D-model som illustrerer deformationen på de bærende dele i bygningen. Deformationen er vist i LK5, dom. vindlast med vind fra syd.

På figur 11.10 fremgår det at alle elementer er udnyttet under 100%, som angives med rødt. Udnyttelser mellem 80-100% angives med gult og udnyttelser under 80% angives med forskellige nuancer af grøn. Den viste figur viser den maksimale udnyttelse i en kombination af alle lastkombinationerne.



Figur 11.10. 3D-model som illustrerer udnyttelsen af de bærende dele i bygningen. Udnyttelsen er vist i en kombination af alle lastkombinationerne angivet i afsnit 8.6.4.

Andre relevante resultater som kan aflæses og anvendes til dokumentation er reaktioner, snitkraftkurver, spændinger og bæreevneberegninger af profilerne. Denne dokumentation kan opstilles i FEM-Design som et færdigt dokument som statisk dokumentation på bygningen. I Bilag D er et eksempel på sådan et dokument udarbejdet, hvor kun de værst belastede elementer indgår. I et sådant dokument kan hele den statiske dokumentation indgå, men i eksemplet, i Bilaget, er kun udvalgte bæreevneeftervisninger medtaget. Disse elementer er markeret på figur 11.10 med cirkler, hvor den mest udnyttede bjælke er på 92% (rød cirkel), søjle er på 84% (blå cirkel), udkragede bjælke er på 74% (orange cirkel), samling er på 86% (sort cirkel) og vindafstivningsprofil er på 82% (brun cirkel) fremgår. I hvert profil beregner FEM-Design følgende kriterier:

- Forskydningsbæreevne
- Normalkraftsbæreevne

- Bæreevne af central belastet trykstang (Søjlevirkning)
- Torsions stabilitet
- Kipningsbæreevne
- Kombineret kipning og søjlevirkning.

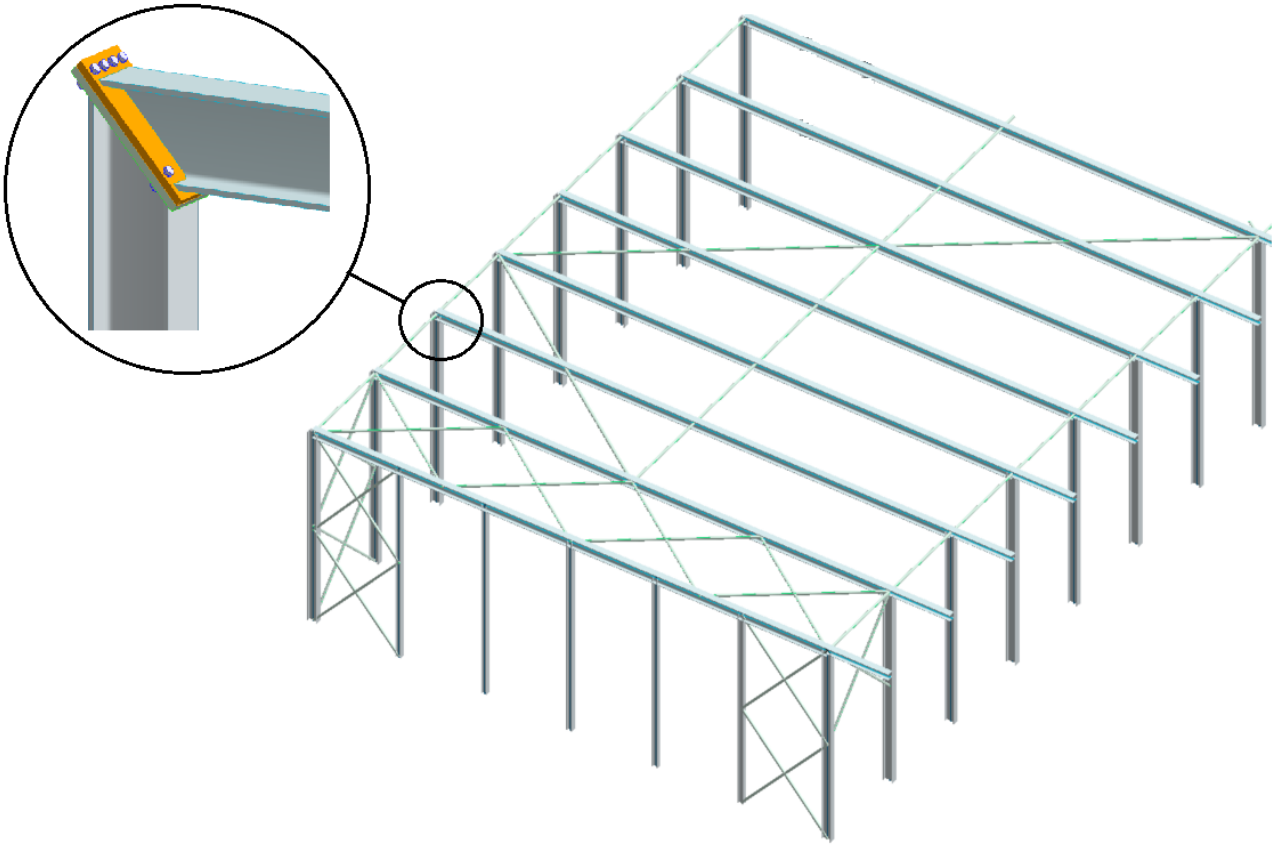
FEM-Design kan også anvendes til at dokumentere bæreevne af en række standard samlinger som er indarbejdet i programmet. Dokumentation af samlingens bæreevne kan ligeledes direkte vedhæftes den statiske dokumentation. I dette projekt er FEM-Design anvendt til at dimensionere hjørnesamlingerne i rammerne, hvor den kritiske fremgår i den sorte cirkel på figur 11.10. I den forbindelse efterviser FEM-Design følgende:

- Samlingens momentbæreevne
- Samlingens stivhed
- Samlingens forskydningsbæreevne
- Bæreevnen af svejsningerne i samlingen

Samlingen eftervises efter DS/EN 1993-1-8:[6.2.7], hvor det beskrives hvordan kræfterne kan fordeles i samlingen og hvilke formler der kan anvendes til eftervisningen. I afsnit 12 eftervises samlingens bæreevne ved en håndberegninger og resultatet sammenlignes med resultatet i modellen.

Eftervisning af hjørnesamling 12

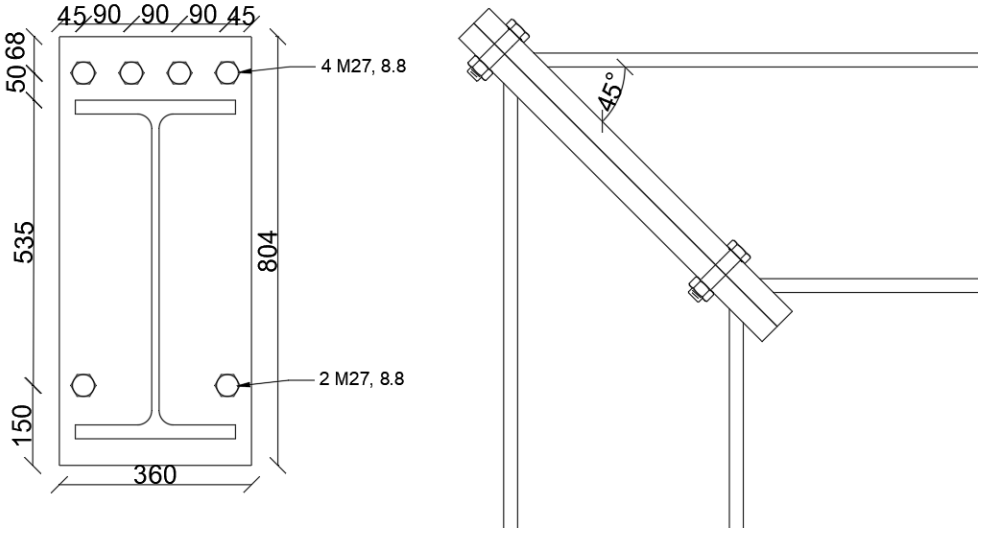
I det følgende eftervises bæreevnen af en hjørnesamling. Her er der valgt en hjørnesamling, som er repræsentativ for alle hjørnesamlinger, hvor der ikke er en udkraget bjælke, da den er hårdest belastet. På figur 12.1 fremgår samlingen og dens placering i bygningen, som er i den tredje ramme fra gavlen mod øst. Til udarbejdelse af kapitlet er FEM-Designs løsning på hjørnesamlingen anvendt, som eftervises, ved håndberegning. Løsningen i FEM-Design er modelleret, sådan at der er opnået tilstrækkelig bæreevne i alle lastkombinationer i forhold til dokumentationen, som programmet udarbejder. På figur 12.1 fremgår samlingen i 3D og på figur 12.2 på næste side og 12.18 på side 77 fremgår placering af bolte og svejsninger, samt størrelsen på disse. I Bilag D er dokumentationen som FEM-Design udarbejder vist. Der laves efterfølgende en optimering for at gøre samlingen udførlig i praksis, samt bliver der undersøgt hvilken brudform der vil forekomme. Brudformerne er præsenteret i afsnit 12.2.



Figur 12.1. 3D visualisering af samlingen og dens placering i konstruktionen, tredje ramme fra øst gavlen.

12.1 Samlingsmetode

Samlinger i stålkonstruktioner udføres normalt som svejsning og/eller bolte samlinger. Samlingen der regnes på er vist på figur 12.2, hvor der bliver påsvejst en endeplade på søjle- og bjælkeprofilet, som derefter boltes sammen. I samlingen skal der anvendes seks bolte, fire placeret over profilets overflange og to over underflangen.
Da der både er svejsning og bolte i samlingen, skal det både eftervises at svejsningen, samt boltene har tilstrækkelig bæreevne.

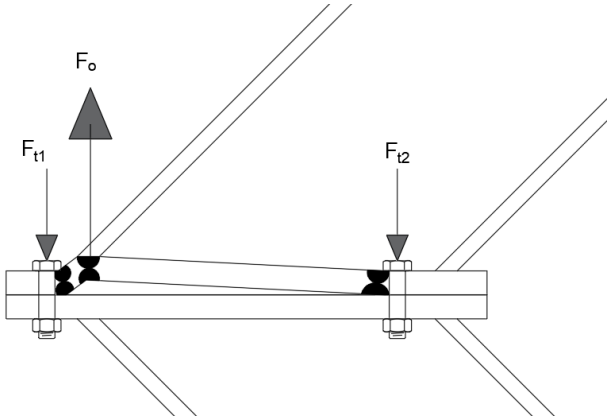


Figur 12.2. Samlingens opbygning, mål i mm.

12.2 Brudformer

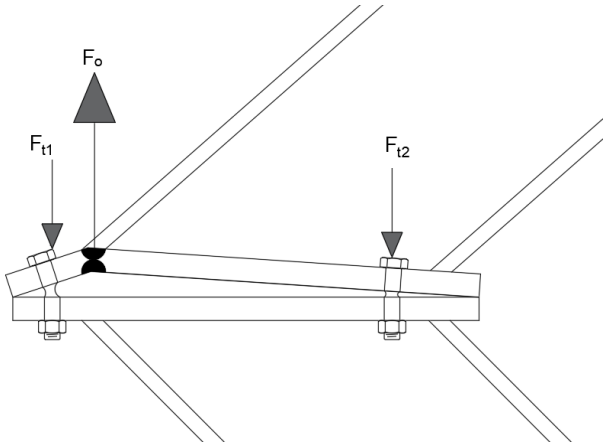
I samlingen kan der forekomme tre forskellige brudformer, som præsenteres i det følgende. Her er F_o kraften, som virker ved overflangen og F_{t1} og F_{t2} kræfterne som virker i boltegrupperne.

Brudform 1, flydning i endepladen
Ved brudform 1 forudsættes det, at endepladen er det svageste led i samlingen. Derfor sker der flydning i endepladen, mens boltene forbliver udeformerede. Brudfiguren i dette tilfælde er vist på figur 12.3, hvor der opstår tre flydeled som er angivet med sort skravering.



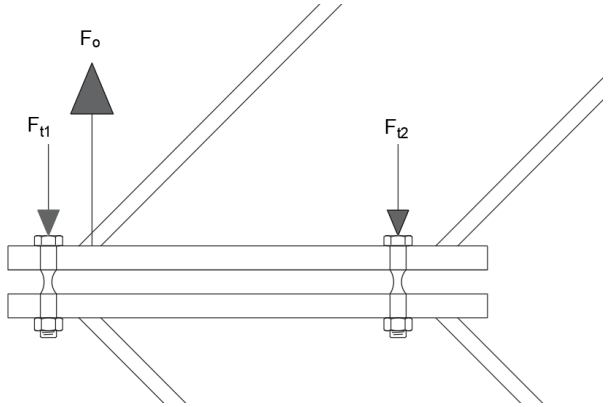
Figur 12.3. Illustration af brudform 1 hvor der udelukkende sker flydning i endepladen.

Brudform 2, flydning i bolte og endeplade
Ved brudform 2 sker der både flydning i endepladen og boltene. Her er der gjort en antagelse om, at der kun opstår et flydeled i endepladen, hvilket antages jf. [Dansk Standard, 2007*c*]. Brudfiguren i dette tilfælde fremgår af figur 12.4, hvor der opstår et flydeled som er angivet med sort skravering.



Figur 12.4. Illustration af brudform 2 hvor der sker flydning i boltene og i endepladen.

Brudform 3, flydning i bolte
Ved brudform 3 antages det, at boltene er det svageste led i samlingen og derved sker flydning i boltene og endepladen forbliver udeformeret. Brudfiguren i dette tilfælde fremgår af figur 12.5.



Figur 12.5. Illustration af brudform 3, hvor der udelukkende sker flydning i boltene.

12.3 Bestemmelse af kræfter

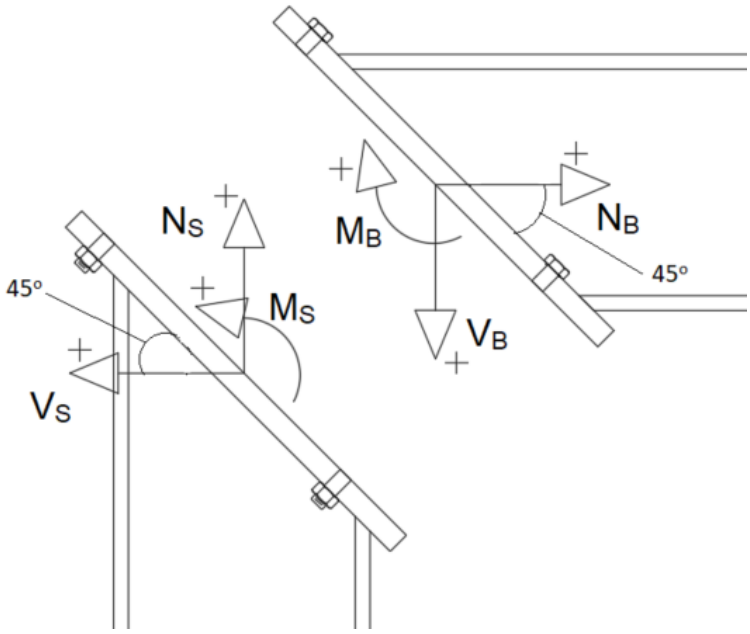
Kræfterne der fordeles i samlingen er de kræfter der virker i rammens plan. Det er antaget at kræfter i samlingen, som skyldes tværafstivningen ikke er dimensionsgivende. Kræfterne i tværafstivningen, antages negligerbare da den dominerende lastkombination er fundet til LK2, dom. snelast med vind fra vest, hvilket giver ingen eller små kræfter i tværafstivningerne. For at fordele kræfterne ud på boltene anvendes plasticitetsteoriens nedreværdisætning, hvor følgende er gældende: *Den til en sikker og statisk tilladelige boltesamling hørende last er mindre end eller lig med samlingens bæreevne. [Jensen et al., 2015]*
Dette betyder, at en statisk tilladelig kraftfordeling, er hvor ligevægtsligningerne er opfyldt og kraften i den enkelte bolt og svejsninger ikke er større end den pågældende dels bæreevne.

Kræfter i samlingen

Snitkræfterne der virker i samlingen er fundet i FEM-Design i BGT og fremgår af tabel 12.1. Kræfterne er placeret i HE-B profiltværsnittets tyngdepunkt, se figur 12.6. Den dimensionsgivende lastkombiantion er fundet til LK2 og det er verificeret i modellen, at momentet ikke skifter fortegn af betydning for samlingens bæreevne. Det modsatrettede moment er 10 kNm.
I tabel 12.1 og på figur 12.6 fremgår snitkræfterne virkende i samlingen. Her er forskydningkræfter betegnet med V, normalkræfter med N og momenter med M. Her er der lavet indeks for om det er virkende i søjlen, indeks S eller i bjælken, indeks B.

		LK2, Dom. Snelast og vind fra vest
$N_B = V_S$	[kN]	-50,0
$V_B = N_S$	[kN]	-157,0
$M_B = M_S$	[kNm]	-534,0

Tabel 12.1. Snitkræfter fra FEM-design, se figur 12.6.



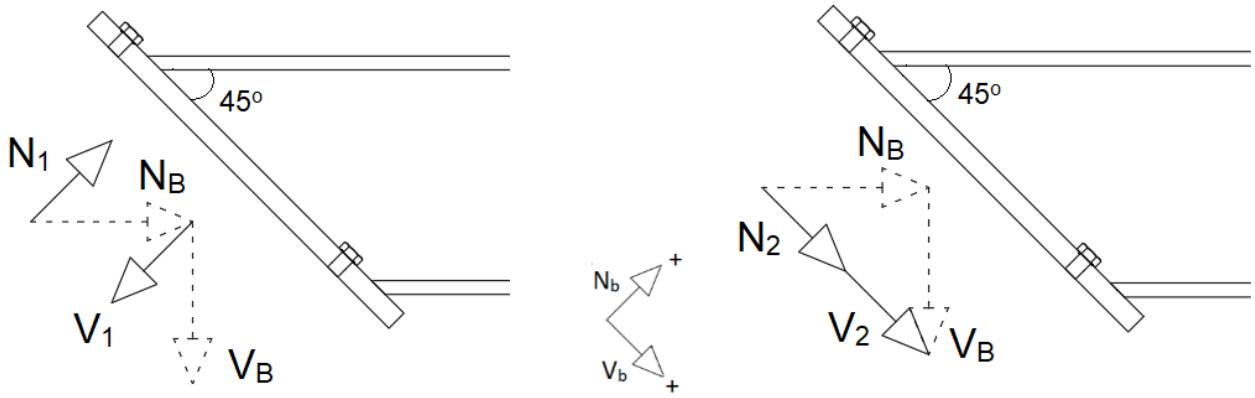
Figur 12.6. Snitkræfterne i samlingen, samt hvilken retning de er regnet positivt i FEM-Design.

Normalkraften i boltene, N_b, findes som resultanten af normalkraften, N_B, og forskydningskraften, V_B som det fremgår af figur 12.7.

$$N_b = N_B \cdot \cos(45°) - V_B \cdot \sin(45°) = N_1 - V_1 = 75,7\text{kN} \tag{12.1}$$

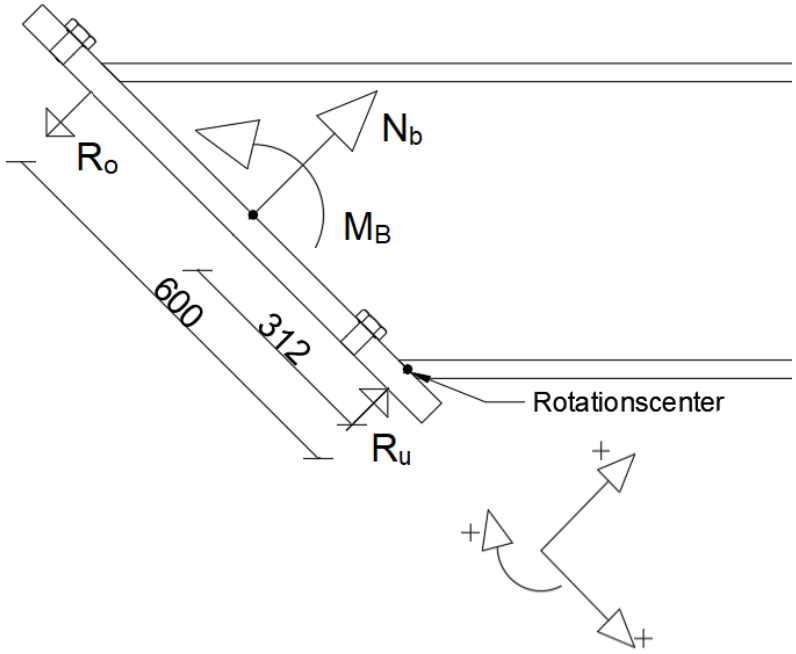
Forskydningskraften i boltene, V_b, findes på samme vis som normalkraften, N_b, jf. figur 12.7.

$$V_b = N_B \cdot \sin(45°) + V_B \cdot \cos(45°) = N_2 + V_2 = -146,4\text{kN} \tag{12.2}$$



Figur 12.7. Projektering af snitkræfter for at bestemme krafterne virkende i boltene. Her er N_1 og V_1 de to resultanter der giver N_b, og N_2 og V_2 er resultanterne der giver V_b.

Ved at fordele kræfterne ud fra nedreværdisætningen, gøres der en antagelse om, hvordan kræfterne fordeles og der kan derved være flere forskellige løsninger til samlingen. En måde at fordele kræfterne på, fremgår af figur 12.8, hvor det er antaget, at der vil være rotation om trykflangen. Rotationen i form af momentet optages i samlingen, som et kraftpar og på figur 12.8 er kræfternes reaktioner R_u og R_o vist, [Dansk Standard, 2007*c*]. Normalkraften, N_b, giver et bidrag til momentet i rotationscentret og det er antaget, at boltene ved trykflangen skal optage forskydningskraften, V_b.



Figur 12.8. Fordeling af momentet i et ækvivalent kraftsystem. Mål i mm.

For at bestemme kraften, som virker ved den øvre flange, er der opstiller et ækvivalent kraftsystem, som skal være i ligevægt, hvor reaktionen R_o er bestemt. Der er taget moment omkring rotationscentret, sådan at R_u udgår af ligningen, og de positive regneretninger er angivet på figur 12.8.

$$R_o \cdot 600\,\text{mm} = -M_B + N_b \cdot 312\text{mm} \Leftrightarrow R_o = 929,4\text{kN} \tag{12.3}$$

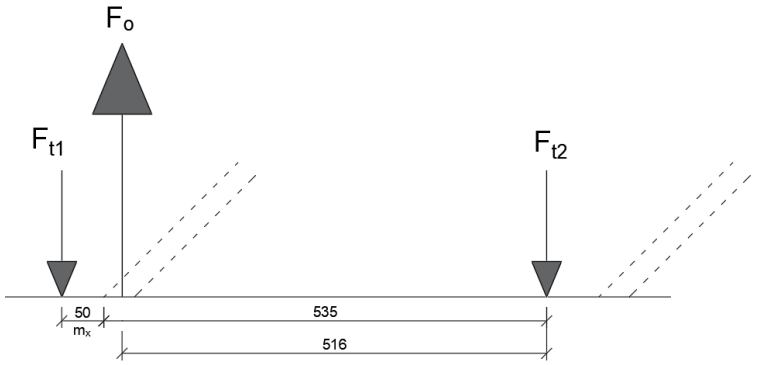
Kraften, F_o på figur 12.9 er af samme størrelse som reaktionen, R_o, i overflangen men virker i modsat retning. F_o skal fordeles til de to boltegrupper, som er angivet på samme figur. F_o fordeles til boltene ved at tage momentligevægt omkring kraften F_{t2} på figur 12.9, hvor kræfterne F_{t1} og F_{t2} virker i boltehullets midte og F_o virker i center af overflangen.

$$0 = F_{t1} \cdot (50\text{mm} + 535\text{mm}) - F_o \cdot 516\text{mm} \Leftrightarrow F_{t1} = 0,88 \cdot F_o = 817,9 \text{ kN} \tag{12.4}$$

F_{t2} bestemmes ved lodret ligevægt:

$$0 = F_{t1} + F_{t2} - F_o \Leftrightarrow F_{t2} = 0,12 \cdot F_o = 111,5 \text{ kN} \tag{12.5}$$

I boltene ved overflangen deles kraften med fire, da der er fire bolte, f_{t1} = 204,5 kN/bolt.
I boltene ved underflagen deles kraften i to, da der er to bolte, f_{t2} = 55,8 kN/bolt.



Figur 12.9. Kræfterne til boltegrupperne fordeles ved ligevægtsligninger. Mål i mm

12.4 Boltesamling

I det følgende vil bæreevnen af boltesamlingen blive eftervist.

12.4.1 Materialeparametre for bolte og endeplade

Alle seks bolte vælges som M27 bolte og i styrkeklasse 8.8 med rullet gevind. Boltsamlingen udføres, som en dornsamling og boltene forspændes ikke. Hullerne i endepladen udføres normale og med en diameter på 3 mm større end boltenes diameter. Relevante parametre for endeplade og bolte fremgår af tabel 12.2. [Jensen et al., 2015]

Boltparametre, 8.8		
Diameter, d	27	[mm]
Huldiameter, d_0]	30	[mm]
Spædningsareal, A_s	459	[mm^2]
Trækstyrke, f_{ub}	800	[MPa]

Endepladeparametre, S235		
Tykkelse, t_p	50	[mm]
Højde, h_p	804	[mm]
Bredde, b_p	360	[mm]
Trækstyrke, f_u	360	[MPa]
Flydespænding, f_y	215	[MPa]

Tabel 12.2. Materialeparametre for M27 bolt og endeplade.

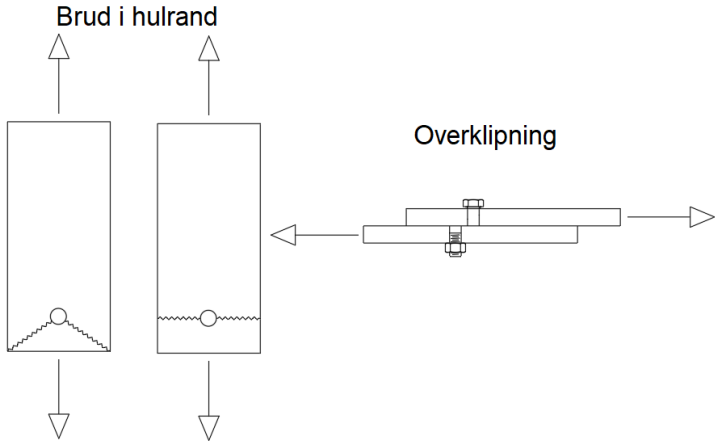
12.4.2 Krav til boltenes bæreevner

Forskydningspåvirkede bolte

Forskydningspåvirkede bolte har to svigtscenerier, et hvor bolten bliver revet vinkelret ud af endepladen, og et hvor bolten bliver klippet over, som vist på figur 12.10. Det eftervises derfor, at forskydningskraften ikke overstiger overklipsningbæreevnen og/eller hulrandsbæreevnen.

$$\begin{aligned} F_{v,Ed} &\leq F_{v,Rd} \\ F_{v,Ed} &\leq F_{b,Rd} \end{aligned}$$

$F_{v,Ed}$	Den regningsmæssige forskydningskraft pr. bolt i BGT	[kN/bolt]
$F_{v,Rd}$	Den regningsmæssige overklipningsbæreevne pr. bolt	[kN/bolt]
$F_{b,Rd}$	Den regningsmæssige hulrandsbæreevne pr. bolt	[kN/bolt]



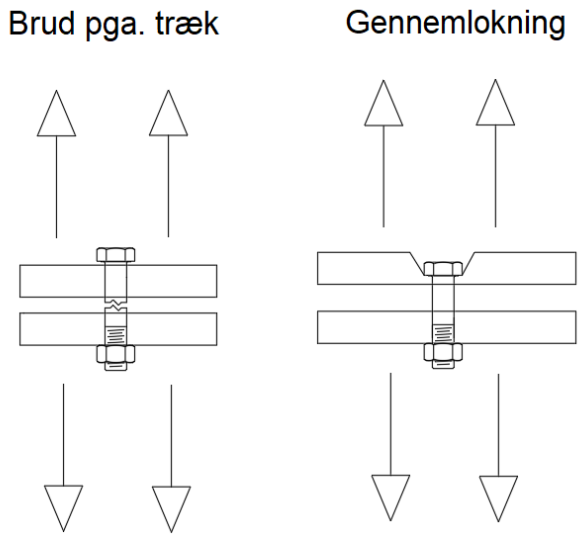
Figur 12.10. Brudformer for forskydningspåvirkede bolte.

Trækpåvirkede bolte

Trækpåvirkede bolte har ligeledes to svigt scenarier, et hvor bolten bliver trukket igennem endepladen og et hvor bolten bliver rykket over, som vist på figur 12.11. Der eftervises derfor, at den regningsmæssige trækkraft ikke overstiger gennemlokningsbæreevnen og/eller trækbæreeven.

$$\begin{aligned} F_{t,Ed} &\leq F_{t,Rd} \\ F_{t,Ed} &\leq F_{B,Rd} \end{aligned} \tag{12.6}$$

$F_{t,Ed}$	Den regningsmæssige trækkraft pr. bolt i BGT	[kN/bolt]
$F_{t,Rd}$	Den regningsmæssige trækbæreevne pr. bolt	[kN/bolt]
$F_{B,Rd}$	Den regningsmæssige gennemlokningsbæreevnen pr. bolt	[kN/bolt]



Figur 12.11. Brudformer for trækpåvirkede bolte.

Træk og forskydningspåvirkede bolte

For bolte der er påvirket af både træk og forskydning samtidigt, skal følgende overholdes:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1 \tag{12.7}$$

$F_{v,Ed}$	Den regningsmæssige forskydningskraft pr. bolt i BGT	[kN/bolt]
$F_{v,Rd}$	Den regningsmæssige overklipningsbæreevne pr. bolt	[kN/bolt]
$F_{t,Ed}$	Den regningsmæssige trækkraft pr. bolt i BGT	[kN/bolt]
$F_{t,Rd}$	Den regningsmæssige trækbæreevne pr. bolt	[kN/bolt]

12.4.3 Bæreevner

Overklipningsbæreevne

Overklipningsbæreevnen findes ved formel (12.8). Her har faktoren α_v værdien 0,6 for bolte af styrkeklasse 8.8 jf.tabel 10.4 i [Jensen et al., 2015].

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \, f_{ub} \, A_s}{\gamma_{M2}} = 163,2\text{kN} \tag{12.8}$$

Hvor:

$F_{v,Rd}$	Overklipningsbæreevne for én bolt	[kN]
α_v	Faktor der afhænger af boltklassen	[-]
f_{ub}	Boltens specifikke trækstyrke	[MPa]
A_s	Boltens bruttotværsnitsareal	[mm^2]
γ_{M2}	Partialsikkerhedskoefficent for samling	[-]

Hulrandsbærevne

Hulrandsbæreevnen findes ved formel (12.9).

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \, \alpha_b \, f_u \, d \, t_p}{\gamma_{M2}} = 810\text{kN} \tag{12.9}$$

Hvor:

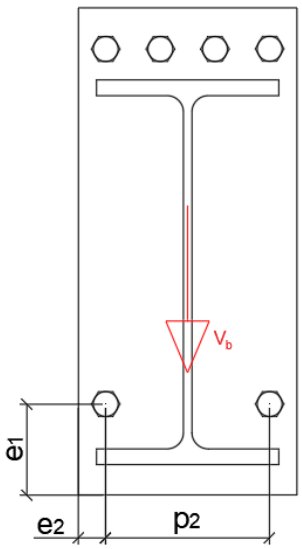
$F_{b,Rd}$	Hulrandsbæreevne for ét hul	[kN]
k_1	For kantbolte: den mindste af $2,8\frac{e_2}{d_0} - 1,7$ eller 2,5	[-]
α_b	For kantbolte: $\frac{e_1}{3\ d_0}$, dog maks. 1,0	[-]
A_s	Boltens bruttotværsnitsareal	[mm^2]
f_u	Endepladens trækstyrke	[MPa]
d	Boltdiameter	[mm]
t_p	Endepladens tykkelse	[mm]
γ_{M2}	Partialsikkerhedskoefficent for samling	[-]

Faktorene k_1 og α_b bestemmes for kantbolte, da de to forskydningspåvirkede bolte er placeret ved kanten af endepladen. Størrelserne e_1 og e_2 fremgår af figur 12.12. Resultaterne for disse faktorer fremgår af (12.10) og (12.11).

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{45\text{mm}}{30\text{mm}} - 1,7 = 2,5 \tag{12.10}$$

$$\alpha_b = \frac{90\text{mm}}{3 \cdot 30\text{mm}} = 1,66 \tag{12.11}$$

Da α_b er større end 1,0, sættes den derved til 1,0, i beregningen.



Figur 12.12. Størrelserne $e_1 = 150$ mm, $e_2 = 45$ mm og $p_2 = 270$ mm

Gennemlokningsbæreevne

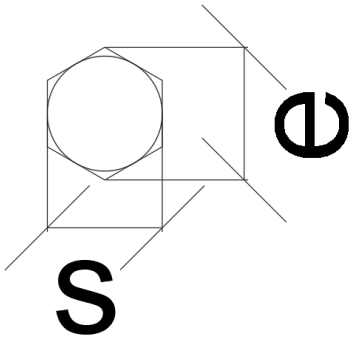
Gennemlokningsbæreevnen findes ved formel (12.12).

$$F_{B,Rd} = 0,6\ \pi\ d_m\ t_p \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 1109,6\text{kN} \tag{12.12}$$

Hvor:

$F_{B,Rd}$	Gennemlokningsbæreevne for én bolt	[kN]
d_m	Middeldiameter af boltehoved eller møtrik	[mm]
t_p	Endpladens tykkelse	[mm]

Middeldiameteren af bolthovedet er fundet i formel (12.13). Den er fundet ud fra nøglevidden, s, og hjørnemålet, e, af bolthovedet, som fremgår af figur 12.13.



Figur 12.13. Bolthoved med målene s = 41 mm og e = 47,3 mm vist, [Jensen, 2013].

$$\mathrm{d_m} = \frac{s+e}{2} = \frac{41\mathrm{mm} + 47,3\mathrm{mm}}{2} = 44,2\mathrm{mm} \tag{12.13}$$

Trækbæreevne

Det forudsættes at brudform 3 jf. [Dansk Standard, 2007*c*] forekommer, hvilket er når der sker flydning i boltene, uden at der sker flydning i endepladen, se figur 12.15. Først eftervises det, at trækbæreevnen for boltene er tilstrækkelig og denne beregnes ved formel (12.14) og (12.15). Bolten er ikke undersænket og faktoren $\mathrm{k_2}$ har værdien 0,9.

$$\mathrm{f_{t1}} \leq \mathrm{F_{t,Rd}} = \frac{\mathrm{k_2\ f_{ub}\ A_s}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \Leftrightarrow 204,5\mathrm{kN} \leq 244,8\mathrm{kN} \rightarrow \mathrm{OK} \tag{12.14}$$

$$\mathrm{f_{t2}} \leq \mathrm{F_{t,Rd}} = \frac{\mathrm{k_2\ f_{ub}\ A_s}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \Leftrightarrow 55,8\mathrm{kN} \leq 244,8\mathrm{kN} \rightarrow \mathrm{OK} \tag{12.15}$$

Hvor:

$\mathrm{f_{t1}}$	Trækkraft i én bolt ved overflanger	[kN]
$\mathrm{f_{t2}}$	Trækkraft i én bolt ved underflangen	[kN]
$\mathrm{F_{t,Rd}}$	Trækbæreevne af én bolt	[kN]
$\mathrm{k_2}$	Faktor der afhænger om bolten er undersænket	[-]
$\mathrm{A_s}$	Spændingsarealet af bolten	[$\mathrm{m^2}$]

For at brudform 3 forekommer skal endepladens flydemoment være stærkere end momentet fra boltene virkende ved flangen. For at opstille denne ligning introduceres der i det følgende nogle flydeled under overflangen, som anvendes til at opstille ligningen, hvor det forudsættes at disse ikke forekommer i praksis. Derfor er endepladen på figur 12.15 tegnet udeformeret.
I ligningen har afstanden mellem midten af boltehullet og flangens kant en betydning for styrken af samlingen. Derfor gælder det om at have en kort afstand mellem boltehoved og svejsning, hvor det optimale er nogle få mm. Det antages, at en svejsning med et a-mål på 14mm er tilstrækkeligt, hvilket eftervises i afsnit 12.5. Endepladens flydemoment, $\mathrm{m_p}$, beregnes ved formel (12.16) og boltenes moment ved flydeledene, A og B, se figur 12.15, beregnes ved formel (12.17) og (12.18). Flydeledne A og B introduceres idet det jf. [Dansk Standard, 2007*c*] kan antages, at flydeledene opstår sådan, idet momentarmen beregnes, som afstanden fra midte boltehul til 20 % inde i tåen på svejsningen. Var boltenes moment beregnet ved det teoretiske flydeled under midten af flangen havde de haft samme størrelse.

$$m_p = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot b_d \cdot t_p^2 = 44,0\text{kNm} \tag{12.16}$$

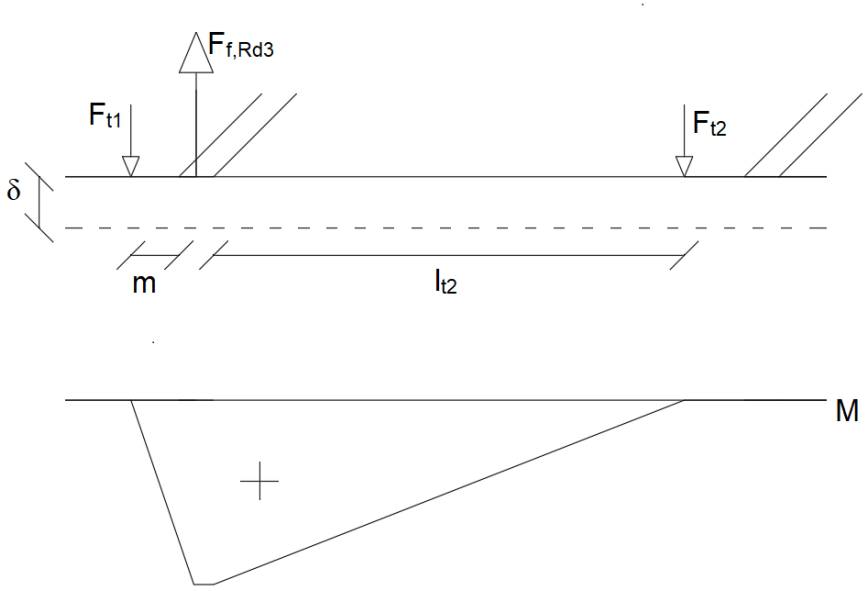
$$m_{t1} = F_{t1} \cdot m = 28,5\text{kNm} \tag{12.17}$$

$$m_{t2} = F_{t2} \cdot l_{t2} = 53,6\text{kNm} \tag{12.18}$$

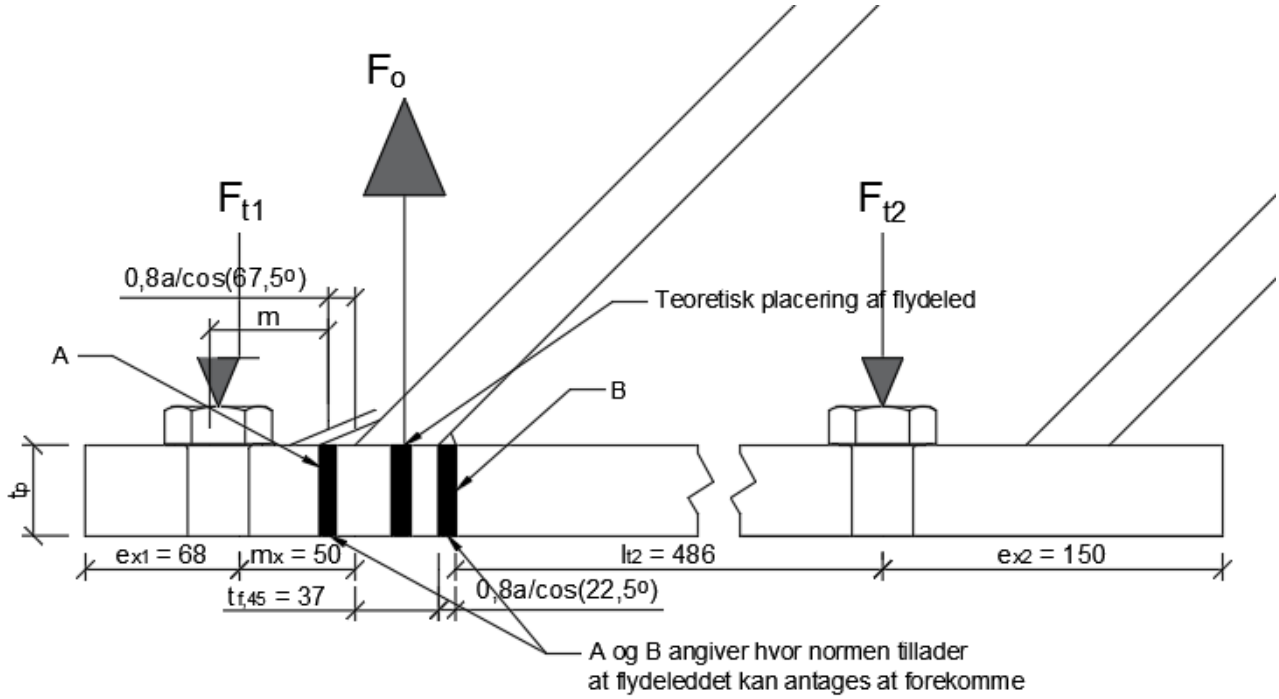
Hvor:

m_p	Endepladens flydemoment	[kNm]
f_y	Endepladens flydespænding	[MPa]
γ_{M0}	Partialkoeficient	[-]
b_d	Endepladens bredde	[mm]
t_p	Endepladens tykkelse	[mm]
m_{ti}	Boltenes moment ved flydeled	[kNm]
F_{t1}	Samlet kraft i boltegruppen ved overflangen	[kN]
F_{t2}	Samlet kraft i boltegruppen ved underflangen	[kN]
m	$m_x - 0,8 \cdot a \cdot /\cos(v)$, se figur 12.15	[mm]
m_x	Afstand fra midt af bolthul til kanten af flangen	[mm]
a	Svejsningens a-mål	[mm]

På figur 12.14 fremgår brudform 3, samt momentkurven for denne.



Figur 12.14. Illustration af brudform 3, hvor der sker flydning i boltene og ikke i endepladen.



Figur 12.15. Parametrene som skal anvendes ved beregning af brudform 3. Mål i mm.

Af formel (12.17) og (12.18) fremgår det, at det største moment i flydeledene er 53,6 kNm, virkende i punkt B på figur 12.15, hvilket er større end endepladens flydemoment. Endepladen er dog afstivet af HEB-profilets krop på den side af overflangen, og det antages derfor at flydeledet opstår i punkt A, på figur 12.15, for denne brudform. Ved at opstille følgende ligning, som siger at endepladens flydemoment skal være større end boltenes moment, kan endepladens mindst tilladelige tykkelse, $t_{p,min}$ bestemmes ved formel (12.19), hvor bæreevnen for boltegruppen ved overflangen anvendes.

$$m_p > m_{t1} \Leftrightarrow t_{p,min} = \frac{2 \cdot \sqrt{b_d \cdot f_y \cdot F_{t,Rd} \cdot 4 \cdot m \cdot \gamma_{M0}}}{b_d \cdot f_y} = 34,6\text{mm} \tag{12.19}$$

Dermed kan det antages, at brudform 3 forekommer, når der er anvendt en endeplade med en tykkelse på 50 mm og samlingen har den viste geometri på figur 12.2 på side 64. Videre er det eftervist, at brudform 3 har en mindre bæreevne end brudform 1 og 2, når der anvendes en endeplade med en tykkelse på 50 mm. Brudform 1 og 2 beskrives nærmere i afsnit 12.6 omhandlende en optimering af hjørnesamlingen.

12.4.4 Resultater for boltsamling

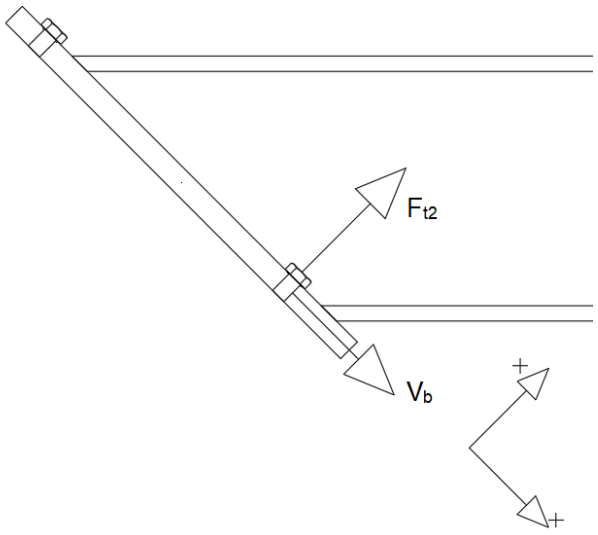
Håndberegninger
I tabel 12.3 fremgår resultaterne for bæreevnerne af boltene og endeplade, kraften der virker i boltene og udnyttelsesgraden.

	Bæreevne [kN]	Kraft [kN]	Udnyttelsesgrad [%]
Forskydningspåvirkede bolte:			
Overklipningsbærevne	163,2	73,2	44,8
Hulrandsbærevne	810	73,2	9,0
Trækpåvirkede bolte:			
Ved overflangen			
Trækbæreevne for én bolt	244,8	204,5	83,5
Gennemlokningsbæreevne for én bolt	1109,6	204,5	18,4
Ved underflangen			
Trækbæreevne for én bolt	244,8	55,8	22,7
Gennemlokningsbæreevne for én bolt	1109,6	55,8	5,0
	Bæreevne [kNm]	Kraft [kNm]	Udnyttelsesgrad [%]
Endeplade	44,0	28,5	64,8

Tabel 12.3. Resultater for den regningsmæssige bæreevne af træk- og forskydningspåvirkede bolte, samt udnyttelse, når der anvendes en endeplade på 50 mm.

Da de to bolte ved underflangen er både forskydnings- og trækpåvirkede, findes deres udnyttelsesgrad ved formel (12.7) og dette er illustreret på figur 12.16.

$$\left(\frac{73,2\text{kN}}{163,2\text{kN}}\right)^2 + \left(\frac{55,8\text{kN}}{244,8}\right)^2 = 0,25 \tag{12.20}$$



Figur 12.16. Illustration forskydnings- og trækpåvirkede bolte

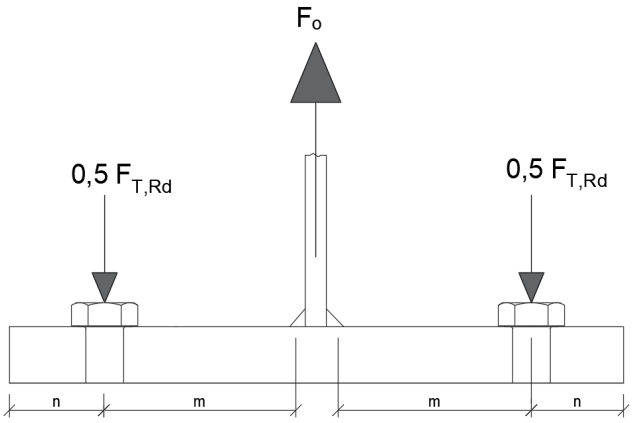
Boltene der er træk- og forskyningspåvirkede er udnyttet med 25,0%. Da der er ikke medtaget kræfter ude af rammens plan, ville disse sandsynligvis give et bidrag til kraften i samlingen, men der er en bæreevne reserve i den nederste boltegruppe som kan udnyttes.

Ud fra udnyttelsesgraderne i tabel 12.3 og ligning (12.20) fremgår det, at det er boltene der er mest udnyttet i samlingen og at endepladen kan udnyttes bedre. Der vil derfor blive foretaget en optimering af samlingen i afsnit 12.6, hvor det undersøges om endepladen kan gøres tyndere.

Beregninger udført af FEM-Design
I tabel 12.4 præsenteres udnyttelserne fra FEM-Designs beregning, som bruges til sammenligningsgrundlag, med udnyttelserne fra håndberegningerne. Den overordnede udnyttelse af samlingen er ca. den samme ved begge beregninger, 83,5 % og 86,0 %, men det fremgår ikke tydeligt af dokumentationen, som FEM-Design udarbejder, hvordan den behandler normalkraften, N_b, i samlingen. Derfor fremgår der ikke trækpåvirkede bolte i tabel 12.4, men momentbæreevnen istedet, som er den der anvendes til at bestemme udnyttelsen i FEM-Design. Resterende dokumentation kan findes i Bilag D. FEM-Design forudsætter videre, at det er brudform 2 som forekommer, hvilket er når der sker flydning både i boltene og i endepladen. Dette skyldes at programmet regner en lavere bæreevne for brudform 2, sammenlignet med håndberegningerne. Dette kan skyldes at FEM-Design anvender teorien for en T-stub samling, som er illustreret på figur 12.17. Samlingen ser dog ikke sådan ud i virkeligheden.

	Bæreevne [kN]	Kraft [kN]	Udnyttelsesgrad [%]
Forskydningspåvirkede bolte:	407,2	76,6	19,0
	Bæreevne [kNm]	Kraft [kNm]	Udnyttelsesgrad [%]
Momentpåvirkede bolte	624,5	-534,3	86,0

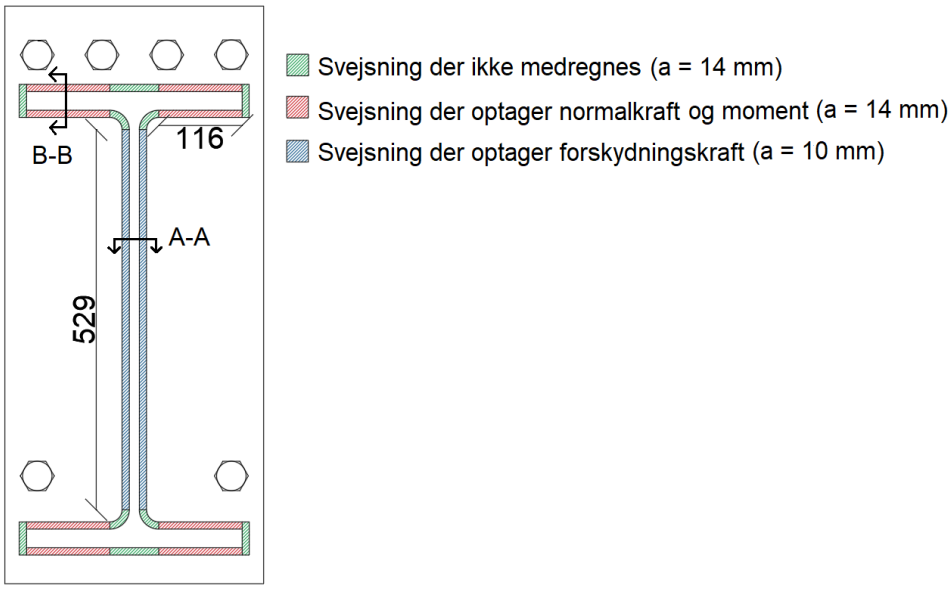
Tabel 12.4. Resultater for bæreevnen af træk- og forskydningspåvirkede bolte, samt udnyttelse, når der anvendes en endeplade på 50 mm.



Figur 12.17. Illustration af T-stub samling, hvor det gælder at afstanden, m, til de 2 boltegrupper på hver side af flangen har den samme størrelse. F_o er kraften som samlingen skal dimensioneres for og $F_{T,Rd} = F_0$

12.5 Svejsesamling

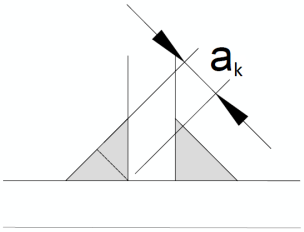
Til at svejse endepladerne på HE-450B-profilerne anvendes der kantsøm langs flangerne og kroppen, se figur 12.18. Svejsninger i både flanger og kroppen antages som symmetriske kantsømme i beregningerne. Da svejsningerne ikke er helt symmetriske langs flangerne, da kroppen sidder på den ene side, fratages der noget af svejsesømmen i beregningerne, samt svejsesømmene på enderne af flangerne. På figur 12.18 fremgår hvilke dele af svejsesømmene der ikke medregnes.
Kræfterne fordeles ud på sømmene efter plasticitetsteoriens nedreværdisætning, som vist på figur 12.18, hvor det er antaget, at svejsesømmen i kroppen optager forskydningskraften, V_b, og i flagerne optager svejsesømmen normalkræfterne fra normalkraften, N_b, og momentet, M_B.



Figur 12.18. Fordeling af kræfter, mål i mm.

12.5.1 Dimensionering af svejsesøm

Bæreevnen af svejsesømmen afhænger af sømmets a-mål, der er højden i trekanten vinkelret på svejsesømmen, som vist på figur 12.19.



Figur 12.19. Tværsnit af svejsesømmene i kroppen, hvor a-målet er vist. Snit A-A på figur 12.18

Udover sømmets a-mål indgår sømlængden. Ved svejsning er der risiko for endekratre, som er fejl ved start og afslutning. Den regningsmæssige sømlængde er derfor den nominelle fratrukket endekratre i frie ender. Da der svejses hele vejen rundt om profilet, er der ikke frie ender og derfor skal der ikke tages højde for endekratre. Da der er svejsesøm, som ikke er medtaget i beregningerne, er det på den sikre side.
Kantsøm der regnes kraftoverførende skal overholde følgende for længden af svejsesømmen:

$$30\text{mm (eller 6 a)} \leq \text{l} \leq 150\text{a}$$

For svejsningen i flangerne er a-målet sat til 14 mm og kravet undersøges i det følgnede:

$$84\text{mm} \leq 2 \cdot 116\text{mm} \leq 2100\text{mm} \rightarrow OK$$

For svejsningen i kroppen er a-målet sat til 10 mm og kravet undersøges i det følgnede:

$$60\text{mm} \leq 529\text{mm} \leq 750\text{mm} \rightarrow OK$$

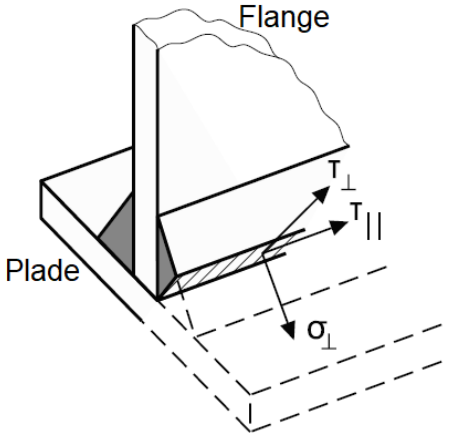
12.5.2 Spændinger i svejsesøm

Stålnormen opstiller krav til den effektive spænding i svejsesømmen, som fremgår af formel (12.21). På figur 12.20 fremgår hvordan spændingerne virker i svejsesømmen.

$$\sigma_{\mathrm{eff,s}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\left(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2\right)} \leq \frac{\mathrm{f_u}}{\beta_{\mathrm{w}}\ \gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{12.21}$$

Hvor:

$\sigma_{\mathrm{eff,s}}$	Effektive sømspænding	[MPa]
$\sigma_{\perp}$	Normalspænding vinkelret på svejsesøm	[MPa]
$\tau_{\parallel}$	Forskydningsspænding parallelt på svejsesøm	[MPa]
$\tau_{\perp}$	Forskydningsspænding vinkelret på svejsesøm	[MPa]
β_{w}	Korrelationsfaktor	[−]



Figur 12.20. Snit A-A, spændinger i svejsesømmen. [Jensen et al., 2015]

Svejsematerialets styrke kan regnes højere end grundmaterialets styrke. Dette gøres ved korrelationsfaktoren, β_{w}. For stål i styrkeklasse S235 sættes den til 0,8. Brudbæreevnen af svejsesømmen bliver derved:

$$\frac{\mathrm{f_u}}{\beta_{\mathrm{w}}\ \gamma_{\mathrm{M2}}} = \frac{360\mathrm{MPa}}{0{,}8 \cdot 1{,}35} = 333{,}3\mathrm{MPa}$$

Ved symmetriske kantsøm, med ligebenet svejsesøm, kan spændingerne for plastisk fordeling opskrives som i formel (12.22). [Jensen et al., 2015]

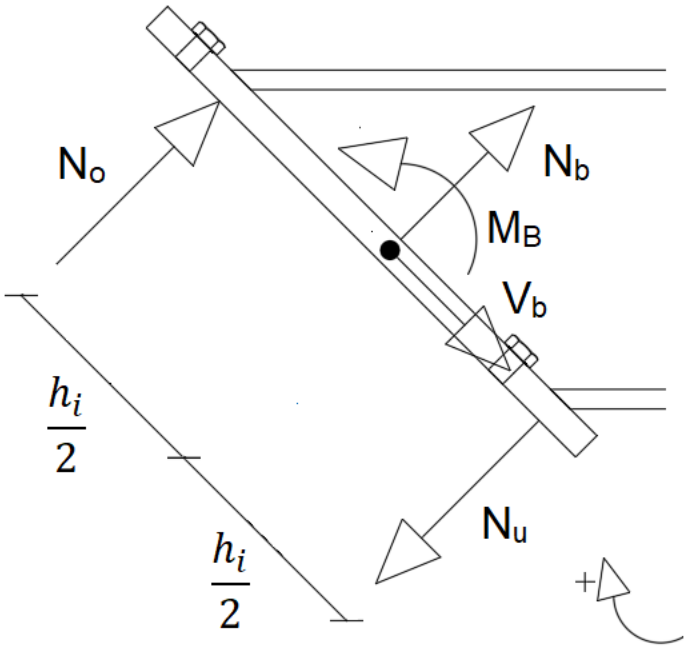
$$\begin{aligned} \sigma_{\perp,\mathrm{k}} = \tau_{\perp,,\mathrm{k}} &= \frac{\mathrm{N}}{2\ \mathrm{a\ l}\ \sqrt{2}} \\ \tau_{\parallel,\mathrm{k}} &= \frac{\mathrm{V_k}}{2\ \mathrm{a\ l}} \end{aligned} \tag{12.22}$$

For symmetriske kantsøm der ikke har ligebenet svejsesøm, findes spændingerne ved formel (12.23).

$$\begin{aligned} \sigma_{\perp,\mathrm{f}} &= \frac{\mathrm{N} \cdot \cos(\mathrm{v_1})}{\mathrm{a\ l}} \\ \tau_{\perp,\mathrm{f}} &= \frac{\mathrm{N} \cdot \cos(\mathrm{v_2})}{\mathrm{a\ l}} \\ \tau_{\parallel,\mathrm{f}} &= \frac{\mathrm{V_f}}{\mathrm{a\ l}} \end{aligned} \tag{12.23}$$

12.5.3 Svejsning i flangerne

Som beskrevet er det antaget, at flangerne optager normalkræfterne, fra momentet og normalkraften. Momentet bliver optaget, som et kraftpar, en kraft i hver flange, med afstanden $h_i/2$ mellem center til midte af overflange og center til midte af underflange, som vist på figur 12.21.



Figur 12.21. Illustration af optagelse af kræfter i flangesømmen.

Afstanden h_i er fundet ved:

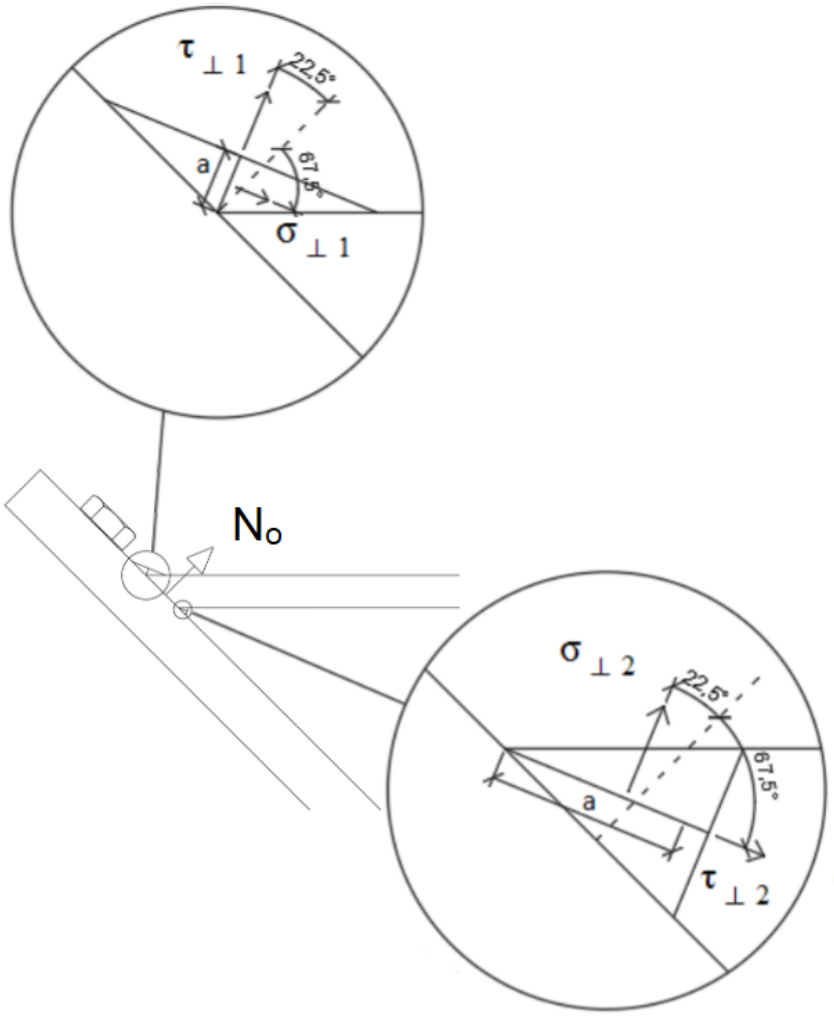
$$h_i = \frac{450\text{mm}}{\cos(45°)} - \frac{t_p}{\cos(45°)} = 600\text{mm}$$

Normalkraften virkende i én flange er fundet ved:

$$N_o = \frac{1}{2}\left(\frac{-M_B}{\frac{h_i}{2}} + N_b\right) = 928,4\text{kN}$$

$$N_u = \frac{1}{2}\left(\frac{-M_B}{\frac{h_i}{2}} - N_b\right) = 852,7\text{kN}$$

Sømlængden for svejsningen på flangerne, er vist på figur 12.18, og er $2 \cdot 116$mm, l, og a-målet for svejsningen er sat til 14mm. Herefter kan spændingerne i svejsningerne ved flangerne findes, ved formel (12.23). Der regnes kun spændingerne for overflangen, da denne optager den største normalkraft, og dette fremgår af figur 12.22. I flangerne optages ingen forskydning, dvs. $V_f = 0$kN.



Figur 12.22. Svejsesømme ved overflangen.

Spændingerne i den øverste svejsning, ved overflangen, findes i det følgende, ud fra formel (12.23):

$$\sigma_{\perp,1} = \frac{\frac{928,4\text{kN} \cdot \cos(67,5)}{2}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 54,7\text{MPa}$$

$$\tau_{\perp,1} = \frac{\frac{928,4\text{kN} \cdot \cos(22,5)}{2}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 132,0\text{MPa}$$

$$\tau_{\parallel,1} = \frac{0\text{kN}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 0\text{MPa}$$

Den effektive spændingen kan derved findes ved formel (12.21) til:

$$\sigma_{\text{eff},1} = \sqrt{(54,7\text{MPa})^2 + 3\left(0\text{MPa}^2 + 132,0\text{MPa}^2\right)} = 235,1\text{MPa}$$

Spændingerne i den nederste svejsning, ved overflangen, findes i det følgende, ud fra formel (12.23):

$$\sigma_{\perp,2} = \frac{\frac{928,4\text{kN} \cdot \cos(22,5)}{2}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 132,0\text{MPa}$$
$$\tau_{\perp,2} = \frac{\frac{928,4\text{kN} \cdot \cos(67,5)}{2}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 54,7\text{MPa}$$
$$\tau_{\parallel,2} = \frac{0\text{kN}}{14\text{mm} \cdot 232\text{mm}} = 0\text{MPa}$$

Den effektive spændingen kan derved findes ved formel (12.21) til:

$$\sigma_{\text{eff},2} = \sqrt{(132,0\text{MPa})^2 + 3\left(0\text{MPa}^2 + 54,7\text{MPa}^2\right)} = 162,5\text{MPa}$$

Det ses ud fra de to effektive spændinger, at det er den øverste del af svejsningen, ved overflangen, der er mest udnyttet. Det fremgår i tabel 12.5 hvor stor udnyttelsen er for hver del af svejsningen.

12.5.4 Svejsning i kroppen

Som beskrevet er det antaget at kroppen optager forskydningskraften, V_b, der er fundet i formel (12.2). Normalkraften i kroppen er derfor $N_k = 0$.
Sømlængden for svejsningen på flangerne er vist på figur 12.18 og er 529mm og a-målet for svejsningen er sat til 10mm. Herefter kan spændingerne i flangerne findes, ved formel (12.22).

$$\begin{aligned} \sigma_\perp = \tau_\perp &= \frac{0\text{kN}}{2 \cdot 10\text{mm} \cdot 529\text{mm}\sqrt{2}} = 0\text{MPa} \\ \tau_\parallel &= \frac{-146,4\text{kN}}{2 \cdot 10\text{mm} \cdot 529\text{mm}} = -13,8\text{MPa} \end{aligned} \tag{12.24}$$

Den effektive spænding findes da ved formel (12.21) til 24,0MPa, hvilket er mindre end kravet der er fundet til 333,3MPa. Udnyttelsen af svejsningen i kroppen fremgår i tabel 12.5.

12.5.5 Resultater for svejsesamling

I tabel 12.5 fremgår resultaterne for bæreevnerne af svejsningerne i samlingen, både for håndberegningerne og FEM-Design's resultater. For håndberegningerne fremgår den beregnede bæreevne, den effektive spænding, σ_{eff}, og udnyttelsen. FEM-Design præsenterer kun udnyttelsen af svejsninger og derfor fremgår der ikke nogle effektive spændinger for disse beregninger. Det fremgår af tabellen, at FEM-Design finder en større udnyttelse af svejsningerne sammenlignet med håndberegningen. Det er vanskeligt at forklare, idet dokumentationen fra FEM-Design er mangelfuld, se Bilag D. Det kan dog skyldes at FEM-Design regner elastisk og i håndberegningen er der regnet plastisk.

	a-mål [mm]	Brudbæreevne [MPa]	σ_{eff} [MPa]	Udnyttelsesgrad [%]
Håndberegninger				
Svejsning ved overflange 1	14	333,3	235,1	70,5
Svejsning ved overflange 2	14	333,3	162,5	48,7
Svejsning ved kroppen	10	333,3	24,0	7,2
FEM-Design				
Svejsning ved overflange	14			80
Svejsning ved kroppen	10			64
Svejsning ved underflange	14			56

Tabel 12.5. Resultater for svejsninger.

12.6 Optimering af hjørnesamling

Ved eftervisning af hjørnesamlingen i kapitel 12 er det fundet, at samlingen er maksimalt udnyttet 83,5% i boltene, 64,8% i endepladen og 70,5% i svejsningen ved håndberegninger. Det er derfor valgt at optimere på endepladens tykkelse, m-målet for boltegruppen ved overflangen, samt svejsningens a-mål, så samlingen i helhed udnyttes bedre og den er udførlig i praksis. I det følgende præsenteres de nye størrelser af endepladetykkelsen og a-målet, samt resultater og udnyttelsesgrader. Beregningerne er foretaget på samme vis som i afsnit 12.4 og 12.5.

12.6.1 Svejsesamling

I afsnit 12.5 er det fundet at udnyttelsen af svejsningen i flangerne, med a-mål på 14 mm, er 70,5% og i kroppen, med a-mål på 10 mm, var udnyttelsen 7,2%. Dette kan optimeres, så der udføres et a-mål på 11 mm både ved flangerne og kroppen. I tabel 12.6 fremgår de nye effektive spændinger, samt udnyttelsesgraden af svejsesømmen.

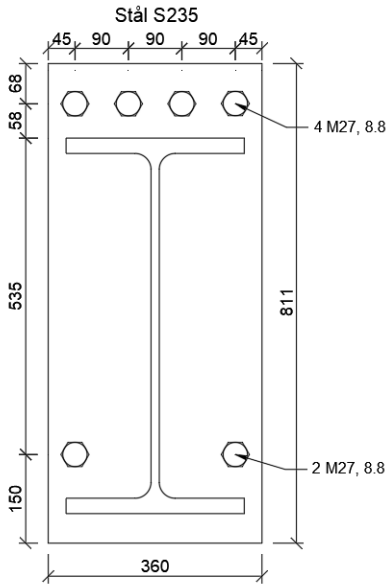
	a-mål, [mm]	Brudbæreevne [MPa]	σ_{eff} [MPa]	Udnyttelsesgrad [%]
Svejsning ved overflange, 1	11	333,3	299,3	89,7
Svejsning ved overflange, 2	11	333,3	206,8	62,0
Svejsning ved kroppen	11	333,3	21,7	6,5

Tabel 12.6. Resultaterne for optimering af svejsningen, med nyt a-mål på 11 mm.

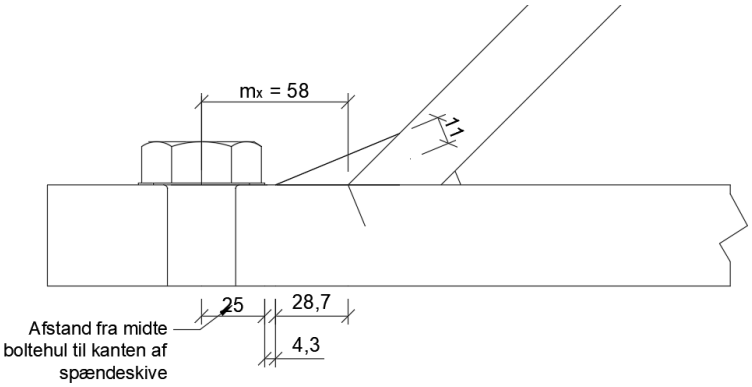
Svejsningen ved kroppen kan yderligere optimeres, men da det er mest hensigtsmæssigt at have samme a-mål i svejsningen hele vejen rundt om profilet, i forbindelse med udførelsen, er der valgt ikke at optimere yderligere.

12.6.2 Boltesamling

Ved at undersøge brudform 1 og 2, jf. [Dansk Standard, 2007*c*], kan det eftervises, at samme samling med en tyndere endeplade kan have tilstrækkelig bæreevne. Inden bæreevnen af samlingen optimeres er det valgt at øge m_x med 8 mm, se figur 12.24, hvor der nu er 58 mm fra midte boltehul til kanten af overflangen, hvor der før var 50 mm. Boltene kan ikke monteres ved 50 mm til overflangen, idet der skal være plads til svejsninger og spændeskiver, se figur 12.24.



Figur 12.23. Endepladens geometri efter optimering.



Figur 12.24. Illustration af afstand mellem bolt og svejsning.

Der vil blive gennemgået et beregningseksempel på den nye geometri af samlingen i det følgende. I tabel 12.7 fremgår parametrene for endeplade og bolte som anvendes ved denne [Jensen et al., 2015].

Boltparametre, 8.8		
Diameter, d	27	[mm]
Huldiameter, d_0	30	[mm]
Spædningsareal, A_s	459	[mm^2]
Trækstyrke, f_{ub}	800	[MPa]

Endepladeparametre, S235		
Tykkelse, t_p	35	[mm]
Højde, h_p	811	[mm]
Bredde, b_p	360	[mm]
Trækstyrke, f_u	360	[MPa]
Flydespænding, f_y	225	[MPa]

Tabel 12.7. Materialeparametre for M27 bolt og endeplade, S235

Brudform 1

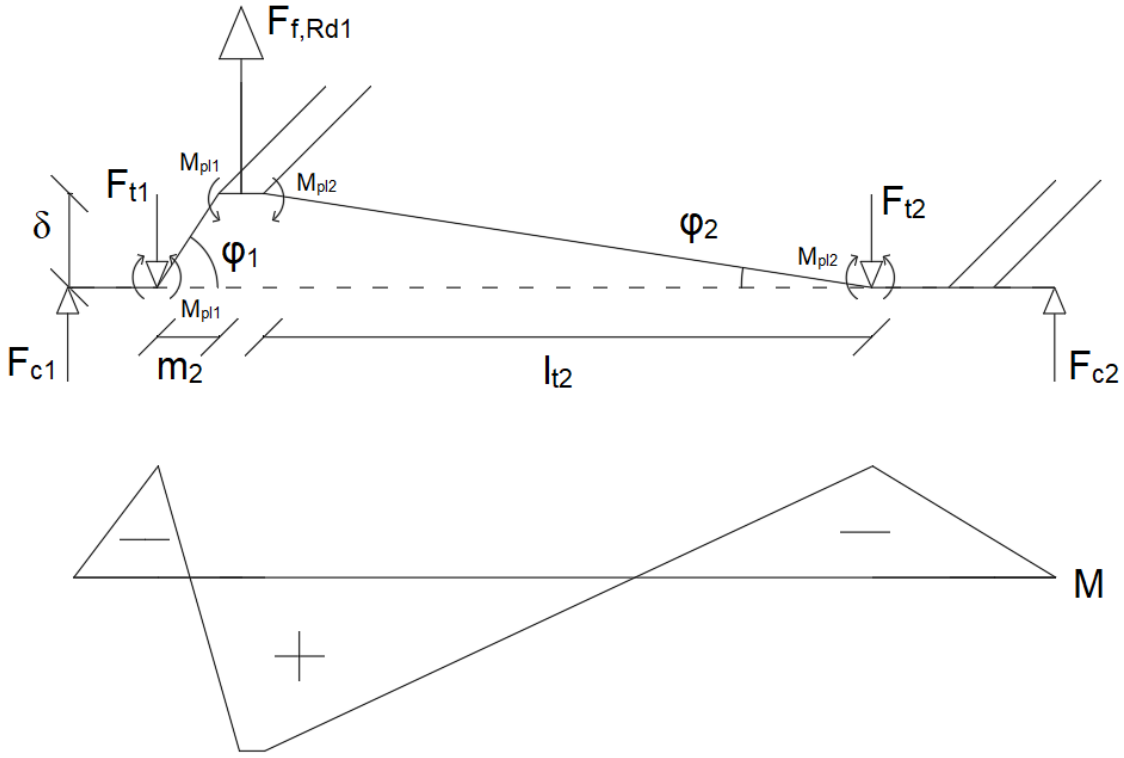
Ved brudform 1 antages det, at der sker flydning i pladen alene, og at denne er det svageste led i samlingen. Flydeledene antages at opstå, som vist på figur 12.3 på side 64, og på figur 12.25 fremgår brudfiguren, samt momentkurven, for brudform 1, hvor der ses bort fra indflydelsen, af HEB-profilets krop, på deformationen. Arbejdsligningen, som er defineret ved ydre arbejde lig indre arbejde, $A_y = A_i$, opstilles for at bestemme den maksimale flangekraft $F_{f,Rd1}$, som skal være større end F_o. Det ydre og indre arbejde i arbejdsligningen er defineret i ligning (12.25).

$$\begin{aligned} A_y &= \sum F \cdot \delta_i \\ A_I &= \sum M_{pl} \cdot \varphi_i \end{aligned} \tag{12.25}$$

Hvor:

F	Ydre last	[kN]
M_{pl}	Indre flydemoment	[kNm]
δ_i	Flytning	[-]
φ_i	Vinkeldrejning	[-]

Det fremgår af brudfiguren, at ligevægt kan opnås ved at antage, at der virker kræfterne, F_{c1} og F_{c2}, ved kanterne af endepladen. Kræfterne virker i teorien ikke ved kanten af pladen, men denne antagelse gør ligningerne simplere. Parametre fremgår af figur 12.15, hvor m_x er ændret til 58 mm.



Figur 12.25. Illustration af brudform 1, hvor der sker flydning i endepladen alene.

Vinkeldrejning for brudformen fremgår af figur 12.25 og findes ved følgende, hvor $\delta = 1$:

$$\varphi_i \approx \tan\varphi = \frac{\delta_i}{L}$$
$$\varphi_1 \approx \tan\varphi = \frac{1}{m_2}$$
$$\varphi_2 \approx \tan\varphi = \frac{1}{l_{t2}}$$

Det ydre og indre arbejde for brudformen kan nu opstilles, som vist i formel (12.26).

$$\begin{aligned} A_y &= F_{f,Rd1}\ \delta = F_{f,Rd1} \cdot 1 \\ A_i &= 2\ M_{pl1}\ \varphi_1 + 2\ M_{pl2}\ \varphi_2 = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_2} + \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd}}{l_{t2}} \end{aligned} \tag{12.26}$$

Ved at sætte det ydre arbejde lig det indre, fra formel (12.26), findes den maksimale flangekraft, $F_{f,Rd1,35}$, ved formel (12.27).

$$F_{f,Rd1} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_2} + \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd}}{l_{t2}} = 1380\ \text{kN} \tag{12.27}$$

Endepladens flydemomenter kan bestemmes ved formel (12.16). I formel 12.28 beregnes flydemomentet for endepladen på 35 mm.

$$M_{pl1,Rd} = M_{pl2,Rd} = m_p = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot b_d \cdot t_p^2 = 23\ \text{kNm} \tag{12.28}$$

Hvor:

$F_{f,Rd1}$	Regningsmæssig bæreevne ved overflangen ved brudform 1, med en endeplade på 35 mm	[kN]
$M_{pli,Rd}$	Endepladens flydemoment	[kNm]
m_2	$m_x - 0,8 \cdot$ a/cos(v) = 35mm	
m_x	Afstand fra midt af bolthul til kanten af overflangen	[mm]
l_{t2}	535mm $- t_{f,45} - 0,8 \cdot$ a/cos(v) = 488 mm	

Kræfterne ved kanten af endepladen bestemmes ved formlerne i (12.30) og (12.32) skal gælde.

$$F_{c1} = \frac{M_{pl,1}}{e_{x1}} = 644\text{kN} \wedge \ F_{c2} = \frac{M_{pl,2}}{e_{x2}} = 150 \text{ kN} \tag{12.29}$$

$$e_{x1} \leq 1,25 \cdot m_2 = 44 \text{ mm} \wedge e_{x2} \leq 1,25 \cdot l_{t2} = 610 \text{ mm} \tag{12.30}$$

Kræfterne i boltegrupperne bestemmes ved formlerne i (12.31) og (12.32) skal gælde. Parametre fremgår af figur 12.25. Fordelingen af kræfterne til boltegrupperne er igen beregnet ved ligning (12.4) og (12.5) og giver nu at F_{t1} = 0,87·F_o og F_{t2} = 0,13·F_o.

$$F_{t1,1} = F_{c1} + 0,87 \cdot F_o = 1451 \text{ kN} \wedge F_{t2,1} = F_{c2} + 0,13 \cdot F_o = 270 \text{ kN} \tag{12.31}$$

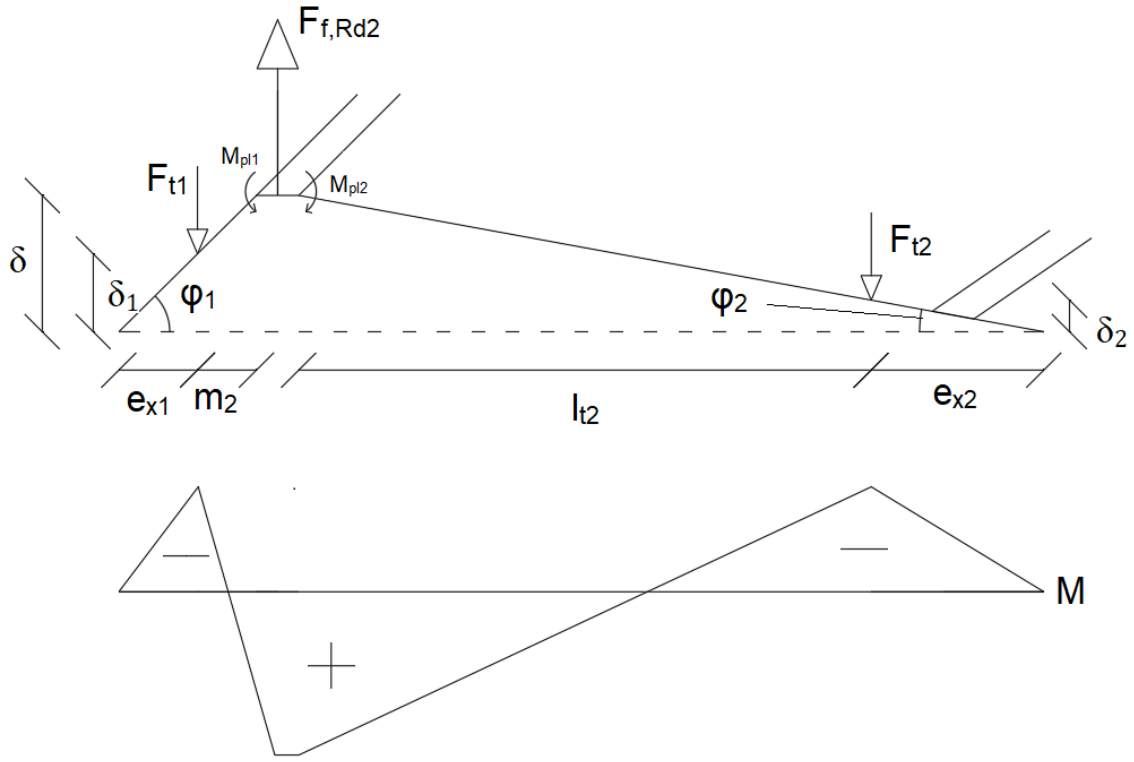
$$F_{t1} \wedge F_{t2} \leq n \cdot F_{t,Rd} \Leftrightarrow 1451 \text{ kN } \leq 979 \text{ kN } \rightarrow \text{ IKKE OK } \wedge \text{ 270 kN } \leq \text{ 490 kN } \rightarrow \text{OK} \tag{12.32}$$

Hvor:

n	Antallet af bolte i boltegruppen	[-]
F_o	Trækkraften ved overflangen	[kN]
e_{xi}	Afstand fra midte boltehul til kanten af endepladen, hvor (12.30) gælder	[mm]

Brudform 2

Ved brudform 2 antages det, at der sker flydning både i endepladen og i boltene, som vist på figur 12.4 på side 65. Brudfiguren i dette tilfælde fremgår af figur 12.26, hvor der ses bort fra indflydelsen, af HEB-profilets krop, på deformationen og arbejdsligningen anvendes igen til at bestemme den maksimale kraft for $F_{f,Rd2}$. Boltene gives hhv. derformationen δ_1 og δ_2 og endepladen $\delta = 1$. Parametre fremgår af figur 12.15 på side 74, hvor m_x er ændret til 58 mm.



Figur 12.26. Illustration af brudform 2, hvor der sker flydning i bolte og i endeplade.

Vinkeldrejning findes ved:

$$\varphi_i \approx \tan\varphi = \frac{\delta_i}{L}$$
$$\varphi_1 \approx \tan\varphi = \frac{1}{e_{x1} + m_2}$$
$$\varphi_2 \approx \tan\varphi = \frac{1}{e_{x2} + l_{t2}}$$

Arbejdsligningen opstilles, som i ligning (12.25), for brudform 2 og fremgår i ligning (12.33).

$$\begin{aligned} A_y &= F_{f,Rd2}\ \delta - F_{t1}\ \delta_1 - F_{t2}\ \delta_2 \\ A_i &= M_{pl1}\ \varphi_1 + M_{pl2}\ \varphi_2 = \frac{M_{pl,1,Rd}}{e_{x1} + m_2} + \frac{M_{pl,2,Rd}}{e_{x2} + l_{t2}} \end{aligned} \tag{12.33}$$

Ved opstillingen af arbejdsligningen i (12.33), er der fire ubekendte, F_{t1}, F_{t2}, δ_1 og δ_2, og den kan derfor ikke løses. For at løse ligningen skønnes størrelsen på δ_1 og δ_2, som vist i formel (12.34) og fremgår på figur 12.26.

$$\delta_1 = \frac{e_{x1}}{e_{x1} + m_2} = 0,56 \wedge \delta_2 = \frac{e_{x2}}{e_{x2} + l_{t2}} = 0,24 \tag{12.34}$$

Dette giver nu to ubekendte, F_{t1}, F_{t2}, som er kræfterne i boltegrupperne, ved over- og underflange. Disse kan skrives som følgende, så der kun er én ubekendt i arbejdsligningen.

$$F_{t1} = 4 \cdot F_{t,Rd} \wedge F_{t2} = 2 \cdot F_{t,Rd}$$

Her er $F_{t,Rd}$ lig den regningsmæssige kraft i hver bolt. Dermed kan ligning (12.35) opstilles, ud fra det indre og ydre arbejde i ligning (12.33), hvor (12.30) gælder.

$$F_{f,Rd2} = \frac{M_{pl,1}}{e_{x1} + m_2} + \frac{M_{pl,2}}{e_{x2} + l_{t2}} + 4 \cdot F_{t,Rd} \cdot \delta_1 + 2 \cdot F_{t,Rd} \cdot \delta_2 = 978\ \text{kN} \tag{12.35}$$

Hvor:

$F_{f,Rd2}$	Regningsmæssig bæreevne ved overflangen ved brudform 2, med en endeplade på 35 mm	[kN]

Brudform 3
For brudform 3 anvendes figur 12.15 igen, dog hvor m_x er ændret til 58 mm, og ligning (12.19) omskrives til følgende:

$$m_p > m_{t1} \Leftrightarrow F_{f,Rd3} = \frac{f_y \cdot t_p^2 \cdot b_d}{4 \cdot \gamma_{M0} \cdot m_2} = 644 \text{ kN}$$

Regningsmæssig bæreevnen for boltegrupperne $F_{f1,Rd3}$ og $F_{f2,Rd3}$ beregnes ved følgende:

$$F_{f1,Rd3} = 4 \cdot F_{t,Rd} = 979 \text{ kN} \tag{12.36}$$

$$F_{f2,Rd3} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 490 \text{ kN} \tag{12.37}$$

Hvor:

$F_{f,Rd3}$	Regningsmæssig bæreevne ved overflangen ved brudform 3, med en endeplade på 35 mm	[kN]
$F_{f1,Rd3}$	Regningsmæssig bæreevne af boltegruppen ved overflangen ved brudform 3	[kN]
$F_{f2,Rd3}$	Regningsmæssig bæreevne af boltegruppen ved underflangen ved brudform 3	[KN]
$F_{t,Rd}$	Regningsmæssig bæreevne af én bolt	[kN]

Normalkraften i boltegrupperne $F_{t1,3}$ og $F_{t2,3}$ bestemmes igen ved ligning (12.4) og (12.5), nu med $m_x = 58$ mm, og findes til hhv. 807 kN og 120 kN.

Resultat af optimering
Trækkraften i overflangen er beregnet i formel (12.3), som F_o = 929,4 kN. Denne sammenholdes med bæreevnerne, $F_{f,Rdi}$, i tabel 12.8. For brudform 1 og 3 gælder ligning (12.32), som siger at kraften som virker i boltene ikke må overstige boltenes bæreevne. Boltegruppernes bæreevne fremgår under brudform 3, $F_{f1,Rd3}$ og $F_{f2,Rd3}$, og belastningen fremgår som $F_{t1,i}$ og $F_{t2,i}$ under brudformerne 1 og 3. Når brudformen skal bestemmes vælges den mindste værdi af de tre brudformer for den pågældende endepladetykkelse. Den mindste bæreevne er markeret for hver endepladetykkelse med en understregning. Når bæreevnen ikke er tilstrækkelig er den markeret med rødt og når den er tilstrækkelige er den markeret med blå.
Momentbæreevnen i tabel 12.8 aflæses som vist her under:

$$F_{f,Rd,i} = \min \begin{cases} F_{f,Rd1} \geq F_o, \text{ hvor } F_{t1,1} \leq F_{f1,Rd3} \wedge F_{t2,1} \leq F_{f2,Rd3} \\ F_{f,Rd2} \geq F_o \\ F_{f1,Rd3} \geq F_o, \text{ hvor } F_{t1,3} \leq F_{f1,Rd3} \wedge F_{t2,3} \leq F_{f2,Rd3} \wedge F_{f1,Rd3} \leq F_{f,Rd3} \end{cases}$$

Tabellen kan derved aflæses som følgende, for en endepladetykkelse på 35 mm, hvor alle tal er i kN:

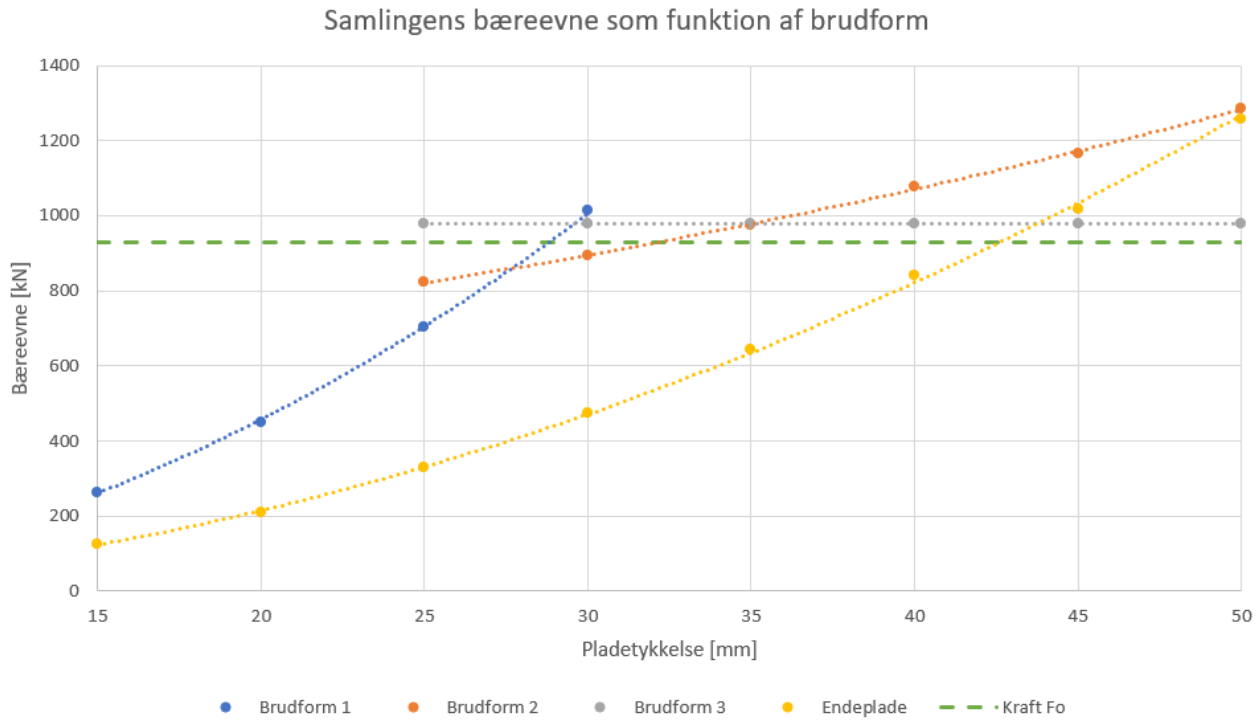
$$F_{f,Rd,35} = \min \begin{cases} 1380 \geq 929,4, \text{ hvor } 1451 \leq 979 \wedge 270 \leq 490 \\ 978 \geq 929,4 \\ 979 \geq 929,4, \text{ hvor } 807 \leq 979 \wedge 120 \leq 490 \wedge 929,4 \leq 644 \end{cases}$$

Af ovenstående findes det at brudform 2, har den mindste momentbæreevne for træk i overflangen og at denne er tilstrækkelig.

Endeplade	Brudform 1 [kN]			Brudform 2 [kN]	Brudform 3 [kN]				
[mm]	$F_{f,Rd1}$	$F_{t1,1}$	$F_{t2,1}$	$F_{f,Rd2}$	$F_{f1,Rd3}$	$F_{f2,Rd3}$	$F_{t1,3}$	$F_{t2,3}$	Endeplade, $F_{f,Rd3}$
15,0	264	930	148	720	979	490	807	120	124
20,0	450	1017	169	763	979	490	807	120	210
25,0	704	1136	196	822	979	490	807	120	329
30,0	1013	1280	230	895	979	490	807	120	473
35,0	1380	1451	270	978	979	490	807	120	644
40,0	-	-	-	1078	979	490	807	120	841
45,0	-	-	-	1166	979	490	807	120	1017
50,0	-	-	-	1285	979	490	807	120	1256

Tabel 12.8. I tabellen er bæreevnerne i de tre brudformer vist for forskelige endepladetykkelser. Den mindste værdi for hver tykkelse er understreget. Når bæreevnen ikke er tilstrækkelig er den markeret med rødt og når den er tilstrækkelige er den markeret med blå.

På figur 12.27 fremgår bæreevnen af samlingen som funktion af brudformen. For at bestemme hvilken brudform der forekommer ved en specifik endepladetykkelse, findes den kurve, for de tre brudformer, der ligger lavest. For eksempel ved endepladetykkelse på 25 mm, ligger kurven for brudform 1 lavest og derved er det denne brudform som forekommer, dog er denne bæreevne ikke tilstrækkelig ift. kraften F_o. Ved for eksempel endepladetykkelsen 35 mm, ligger brudform 2 og 3 næsten lige lavt, men beregningerne viser at det er brudform 2 som er svagest. Her er der tilstrækkelig bæreevne ift. kraften. For at brudform 3 kan forekomme skal kurven for endepladen overstige kurven for brudform 3.



Figur 12.27. Samlingens bæreevne som funktion af brudform ved håndberegninger og kraften som samlingen er udsat for.

Ved at forudsætte brudform 2 kan endepladens tykkelse reduceres til 35 mm. Dette betyder bl.a. at endepladens flydespænding kan øges med 10 MPa. Dette giver derved en regningsmæssig bæreevne for samlingen på 978 kN.
I tabel 12.9 fremgår de øvrige bæreevner og udnyttelsesgrader for boltesamlingen efter optimeringen af endepladetykkelsen.

	Bæreevne [kN]	Kraft [kN]	Udnyttelsesgrad [%]
Forskydningspåvirkede bolte:			
Overklipningsbærevne	163,2	73,2	44,8
Hulrandsbærevne	630	73,2	11,6
Trækpåvirkede bolte:			
Trækbæreevne for én bolt	244,8	204,5	83,5
Gennemlokningsbæreevne for én bolt	776,7	204,5	26,3
Brudfor 2	978	929,4	95,0

Tabel 12.9. Resultater for den regningsmæssig bæreevne af træk og forskydningspåvirkede bolte, samt udnyttelse når der anvendes en endeplade med en tykkelse på 35 mm.

De to bolte ved underflangen er både forskydnings- og trækpåvirkede, og findes som før ved formel (12.7).

$$\left(\frac{73,2\text{kN}}{163,2\text{kN}}\right)^2 + \left(\frac{55,8\text{kN}}{244,8}\right)^2 = 0,25 \tag{12.38}$$

Brandsikring 13

I det følgende beskrives forskellige punkter, der er relevante i forhold til brandforholdene i forbindelse med de nye haller. Der vil blive præsenteret, hvad der skal tages hensyn til, ved sammenbygning af bygningsdele, hvordan flugtveje og nødudgange udføres, hvilke brandtekniske installationer der skal udføres, hvordan den bærende konstruktion kan beskyttes, spredning af røg og brand og hvilke indsatmuligheder beredskabet har. Der vil blive præsenteret, hvilke krav der er beskrevet i BR18, samt hvilke muligheder der er for at udføre dem.
Bygningens anvendelsesklasse, risikoklasse og brandklasse blev i afsnit 6.4.1 på side 14 fundet til at være anvendelsklasse 3, risikoklasse 2 og brandklasse 2. I det følgende tilstræbes det at overholde kravene beskrevet i Bilag 4 til bygningsreglementets vejledning til kap. 5 - Brand, præ-accepterede løsninger for tiltag ved brand.

Definition af brandklassifikationer
I følgende kapitel vil der blive gjort brug af udtryk for brandklassifikation. Herunder vil der blive beskrevet, hvad de hver er defineret som, [Scandisupply, n.d.].

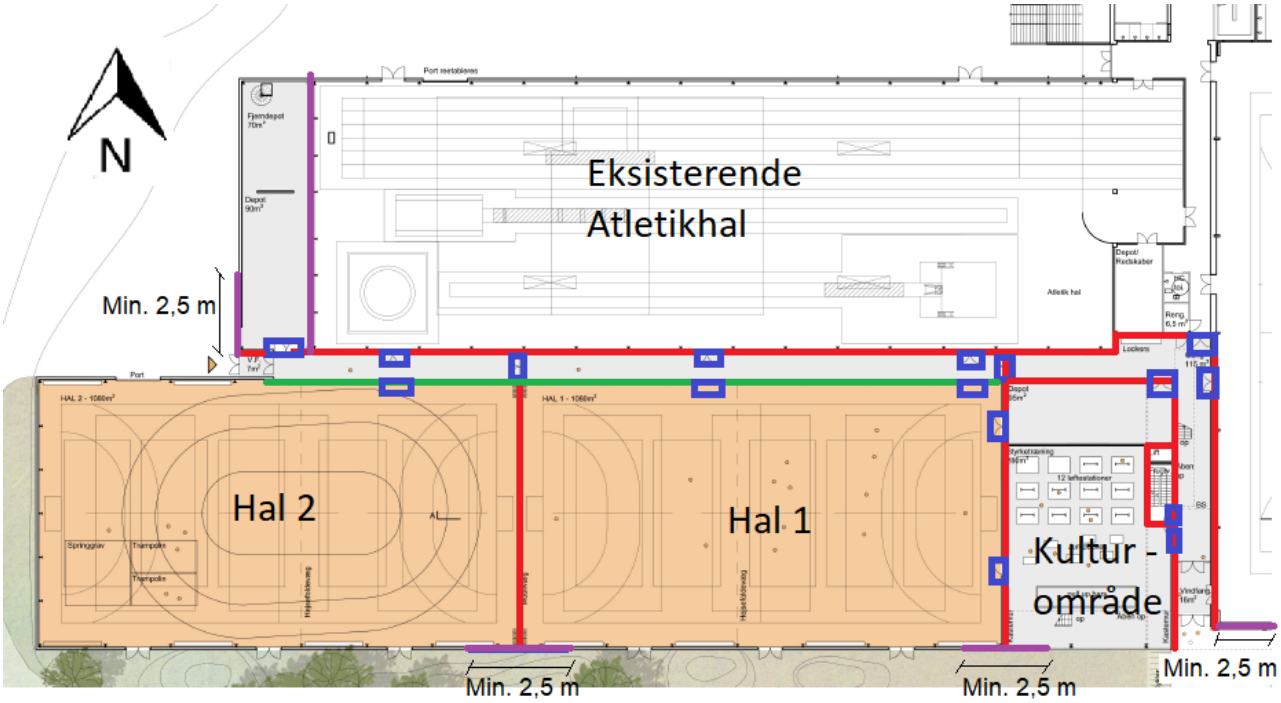
BD	Branddrøj
BS	Brandsikker
R	Bærende egenskaber i hele det klassificerede tidsrum
E	Integritet under hele den klassificerede tid
I	Evne til at modstå varmespredning
30, 60	Er tiden, i minutter, elementer skal opretholde kravet, (R, E, I), under en standard brand.
A2-s1,d0	Ubrændbart materiale, hvor s1 er mængden af røg og d0 er mængden af brændende dråber og partikler. Her er begge den højeste klassifikation.

13.1 Sammenbygning af bygningsdele

Ved sammenbygningen af de eksisterende bygninger og de nye haller og kulturområdet, skal der tages højde for at *gennemføringer i brandadskillende bygningsdele skal udføres, så bygningsdelenes brandtekniske egenskaber ikke forringes.* jf. BR18, kap. 5, § 114.

Da hallerne og kulturområdet bygges op ad eksisterende byggeri, skal der tages højde for, at en evt. brand ikke spreder sig, fra nyt byggeri til eksisterende og omvendt. Derfor opdeles bygningerne i brandmæssige enheder, som beskrevet i [Bygningsreglementet, 2018, § 111]: *Bygninger skal opdeles i en eller flere brandmæssige enheder. Opdelingen i brandmæssige enheder skal sikre, at flugtvejene kan anvendes i den tid, der er nødvendig for evakuering og redning af personer i bygningen, og så der ikke sker væsentlig brandspredning.*
De nye haller, kulturområdet, atletikhallen og den eksisterende hal, skal derfor deles ind i selvstændige brandsektioner og brandceller.
Bygningsafsnit som placeres i forskellige anvendelskategorier skal udføres som selvstændige brandmæssige enheder, hvilket betyder, at kulturområdet skal udføres som en selvstændig brandmæssig enhed. Et bygningsafsnit er ofte selvstændige brandsektioner, men i de enkelte bygningsafsnit kan der være underopdelinger i brandceller. Brandsektioner kan derved bestå af en eller flere brandceller.

På figur 13.1 fremgår opdelingen af bygningerne, i de forskellige brandsektioner, markeret med rød og brandceller med lilla. Placering af branddøre er markeret med en blå firkant. Mellem atletikhallen og de nye haller, samt den eksisterende hal og kulturområdet, skal der foretages brandtiltag, for at opdele i brandsektioner. Det forventes ikke, at der er brandisoleret på de eksisterende facader, som bliver til skillevægge. Der er ligeledes på figuren markeret med grøn, hvor der skal laves sektionsadskillelse, hvor der i projektforslaget er ønsket en åbning til gangen, men for at overholde de præ-accepterede krav, skal der laves en adskillelse her jf. afsnit 13.2.1.
For at branden ikke kan sprede sig mellem brandceller og sektioner, skal min. 2,5 meter af facaden, mellem sektioner, udføres i materiale der sikrer at spredning ikke sker. Mindst 1 meter på begge sider af en sektionsadskillelse skal der udføres en dobbelt siddet brandkamserstatning i bygningsdel EI 60.



Figur 13.1. Opdeling af brandsektioner, hvor sektionadskillelse er markeret med rød (EI 60/A2-s1,d0 [BS-bygningsdel 60]), brandcelleadskillelse er markeret med lilla (EI 60 [BD-bygningsdel 60]) og branddøre er markeret med blå firkant. Grøn markering er sektionadskillelse (EI 60/A2-s1,d0 [BS-bygningsdel 60]), som skal laves.

Brandtiltag som skal udføres inde i kulturområdet og i trapperummet beskrives ikke nærmere.

13.1.1 Pladsfordelingsplaner

Hvis hallerne skal anvendes til messer eller andet med bordopstilling eller standopstilling, skal der udføres pladsfordelingsplaner, som skal overholde kravene beskrevet i BR18, kap. 5, § 148 stk. 1 nr. 6.

13.1.2 Branddøre

Der stilles krav til brandmodstandsevnen for døre, som er placeret i brandadskillende bygningsdele. Kravene til dørene afhænger af kravet til bygningsdelens brandmodstandsevne. For dørene, som er placeret i en brandsektionsadskillelse, skal de overholde dør klasse EI_2 60-C [BD-dør 60]. Dette betyder at foldedøren også skal overholde dette krav.

13.1.3 Antændelse, brand- og røgspredning

Brandrisikoen i bygninger kan reduceres ved at anvende materialer, som ikke bidrager til brandudvikling. Derfor sættes der jf. BR18, kap. 5, § 87 og 104 krav til de anvendte materialers brandmæssige egenskaber. Dette kan være, risiko for brændende dråber, røgproduktion og varmeudvikling. Ved at anvende materialer med den rette klassifikation kan røg- og brandspredning reduceres, hvilket kaldes passive brandtiltag. Som tidligere nævnt sættes der krav til brandadskillende vægge, f.eks. REI 60. Disse vægge etableres for at nedsætte risikoen for, at der sker brand- og/eller røgspredning til andre dele af bygningen og andre bygninger. Derfor gælder følgende for elementerne i bygningen, hvilket overholder de præ-accepterede løsninger.

- Indvendigt
  - Vægbeklædning klasse k_1 10 / B-s1,d0, [Klasse 1 beklædning]
  - Loftbeklædning klasse k_1 10 / B-s1,d0, [Klasse 1 beklædning]
  - Gulvbelægning klasse D_{fl} – s1, [Klasse G gulvbelægning]
  - Brandadskillende vægge klasse A2-s1,d0 [Ubrændbart materiale]
  - Isoleringsmateriale klasse k_1 10 / B-s1,d0, [Klasse A materiale], når det ikke anvendes i en brandadskillende væg
- Udvendigt
  - Vægoverflader klasse k_1 10 / B-s1,d0, [Klasse 1 beklædning]
  - Regnskærm klasse k_1 10 / B-s1,d0, [Klasse 1 beklædning]
  - Tagdækning klasse B_{Roof} (t2) [Klasse T tagdækning]

I ovenstående er det anført, hvilke krav der stilles til loft- og vægbeklædning. For disse overflader gælder det, at 20% af overfladen i ét rum kan udføres med klasse k_1 10 / D-s2,d2, [Klasse 2 beklædning], når det er jævt fordelt i rummet. Det samme gør sig gældende for de udvendige overflader, når det ringere materiale placeres sådan, at det ikke bidrager til brandspredning imellem forskellige brandmæssige enheder.
For de udvendige overflader kan kravet til røgudvikling nedsættes til s2, hvis der udføres en vægoverflade uden regnskærm eller der udføres en regnskærm med et underliggende materiale som ligger minimum i klasse s1.

13.2 Flugtveje

I bygningsreglementet står følgende om udformning af flugtveje, [Bygningsreglementet, 2018, § 94 stk. 2]:
Design, projektering og udførelse af flugtveje skal ske under hensyn til:

- *Personers kendskab til flugtvejene i bygningen.*
- *At flugtveje skal være lette at identificere, nå og anvende.*
- *Personers mulighed for og evne til at anvende flugtveje i bygningen.*
- *At evakuering af personer på sikker vis kan ske til terræn i det fri eller til et sikkert sted i bygningen og derfra på sikker vis til terræn i det fri.*
- *At der ikke opstår kritiske temperaturer, røgkoncentrationer, varmestråling eller tilsvarende kritiske forhold i det tidsrum, i hvilket flugtvejene skal anvendes til evakuering.*
- *At flugtvejene skal være dimensioneret til det antal personer, der skal benytte dem.*
- *At døre i flugtveje skal være lette at åbne uden brug af nøgle eller værktøj, når flugtvejen skal benyttes af personer, som har lovlig adgang, og at døre i flugtveje, der skal anvendes af flere end 150 personer, skal åbne i flugtretningen.*
- *At flugtveje skal være fri i hele den nødvendige bredde.*

13.2.1 Gangafstande

For at de præ-accepterede løsninger kan accepteres må gangafstanden i brandcellerne ikke overstige 30 m. Gangafstanden i brandceller med flere udgange måles ved at tage summen af den ene afstand A og den anden afstand B, som illustreret på figur 13.2. For at overholde dette krav er det nødvendigt at udfører Gang 1, som en flugtvej, hvilket betyder, at det den åbne gang skal lukkes med en væg som overholder kravene til brandadskillende vægge mellem brandsektioner. I de præ-accepterede løsninger må mere end 1000 personer ikke dele samme flugtvej. Dette medfører videre at når én hal er belastet til maksimal kapacitet på antallet af personer, begrænser det antallet af personer der må opholde sig i de andre haller. Det skal derved vurderes hvor mange der anvender den fælles flugtvej, da det antages usandsynligt at alle haller er fuld belastet samtidigt.
På figur 13.3 er placeringen med den længste flugtvej i hver hal angivet med kryds og en afstand. I det følgende eftervises at den totale gangafstand er under 30 m, i de enkelte haller.

Hal 1

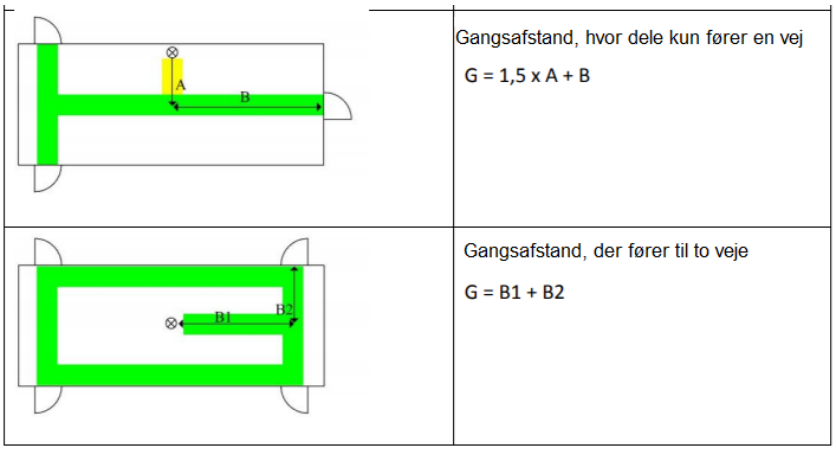
$$1,5 \cdot 10,7\text{m} + 12,2\text{m} = 28,3\text{m}$$

Hal 2

$$1,5 \cdot 10,5\text{m} + 12,7\text{m} = 28,5\text{m}$$

Eksisterende Atletikhal

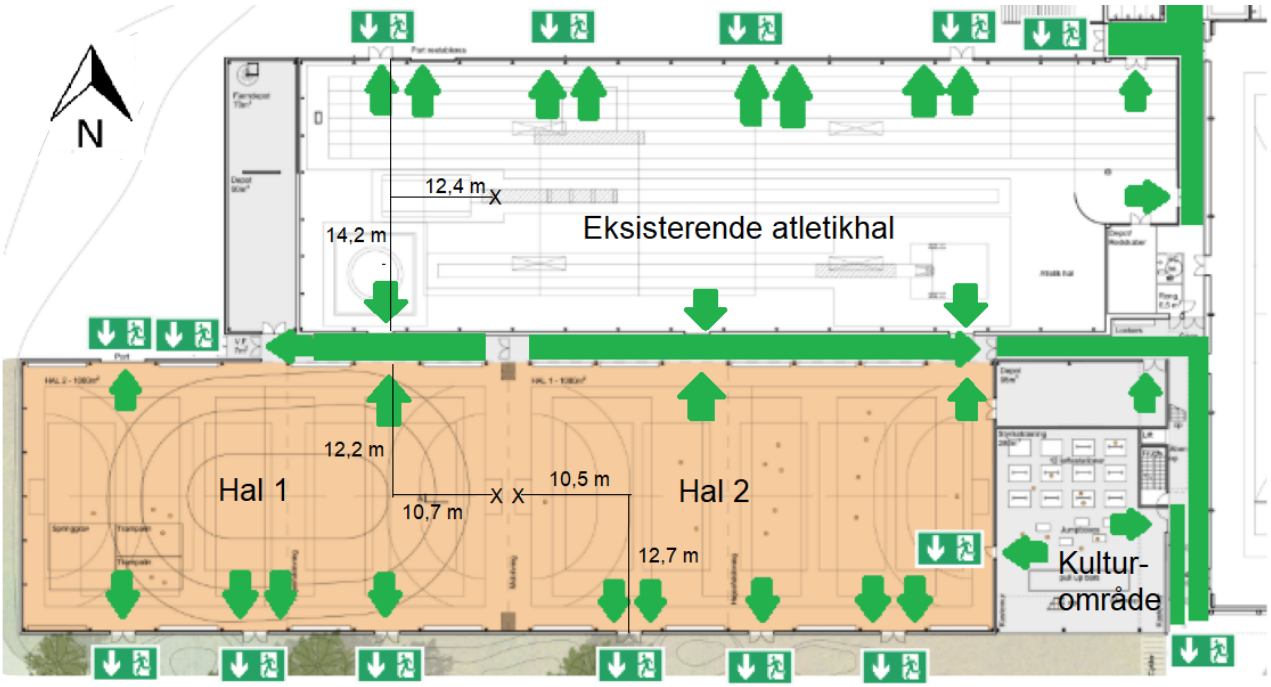
$$14,2\text{m} + 12,4\text{m} = 26,6\text{m}$$



Figur 13.2. Princip for måling af afstand til udgange. Bygningsreglementet [2018]

13.2.2 Flugtvejsplan

På figur 13.3 fremgår en flugtvejsplan for hallerne, samt den eksisterende atletikhal og kulturområdet i stueplanen. Alle flugtveje skal give mulighed for, at personer der opholder sig i bygningen skal evakueres på sikker vis, samt føre hen til en af bygningens nødudgange. Flugtvejene skal have en fri bredde på mindst 1,3 m, [Energistyrelsen, 2012]. Alle nødudgange skal være markeret med et skilt, sådan at de er lette at identificere. Da hallerne kan rumme 1000 personer hver, samt 1600 personer i atletikhallen, har flugtvejsbredden, og bredden af nødudgangene betydning for hvor lang tid evakueringen tager.Her vil det derfor være nødvendigt med nødudgange, flugtveje og døre til flugtveje, der svare til 10 mm pr. person, der opholder sig i bygningen, [Energistyrelsen, 2012].



Figur 13.3. Flugtvejsplan for de nye haller, den eksisterende atletikhal, samt stueplan for kulturområdet. Her er krydser den værste placering ift. gangsafstand.

For at de præ-accepterede løsninger kan overholdes skal der ske en total evakuering af hele Gigantium, uanset hvor branden opstår. Der skal videre mindst være 6 uafhængige udgange til flugtveje, når der er 1000 personer og mindst én flugtvej fra ethvert rum. Ved uafhængige flugtveje skal der mindst være 5 m imellem, sådan at en brand ikke kan spærre flere flugtveje og der skal mindst være to uafhængige flugtveje i brandcellerne ved dennes modstående ender. Når flugtvejen er en dør skal denne åbne i flugtretningen. Idet branddørene i hallerne anvendes af mere end 150 personer skal åbningen foretages med et panikudgangsbeslag betjent ved vandret stang iht. DS/EN 1125. Døre som anvendes af mindre end 150 personer kan udføres ved samme metode. For nødudgange gælder det, at de skal være til terræn eller ud til en flugtvej og/eller -trappe som fører til terræn. Alle flugtveje skal holdes fri i hele bygningens levetid. Med udgangspunkt i antallet af personer, der kan opholde sig i de enkelte bygningsafsnit, kan den samlede flugtvejs bredde bestemmes i disse.

For Hal 1 og 2 gælder det, at der skal være 10 meters flugtvejsbredde og i den eksisterende atletikhal, skal der være 16 meters flugtvejsbredde, da der skal være 10 mm flugtvej pr. person i hallerne. Her skal det dog bemærkes, at denne hal er udført efter gældene regler i BR10 for anvendelsesklasse 3, jf. [Niras, 2013]. I BR18 henføres atletikhallen til risikoklasse 4 og er derfor ikke omfattet af de præ-accepterede løsninger. De præ-accepterede løsninger kan dog anvendes som vejledning til bygningsafsnit i risikoklasse 4 og derfor dimensioneres flugtvejene herefter. I kulturområdet behandles nødudgangenes størrelse ikke yderligere. Det kan dog nævnes, at der skal mindst to nødudgange fra hver brandcelle i brandsektionen.

For at opnå 10 meters flugtvejsbredde for både Hal 1 og 2 er følgende antaget:

- Der er fem dobbeltdøre til det fri i terræn i hver hal, med en fri bredde på mindst 1,7 m.
- Der er tre nødudgange som fører til en flugtvej med en minimumsbredde på 1,3 meter.

For at opnå 16 meters flugtvejsbredde for den eksisterende atletikhal er følgende antaget:

- Der er otte dobbeltdøre til det fri i terræn i hver hal, med en fri bredde på mindst 1,6 m.
- Fem af nødudgangene i hallen fører til en flugtvej med en bredde på mindst 1,3 m.

Ved de antagelser der er gjort, viser det, at der er tilstrækkelig bredde for nødudgange, flugtveje og døre til flugtveje. Nødudgangene er vist på figur 13.3.

13.3 Brandtekniske installationer

I BR18 er der opstillet følgende punkter der skal tages hensyn til, når der installeres brandtekniske installationer,[Bygningsreglementet, 2018]:

- *Branden detekteres på et tidligt tidspunkt i brandforløbet.*
- *Redningsberedskabet alarmeres hurtigt.*
- *Personer i bygningen varsles således, at evakuering kan påbegyndes hurtigt.*
- *Evakuering af personer, der opholder sig i bygningen kan ske på sikker vis via flugtveje.*
- *En brands udvikling kontrolleres.*
- *Røg og varme bortledes fra bygningen.*
- *Personer i og ved bygningen kan overskue flugtveje, og at de har mulighed for at orientere sig i forbindelse med evakuering.*
- *Redningsberedskabet har forsvarlige rednings- og indsatsforhold.*

Hallerne skal opfylde følgende præ-accepterede løsninger, som knytter sig til BR18, [Bygningsreglementet, 2018]:

Der skal udføres automatisk varsling jf. kap. 5, §93, nr. 3: *Opholdsrum med tilhørende flugtveje skal udføres med automatisk varsling, som aktiveres af et automatisk brandalarmanlæg.* Dette gælder for opholdsrum, som forsamlingslokaler, der er beregnet til mere end 150 personer.

Der skal installeres flugtvejs- og panikbelysning ved flugtveje, gangarealer og udgange jf. kap. 5, § 96, nr. 2, da der er mere end 150 personer i rummet.

Der skal installeres branddørlukningsanlæg (ABDL-anlæg), da der er branddøre der ønsket stående åben i daglig brug. ABDL-anlægget udføres i overensstemmelse med bygningsreglementets vejledning om brandtekniske installationer. Dørene der henvises til er markeret med blå på figur 13.1.

Der skal installeres slangevinder i hallerne jf. kap. 5, § 121: *I bygningsafsnit til forsamlingslokaler, butikker mv. som er indrettet til mere end 150 personer skal der installeres slangevinder.*

Der skal installeres automatisk brandventilation eller sprinkleranlæg, da hallerne er større end 1000 m^2 jf. kap. 5, § 122: *Automatisk brandventilation eller automatisk sprinkleranlæg installeres for at reducere risikoen for brandudbredelse i rummet. Såfremt rummet er over 1000* m^2*, og udføres med automatisk brandventilation iht. Bygningsreglementets vejledning om brandtekniske installationer, skal der etableres et aerodynamisk frit åbningsareal på mindst 10* m^2 *pr. røgzone.* Brandventilation anses som den bedste løsning for hallerne, for ikke at skade halgulvet og redskaber ved aktivering af et sprinkleranlæg under brand. Brandventilationen skal videre sikre at redningsberedskabets primære indsatsveje er røgfri, hvilket fremgår af BR18 kap. 5, § 131. Den kan udføres som naturlig ventilation eller mekanisk i tilfælde hvor naturlig ventilation ikke er muligt.

Det forudsættes at der er et centralt brandalarmsystem i Gigantium, som de nye haller skal kobles på. Det forudsættes ligeledes at det system som minimum overholder de ovenstående punkter. Brandalarmsanlægget forventes derved at alarmere redningsberedskabet og personerne i bygningen, så evakueringen påbegyndes hurtigst muligt.

13.4 Bærende konstruktioners brandmodstandsevne

I de præ-accepterede løsninger inddeles de bærende dele i kategorier. For Hal 1 og 2 betyder dette at stålrammerne indeles i en bjælke, to søjler og samlinger. Jf. BR18, kap 5, § 103 gælder det, at søjlerne ikke må have en ringere brandmodstandsevne end bjælkerne og hjørnesamlingerne skal have samme brandmodstandsevne som søjlerne.
I Hal 1 og 2 er gulvet placeret ved terræn og bjælkerne i rammerne anses derfor som bygningsdele i den øverste etage, hvilket betyder, at de placeres i bygningsdel klasse R30.
Gulvarealet i hallerne er over 1000 m^2 og derfor skal søjlerne og samlinger placeres i bygningsdel klasse R60. Bjælkerne bærer dog under 600 m^2 tag, hvilket betyder at de kan reduceres til bygningsdel klassen R30, når der er installeret automatisk brandventilation. Kravene til brandmmodstandsevnerne skal eftervises ved en brandteknisk dimensionering af konstruktionen, hvilket ikke vil blive behandlet i dette projekt.

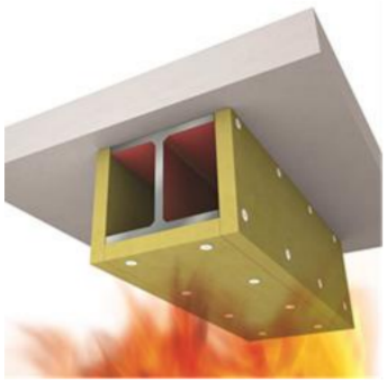
13.4.1 Passiv brandsikring

Hvis det viser sig i den brandtekniske dimensionering, at de uisolerede rammeprofiler ikke kan opretholde bæreevnen i den forudsatte tid, kan profilerne brandisoleres. Der findes en række forskellige metoder til dette, hvoraf et uddrag fremgår her under:

- Isolering
- Beklædning
- Brandmaling

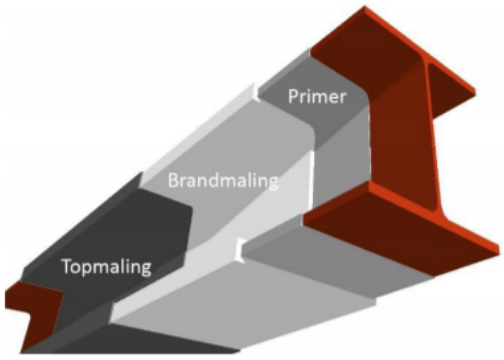
De tre tilfælde beskytter stålet på forskellig vis, hvilket beskrives i det følgende. For alle tilfælde gælder det, at de skal overholde A2-s1,d0, som er ubrændbare materialer.

Isolering
Profilerne kan isoleres for at beskytte mod varme fra branden. Denne isolering kan være fremstillet af stenuld og monteres direkte på profilet, se figur 13.4, hvor dette er illustreret. Ulempen ved denne metode er, at det ikke er pænt hvis det er synligt i den færdige konstruktion. Videre kan det blive ødelagt, hvis det bliver ramt af genstande, som bliver anvendt i en sportshal.



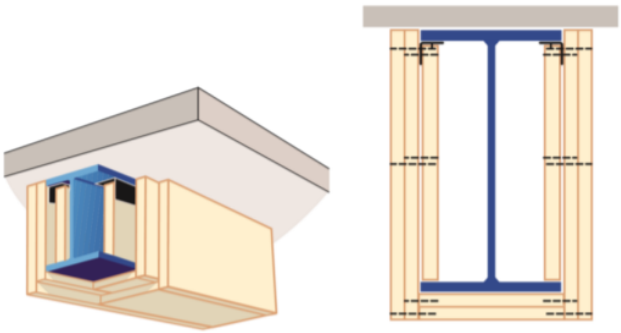
Figur 13.4. Illustration af stenuldsprodukt monteret på et stålprofil, [SikkerhedsBranchen, 2017].

Brandmaling
Brandmaling påføres profilet, som vist på figur 13.5, og beskytter ved at det ekspandere når det udsættes for høje temperaturer. Forøgelse at tykkelsen på malingen skaber et beskyttende lag rundt om profilet, hvilket isolere dette og dermed sænker varmeoverførslen til profilet. Ved denne type brandisolering er det nødvendigt, at der sikres tilstrækkelig afstand til tilstødene elementer da ekspanderingen ellers ikke kan forekomme.



Figur 13.5. Illustration af brandmaling på et stålprofil, [SikkerhedsBranchen, 2017].

Beklædning
Ved at beklæde profilerne øges deres termiske inerti, som betyder, at der skal anvendes mere energi for at opvarme profilet. Videre beskytter de profilet mod direkte varmepåvirkning fra branden. Beklædningen kan bestå af flere lag, som vist på figur 13.6. Ved at anvende brandgips, som beklædning kan der udføres en færdig løsning som er pæn. Denne metode kan anvendes sammen med isoleringen for bedre beskyttelse mod varme. Ulempen ved denne metode er, at det kan give en væsentlig forøgelse i lasten på konstruktionsdelene, hvis der skal monteres mange lag for at opnå tilstrækkelig bæreevne.



Figur 13.6. Illustration af beklædning monteret på et stålprofil, [SikkerhedsBranchen, 2017].

Det er løsningen med brandbeklædning der anses, som den bedste løsning for rammerne i hallerne.

13.5 Redningsberedskabets indsatsmuligheder

Der er ved det eksisterende byggeri lavet en brandvej, så redningsberedskabet kan komme til bygningen, i tilfælde af brand. Ved opførelsen af de nye haller og kulturområdet, skal brandvejen forlænges. I BR18 er der i kap. 5, § 126 beskrevet, at ethvert byggeri skal placeres, så redningsberedskabet kan foretage redning og bistå evakuering, samt slukningsarbejde i tilfælde af brand.
Brandveje skal udformes i hensyn til [Bygningsreglementet, 2018, § 126, stk. 2]:

- *Der er adgangs- og tilkørselsforhold på grunden, så redningsberedskabet har mulighed for uhindret at komme frem til bygningen.*
- *Det i og uden for bygningen er muligt at fremføre det nødvendige udstyr til afsøgning og redning af personer samt til slukningsarbejde i forbindelse hermed.*
- *Bygninger indrettes, så der er mulighed for at kunne gennemføre en forsvarlig rednings- og slukningsindsats.*

Den eksisterende brandvej ved Gigantium, samt forlængelsen ved de nye haller er vist på figur 13.7. Her er det nye byggeri markeret med en rød firkant, den eksisterende brandvej er markeret med grønt og forlængelsen heraf er markeret med blåt. Der er ligeledes vist med grønne pile, hvor redningskøretøjerne skal køre på eksisterende veje, ind til brandvejen.

Figur 13.7. Markering af brandvej, hvor de nye haller er markeret med rød firkant, den eksisterende brandvej er markeret med grøn og forlængelsen af brandevejen er markeret med blåt. Hertil er der lavet en visning med grønne pile, hvor redningsbredskabet skal køre ind på eksisterende veje, for at komme til brandvejen.

Det nye stykke brandvej skal være befæstet eller delvis befæstet, da der i BR18 § 126, stk. 2, nr. 1 står: *at redningsberedskabet skal have mulighed for uhindret at komme frem til bygningen. På grund af motorkøretøjernes størrelse og slangernes længde skal der være under 40 m målt i ganglinjen fra dørene i bygningen til en tilstrækkelig bred befæstet kørevej. En kørevej skal være mindst 2,8 m bred og befæstet til tung trafik svarende til brandredningskøretøjer.* Dette skal brandvejen derved overholde for at denne er tilstrækkelig.

13.6 Drift, kontrol og vedligehold af brandforhold i og ved bygninger

Brandtiltag i og ved bygningerne skal driftes og vedligeholdes og dertil skal der laves en plan for, hvordan dette gøres, inden ibrugtagning. Det skal vedligeholdes for at sikre, at i tilfælde af brand, virker det som det skal, i hele bygningens levetid jf. BR18, kap. 5, § 137-143. Planerne for drift og vedligeholdelse skal endvidere overholde punkterne beskrevet i BR18, kap. 5, § 148. Punkterne omhandler beskrivelse af driftsorganisation og hvilke personer som er ansvarlige, sådan at dette kan meddeles til kommunalbestyrelsen. De driftsansvarlige skal dokumentere at punkter i driftjournalen overholdes og udbedre eventuelle fejl og mangler.

Konklusion 14

I skitseprojektet er der opstillet to forslag til rammer, hvor den statiske virkemåde er ens men materialet er forskelligt. De,r er beregnet lastkombinationer for begge type rammer og disse anvendes til at eftervise, hvilke profiler der skal anvendes, for at overholde funktionskravene og bæreevne. Det blev fundet, at en HE-450B stålprofil og et limtræ med dimensionerne 0,25 x 0,9 m, er tilstrækkelige ift. kravene både i AGT og BGT.
Profilernes dimensioner er fundet ved at beregne snitkræfterne virkende i de to rammeforslag og derefter eftervise at der er tilstrækkelig bæreevne, samt at udbøjningen ikke er for stor. CALFEM er anvendt til at beregne ovennævnte og i programmet er det eftervist at profilernes dimensioner er tilstrækkelig. Ud fra beregningerne og dimensionen af stål- og limtræsprofilet, er det vurderet at limtræ ikke er en bedre løsning som materiale end stål, samt er ønsket af bygherre at konstruktionen skal opføres i stål. Vurderingen er taget på baggrund af det fritrumsprofil der er vist på figur 9.18 på side 48, hvor det blev fundet, at limtræsprofilet er for stort ift. fritrumsprofilet.
Der er udført en overslagsberegning på fundamentsstørrelserne ud fra lastkombinationerne og de geotekniske forhold. Det blev fundet at punktfundamenterne er estimeret til en størrelse på 1,7 x 1,7 m og stribefundamenterne er estimeret til en bredde på 0,35 m og begge er 0,9 m dybe.

I detailprojektet er der opbygget en model af konstruktionen i FEM-Design, som er anvendt til at undersøge den overordnede bæreevne og deformation for alle elementer i konstruktionen. Modellen er videre anvendt til et udtræk af snitkræfter i én hjørnesamling, til eftervisning af bæreevnen ved håndberegning. Det viste sig ved håndberegningen at hjørnesamlingen havde tilstrækkelig bæreevne, både i svejse- og boltesamling, ligesom FEM-Design viste for samme hjørnesamling. Det blev fundet, at der ikke var tilstrækkelig plads til både svejsning og bolt ved overflangen, hvor der derfor blev valgt at lave en optimering af hjørnesamlingen. Ved optimeringen blev afstanden mellem midte af bolthul og svejsning øget, for at der var plads til både bolt og svejsning. Svejsningens a-mål blev reduceret ved flangerne og ved kroppen blev a-mål øget, for at a-målet er ens hele vejen rundt om profilet og bæreevnen var tilstrækkelig. I forbindelse med optimeringen blev der opstillet tre mulige brudformer for hjørnesamlingen. Disse blev anvendt til at eftervise at bæreevnen var tilstrækkelig i boltesamlingen. Det viste sig at brudform 2 (flydning i bolte og endeplade) havde tiltrækkelig bæreevne, samt kunne endepladetykkelsen reduceres.

På baggrund af vejledningen i BR18 til præ-accepterede løsninger er det beskrevet, hvilke tiltag der skal udføres i tilfælde af brand. Det er fundet at Hal 1 og 2 kan overholde kravene, som er beskrevet, ved at opdele hallerne i to brandsektioner, og ved at etablere en flugtvej mellem de nye haller og den eksisterende Atletikhal.

Litteratur

Andreasen og Hvidberg [2012], 'Geoteknisk undersøgelsesrapport', PDF.

Bygningsreglementet [2018], 'Br18', http://bygningsreglementet.dk/. [Set 12/12-18].

Dansk Standard [2007*a*], 'Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner', **2. udgave**.

Dansk Standard [2007*b*], 'Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – del 1-7: Generelle laster – ulykkeslast', **2**, 46.

Dansk Standard [2007*c*], 'Eurocode 3: Stålkonstruktioner - part 1-8: Samlinger', https://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer/Standard?ProjectNr=M224632&Status=60.60&VariantID=&Page=0. Set [29/11-19].

Dansk Standard [2007*d*], 'Eurocode 7: Geoteknik - del 1: Generelle regler', httphttps://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer/Standard?ProjectNr=M222446&Status=90.20&VariantID=&Page=0s://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer/Standard?ProjectNr=M222446&Status=90.20&VariantID=&Page=0. Set [04/11-19].

Dansk Standard [2007*e*], 'Nationalt anneks til eurocode 7: Geoteknik - del 1: Generelle regler', https://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer/Standard?ProjectNr=M295427&Status=92.20&VariantID=&Page=0. Set [04/11-19].

Dansk Standard [2010*a*], 'Nationalt anneks til eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner'. Sidst besøgt: 30-10-2019.

Dansk Standard [2010*b*], 'Nationalt anneks til eurocode 3: Stålkonstruktioner – del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner'. Sidst besøgt: 30-10-2019.

Dansk Standard [2013], 'Forkortet udgave af eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner', **2. udgave**. Sidst besøgt: 29-10-2019.

Dansk Standard [2015*a*], 'Forkortet udgave af eurocode 1 – last på bærende konstruktioner', https://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer?ProjectNr=M296672. Sidst besøgt: 12-09-2018.

Dansk Standard [2015*b*], 'Forkortet udgave af eurocode 5: Trækonstruktioner', https://sd-ds-dk.zorac.aub.aau.dk/Viewer?ProjectNr=M295747. Set [08/11-19].

Dansk Standard [2018], 'Ds/inf 1990:2018 - konsekvensklasser for bygningkonstruktioner', **1. udgave**. Sidst besøgt: 29-10-2019.

Energistyrelsen [2012], 'Eksempelsamling om brandsikring af byggeri', book.

European Standard [2005], 'Eurocode 3: Design of steel structures - part 1-1: General rules and rules for buildings', https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.1.2005.pdf. Set [28/11-19].

Jensen, B. C. [2013], 'Teknisk ståbi 23. udgave', Book.

Jensen, B. C., Bonnerup, B. and Plum, C. M. [2015], 'Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 2. udgave', Book.

Kjær og Richter [2019], 'Arkitekttegninger', PDF.

Niras [2013], 'Brandteknisk redegørelse af 9. december, 2013 for opførelse af atletikhal', PDF.

Scandisupply [n.d.], 'Brandklassifikation', https://www.scandisupply.dk/Om_brand.aspx?ID=578&GroupID=GROUP99. Sidst besøgt: 13-12-2019.

SikkerhedsBranchen [2017], 'Passiv brandsikring - brandbeskyttelse af bærende stålkonstruktioner', https://www.sikkerhedsbranchen.dk/wp-content/uploads/2018/01/SB-PassivBrand-Vejledning-Brandbeskyttelse-af-b%C3%A6rende-st%C3%A5lkonstruktioner-Dec17.pdf. Sidst besøgt: 13-12-2019.

Sørensen, J. D. [2018], 'Konstruktioners robusthed - 2. kursusgang: Bestemmelse af bærende konstruktioners robusthed iht. normer. forhold der kræver robusthed. dokumentation af robusthed.', Projektforelæsning.

Del IV

Bilag

Karakteristisk vindlast

A

I dette appendix vil den karakteristiske vindlast blive bestemt.
Den første parameter, der bestemmes er terrænfaktoren, k_r, for terrænkategori II og III:

$$k_{r,II} = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0{,}19 \left(\frac{0{,}05\,\text{m}}{0{,}05\,\text{m}} \right)^{0{,}07} = 0{,}19$$

$$k_{r,III} = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0{,}19 \left(\frac{0{,}3\,\text{m}}{0{,}05\,\text{m}} \right)^{0{,}07} = 0{,}22$$

Hvor:

z_0	Ruhedslængde	[m]
$z_{0,II}$	Referenceruhedslængden, altid for terrænkategori II	[m]

Da terrænfaktoren er fundet, kan ruhedsfaktoren, $c_r(z)$, bestemmes:

$$c_{r,II}(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0{,}19 \cdot ln \left(\frac{10{,}9\,\text{m}}{0{,}05\,\text{m}} \right) = 1{,}02$$

$$c_{r,III}(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0{,}22 \cdot ln \left(\frac{10{,}9\,\text{m}}{0{,}3\,\text{m}} \right) = 0{,}77$$

Hallerne er orienteret stik øst-vest, og med udgangspunkt i dette bestemmes basisvindhastigheden for de fire verdenshjørner ud fra vindens retningsfaktor, c_{dir}^2, og sæsonfaktoren, c_{season}.
Retningsfaktoren findes i tabel 1a på side 75 i DS/EN 1991-1-4 FU til $c_{dir,V}^2 = 1,0$ for vest og $c_{dir,NSØ}^2 = 0,8$ for nord, syd og øst. Sæsonfaktoren er angivet i forhold til årets 12 måneder og varierer henover året. Da det må forventes, at bygningen skal stå hele året regnes med den største sæsonfaktor som er 1,0 gældende for december, januar og februar.
Basisvindhastighed - nord, syd og øst:

$$v_{b,NSØ} = c_{dir,NSØ}\ c_{season}\ v_{b,0} = \sqrt{0{,}8} \cdot 1{,}0 \cdot 24\,\frac{\text{m}}{\text{s}} = 21{,}5\,\frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Basisvindhastighed - vest:

$$v_{b,V} = c_{dir,V}\ c_{season}\ v_{b,0} = \sqrt{1{,}0} \cdot 1{,}0 \cdot 24\,\frac{\text{m}}{\text{s}} = 24\,\frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Hvor:

c_{dir}	Retningsfaktor for vindhastigheden	[-]
v_{season}	Årstidsfaktor	[-]
$v_{b,0}$	Basisvindhastighedens grundværdi	$[\frac{\text{m}}{\text{s}}]$

Da basisvindhastigheden er bestemt, kan middelvindhastigheden, $v_m(z)$, beregnes for de to basisvindhastigheder:

Middelvindhastighed - nord og øst:

$$\mathrm{v_{m,N\emptyset}(z) = c_r(z)\ c_0(z)\ v_{b,N\emptyset} = 0{,}77 \cdot 1{,}0 \cdot 21{,}5\,\frac{m}{s} = 16{,}6\,\frac{m}{s}}$$

Middelvindhastighed - syd:

$$\mathrm{v_{m,S}(z) = c_r(z)\ c_0(z)\ v_{b,S} = 1{,}02 \cdot 1{,}0 \cdot 21{,}5\,\frac{m}{s} = 22{,}0\,\frac{m}{s}}$$

Middelvindhastighed - vest:

$$\mathrm{v_{m,V}(z) = c_r(z)\ c_0(z)\ v_{b,V} = 1{,}02 \cdot 1{,}0 \cdot 24\,\frac{m}{s} = 24{,}6\,\frac{m}{s}}$$

Turbulensintensiteten, $I_v(z)$, bestemmes nu ved:

$$\mathrm{I_{v,II}(z) = \frac{k_l}{c_0(z) ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot ln\left(\frac{10{,}9\,m}{0{,}05\,m}\right)} = 0{,}19}$$

$$\mathrm{I_{v,III}(z) = \frac{k_l}{c_0(z) ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot ln\left(\frac{10{,}9\,m}{0{,}3\,m}\right)} = 0{,}28}$$

Hvor:

k_l	Turbulensfaktoren, anbefalet værdi i det danske nationale anneks er 1,0	[-]

Således er alle parametre fundet til at kunne bestemme peakhastighedstrykket, $q_p(z)$. Peakhastighedstrykket skal bestemmes for de to forskellige middelvindhastigheder:
Peakhastighedstryk - nord og øst:

$$\mathrm{q_p(z) = [1 + 7I_v(z)]\ \frac{1}{2}\rho\ v^2_{m,N,\emptyset}(z) = [1 + 7 \cdot 0{,}28] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\,\frac{kg}{m^3} \cdot \left(16{,}6\,\frac{m}{s}\right)^2 = 0{,}51\,\frac{kN}{m^2}}$$

Peakhastighedstryk - syd:

$$\mathrm{q_p(z) = [1 + 7I_v(z)]\ \frac{1}{2}\rho\ v^2_{m,S}(z) = [1 + 7 \cdot 0{,}19] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\,\frac{kg}{m^3} \cdot \left(22{,}0\,\frac{m}{s}\right)^2 = 0{,}69\,\frac{kN}{m^2}}$$

Peakhastighedstryk - vest:

$$\mathrm{q_p(z) = [1 + 7I_v(z)]\ \frac{1}{2}\rho\ v^2_{m,V}(z) = [1 + 7 \cdot 0{,}19] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\,\frac{kg}{m^3} \cdot \left(24{,}6\,\frac{m}{s}\right)^2 = 0{,}87\,\frac{kN}{m^2}}$$

Hvor:

ρ	Luftens densitet	[kg/m^3]

Stribefundament - direkte funderet

Konsekvensklasse		CC3				
Lasttype		Konstruktions last				
Lasttilfælde		Dominerende Q/S (G_ugunst)		γ_{kj}	1	

Geometri

Bredde	b	0,35	m	Effektiv bredde B'	0,29	m
Højde	h	0,9	m			
Tykkelse af væg	t	0	m			
Excentricitet	e	0,05	m			
FUK kote	FUK	x				
Højde GVS over FUK	h_g	0	m			

Styrkeparametre

1. Udrænet (lertilfældet)	☑		
Udrænet forskydningsstyrke	c_{uk}	60	kN/m²
Udrænet forskydningsstyrke	c_{ud}	33,3	kN/m²
2. Drænet (Sandtilfældet)	☑		
Plan friktionsvinkel (karakteristisk)	φ'_{pl}	33	°
Friktionsvinkel (regningsmæssig)	φ'_{d}	28,4	°
3. Drænet (tilsandet ler)	☑		
Plan friktionsvinkel (karakteristisk)	φ'_{pl}	28	°
Friktionsvinkel (regningsmæssig)	φ'_{d}	23,9	°
Forskydningsstyrke, kohæsion	c'	6	kN/m²
Forskydningsstyrke, kohæsion	c'_{d}	5,0	kN/m²

Belastninger

Lodret belastning ugunstig	V	11,8	kN/m
Vandretbetlastning	H	0	kN/m
Moment	M	0	kNm/m
Jordtryk	p_1	0	kN/m²
Jordtryk	p_2	0	kN/m²
Effektivt overlejringstryk	q_1'	4,5	kN/m²
Effektivt overlejringstryk	q_2'	4,5	kN/m²
Effektiv rumvægt under FUK	g'	10	kN/m³
In-situ støbt fundament		In-situ	

Mellemresultater (Svag excentrisk brudfigur)

1. Udrænet (lertilfældet)

i_c	s_c	b_c	N_c
1,00	1,00	1,00	5,14

2. Drænet (sandtilfældet)

i_γ	s_γ	b_γ	N_γ	i_q	s_q	b_q	N_q
1,00	0,89	1,00	11,29	1,00	1,00	1,00	15,42

3. Drænet (tilsandet ler)

i_γ	s_γ	b_γ	N_γ	i_q	s_q	b_q	N_q	i_c	s_c
1,00	0,99	1,00	5,42	1,00	1,00	1,00	9,50	1,00	1,00

b_c	N_c
1,00	19,19

Fundamentstryk

Vd/A'
70 kN/m²

Excentricitetsgrad (svagt el. stærk): Svag excentrisk

Resultater (Svag excentrisk brudfigur)

		1. Udrænet	2. Drænet	3. Drænet	Regn. last	Udnyttelse %	Kontrol	Konklusion
Lodret bæreevne [kN]	R_d	51	25	43	20	40 | 83 | 48	OK	OK!
Vandret bæreevne [kN]	$S_d + E_d$	8	11	9	0	0 | 0 | 0	OK	

Punktfundament - direkte funderet

Konsekvensklasse		CC3						
Lasttype		Konstruktions last						
Lasttilfælde		(G_ugunst)			γ_{kj}	1,0		
Geometri								
Længde	x	1,7	m	effektive	x'	1,62	m	
Bredde	y	1,7	m		y'	1,62	m	
Højde	h	0,9	m		A'	2,64	m	
Tykkelse	t_x	0	m					
Tykkelse	t_y	0	m					
Excentricitet, x-retning	e_x	0,05	m					
Excentricitet, y-retning	e_y	0,05	m					
FUK kote	FUK	x	m					
Højde GVS over FUK	h_g	0	m					

Styrkeparametre

1. Udrænet (lertilfældet)			
Udrænet forskydningsstyrke	c_{uk}	60	kN/m^2
Udrænet forskydningsstyrke	c_{ud}	33,3	kN/m^2
2. Drænet (sandtilfældet)			
Plan friktionsvinkel (karakteristisk)	φ'pl	33	°
Friktionsvinkel (regningsmæssig)	φ'd	28,4	°
3. Drænet (tilsandet ler)			
Plan friktionsvinkel (karakteristisk)	φ'_{pl}	28	°
Friktionsvinkel (regningsmæssig)	φ'_{d}	23,9	°
Forskydningsstyrke, kohæsion	c'	6	kN/m^2
Forskydningsstyrke, kohæsion	c'_d	5,0	kN/m^2

Belastninger

Afbildningsakse		X	
Lodret belastning	V	231	kN
Vandretbetlastning	H_x	0	kN
Vandretbetlastning	H_y	0	kN
Moment om y	M_y	0	kNm
Moment om x	M_x	0	kNm
Jordtryk	p	0	kN/m²
Effektivt overlejringstryk	q'	4,5	kN/m^2
Effektiv rumvægt under FUK	γ'	10	kN/m^3
Fundamentstype		In-situ	

Mellemresultater (Svag excentrisk)

1. Udrænet (lertilfælde)	i_c	s_c	b_c	N_c						
	1,00	1,20	1,00	5,14						
2. Drænet (sandtilfældet)	i_γ	s_γ	b_γ	N_γ	i_q	s_q	b_q	N_q		
	1,00	1,20	1,00	15,42	1,00	0,60	1,00	11,29		
3. Drænet (tilsandet ler)	i_γ	s_γ	b_γ	N_γ	i_q	s_q	b_q	N_q	i_c	s_c
	1,00	0,60	1,00	5,42	1,00	1,20	1,00	9,50	1,00	1,20
	b_c	N_c								
	1,00	19,19								

Fundamentstryk	Vd/A'	
	115	kN/m²
Excentricitetsgrad (svag el. stærk)	Svag excentrisk	

Resultater (Svag excentrisk brudfigur)		1. Udrænet	2. Drænet	3. Drænet	Regn. last	Udnyttelse %	Kontrol	Konklusion
Lodret bæreevne [kN]	R_d	554	364	508	303	55 | 83 | 60	OK	OK!
Vandret bæreevne [kN]	$S_d + E_d$	88	164	134	0	0 | 0 | 0	OK	

Lastkombinationer for anvendelsesgrænse-tilstand

C

I det følgende vil lastkombinationer for AGT blive beregnet.
I tabel C.1 fremgår lastkombinationerne for rammens egenlast alene.

Dominerende last		g_k	Linjelast [kN/m]
Egenlast	Stål	$1,0 \cdot (1,7)$	1,7
	Limtræ	$1,0 \cdot (0,9)$	0,9
Sne & Vind, tryk	Stål	$1,0 \cdot (1,7)$	1,7
	Limtræ	$1,0 \cdot (0,9)$	0,9
Vind, sug	Stål	$0,9 \cdot (1,7)$	1,5
	Limtræ	$0,9 \cdot (0,9)$	0,8

Tabel C.1. Lastkombinationer i AGT for egenlasten af ramme.

Ramme 1 med vind fra vest

Dominerende last med vind fra vest	$g_{k,tag1}$	$p_{k,sne1}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,0 \cdot 2,63$				2,63
Sne	$1,0 \cdot 2,63$	$0,2 \cdot 1,80$	F+G =	0	2,99
Vind, sug	$0,9 \cdot 2,63$		F =	$0,2 \cdot (-4,12)$	1,81
			G =	$0,2 \cdot (-2,75)$	1,82
Vind, tryk	$1,0 \cdot 2,63$		F+G =	0	2,63

Tabel C.2. Lastkombinationer i AGT for ramme 1, med linjelast på taget med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag1}$	$p_{k,sne1}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			A =	$0,2 \cdot (-2,75)$	-0,55
Vind			A =	$0,2 \cdot (-2,75)$	-0,55

Tabel C.3. Lastkombinationer i AGT for ramme 1, med linjelast på facader med vind fra vest.

Ramme 2 og 6 med vind fra vest

Dominerende last med vind fra vest	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,0 \cdot 4,46$				4,46
Sne	$1,0 \cdot 4,46$	$0,2 \cdot 3,6$	H & -I =	0	5,18
			+I =	$0,0 \cdot 0,78$	**5,18**
Vind, sug	$0,9 \cdot 4,46$		H =	$0,2 \cdot (-2,75)$	3,46
			-I =	$0,2 \cdot (-0,78)$	3,85
Vind, tryk	$1,0 \cdot 4,46$		H =	0	4,46
			+I =	$0,2 \cdot 0,78$	4,61

Tabel C.4. Lastkombinationer i AGT for ramme 2 og 6, linjelaster på tag med vind fra vest.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			B =	$0,2 \cdot (-3,10)$	-0,62
Vind			B =	$0,2 \cdot (-3,10)$	**-0,62**

Tabel C.5. Lastkombinationer i AGT for ramme 2 og 6, linjelaster på facader med vind fra vest.

Ramme 6 med vind fra syd

Dominerende last med vind fra syd	$g_{k,tag2}$	$q_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Egenlast	$1,0 \cdot 4,46$				4,46
Sne	$1,0 \cdot 4,46$	$0,2 \cdot 3,6$	H, -I & F =	0	5,18
			+I =	$0,0 \cdot 0,62$	4,46
Vind, sug	$0,9 \cdot 4,46$		F =	$0,2 \cdot (-5,54)$	2,91
			H =	$0,2 \cdot (-2,15)$	3,58
			-I =	$0,2 \cdot (-0,62)$	3,89
Vind, tryk	$1,0 \cdot 4,46$		H & F =	0	4,46
			+I =	$0,2 \cdot 0,62$	4,58

Tabel C.6. Lastkombinationer i AGT for ramme 6, linjelaster på tag med vind fra syd.

Dominerende last med vind fra vest, facader	$g_{k,tag2}$	$p_{k,sne2}$	$q_{k,vind,i}$		Linjelast [kN/m]
Sne			D =	$0,2 \cdot (2,21)$	0,44
Vind			D =	$0,2 \cdot (2,21)$	0,44

Tabel C.7. Lastkombinationer i AGT for ramme 6, linjelaster på facader med vins fra syd.

Dokumentation - FEM-Design D

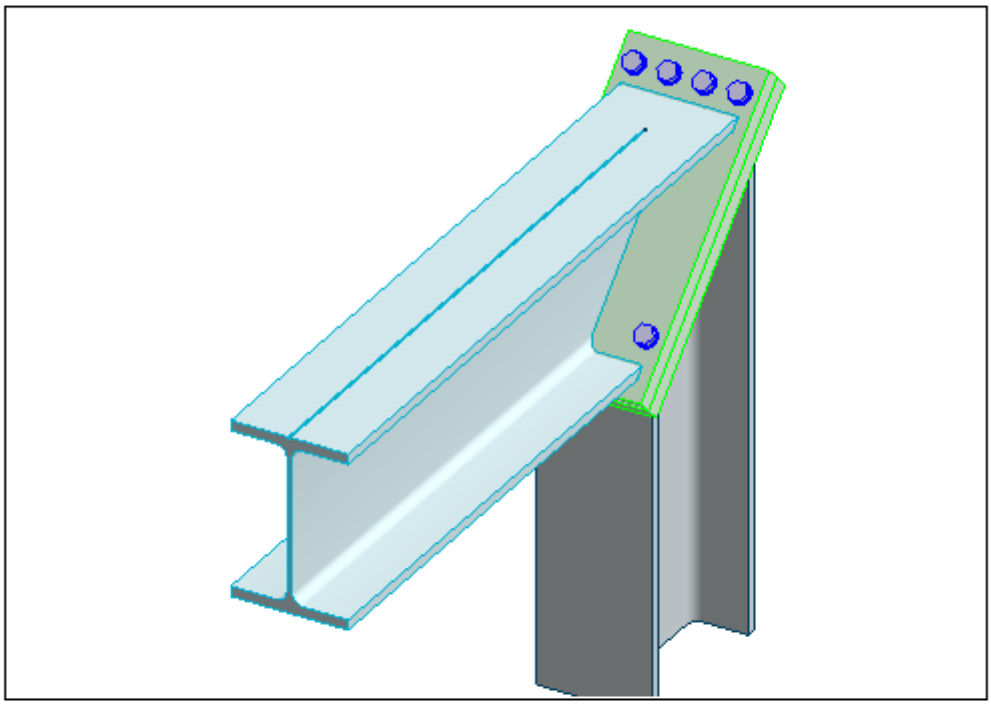
Untitled Contents

1 Dokumentation - FEM-Design 1
1.1 Dokumentation for den mest udnyttede hjørnesamling mellem en bjælke og en søjle 1
1.2 Dokumentation for den mest udnyttede bjælke 9
1.3 Dokumentation for den mest udnyttede søjle 18
1.4 Dokumentation for den mest udnyttede udkragede bjælke 27
1.5 Dokumentation for den mest udnyttede afstivning 36

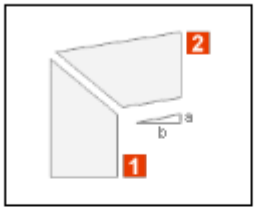
1 Dokumentation - FEM-Design

1.1 Dokumentation for den mest udnyttede hjørnesamling mellem en bjælke og en søjle

SJ.1.1
Maximum of load combinations

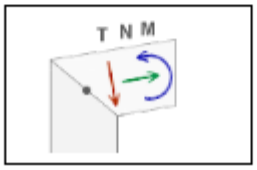


Member data



	Member 1	Member 2
Cross-section	HE-B 450	HE-B 450
Material	S 235	S 235
γ_{M0}	1.10	1.10
γ_{M1}	1.20	1.20
γ_{M2}	1.35	1.35
γ_{M5}	1.10	1.10
a [mm]	-	0
b [mm]	-	1000

Load combinations



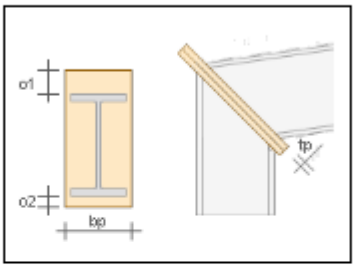
	No
X	1
X	2
X	3
X	4

	Name
X	SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne
X	SJ.1.1: Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne
X	SJ.1.1: Dom, vind, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, X+, 1. +0*sne
X	SJ.1.1: Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
X	-48	157	-524
X	-50	157	-534
X	-20	71	-214
X	-25	70	-248

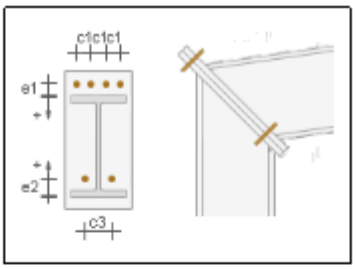
Beam

End-plate



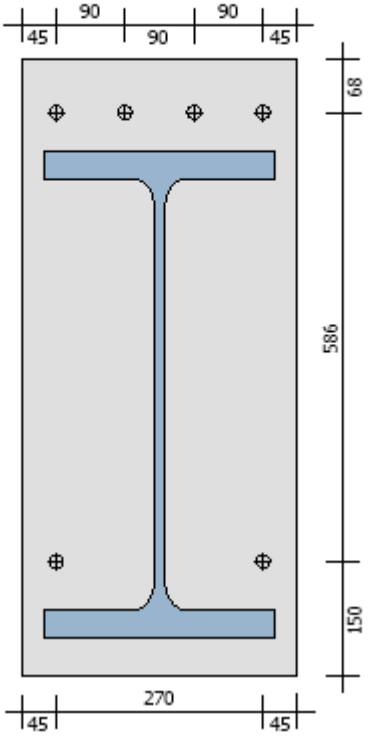
Material	S 235
γ_{M0}	1.10
γ_{M1}	1.20
γ_{M2}	1.35
γ_{M5}	1.10
tp [mm]	50
bp [mm]	360
o1 [mm]	119
o2 [mm]	50
Weld buttering (EN 1993-1-10: Table 3.2/b)	No
Preheating (> 100 °C)	No

Bolts

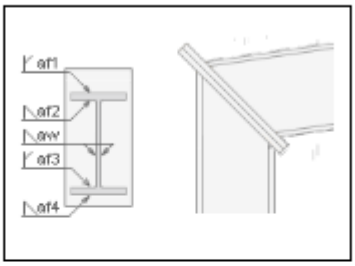


Size	HR-M27
Quality	8.8
Prestressed	No
Flip	No
Washer at nut	Yes
Washer at bolt head	Yes
n	4
c1 [mm]	90
c3 [mm]	270
e1 [mm]	-50
e2 [mm]	100

Bolt arrangement



Welds



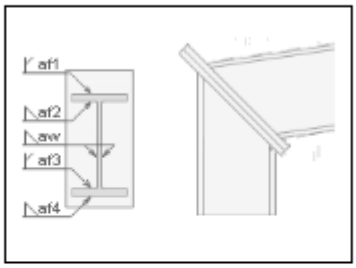
af1 [mm]	14
af2 [mm]	14
aw [mm]	10
af3 [mm]	10
af4 [mm]	10

Calculation

Tension boltrows for shear	No

Column

Welds



af1 [mm]	14
af2 [mm]	14
aw [mm]	10
af3 [mm]	10
af4 [mm]	10

Warning: The selected joint type cannot handle all internal forces acting on the connected structural elements

LC2: Bar 1 (Ty)

LC3: Bar 1 (Ty)

LC4: Bar 1 (Ty)

Joint utilization: 86 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+

Moment resistance and stiffness (EN 1993-1-8: [6.2.7]): 86 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag

End-plate internal forces: N = -146.24 kN, T = 75.35 kN, M = -534.29 kNm

T stub 1

Parameters and effective lengths at the end-plate

m_x = 50 mm, e_x = 69 mm, w = 90 mm

$l_{eff,cp}$ = 427 mm, $l_{eff,nc}$ = 180 mm, $l_{eff,1}$ = 180 mm, $l_{eff,2}$ = 180 mm

Individual capacities

$F_{T,Rd,ep}$ = 934.91 kN, Failure mode: 2

Final T-stub capacity: $F_{T,Rd}$ = 934.91 kN

Beam web and flange compression resistance

No compressed haunch is applied.

Beam section moment resistance

V_{Ed} = 75.35 kN

Beam shear resistance

A_v = 7966 mm^2

$V_{pl,Rd}$ = 940.71 kN

ρ = 0.00

W = 3982367 mm^3

$M_{c,Rd}$ = 814.58 kNm

$F_{c,fb,Rd}$ = 1921.17 kN

Bolt-row capacities

$F_{t1,Rd}$ = 934.91 kN, h = 668 mm

$F_{t2,Rd}$ = 0.00 kN, h = 82 mm

Joint moment capacity: M_{Rd} = 624.53 kNm

Stiffness calculation (EN 1993-1-8: [6.3])

S_j = 253649 kNm/rad, $S_{j,ini}$ = 497380 kNm/rad, m = 1.96

k_5 = 162.0 mm

l_{eff} = 0 mm, t_p = 50 mm, m = 0 mm

k_{10} = 5.7 mm

L_b = 129 mm

z = 668 mm

Shear resistance (EN 1993-1-8: [3.6.1]): 19 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæ

V_{Ed} = 76.59 kN

$F_{v,Rd}$ = 203.58 kN (unthreaded)

$F_{b,Rd,end\text{-}plate,row\ 2}$ = 900.00 kN (α_b = 1.00, k_1 = 2.50)

V_{Rd} = 407.15 kN

Beam top flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 80 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenvæ

(af1 + af2) / 2 = 14.00 mm

a_{min} = 11.2 mm

Column top flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 80 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenv

(af1 + af2) / 2 = 14.00 mm

a_{min} = 11.2 mm

Beam bottom flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 79 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Ege

(af3 + af4) / 2 = 10.00 mm

a_{min} = 7.9 mm

Column bottom flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 79 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Eg

(af3 + af4) / 2 = 10.00 mm

a_{min} = 7.9 mm

Beam web weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 64 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1

aw = 10.00 mm

a_{min} = 6.4 mm

Column web weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 64 % (LC: 'SJ.1.1: Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt +

aw = 10.00 mm

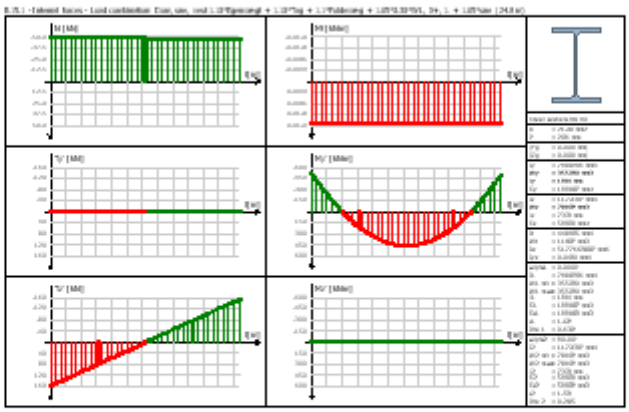
a_{min} = 6.4 mm

Through-thickness requirements (EN 1993-1-10: [3.2; (2)])

Z_a = 6.00, Z_b = 0.00, Z_c = 10.00, Z_d = 0.00, Z_e = 0.00

Z_{Ed} = 16.00

1.2 Dokumentation for den mest udnyttede bjælke

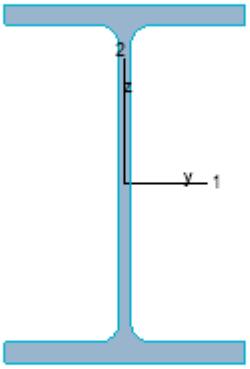


B.15.1
Maximum of load combinations

S 235

E	=	210000	N /mm ^{2}			
G	=	80769	N /mm ^{2}			
$\gamma_{M0,ult}$	=	1.10		$\gamma_{M0,acc'tests}$	=	1.00
$\gamma_{M1,ult}$	=	1.20		$\gamma_{M1,acc'tests}$	=	1.00
$\gamma_{M2,ult}$	=	1.35		$\gamma_{M2,acc'tests}$	=	1.00

HE-B 450



P	=	2026	mm	f_y	=	225	N/mm ^{2}
A	=	21798	mm ^{2}	ε	=	1.02	
I_y	=	7.989e+08	mm ^{4}	λ_1	=	95.96	
I_z	=	1.172e+08	mm ^{4}				
I_1	=	7.989e+08	mm ^{4}				
I_2	=	1.172e+08	mm ^{4}				
$W_{pl,1}$	=	3.982e+06	mm ^{3}				
$W_{pl,2}$	=	1.198e+06	mm ^{3}				
$W_{el,min,1}$	=	3.551e+06	mm ^{3}				
$W_{el,min,2}$	=	7.814e+05	mm ^{3}				
i_1	=	191	mm				
i_2	=	73	mm				
I_t	=	4.489e+06	mm ^{4}				
I_w	=	5.178e+12	mm ^{6}				

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

LC: 'Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne', x = 22816 mm

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

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{16226 \cdot 225}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 1916.17 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.10}{1.25 \left(225 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 1916.17 = 1915.50 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.06}{1915.50} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{7966 \cdot 225}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 940.71 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.14}{1.25 \left(225 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 940.71 = 940.27 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{157.43}{940.27} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$\tau_{max,unit} = 8.56 \frac{N/mm^2}{kN\ m}$ iscalculated by FEM analysis

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{max,unit} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{225}{\sqrt{3} \cdot 8.56 \cdot 1.10} = 13.80 \text{ kN m}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.02}{13.80} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

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: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$V_{1,Ed}$ = 0.03 kN $\leq$ 0.5 · $V_{1,pl,T,Rd}$ = 0.5 · 1915.14 = 957.57 kN --> ρ_1 = 0.00

$V_{2,Ed}$ = 156.86 kN $\leq$ 0.5 · $V_{2,pl,T,Rd}$ = 0.5 · 940.21 = 470.10 kN --> ρ_1 = 0.00

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{49.90}{4458.64} + \frac{532.10}{814.58} + \frac{0.00}{245.05} = 0.66 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 18848 mm

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

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{8680}{191 \cdot 95.96} = 0.47 \quad (6.50)$$

α_1 = 0.21 (Buckling curve: a)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.47 - 0.2) + 0.47^{2}\right] = 0.64$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.64 + \sqrt{0.64^{2} - 0.47^{2}}}, 1.0\right) = 0.93 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.93 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 3811.64 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{55.39}{3811.64} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 11408 mm

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

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{12400}{73 \cdot 95.96} = 1.76 \qquad (6.50)$$

α_2 = 0.34 (Buckling curve: b)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (1.76 - 0.2) + 1.76^{2}\right] = 2.32$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{2.32 + \sqrt{2.32^{\,2} - 1.76^{\,2}}}, 1.0\right) = 0.26 \qquad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.26 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 1068.75 \text{ kN} \qquad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{49.90}{1068.75} = 0.05 \leq 1.00 \qquad (6.46) \text{ - OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 18848 mm

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

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{191^2 + 73^2 + 0^2 + 0^2} = 205 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 798875926}{8680^2} = 21976.52 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 117213307}{1240^2} = 157998.38 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{205^2}\left(80769 \cdot 4.489e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.178e+12}{12400^2} \right) = 10287.99 \text{ kN}$$

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

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 10287.99 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(10287.99, 10287.99) = 10287.99 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{21798 \cdot 225}{10287.99}} = 0.69 \quad (6.53)$$

α_T = 0.34 (Buckling curve: b)

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

$$= 0.5\left[1 + 0.34 \cdot (0.69 - 0.2) + 0.69^2\right] = 0.82$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.82 + \sqrt{0.82^2 - 0.69^2}}, 1.0 \right) = 0.79 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.79 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 3225.02 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{55.39}{3225.02} = 0.02 \le 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling - Part 1-1:6.3.2.2

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 1.172e+08}{(1.00 \cdot 12400)^2} = 1579.98 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.33 \cdot 225 - 0.75 \cdot 0) = 74.05 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 2.05 \cdot 1.580e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{5.178e+12}{1.172e+08} + \frac{8.077e+04 \cdot 4.489e+08}{1.580e+08} + 74.05^2 \right]^{0.5} - 74.05 \right\} =$$

$$= 1467.94 \text{ kN m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3982367 \cdot 225}{1.468e+09}} = 0.78$$

α_{LT} = 0.21 (Buckling curve: a)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.78 - 0.2) + 0.78^2 \right] = 0.87$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.78^2}}, 1.0 \right) = 0.81 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.81 \cdot 3982367 \cdot 225}{1.20} = 602.00 \text{ kN m} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{532.10}{602.00} = 0.88 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 1.00 C_{yy} = 0.99

C_{mz} = 0.79 C_{yz} = 0.69

C_{mLT} = 1.01 C_{zy} = 0.97

C_{zz} = 0.92

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 225 \cdot 1198043 = 269.56$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{49.90}{3811.64} + 1.02 \cdot \frac{532.10}{602.00} + 0.81 \cdot \frac{0.00}{\frac{269.56}{1.20}} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, Y+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 1.00 C_{yy} = 0.99

C_{mz} = 0.79 C_{yz} = 0.69

C_{mLT} = 1.01 C_{zy} = 0.97

C_{zz} = 0.92

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 225 \cdot 1198043 = 269.56$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{49.90}{1068.75} + 0.53 \cdot \frac{532.10}{602.00} + 0.86 \cdot \frac{0.00}{\frac{269.56}{1.20}} = 0.52 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ - OK}$$

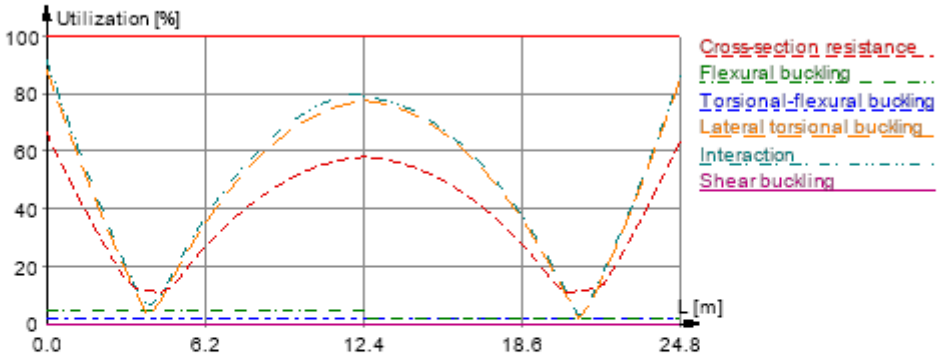
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

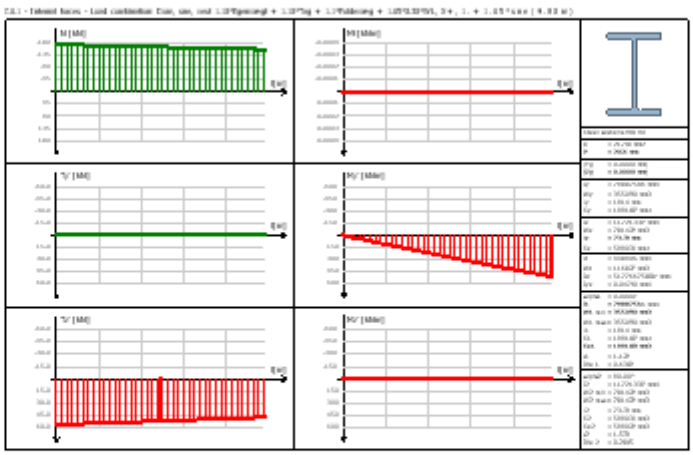
Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{398}{14} = 28.4 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 1.02 = 61.3 \text{ --> Not relevant}$$

Summary


Utilization [%]
100
80
60
40
20
0
0.0
6.2
12.4
18.6
24.8
L [m]
Cross-section resistance
Flexural buckling
Torsional-flexural buckling
Lateral torsional buckling
Interaction
Shear buckling

1.3 Dokumentation for den mest udnyttede søjle

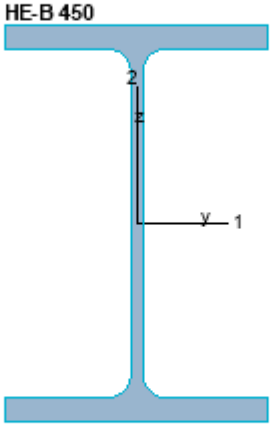


C.6.1
Maximum of load combinations

S 235

E	=	210000	N/mm^2			
G	=	80769	N/mm^2			
$\gamma_{M0,ult}$	=	1.10		$\gamma_{M0,acc/sels}$	=	1.00
$\gamma_{M1,ult}$	=	1.20		$\gamma_{M1,acc/sels}$	=	1.00
$\gamma_{M2,ult}$	=	1.35		$\gamma_{M2,acc/sels}$	=	1.00

HE-B 450



P	=	2026	mm	f_y	=	225	N/mm^2
A	=	21798	mm^2	ε	=	1.02	
I_y	=	7.989e+08	mm^4	λ_1	=	95.96	
I_z	=	1.172e+08	mm^4				
I_1	=	7.989e+08	mm^4				
I_2	=	1.172e+08	mm^4				
$W_{pl,1}$	=	3.982e+06	mm^3				
$W_{pl,2}$	=	1.198e+06	mm^3				
$W_{el,min,1}$	=	3.551e+06	mm^3				
$W_{el,min,2}$	=	7.814e+05	mm^3				
i_1	=	191	mm				
i_2	=	73	mm				
I_t	=	4.489e+06	mm^4				
I_w	=	5.178e+12	mm^6				

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{16226 \cdot 225}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 1916.17 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \left(225 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 1916.17 = 1916.17 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.57}{1916.17} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{7966 \cdot 225}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 940.71 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \left(225 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 940.71 = 940.71 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{56.29}{940.71} = 0.06 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$\tau_{max,unit} = 8.56 \frac{N/mm^2}{kN\ m}$ is calculated by FEM analysis

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{max,unit} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{225}{\sqrt{3} \cdot 8.56 \cdot 1.10} = 13.80 \text{ kN m}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{13.80} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

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: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 9800 mm

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

$V_{1,Ed}$ = 0.48 kN $\leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd}$ = 0.5 · 1916.17 = 958.09 kN --> ρ_1 = 0.00

$V_{2,Ed}$ = 47.27 kN $\leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd}$ = 0.5 · 940.71 = 470.36 kN --> ρ_1 = 0.00

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{156.54}{4458.64} + \frac{507.46}{814.58} + \frac{5.14}{245.05} = 0.68 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{9800}{191 \cdot 95.96} = 0.53 \quad (6.50)$$

α_1 = 0.21 (Buckling curve: a)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.53 - 0.2) + 0.53^{\,2}\right] = 0.68$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.68 + \sqrt{0.68^{\,2} - 0.53^{\,2}}}, 1.0\right) = 0.91 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.91 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 3733.79 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{174.63}{3733.79} = 0.05 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{9800}{73 \cdot 95.96} = 1.39 \quad (6.50)$$

α_z = 0.34 (Buckling curve: b)

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z \cdot \left(\bar{\lambda}_z - 0.2\right) + \bar{\lambda}_z^{\,2}\right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (1.39 - 0.2) + 1.39^{\,2}\right] = 1.67$$

$$\chi_z = \min\left(\frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^{\,2} - \bar{\lambda}_z^{\,2}}}, 1.0\right) =$$

$$= \min\left(\frac{1}{1.67 + \sqrt{1.67^{\,2} - 1.39^{\,2}}}, 1.0\right) = 0.38 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.38 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 1572.82 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{174.63}{1572.82} = 0.11 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{191^2 + 73^2 + 0^2 + 0^2} = 205 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 798875926}{9800^2} = 17240.36 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 117213307}{9800^2} = 2529.55 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2}\right) =$$

$$= \frac{1}{205^2}\left(80769 \cdot 4.489e{+}06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.178e{+}12}{9800^2}\right) = 11286.05 \text{ kN}$$

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

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 11286.05 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(11286.05, 11286.05) = 11286.05 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{21798 \cdot 225}{11286.05}} = 0.66 \quad (6.53)$$

α_T = 0.34 (Buckling curve: b)

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

$$= 0.5\left[1 + 0.34 \cdot (0.66 - 0.2) + 0.66^2\right] = 0.80$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.80 + \sqrt{0.80^2 - 0.66^2}}, 1.0\right) = 0.81 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.81 \cdot 21798 \cdot 225}{1.20} = 3295.14 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{174.63}{3295.14} = 0.05 \le 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 9800 mm

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

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 1.172e+08}{(1.00 \cdot 9800)^2} = 2529.55 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.00 \cdot 225 - 0.94 \cdot 0) = 0.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.77 \cdot 2.530e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{5.178e+12}{1.172e+08} + \frac{8.077e+04 \cdot 4.489e+08}{2.530e+06} + 0.00^2 \right]^{0.5} - 0.00 \right\} =$$

$$= 1938.78 \text{ kN m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3982367 \cdot 225}{1.939e+09}} = 0.68$$

α_{LT} = 0.21 (Buckling curve: a)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.68 - 0.2) + 0.68^2 \right] = 0.78$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.78 + \sqrt{0.78^2 - 0.68^2}}, 1.0 \right) = 0.86 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.86 \cdot 3982367 \cdot 225}{1.20} = 639.92 \text{ kN m} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{507.46}{639.92} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 9800 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 0.96 C_{yy} = 0.99

C_{mz} = 0.78 C_{yz} = 0.65

C_{mLT} = 1.00 C_{zy} = 0.94

C_{zz} = 0.85

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 225 \cdot 1198043 = 269.56$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{156.54}{3733.79} + 0.98 \cdot \frac{507.46}{639.92} + 0.90 \cdot \frac{5.14}{\frac{269.56}{1.20}} = 0.84 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 9800 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 0.96 C_{yy} = 0.99

C_{mz} = 0.78 C_{yz} = 0.65

C_{mLT} = 1.00 C_{zy} = 0.94

C_{zz} = 0.85

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 225 \cdot 1198043 = 269.56$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{156.54}{1572.82} + 0.51 \cdot \frac{507.46}{639.92} + 0.95 \cdot \frac{5.14}{\frac{269.56}{1.20}} = 0.53 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ - OK}$$

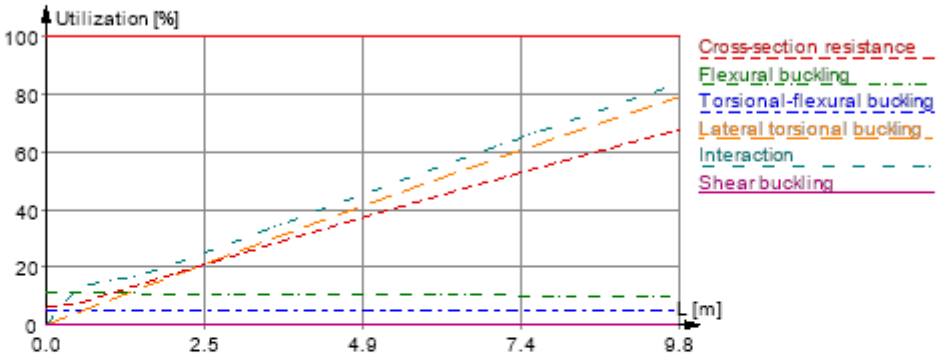
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

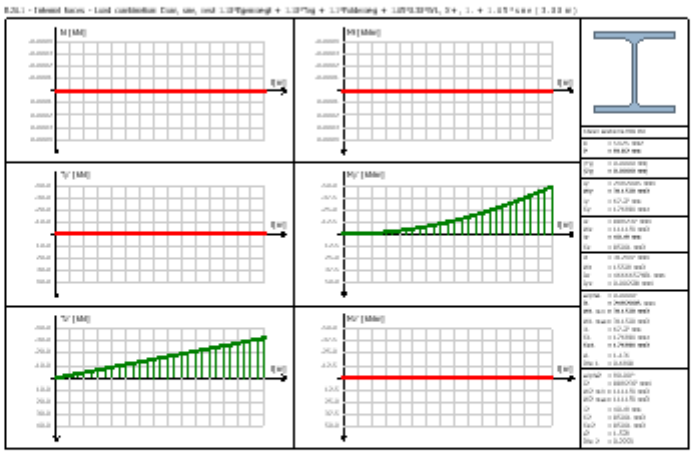
Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{398}{14} = 28.4 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 1.02 = 61.3 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary


Utilization [%]
100
80
60
40
20
0
0.0
2.5
4.9
7.4
9.8
L [m]
Cross-section resistance
Flexural buckling
Torsional-flexural buckling
Lateral torsional buckling
Interaction
Shear buckling

1.4 Dokumentation for den mest udnyttede udkragede bjælke

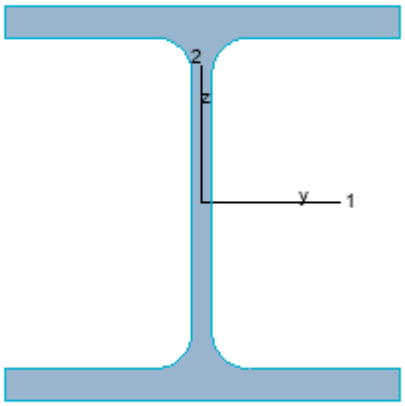


B.26.1
Maximum of load combinations

S 235

E	=	210000	N/mm^2			
G	=	80769	N/mm^2			
$\gamma_{M0,ult}$	=	1.10		$\gamma_{M0,acc/sels}$	=	1.00
$\gamma_{M1,ult}$	=	1.20		$\gamma_{M1,acc/sels}$	=	1.00
$\gamma_{M2,ult}$	=	1.35		$\gamma_{M2,acc/sels}$	=	1.00

HE-B 160



P	=	918	mm	f_y	=	235	N/mm^2
A	=	5425	mm^2	ε	=	1.00	
I_y	=	2.492e+07	mm^4	λ_1	=	93.90	
I_z	=	8.892e+06	mm^4				
I_1	=	2.492e+07	mm^4				
I_2	=	8.892e+06	mm^4				
$W_{pl,1}$	=	3.540e+05	mm^3				
$W_{pl,2}$	=	1.700e+05	mm^3				
$W_{el,min,1}$	=	3.115e+05	mm^3				
$W_{el,min,2}$	=	1.112e+05	mm^3				
i_1	=	68	mm				
i_2	=	40	mm				
I_t	=	3.124e+05	mm^4				
I_w	=	4.667e+10	mm^6				

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4353 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 536.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \left(235 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 536.93 = 536.93 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{536.93} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1759 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 216.98 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \left(235 / \sqrt{3} \right) / 1.10}} \cdot 216.98 = 216.98 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{32.65}{216.98} = 0.15 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$\tau_{max,unit} = 64.48 \frac{N/mm^2}{kN\ m}$ is calculated by FEM analysis

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{max,unit} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 64.48 \cdot 1.10} = 1.91 \text{ kN m}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{1.91} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

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: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

$V_{1,Ed}$ = 0.00 kN $\leq$ 0.5 $\cdot V_{1,pl,T,Rd}$ = 0.5 $\cdot$ 536.93 = 268.46 kN --> ρ_1 = 0.00

$V_{2,Ed}$ = 32.65 kN $\leq$ 0.5 $\cdot V_{2,pl,T,Rd}$ = 0.5 $\cdot$ 216.98 = 108.49 kN --> ρ_1 = 0.00

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{1159.01} + \frac{48.98}{75.62} + \frac{0.00}{36.32} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{68 \cdot 93.90} = 0.47 \quad (6.50)$$

α_1 = 0.34 (Buckling curve: b)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (0.47 - 0.2) + 0.47^{2}\right] = 0.66$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^{2} - 0.47^{2}}}, 1.0\right) = 0.90 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.90 \cdot 5425 \cdot 235}{1.20} = 952.64 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{0.00}{952.64} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{40 \cdot 93.90} = 0.79 \qquad (6.50)$$

α_z = 0.49 (Buckling curve: c)

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z \cdot \left(\bar{\lambda}_z - 0.2\right) + \bar{\lambda}_z^{\,2}\right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.79 - 0.2) + 0.79^{2}\right] = 0.96$$

$$\chi_z = \min\left(\frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^{\,2} - \bar{\lambda}_z^{\,2}}}, 1.0\right) =$$

$$= \min\left(\frac{1}{0.96 + \sqrt{0.96^{2} - 0.79^{2}}}, 1.0\right) = 0.67 \qquad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.67 \cdot 5425 \cdot 235}{1.20} = 710.74 \text{ kN} \qquad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{0.00}{710.74} = 0.00 \leq 1.00 \qquad (6.46) \text{ - OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{68^2 + 40^2 + 0^2 + 0^2} = 79 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 24920015}{3000^2} = 5738.85 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8892347}{3000^2} = 2047.83 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2}\right) =$$

$$= \frac{1}{79^2}\left(80769 \cdot 3.124e{+}05 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 4.667e{+}10}{3000^2}\right) = 5773.42 \text{ kN}$$

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

Smallest root of the above equation:

$N_{cr,TF}$ = 5773.42 kN

$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(5773.42, 5773.42) = 5773.42$ kN

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5425 \cdot 235}{5773.42}} = 0.47 \quad (6.53)$$

α_T = 0.49 (Buckling curve: c)

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

$$= 0.5\left[1 + 0.49 \cdot (0.47 - 0.2) + 0.47^2\right] = 0.68$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.68 + \sqrt{0.68^2 - 0.47^2}}, 1.0\right) = 0.86 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.86 \cdot 5425 \cdot 235}{1.20} = 913.32 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{0.00}{913.32} = 0.00 \le 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling - Part 1-1:6.3.2.2

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 8.892e+06}{(1.00 \cdot 3000)^2} = 2047.83 \quad kN$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.20 \cdot 80 - 0.75 \cdot 0) = 16.36 \quad mm$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 2.55 \cdot 2.048e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{4.667e+10}{8.892e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 3.124e+05}{2.048e+06} + 16.36^2 \right]^{0.5} - 16.36 \right\}$$

$$= 612.03 \quad kN\ m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{353967 \cdot 235}{6.120e+08}} = 0.37$$

α_{LT} = 0.21 (Buckling curve: a)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.37 - 0.2) + 0.37^2 \right] = 0.59$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) =$$

$$= \min \left(\frac{1}{0.59 + \sqrt{0.59^2 - 0.37^2}}, 1.0 \right) = 0.96 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.96 \cdot 353967 \cdot 235}{1.20} = 66.61 \quad kN\ m \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{48.98}{66.61} = 0.74 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 1.00 C_{yy} = 1.00

C_{mz} = 1.00 C_{yz} = 0.81

C_{mLT} = 1.00 C_{zy} = 1.00

C_{zz} = 0.65

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 235 \cdot 170002 = 39.95$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{0.00}{952.64} + 1.00 \cdot \frac{48.98}{66.61} + 0.85 \cdot \frac{0.00}{\frac{39.95}{1.20}} = 0.74 \leq 1.00 \quad (6.61) \text{ - OK}$$

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

LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 3000 mm

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

k_{ij} factors are calculated according to Method 1

C_{my} = 1.00 C_{yy} = 1.00

C_{mz} = 1.00 C_{yz} = 0.81

C_{mLT} = 1.00 C_{zy} = 1.00

C_{zz} = 0.65

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 235 \cdot 170002 = 39.95$ kN m

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{0.00}{710.74} + 0.52 \cdot \frac{48.98}{66.61} + 1.53 \cdot \frac{0.00}{\frac{39.95}{1.20}} = 0.38 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ - OK}$$

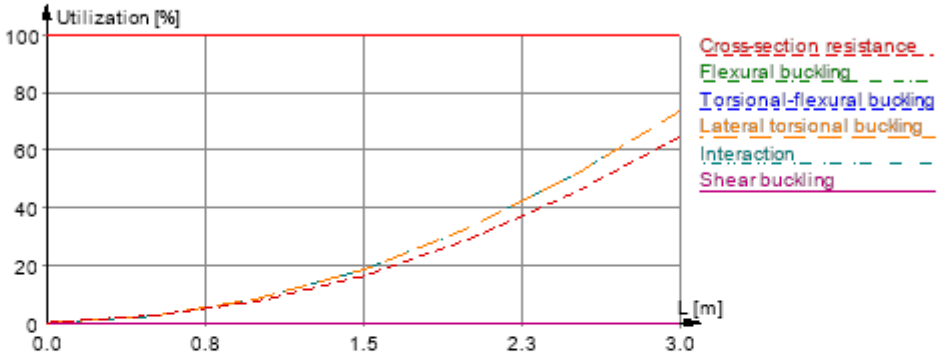
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

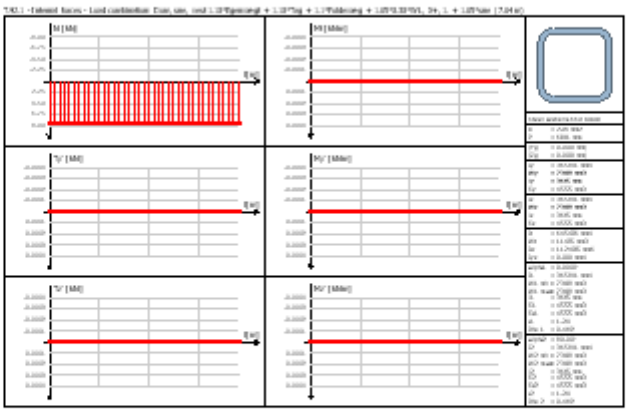
Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{134}{8} = 16.8 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 1.00 = 60.0 \text{ --> Not relevant}$$

Summary


Utilization [%]
100
80
60
40
20
0
0.0
0.8
1.5
2.3
3.0
L [m]
Cross-section resistance
Flexural buckling
Torsional-flexural buckling
Lateral torsional buckling
Interaction
Shear buckling

1.5 Dokumentation forden mest udnyttede afstivning

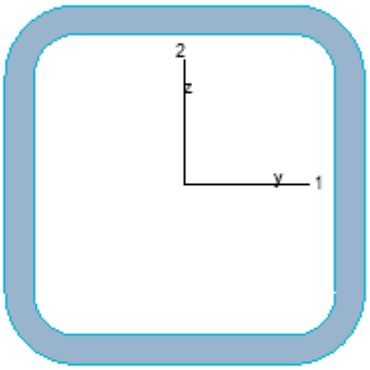


T.92.1
Maximum of load combinations

S 235

E	=	210000	N /mm ^{2}				
G	=	80769	N /mm ^{2}				
$\gamma_{M0,ult}$	=	1.10		$\gamma_{M0,acc/ass}$	=	1.00	
$\gamma_{M1,ult}$	=	1.20		$\gamma_{M1,acc/ass}$	=	1.00	
$\gamma_{M2,ult}$	=	1.35		$\gamma_{M2,acc/ass}$	=	1.00	

KKR 100x100x8



P	=	366	mm	f_y	=	235	N /mm ^{2}
A	=	2724	mm ^{2}	ε	=	1.00	
I_y	=	3.659e+06	mm ^{4}	λ_1	=	93.90	
I_z	=	3.659e+06	mm ^{4}				
I_1	=	3.659e+06	mm ^{4}				
I_2	=	3.659e+06	mm ^{4}				
$W_{pl,1}$	=	9.105e+04	mm ^{3}				
$W_{pl,2}$	=	9.105e+04	mm ^{3}				
$W_{el,min,1}$	=	7.319e+04	mm ^{3}				
$W_{el,min,2}$	=	7.319e+04	mm ^{3}				
i_1	=	37	mm				
i_2	=	37	mm				
I_t	=	6.455e+06	mm ^{4}				
I_w	=	1.124e+07	mm ^{6}				

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8
LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1362 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 168.01 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}\right) \cdot V_{1,pl,Rd} =$$

$$= \left(1 - \frac{0.00}{(235 / \sqrt{3}) / 1.10}\right) \cdot 168.01 = 168.01 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{168.01} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8
LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1362 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.10} = 168.01 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}\right) \cdot V_{2,pl,Rd} =$$

$$= \left(1 - \frac{0.00}{(235 / \sqrt{3}) / 1.10}\right) \cdot 168.01 = 168.01 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{168.01} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7
LC: 'Dom, sne, vest 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*0.30*WL, X+, 1. + 1.65*sne', x = 0 mm

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

$\tau_{max,unit} = 8.77 \frac{N/mm^2}{kN\,m}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{max,unit} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 8.77 \cdot 1.10} = 14.07 \text{ kN m}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{14.07} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

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: 'Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne', x = 0 mm

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

$V_{1,Ed}$ = 0.00 kN $\leq$ 0.5 $\cdot V_{1,pl,T,Rd}$ = 0.5 $\cdot$ 168.01 = 84.00 kN --> ρ_1 = 0.00

$V_{2,Ed}$ = 0.00 kN $\leq$ 0.5 $\cdot V_{2,pl,T,Rd}$ = 0.5 $\cdot$ 168.01 = 84.00 kN --> ρ_1 = 0.00

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{71.31}{582.00} + \frac{0.00}{19.45} + \frac{0.00}{19.45} = 0.12 \leq 1.00 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1
LC: 'Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{7638}{37 \cdot 93.90} = 2.22 \quad (6.50)$$

α_1 = 0.49 (Buckling curve: c)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (2.22 - 0.2) + 2.22^{\,2}\right] = 3.46$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{3.46 + \sqrt{3.46^{\,2} - 2.22^{\,2}}}, 1.0\right) = 0.16 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.16 \cdot 2724 \cdot 235}{1.20} = 87.34 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{71.31}{87.34} = 0.82 \leq 1.00 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1
LC: 'Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne', x = 0 mm

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

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{7638}{37 \cdot 93.90} = 2.22 \qquad (6.50)$$

α_2 = 0.49 (Buckling curve: c)

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

$$= 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (2.22 - 0.2) + 2.22^{\,2}\right] = 3.46$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{3.46 + \sqrt{3.46^{\,2} - 2.22^{\,2}}}, 1.0\right) = 0.16 \qquad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.16 \cdot 2724 \cdot 235}{1.20} = 87.34 \text{ kN} \qquad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{71.31}{87.34} = 0.82 \leq 1.00 \qquad (6.46) \text{ - OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1
LC: 'Dom vind, syd 1.10*Egenvægt + 1.10*Tag + 1.1*Foldevæg + 1.65*WL, Y+, 1. + 0*sne', x = 0 mm

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

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{37^2 + 37^2 + 0^2 + 0^2} = 52 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3659441}{7638^2} = 130.03 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3659441}{7638^2} = 130.03 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{52^2}\left(80769 \cdot 6.455e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.124e+07}{7638^2} \right) = 194057.02 \text{ kN}$$

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

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 194057.02 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(194057.02, 194057.02) = 194057.02 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2724 \cdot 235}{194057.02}} = 0.06 \quad (6.53)$$

α_T = 0.49 (Buckling curve: c)

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

$$= 0.5\left[1 + 0.49 \cdot (0.06 - 0.2) + 0.06^2\right] = 0.47$$

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

$$= \min\left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.06^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2724 \cdot 235}{1.20} = 533.50 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{71.31}{533.50} = 0.13 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2
Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3
Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3
Not relevant

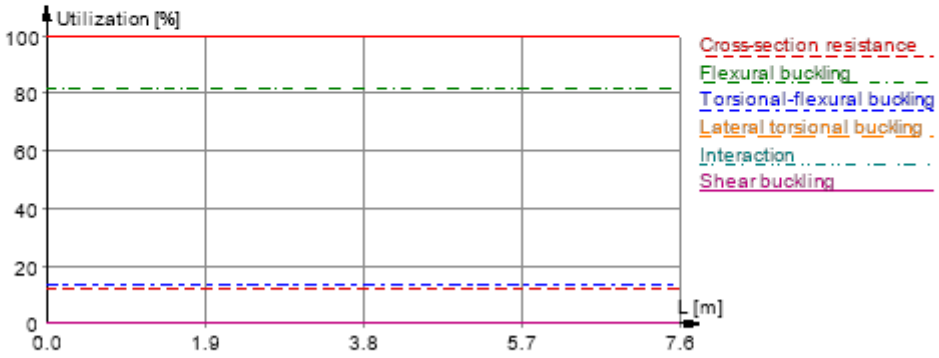
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

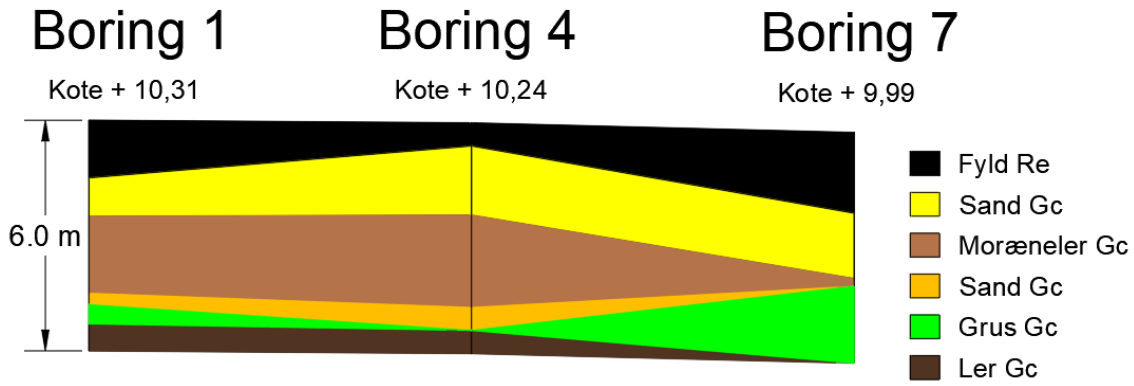
$$\frac{h_w}{t} = \frac{84}{8} = 10.5 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 1.00 = 60.0 \rightarrow$$ Not relevant

Summary

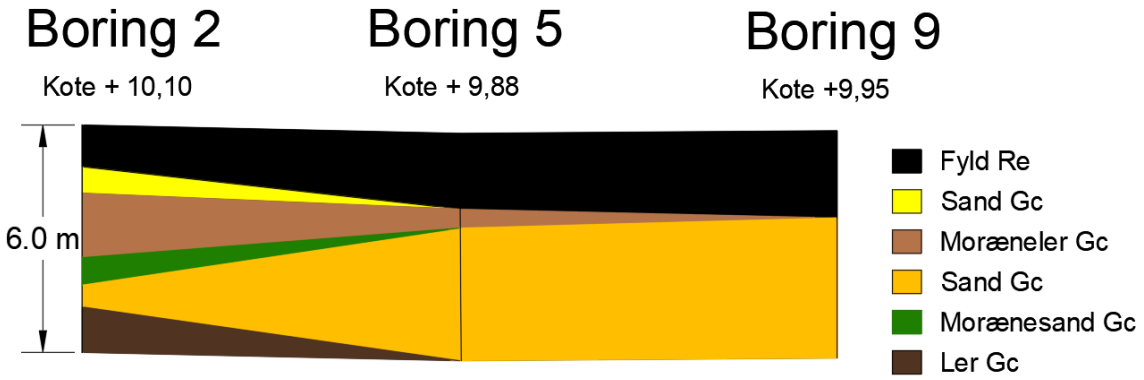


Jordprofiler

E



Figur E.1. Jordbundsforholde under boreprofil 1, 4 og 7, samt de antage jordbundsforhold imellem disse. Koter er relative.



Figur E.2. Jordbundsforholde under boreprofil 2, 5 og 9, samt de antage jordbundsforhold imellem disse. Koter er relative.