

AALBORG UNIVERSITET

Instituttet for Bygningsteknik

B-SEKTOREN

C. LYNGSØ
STUD. ING.
7. SEMESTER 2001

UDBYGNING AF VIBY CENTRET

PROJEKTERING AF DEN BÆRENDE HOVEDKONSTRUKTION

Synopsis:

Projektet omhandler en forestående udbygning af Viby Centret med et etageareal på ca. 1550 m², og behandler projekteringen af den bærende hovedkonstruktion. Den bærende hovedkonstruktion er planlagt som toetagers rammer med en indbyrdes afstand på ca. fem meter.

Der er indledningsvis undersøgt forskellige muligheder for udformningen af rammen, hvor der lægges vægt på forskellige materialer samt forskellige statiske systemer.

Der er opstillet to løsningsforslag: en traditionel stålramme udført med standardprofiler og dernæst en spændbeton ramme. Disse er kontrolleret for deres bæreevne, lokal og global stabilitet samt deformationer og knudepunktsflytninger.

Grundet hovedsageligt økonomiske og udførelsesmæssige årsager, er det valgt at opføre den bærende hovedkonstruktion med stålrammer.

Projektperiode: 01.10.2001 – 25.01.2002

Vejleder: Søren Kloch

Oplagstal: 5

Sideantal: 84

Afsluttet den: 25. januar 2002

Førord

Denne rapport er resultatet af undertegnede projektarbejde i perioden 1. oktober 2001 til 25 januar 2002 på B-sektorens 7. semester [diplom ingeniør] ved Aalborg Universitet.

Rapporten udgør fire kapitler, samt et appendiks med projekteringsforudsætninger. Herudover er tegningerne samlet i den vedlagte tegningsmappe. Der henvises i øvrigt til projektets hjemmeside www.civil.auc.dk/~lyngso99 hvor man bl.a. kan finde STAAD Pro modeller og komplette outputs, ACAD tegninger samt alle beregninger indført i Excel.

Kildehenvisninger angives som fodnoter med kendeord og figur- eller sidenummer. I kildelisten er det/de kendeord, der refereres til, markeret med fed skrift, så henvisningerne bliver entydige. Kilderne er opstillet i alfabetisk rækkefølge, for nemmere lokalisering. Der skelnes i rapporten mellem tabeller og figurer. Begge typer nummereres fortløbende gennem de enkelte kapitler.

Projektet er udarbejdet i samarbejde med Carl Bro Gruppen. Der skal lyde en tak til Jørgen Stadel og Jørgen Bach, Carl Bro Viborg afdelingen for deres hjælpsomhed i forbindelse med udarbejdelsen af nærværende projekt.

Aalborg Universitet, d. 25. Februar 2002

Casper Lyngsø

Indholdsfortegnelse

1	Projektbeskrivelse	7
1.1	Viby Centret	7
1.2	Skitseprojekt fra Carl Bro a/s.....	8
1.3	Projektbeskrivelse	10
1.4	Skitsen til udførelse af den bærende hovedkonstruktion	10
1.5	Beregningsgrundlag	12
1.6	Den samlede hovedkonstruktions statiske virkemåde.....	17
2	Løsningsforslag 1: Stål.....	18
2.1	Opbygning af stålrammen	18
2.2	Kontrol af bæreevne	20
2.3	Kontrol af stabilitet	23
2.4	Kontrol af samlingers bæreevne.....	31
2.5	Kontrol af deformationer.....	39
2.6	Konklusion	42
3	Løsningsforslag 2: Betonramme	43
3.1	Opbygning af betonrammen.....	43
3.2	Efterspændt kabelarmering	44
3.3	Kontrol af riglernes bæreevne	50
3.4	Kontrol af søjlernes bæreevne.....	59
3.5	Kontrol af stabilitet	62
3.6	Kontrol af deformationer.....	64
3.7	Konklusion	65
4	Konklusion	66
4.1	Lastbillede for eksisterende bygning	66
4.2	Valg af konstruktionstype	66
A	Projekteringsforudsætninger	67
A.1	Materialeparametre	67
A.2	Laster på rammekonstruktionen.....	69
A.3	Lastkombinationer.....	75
B	STAAD Pro input.....	76
C	STAAD Pro output: Stålrammen	79
D	STAAD Pro output: Betonrammen.....	81

1 Projektbeskrivelse

Dette kapitel beskriver indledende betragtninger, vedrørende nærværende projekterede bygnings mulige udbygnings-løsninger.

1.1 Viby Centret

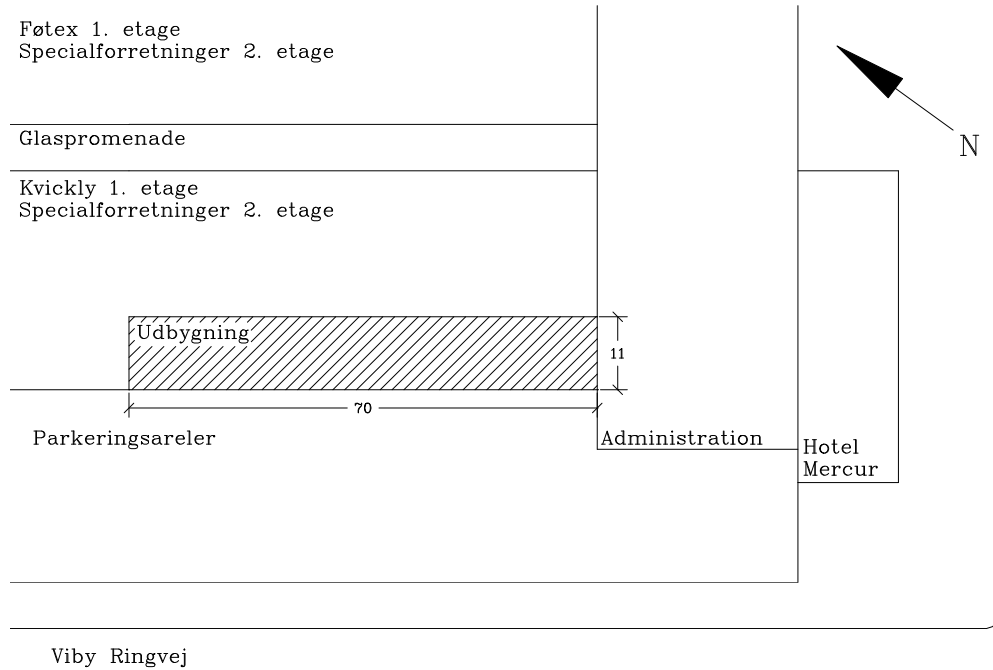
Projektet tager udgangspunkt i en nær forestående udbygning af Viby Centret med et etageareal på ca. 1550 m². Viby Centret er et toetagers indkøbscenter beliggende i Århus-forstaden Viby. De bærende konstruktioner, her et søjle-bjælke system samt etage- og tagdæk, er opført i beton. Facaden på 2. etage består hovedsageligt af ophængte glaspartier, mens facaden på 1. etage er en kombination af murværk og stålplade beklædning, som delvist er fastgjort til de bærende facadesøjler. På figur 1.1 ses et billede af facaden mod Viby Ringvej, hvilket også er det område hvor nærværende udbygning skal opføres.



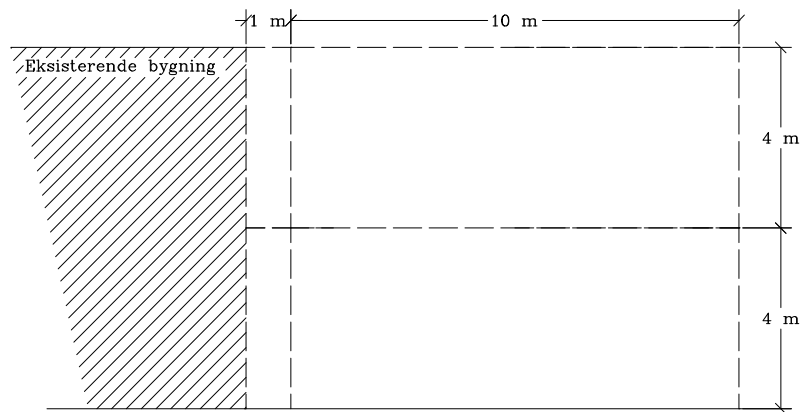
Figur 1.1 Viby Centret til venstre i billedet. Facade mod Viby Ringvej hvor Hotel Mercur kan ses i baggrunden.

1.2 Skitseprojekt fra Carl Bro a/s

Den konstruktive udformning af udbygningen tager udgangspunkt i tegningsmateriale fra Carl Bro Gruppen. Figur 1.2 viser et udsnit af situationsplanen, mens figur 1.3 viser et principsnit af den nye udbygning.



Figur 1.2 Udsnit af situationsplan for Viby Centret. Projekterede udbygning er skravet. Mål i meter.



Figur 1.3 Principsnit af den nye udbygning.

Den bærende hovedkonstruktion i udbygningen er planlagt som toetagers rammer med en indbyrdes afstand på ca. 5 m og projektet tager udgangspunkt i denne konstruktion. Øvrige konstruktioner tænkes opført som beskrevet nedenstående:

- Etagedækket opføres som forspændte betonelementer med en tykkelse på 270 mm - f.eks. Spæncom PX27 ¹ - samt 2 mm epoxy gulvbelægning. Endvidere anvendes et nedhængt akustisk loftsystem - f.eks. Gyptone systemloft ².
- Tagkonstruktionen opføres som profilerede stålplader på stålåse - f.eks. ProRock systemtag ³ - kombineret med et nedhængt akustisk loftsystem.
- Facaderne opføres som glaspartier og profilerede stålplader på stållægter der er fastgjort til rammebenene – f.eks. et Rockwool facadesystem.
- De ikke-bærende skillevægge opføres som gipsplader på stålskelet, således der kan oprettes arealmæssige fleksible lejemål – f.eks. Gyproc System 1200.

Den nye udbygning skal sammenbygges med den eksisterende bygning, således at der opnås en sammenhængende bygning. Dette kan gøres på flere måder, men idet normal funktion af eksisterende bygning søges opretholdt længst muligt, bør følgende procedure anvendes:

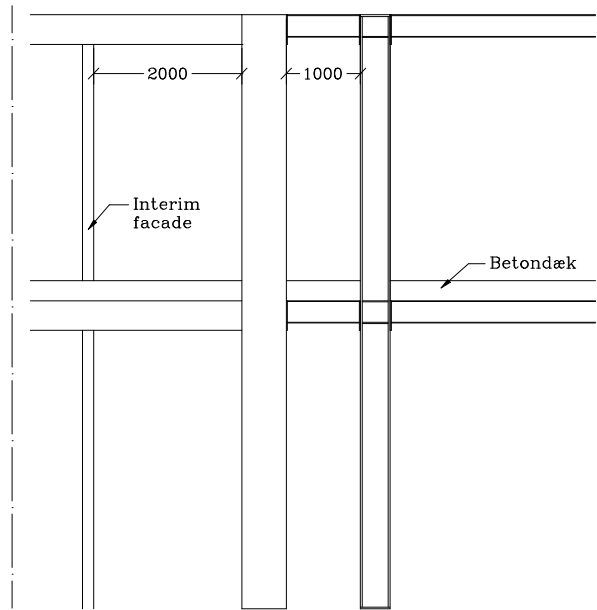
- Afmontering af flugtvej (gangbro) med mere.
- Montering af rammekonstruktion 1,0 m fra eksisterende facadesøjler.
- Opførelse af interim facade to meter inde i eksisterende bygning.
- Afmontering af eksisterende facade.
- Montering af sammenbygningselementer, etagedæk samt facade.
- Montering af tagkonstruktion.

¹ www.spaencom.dk

² www.gyproc.dk

³ www.rockwool.dk

På figur 1.4 ses en principskitse af sammenbygningen.



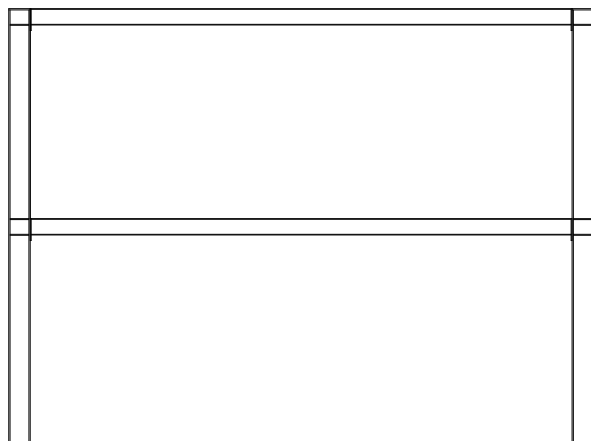
Figur 1.4 Principskitse af sammenbygningen mellem eksisterende og projekterede konstruktion. Sammenbygningselementer her tænkt opført i IPE profiler. Mål i mm.

1.3 Projektbeskrivelse

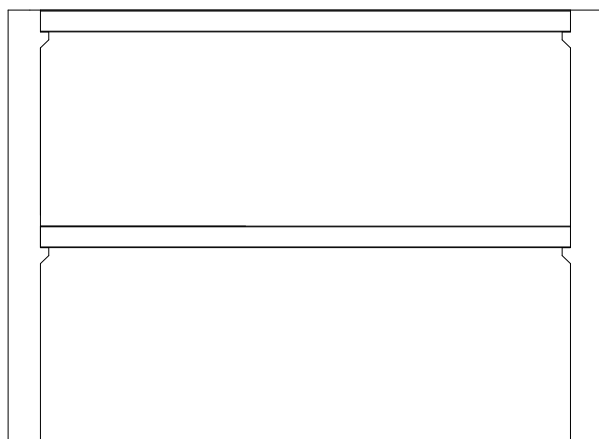
Med baggrund i det afsnit 1.2 beskrevne skitseprojekt, ønskes den bærende hovedkonstruktion for Viby Centrets nye udbygning projekteres. Denne tænkes som sagt opført som en rammekonstruktion, med en indbyrdes rammeafstand på 5 m. I den forbindelse ønskes der afgivet to løsningsforslag, som overslagsmæssigt vurderes med hensyn til økonomi samt stivhedsegenskaber.

1.4 Skitser til udførelse af den bærende hovedkonstruktion

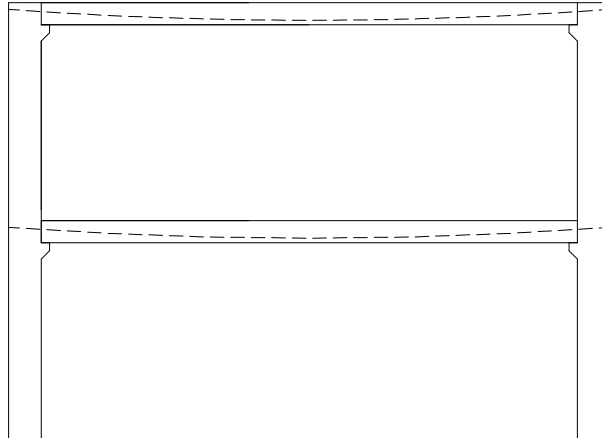
Følgende er mulige løsningsforslag til den bærende hovedkonstruktion, hvor figurerne 1.5 og 1.6 viser traditionelle rammekonstruktioner udført i stål henholdsvis stål/beton komposit. Figur 1.7 viser en efterspændt betonrammekonstruktion, med elementer udført i førspændt beton.



Figur 1.5 Principskitse af stålrammekonstruktion. Rammeben udført i HEB profiler, rigler udført i IPE profiler. Alternativt kan opsvejste profiler anvendes. Montagesamlinger udført som boltesamlinger.



Figur 1.6 Principskitse af komposit rammekonstruktion. Rammeben udført i beton med enten konsoller eller indstøbte monteringsjern. Rigler udført som IPE profiler. Samlinger udført med forspændte bolte.



Figur 1.7 Principskitse af efterspændt betonrammekonstruktion. De stiplede linier indikerer placeringen af kabelspændarmeringen.

Det vælges at arbejde videre med en stålrammekonstruktion som behandles i kapitel 2 og en efterspændt betonrammekonstruktion som behandles i kapitel 3.

1.5 Beregningsgrundlag

På baggrund af de i appendiks A beregnede laster, er FEM programmet STAAD Pro⁴ anvendt til beregning af snitkræfter, knudepunktflytninger og deformationer af rammekonstruktionen.

1.5.1 STAAD Pro Release 2.3

Idet STAAD Pro modellen opbygges ud fra centerlinier på alle konstruktionselementer, overlapper rammeben og rigler hinanden i indvendige hjørner, mens et tilsvarende areal i de ydre hjørner ikke medregnes. Dette giver et ukorrekt rammehjørne, hvilket kan medføre at de fundne snitkræfter ikke er helt korrekte. Det er ikke undersøgt hvor store

⁴ www.reiusa.com/staadpro/

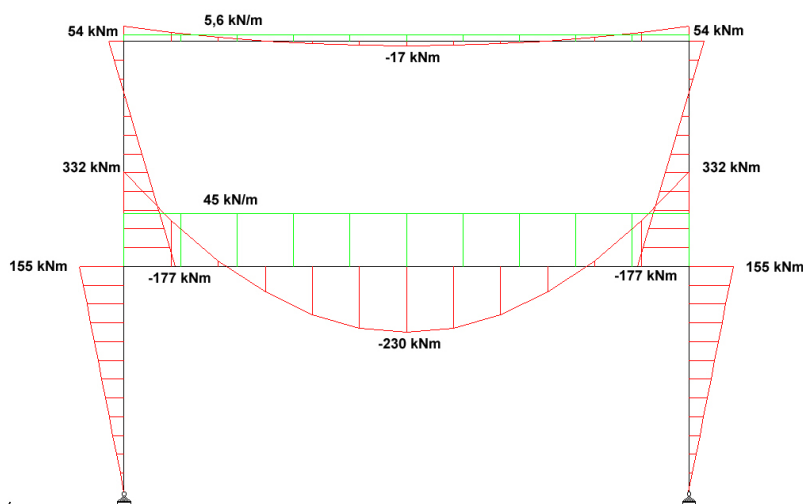
unøjagtigheder denne simplificering giver, men blot antaget at fejlen ikke er større, end det er forsvarligt at regne videre med de fundne snitkræfter.

STAAD Pro beregner snitkræfterne elasticitetsteoretisk, og det er valgt at køre en lineær analyse (første ordens beregning). Senere skal det vise sig om en anden ordens beregning har betydning for snitkraftsfordelingen samt deformationerne af rammen.

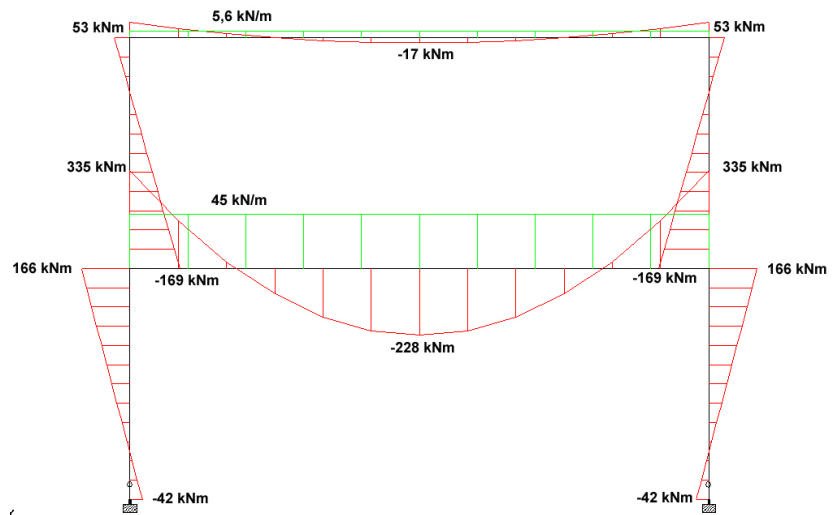
Der henvises i øvrigt til appendiks B, hvor STAAD Pro modellens inputfil findes i sin helhed med kommentarer samt appendiks C og D for summariske snitkraftsfigurer.

1.5.2 Rammekonstruktionens statiske system

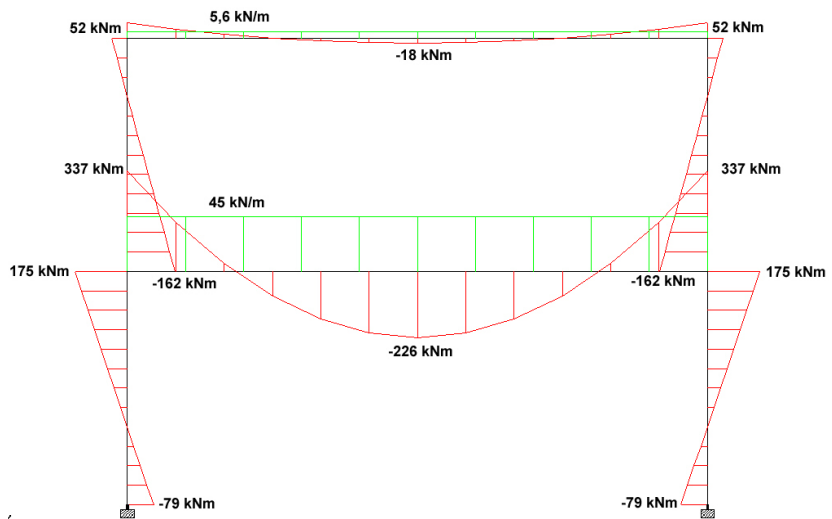
Der undersøges i dette afsnit, hvilken betydning understøtningernes stivhed har for snitkraftsfordelingen. Der opereres her med simpelt understøttet, 50% indspændt eller fast indspændt i fundamentene. I de følgende figurer ses momentfordelingen for de forskellige indspændingsgrader for både lodret – og vandret last. Der er anvendt STAAD Pro, hvor lasterne er taget fra appendiks A.



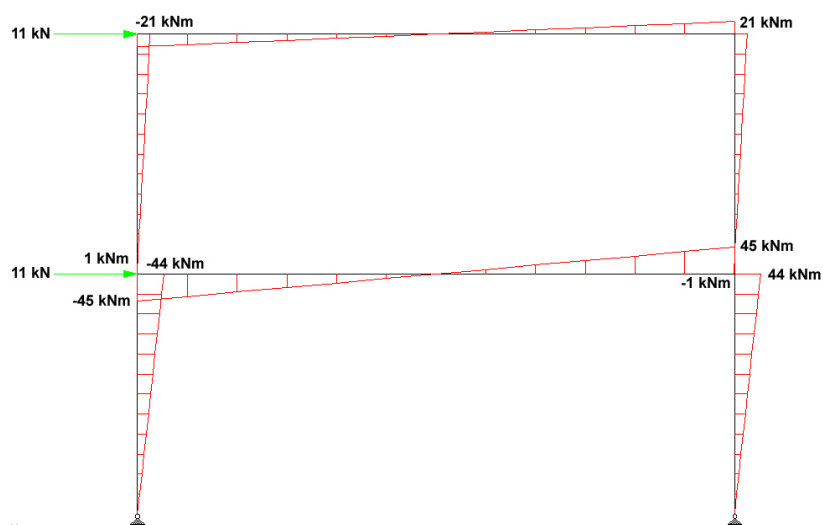
Figur 1.8 Momentfordeling for lodret last – simpelt understøttet.



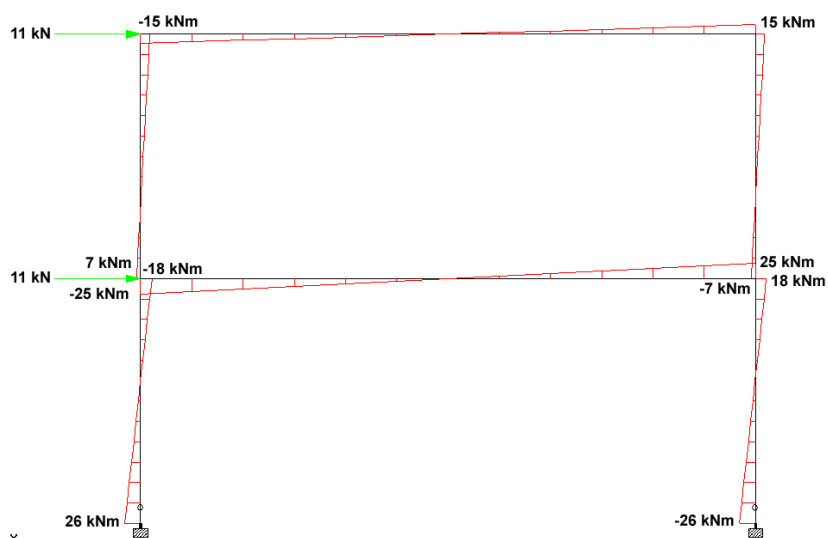
Figur 1.9 Momentfordeling for lodret last – 50% indspændt.



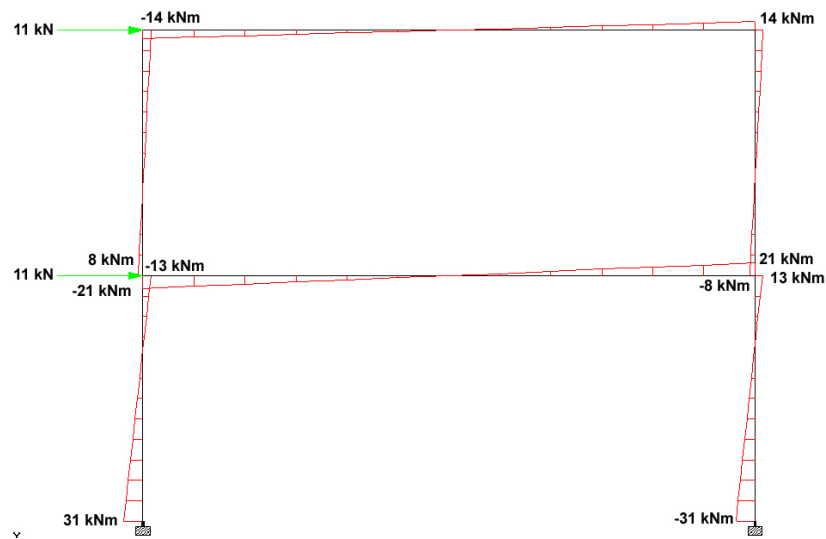
Figur 1.10 Momentfordeling for lodret last – fast indspændt.



Figur 1.11 Momentfordeling for vandret last – simpelt understøttet.



Figur 1.12 Momentfordeling for vandret last – 50% indspændt.



Figur 1.13 Momentfordeling for vandret last – fast indspændt.

Af ovenstående figurer ses det, at det for lodret last ikke har den store betydning, hvilken understøttingsform der anvendes. Derimod er der for vandret last en større spredning af snitkraftsfordelingen, hvor der for simpelt understøtning opstår et betydeligt større moment i samlingspunktet mellem rammebenet og etageriglen.

I og med at faste indspændinger kan være svære at udføre i praksis samt at indspændingsgraden kan mindskes med tiden pga. bl.a. mulige differenssætninger, kan fundamentsunderstøtningerne modelleres som værende delvist indspændte. Man kan endvidere argumentere for, at de øvrige samlinger i rammekonstruktionen ikke skal modelleres som fuldt indspændte, idet der alt efter materialevalg, ikke kan forventes fuld rotationsstivhed i samlingerne. Det vurderes at 90% indspænding er realistisk, hvilket dog om muligt, bør vurderes nærmere.

Med hensyn til dimensioneringen af stålrammen, kan det ikke tilrådes at benytte variabelt tværsnit, da der opereres med relative små søjlehøjder. I stedet vælges at benytte standardprofiler for stålrammen; HE340A for de kontinuerte stålsøjler, IPE500 for etageriglen samt IPE200 for tagriglen.

Betonkonstruktionen består af slapt armerede søjler med et tværsnit på 440 · 500 mm søjler, etageriglen er efterspændt i søjlerne med et tværsnit på 300 · 500 mm og tagriglen er også efterspændt med et tværsnit på 200 · 300 mm.

1.6 Den samlede hovedkonstruktions statiske virkemåde

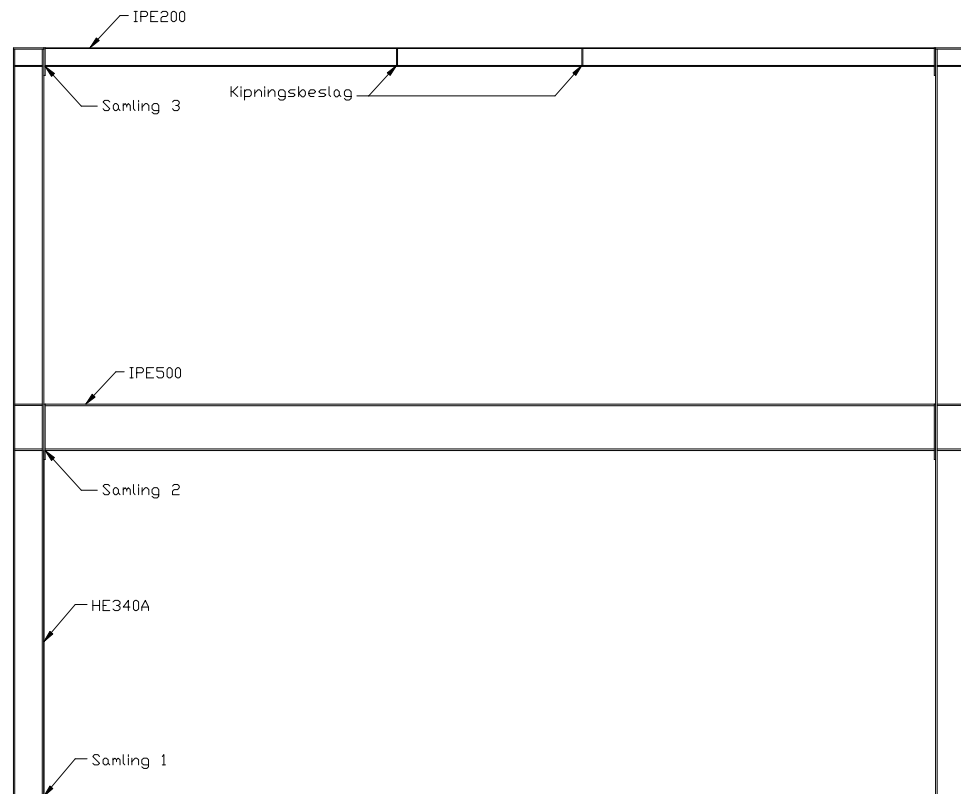
Stabilitet overfor lodrette laster samt vandrette laster i rammens plan, sikres af de individuelle rammer. Med hensyn til vandrette laster virkende vinkelret på rammens plan, kan denne ikke alene optages ved skivevirkning ved facaden, idet facaderne består af tyndfligede profilerede stålplader. Det vurderes dog at denne kan negligeres, da tilstødende murstensvægge fra nabobygningen optager disse kræfter ved skivevirkning. Se evt. figur 1.2. Der opstår af den grund ikke biaksial bøjning af rammebenene.

2 Løsningsforslag 1: Stål

Stålrammen kontrolleres for dens bæreevne samt stabilitet ud fra de dimensionsgivne snitkræfter, som kan ses i appendiks C. Endvidere kontrolleres samlingernes bæreevne samt stålrammens deformationer og knudepunktsflytninger.

2.1 Opbygning af stålrammen

Der anvendes som nævnt i afsnit 1.5.2 HE340A profiler til rammebenene, IPE500 til etageriglen samt IPE200 til tagriglen. Alle montagesamlinger er udført som boltesamlinger. Disse er endvidere forstærket med 10 og 15 mm laskeplader for tag- og etageriglens samlinger henholdsvis, for at afstive inderflangerne på søjlerne. Der er endvidere påsat kipningsbeslag på IPE200 bjælkeprofilen. Figur 2.1 viser en skitse af rammekonstruktionen og tabel 2.1 viser de geometriske data for de anvendte profiler.



Figur 2.1 Skitse af stålrammekonstruktionen.

Table 2.1 Højde, areal, plastisk modstandsmoment $W_{y, pl}$ og inertimoment I_y for de anvendte profiler.⁵

Profil	Højde [mm]	Areal [mm ²]	$W_{y, pl}$ [mm ³]	I_y [mm ⁴]
HE340A	330	$13,3 \cdot 10^3$	$1850 \cdot 10^3$	$276,9 \cdot 10^6$
IPE200	200	$2,85 \cdot 10^3$	$220 \cdot 10^3$	$19,4 \cdot 10^6$
IPE500	500	$11,6 \cdot 10^3$	$2200 \cdot 10^3$	$482,0 \cdot 10^6$

Der henvises i øvrigt til tegningerne *VB-BHK-01a* og *VB-BHK 02a* i tegningsmappen, som viser stålrammen med detaljer af samlingerne.

2.1.1 Tværskningsklassifikation

Tværskningsklassen for de anvendte profiler bestemmes som den højst klassificerede tværskningsdel. Idet profilet regnes både tryk- og bøjningspåvirket, skal følgende uligheder være overholdt for tværskningsklasse 1 for flange og krop henholdsvis:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \quad 6$$

hvor c er den halve flangebredde [mm]

t_f er flangetykkelsen [mm]

ε er en relativ materialeparameter, der tager hensyn til

$$\text{stålkvaliteten, og bestemmes ved } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924 \quad 7$$

⁵ Teknisk Ståbi, s. 195 -197

⁶ DS 412, Tabel V 6.3.2a

⁷ DS 412, Tabel V 6.3.2a

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13 \cdot \alpha) - 1}$$

8

hvor d er krophøjden [mm]
 t_w er kroptykkelsen [mm]
 α er en reduktionsfaktor, der tager hensyn til trykspændingernes forskydning ved samtidig tryk- og bøjningspåvirkning [-]

Reduktionsfaktoren α er udregnet ved simple spændingsmæssige betragtninger på grundlag af de dimensionsgivne snitkraftsfigurer i appendiks C. Af tabel 2.2 fremgår α -værdierne samt profilernes tværsnitklasser.

Tabel 2.2 Tværsnitklassifikation af stålrammen ved anvendelse af ovenstående uligheder.

Profil	α	Flange	Krop	Tværsnitklasse
IPE200	0,55	5,8 < 9,24	28,4 < 59,0	1
IPE500	0,51	6,3 < 9,24	41,8 < 65,4	1
HE340A	0,52	9,1 < 9,24	25,6 < 62,6	1

2.2 Kontrol af bæreevne

Det kontrolleres efterfølgende, om de valgte dimensioner af rammen kan optage de fundne snitkræfter. Der regnes plasticitetsteoretisk, da alle tværsnit befinder sig i tværsnitklasse 1 i henhold til afsnit 2.1.1.

2.2.1 Bøjningspåvirkning

Da der regnes ud fra plasticitetsteorien skal det eftervises, at momentet for de bøjningspåvirkede tværsnit overholder følgende bæreevnekrav:

$$M_S \leq W_{y,pl} \cdot f_{yd}$$

9

hvor M_S er momentet i tværsnittet [kNm]
 $W_{y,pl}$ er tværsnittets plastiske modstandsmoment [mm³]
 f_{yd} er stålets regningsmæssige flydespænding [MPa]

⁸ DS 412, Tabel V 6.2.2a

⁹ DS 412, 6.2.9 (3)

Tabel 2.3 Rammens bæreevne mht. bøjningspåvirkning. Laster fremkommer fra appendiks C.

Profil	M_{max} [kNm]	Bæreevne [kNm]	Bæreevneudnyttelse
IPE200	41	52	79,3%
IPE500	403	517	77,9%
HE340A	210	435	48,3%

2.2.2 Tryk- og trækpåvirkning

For ren tryk- og trækpåvirkning, er den plastiske bæreevne lig den elastiske bæreevne, hvilket vil sige:

$$N_S \leq A \cdot f_{yd} \quad 10$$

hvor N_S er tryk- /træknormalkraften i tværsnittet [kN]

A er bruttoarealet i tværsnittet [mm²]

Tabel 2.4 Rammens bæreevne mht. tryk- og trækpåvirkning. Laster fremkommer fra Appendix C.

Profil	N_{max} [kN]	Bæreevne [kN]	Bæreevneudnyttelse
IPE200	57	670	8,5%
IPE500	30	2726	1,1%
HE340A	80	3126	2,6%

2.2.3 Forskydningspåvirkning

Da der regnes plasticitetsteoretisk, må forskydningskræfterne regnes optaget i hele tværsnittet. For at kunne bestemme den relevante bæreevneformel, er det midlertidig nødvendigt at bestemme kroppladens relative slankhedsforhold λ_w :

¹⁰ DS 412, 6.2.7 (3) samt 6.2.8 (2)

$$\lambda_w = \frac{d/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \quad 11$$

hvor d er højden af den plane tværsnitsdel [mm]
 t_w er tykkelsen af den plane tværsnitsdel [mm]
 k_τ er foldningskoefficienten, som kan sættes til 6,97 for ¹²
 sideforhold $\alpha > 2/3$

Tabel 2.5 Relative slankhedsforhold for profilernes kropplader

Profil	d/t_w [-]	Relativ slankhedsforhold λ_w
IPE200	28,3	0,31
IPE500	41,8	0,46
HE340A	25,6	0,28

Da kroppladernes relative slankhedsforhold for alle profiler er under 0,8, gælder følgende ulighed for forskydningsbæreevnen:

$$V_S \leq A_v \cdot (f_{yd} / \sqrt{3}) \quad 13$$

hvor V_S er forskydningskraften i tværsnittet [kN]
 A_v er tværsnittes bruttoforskydningsareal, som kan sættes til: ¹⁴
 $A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$

Tabel 2.6 Rammens bæreevne mht. forskydningspåvirkning. Laster fremkommer fra appendiks C.

Profil	Forskydningskraft [kN]	Bæreevne [kN]	Bæreevneudnyttelse
IPE200	25	158	15,8%
IPE500	273	720	37,9%
HE340A	318	442	71,9%

¹¹ DS 412, 6.2.10 (5)

¹² Teknisk Ståbi, 6.2.2.2 (3)

¹³ DS 412, 6.2.10 (3)

¹⁴ DS 412, 6.2.10 (4)

2.2.4 Påvirkning fra moment og normalkraft

Idet der anvendes den plastiske bæreevneform, kan der ved bøjning om y-aksen ses bort fra normalkraftspåvirkningen, da normalkraften jf. tabel 2.4 ikke overstiger en fjerdedel af tværsnittets plastiske normalkraftsbæreevne.¹⁵

2.2.5 Påvirkning fra moment, normalkraft og forskydningskraft

Da forskydningskraften jf. tabel 2.6 overstiger halvdelen af HE340A profilets forskydningsbæreevne, skal der regnes med en reduceret moment- og normalkraftsbæreevne:¹⁷

$$m \leq 1 - \alpha \cdot (2 \cdot v - 1)^2 \quad 16$$

hvor m er den relative momentudnyttelse [-]

α er den brøkdelen af momentbæreevnen, der hidrører fra forskydningstværsnittet, som bestemmes ved:

$$\alpha = \frac{W_{A_v}}{W_{y,pl}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot t_w \cdot (1,04 \cdot h)^2}{1850 \cdot 10^3} = 0,15$$

v er den relative forskydningskraftudnyttelse [-]

Man får således:

$$0,48 \leq 1 - 0,15 \cdot (2 \cdot 0,72 - 1)^2 = 0,97$$

Profilet kan altså optage en samtidig moment-, normal- og forskydningskraftpåvirkning.

2.3 Kontrol af stabilitet

Det kontrolleres i det følgende rammens globale stabilitet. Der regnes plasticitetsteoretisk, da alle tværsnit befinder sig i tværsnitsklasse 1 i henhold til afsnit 2.1.1.

¹⁵ DS 412, 6.2.11 (1)P

¹⁶ DS 412, 6.2.12 (3)

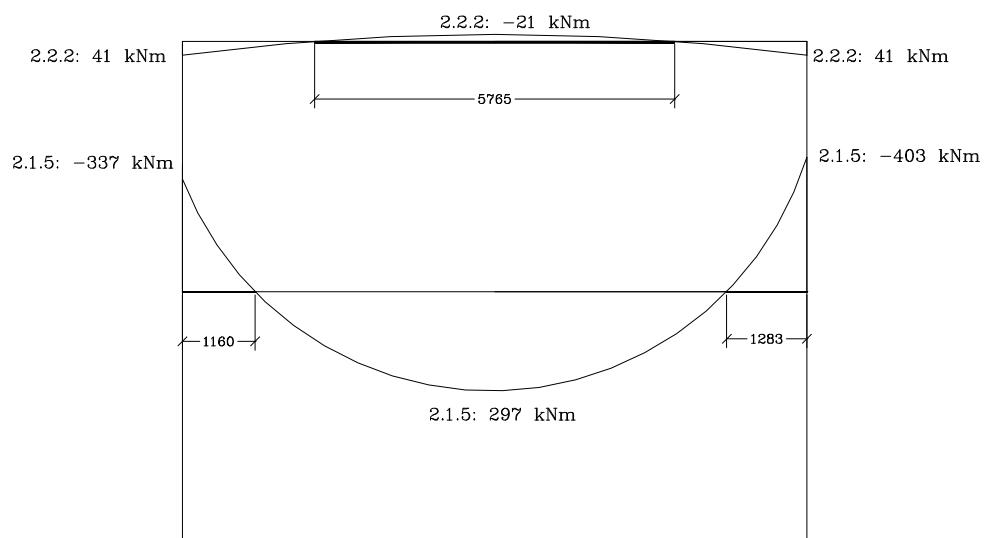
¹⁷ DS 412, 6.2.12 (1)P

2.3.1 Foldning

Da profilerne overalt er i tværsnitsklasse 1, er det ikke nødvendigt med kontrol for foldning, da der er flydning i hele tværsnittet, før der opstår foldning.¹⁸

2.3.2 Kipning af bjælker

IPE200 og IPE500 bjælkeprofilernes overflange forudsættes fastholdt mod sideudbøjning af henholdsvis stålåse og det tunge betondæk. En mulig kipning, skal derfor søges hvor der opstår trykspændinger i underflangerne. Den maksimale længde af profilet, hvori der opstår trykspændinger i underflangen er skitseret i figur 2.2.



Figur 2.2 Bjælke dele påvirket til kipning,

Indledningsvis bestemmes tværsnitskonstanterne; vridningsinertimomentet I_t og hvælvsinertimomentet I_w henholdsvis ved følgende tilnærmelser:

¹⁸ DS 412, 6.2.2 (2)

$$I_t = \frac{2}{3} \cdot b \cdot t_f^3 + \frac{1}{3} \cdot d \cdot t_w^3 \quad 19$$

hvor b er flangebredden [mm]
 t_f er flangetykkelsen [mm]
 d er kropshøjden [mm]
 t_w er kropstykkelsen [mm]

$$I_w = I_z \cdot \frac{1}{4} \cdot d^2 \quad 20$$

hvor I_z er inertimomentet om den svage akse [mm⁴] 21

Det kritiske kipmoment M_{cr} kan nu bestemmes ved følgende, og er angivet i tabel 2.7:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{C_1 \cdot L} \sqrt{E_d \cdot I_z \cdot G_d \cdot I_t} \sqrt{1 + \pi^2 \frac{E_d \cdot I_w}{L^2 \cdot G_d \cdot I_t}} \quad 22$$

hvor C_1 er en konstant der afhænger af momentfordelingen [-] 23
 L er længden mellem gaffellejringerne [mm]
 E_d er den regningsmæssige elasticitetsmodul [MPa]
 G_d er den regningsmæssige forskydningsmodul [MPa]

Tabel 2.7 Bjælkeprofilernes kritiske kipmoment.

Profil	I_t [mm ⁴]	I_z [mm ⁴]	I_w [mm ⁶]	L [mm]	C_1 [-]	M_{cr} [kNm]
IPE200	$5,0 \cdot 10^4$	$1,4 \cdot 10^6$	$1,3 \cdot 10^{10}$	5765	0,89	19,9
IPE500	$69,7 \cdot 10^4$	$21,4 \cdot 10^6$	$125,3 \cdot 10^{10}$	1283	0,6	9428,1

¹⁹ Elementer, side 175

²⁰ Elementer, side 175

²¹ Teknisk Ståbi, 6.2.2 samt 6.2.3

²² Elementer, side 169

²³ Elementer, figur 9 side 169

Kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT} bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad 24$$

hvor λ er det relative slankhedsforhold [-], som bestemmes ved:

$$\lambda = 1,05 \cdot \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} \quad 25$$

φ er en hjælpestørrelse [-] bestemt ved:

$$\varphi = 0,5 \cdot (1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2) \quad 26$$

hvor α er en imperfektionsfaktor, der for valsede profiler

sættes lig 0,21 27

Bæreevnen ved kipning kan nu undersøges, og resultatet er angivet i tabel 2.8:

$$M_s \leq \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot f_{yd} \quad 28$$

Tabel 2.8 Bjælkeprofilernes bæreevne med hensyn til kipning.

Profil	λ [-]	χ_{LT} [-]	Bæreevne [kNm]	M_{max} [kNm]	Bæreevneud.
IPE200	1,69	0,21	10,8	20,8	192,0%
IPE500	0,23	0,90	422,8	403,0	95,3%

Bæreevnen kan ikke umiddelbart overholdes med hensyn til kipning; man skal enten bruge det noget større IPE330 profil eller indsætte kipningsafstivninger på det nuværende IPE200 profil. Det viser sig, at med indsættelse af to kipningsafstivninger, som vist på figur 2.1, fås en bæreevneudnyttelse på 95%, hvorfor denne løsning anvendes.

²⁴ DS 412, 6.2.2 (3)

²⁵ DS 412, 6.2.3 (2)

²⁶ DS 412, 6.2.2 (3)

²⁷ DS 412, 6.2.3 (2)

²⁸ DS 412, 6.2.3 (2)

2.3.3 Søjlevirkning

I det følgende bestemmes søjlens knæklængde for udbøjning om den stærke akse, for derefter at undersøge søjlens bæreevne ved udbøjning om både den svage og stærke akse.

2.3.3.1 Knæklængde for udbøjning om den stærke akse

Da 2. ordens bidragene samt knudepunktsflytningerne er ubetydelige for søjlen jf. afsnit 2.5.1, kan man regne rammekonstruktionen som værende fastholdt mod sideværts flytninger. Der anvendes af den grund den simple Woods metode²⁹ for udregningen af søjlens knæklængde, hvor den kontinuerte søjle regnes som en række delsøjler; her to. Indledningsvis findes riglernes og søjlens effektive stivheder henholdsvis (der forudsættes samme vinkeldrejning i modsatte ende – ensidig udbøjning):

$$K_{b,i} = \frac{0,5 \cdot I_y}{L \cdot \left(1 - 1,0 \cdot \frac{N}{N_{cr}}\right)} \quad 30$$

hvor $K_{b,i}$ er den effektive bjælkestivhed, idet der tages hensyn til tryknormalkraft ved ensidig udbøjning. Indeks i betegner midt og top. [mm^3]

I_y er inertimomentet om den stærke akse [mm^4]

L er bjælkens længde [mm]

N_{cr} er den kritiske søjlekraft, bestemt ved $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L^2}$ 31

$$K_{c,i} = \frac{I_y}{L} \quad 32$$

hvor $K_{c,i}$ er søjlestivheden. Indeks i betegner bund og top. [mm^3]

²⁹ Elementer, side 229

³⁰ Elementer, side 231

³¹ Elementer, side 223

³² Elementer, side 231

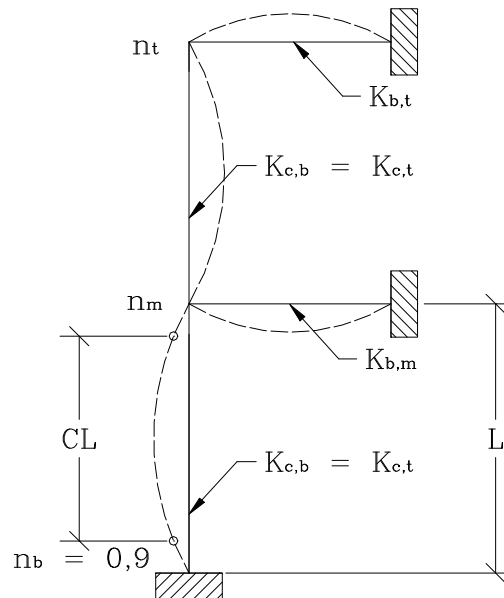
De elastiske indspændingskoefficienter η_m og η_t for henholdsvis midt og top kan nu bestemmes, idet der i øvrigt henvises til figur 2.3:

$$\eta_m = \frac{K_{c,b} + K_{c,t}}{K_{c,b} + K_{c,t} + K_{b,m}} \quad 33$$

$$\eta_t = \frac{K_{c,t}}{K_{c,t} + K_{b,t}} \quad 34$$

Tabel 2.9 Beregningsresultater; effektive stivheder samt indspændingskoefficienter.

$K_{c,b} [\text{mm}^3]$	$K_{c,t} [\text{mm}^3]$	$K_{b,m} [\text{mm}^3]$	$K_{b,t} [\text{mm}^3]$	$\eta_b [-]$	$\eta_m [-]$	$\eta_t [-]$
69225	69225	24100	970	0,9	0,85	0,99



Figur 2.3 Fastholdt ramme med elastisk indspændte søjler.

³³ Elementer, side 232

³⁴ Elementer, side 232

Længdefaktoren C kan nu bestemmes ved:

$$C_b = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_b + \eta_m) - 0,265 \cdot (\eta_b \cdot \eta_m)}{2 - 0,354 \cdot (\eta_b + \eta_m) - 0,247 \cdot (\eta_b \cdot \eta_m)} = 0,90 \quad 35$$

C_t fås tilsvarende til 0,93.

2.3.3.2 Centralt påvirket trykstang med udbøjning om den svage akse

Søjleknæklængden ved udbøjning om den svage akse, fås ved brug af Woods metode: $l_s = 0,94 \cdot L = 3760$ mm. Søjlels relative slankhedsforhold λ bestemmes da ved følgende:

$$\lambda = 1,05 \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} = 1,05 \sqrt{\frac{13300 \cdot 235}{9,3 \cdot 10^6}} = 0,61 \quad 36$$

hvor A er tværsnitsarealet [mm^2]
 N_{cr} er den kritiske søjlekraft, udtrykt som i forrige afsnit
 [kN]

Bæreevnen kan nu eftervises ved følgende betingelse:

$$N_S \leq \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,88 \cdot 13300 \cdot 235 = 2771,2 \text{ kNm} \quad 37$$

hvor N_S er normalkraften i tværsnittet [kN]
 χ er søjlereduktionsfaktoren, bestemt på samme måde som
 kipningsreduktionsfaktoren. [-]

Idet der maksimalt optræder en normalkraft på 80 kNm i lastkombination 2.1.5, er søjlen kun udnyttet med 2,9%.

³⁵ Elementer, side 231

³⁶ DS 412, 6.2.2 (3)

³⁷ DS 412, 6.2.2 (3)

2.3.3.3 Momentpåvirket trykstang med udbøjning om den stærke akse

Bæreevnen bestemmes ved den hårdeste påvirkede søjledele, her den nedre, idet de to søjledele tilnærmelsesvis har den samme knæklængde jf. afsnit 2.2.2.1.

Indledningsvis undersøges søjlen som en central belastet søjle, med samme beregningsprocedure som i afsnit 2.2.2.2, idet der anvendes inertimoment og knæklængde for den stærke akse. Man får således værdier, som fremgår af tabel 2.10.

Tabel 2.10 Bæreevne af centralt belastet søjle, ved udbøjning om den stærke akse.

l_s [mm]	N_{cr} [kN]	λ [-]	χ [-]	Bæreevne [kN]	Udnyttelse [%]
3600	$3,43 \cdot 10^4$	0,32	0,97	3032	2,6

Bæreevnen skal i midlertidig eftervises ved følgende betingelse, idet den er momentpåvirket:

$$n_{\max} + k_y \cdot m_y \leq 1 \quad 38$$

hvor n_{\max} er den relative normalkraftsudnyttelse mht. den kritiske udbøjningsretning, her n_z [-]

k_y er en momentkorrektionsfaktor, som udtrykkes ved:

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot n_y$$

m_y er den relative momentudnyttelse [-]

Hjælpestørrelsen μ_y i ovenstående udtryk bestemmes ved:

³⁸ DS 412, 6.2.4 (2)

$$\mu_y = \lambda \cdot (2 \cdot \beta_M - 4) + \delta_\mu = 0,14 \quad 39$$

hvor β_M er en faktor for ækvivalent konstant moment, bestemt ⁴⁰

$$\text{ved: } \beta_{M,\psi=-0,52} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 2,0$$

$$\delta_\mu \text{ er en faktor der bestemmes ved: } \delta_\mu = \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} = 0,10 \quad 41$$

man får således:

$$0,029 + 1,0 \cdot 0,48 = 0,510 \leq 1$$

Bæreevnen er altså overholdt, og er kun udnyttet med 51%. Søjlen kan derfor optimeres.

2.4 Kontrol af samlingers bæreevne

Samling 1, 2 og 3, som vist på figur 2.1, kontrolleres i de følgende afsnit for deres bæreevne, idet samlingerne på højre rammeben er identiske.

Der benyttes sømklasse II for alle svejsninger og bolteklasse 8.8 for alle bolte. Endvidere svejses der ikke i de indvendige profilhjørner for at undgå spændingskoncentrationer. Bolteplader er dimensioneret så de i DS 412 afsnit 6.6.9 angivne optimale minimumsbolteafstande er overholdt.

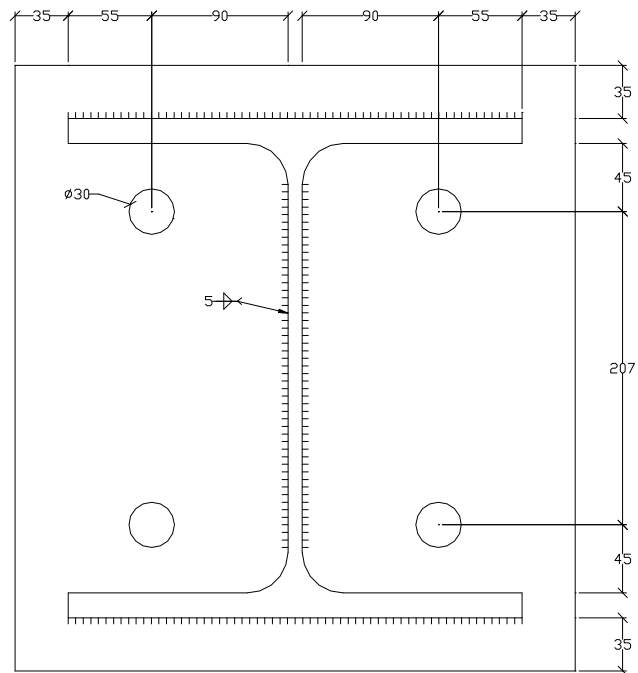
2.4.1 Samling 1

På søjlefoden er der påsvejest en 20 mm bolteplade med 5 mm kantsømme som vist på figur 2.2. Montagesamlingen er udført med to M27 U-gevindstænger, som er støbt ned i fundamentskonsollen.

³⁹ DS 412, 6.2.4 (2)

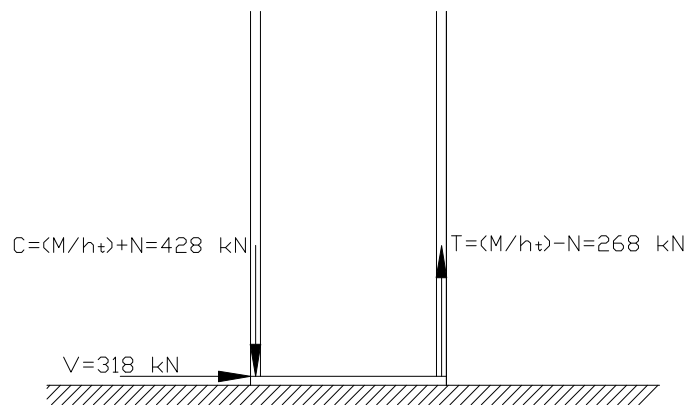
⁴⁰ DS 412, Tabel V 6.2.4

⁴¹ DS 412, 6.2.4 (2)



Figur 2.4 Principskitse af samling 1.

Samlingen skal dimensioneres for kræfter som vist på figur 2.5. Trykket regnes optaget ved stød, hvorimod trækken skal optages af to M27 bolte. Forskydningskraften regnes optages af alle bolte, de to trækbolte skal af den grund både optage træk- og forskydningskræfter.



Figur 2.5 Dimensiongivne kræfter på samling 1. Moment og normalkraft ækvivaleret til tryk- og trækkræfter optaget i flangerne.

2.4.1.1 Kontrol af bolte i samlingen

De fire M27 spændbolte kan klassificeres som værende en dorn/friktionssamling i kategori B samt E. Det skal således eftervises, at forskydningskraften $F_{v,S}$ ikke overstiger overklipningsbæreevnen $F_{v,R}$:

$$F_{v,R} = c_3 \cdot A_s \cdot f_{ub,d} = 0,6 \cdot 459 \cdot 559 = 154,1 \text{ kN} \quad 42$$

hvor c_3 er en faktor der for snit gennem gevind i styrkeklasse 8.8 er 0,6 [-]

A_s er boltens spændingsareal [mm^2]

$f_{ub,d}$ er boltens regningsmæssige trækstyrke [MPa]

Da $F_{v,S}$ er 79,5 kN pr. bolt, fås en udnyttelse på 51,6%.

Endvidere skal det eftervises, at forskydningskraften i anvendelsesgrænsetilstanden $F_{v,Sl.1}$ ikke overstiger friktionsmodstanden $F_{s,R,ser}$:

$$F_{s,R,ser} = c_4 \cdot n \cdot \mu_d \cdot F_{p,C} = 0,34 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 459 = 87,4 \text{ kN} \quad 43$$

hvor c_4 er en faktor, der for normalhuller er 1,0 [-]

n er antallet af friktionsflader; her 1 [-]

μ_d er friktionskoefficienten, her 0,34 [-] 44

$F_{p,C}$ er boltens forspændingskraft, som kan udtrykkes 45

$$\text{ved } F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Man får $F_{v,Sl.1} = 62,3 \text{ kN}$, hvilket giver en udnyttelse på 75,8%.

For de to bolte der er påvirket af både træk- og forskydningskræfter, skal følgende ulighed opfyldes:

⁴² DS 412, 6.6.4 (1)P

⁴³ DS 412, 6.6.5 (1)P

⁴⁴ Teknisk Ståbi, Tabel 6.2.1.3

⁴⁵ DS 412, 7.2.5 (1)P

$$\left(\frac{F_{v,S}}{F_{v,R}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,S}}{F_{t,R}}\right)^2 \leq 1$$

46

hvor $F_{t,S}$ er trækraften der skal optages [kN]

$F_{t,R}$ er trækbæreevnen pr. bolt, der kan bestemmes ved: ⁴⁷

$$F_{t,R} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub,d}$$

Man får således:

$$(0,52)^2 + (0,58)^2 = 0,61 \leq 1$$

2.4.1.2 Svejsesømmens bæreevne

Kantsømmene ses afbilledet på figur 2.2. Eftervisningen af kantsømmenes bæreevne foretages ved anvendelse af middelspændingsmetoden, for hvilken kantsømmen dimensioneres for normalkraften virkende som en forskydningskraft. Da svejsesømmen er svagest overfor ren forskydning, vil middelspændingsmetoden derfor altid give resultater på den sikre side.⁵¹

$$F_s \leq \frac{c_0 \cdot \alpha \cdot l_{eff} \cdot f_{ud}}{\beta_w \cdot \sqrt{3}} = \frac{0,9 \cdot 5 \cdot 1086 \cdot 287}{0,85 \cdot \sqrt{3}} = 666,2 \text{ kN}$$

48

hvor F_s er den ydre kraft der påvirker svejsesømmen, idet der kan ses bort fra tryknormalkræfter [kN]

α er sømtykkelsen; her 5 mm

l_{eff} er den samlede effektive længde af svejsesømmene [mm]

c_0 er en styrkereduktionsfaktor; her 0,9 [-]

49

β_w er en korrelationsfaktor; her 0,85 [-]

50

f_{ud} er svejsematerialets trækstyrke; her 287 MPa

⁴⁶ DS 412, 6.6.7 (1)P

⁴⁷ DS 412, 6.6.6 (1)P

⁴⁸ DS 412, 6.5.2 (3)

⁴⁹ DS 412, tabel V 6.5.2a

⁵⁰ DS 412, tabel V 6.5.2b

⁵¹ DS 412, 6.5.2 (3)

Idet der ses bort fra trykkræfter fås $F_s = 586$ kN. Kantsømmene er altså 88% udnyttet.

2.4.1.3 Boltepladens bæreevne

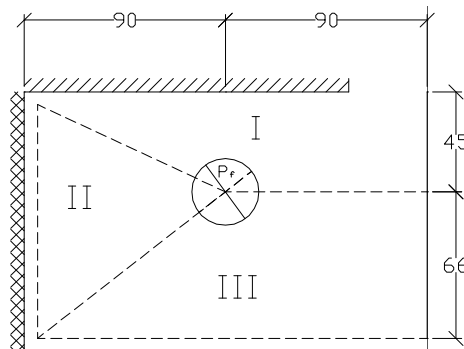
Den 20 mm tykke bolteplades dimensioner ses afbilledet på figur 2.5 Først undersøges boltepladens hulrandsbæreevnen $F_{b,R}$:

$$F_{b,R} = 2,5 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot f_{ud} \cdot d \cdot t_p = 2,5 \cdot 287 \cdot 27 \cdot 20 = 387,5 \text{ kN} \quad ^{52}$$

hvor c_1 og c_2 er reduktionsfaktorer, der begge kan sættes til 1, da de optimale minimumbolteafstande er overholdt [-]
 d er boltens diameter [mm]
 t_p er pladetykkelsen [mm]
 f_{ud} er stålpladens trækstyrke; her 410 MPa

Da boltens overlappings bæreevne $F_{v,R} = 154,1$ kN, er pladen kun udnyttet med 39,8% med hensyn til hulrandsbæreevne.

Endvidere undersøges den del af pladen, der er udsat for træk, ved anvendelse af brudlinieteori. Idet brudlinieteori medfører nedreværdiløsninger for flydemomentet, øges denne med 10% som sikkerhed, hvis den anvendte brudfigur ikke er helt korrekt. Der regnes i det følgende efter det virtuelle arbejdes princip; det indre arbejde A_i sættes lig det ydre arbejde A_y . Disse bestemmes henholdsvis:



Figur 2.6 Brudfigur for boltepladens del der er udsat for træk.

⁵² DS 412, 6.6.3 (1)P

$$A_i = \sum m_f \cdot l \cdot \omega$$

hvor m_f er flydemomentet i brudlinien [kNmm/mm]
 l er længden af pladedelens brudlinier [mm]
 ω er vinkeldrejningen om omdrejningsakserne [-]

$$A_y = P_f \cdot \delta$$

hvor P_f er den ydre last [kN]
 δ er deformationen [mm]

Man får således:

$$A_i = \left(m_f \cdot (90 + 90) \cdot \frac{\delta}{45} \right) + 2 \cdot \left(m_f \cdot (45 + 66) \cdot \frac{\delta}{90} \right) + 2 \cdot \left(m_f \cdot (90 + 90) \cdot \frac{\delta}{66} \right)$$

$$A_i = \frac{1967 \cdot m_f \cdot \delta}{165}$$

$$A_y = P_f \cdot \delta$$

$$A_i = A_y \Rightarrow P_f = \frac{1967 \cdot m_f}{165}$$

Gevindstangen antages at være udnyttet til fuld trækstyrke. Idet der regnes med plastisk spændingsfordeling kan flydemomentet udregnes til følgende:

$$f_{yd} = \frac{m_f \cdot b}{w_{pl}} \cdot 1,1 = \frac{m_f \cdot b}{\frac{1}{4} \cdot t_p^2 \cdot b} \cdot 1,1 \Rightarrow m_f = \frac{1}{4} \cdot 20^2 \cdot \frac{235}{1,1} = 21,4 \text{ kNm/m}$$

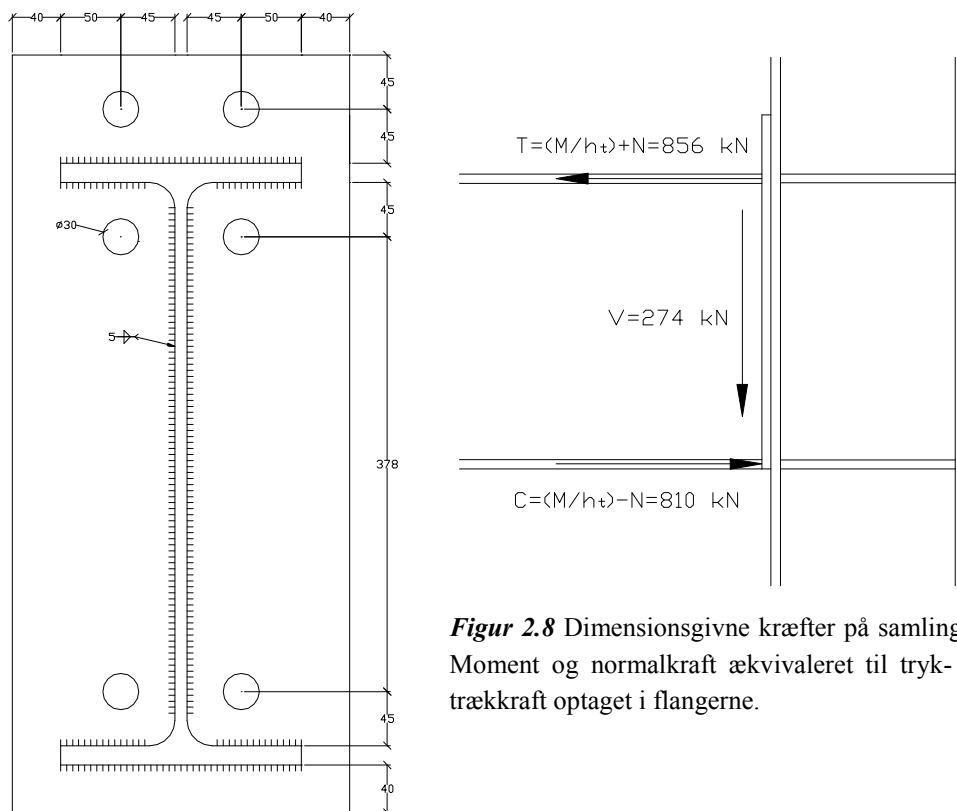
Man får således pladens bæreevne:

$$P_f = \frac{1967 \cdot 21,2}{165} = 254,1 \text{ kN} \geq F_{t,R} = 231,1 \text{ kN}$$

Heraf ses at bruddet først vil opstå i gevindstangen, hvilket vil sige at pladens bæreevne er overholdt med en udnyttelse på 90,7%.

2.4.2 Samling 2

Der er påsvejst en 15 mm bolteplade på IPE500 profilet med 6 mm kantsømme. Montagesamlingen består af seks M27 forspændte bolte, som er placeret som vist på figur 2.7.



Figur 2.8 Dimensionsgivne kræfter på samling 2. Moment og normalkraft ækvivaleret til tryk- og trækraft optaget i flangerne.

Figur 2.7 Principskitse af samling 2.

Der anvendes samme beregningsprocedure som i afsnit 2.4.1, og resultatet heraf ses i nedenstående tabeller.

Tabel 2.11 Beregningsresultater samling 2; overlappning samt friktionsmodstand.

Overklipping			Friktionsmodstand		
$F_{v,R}$ [kN]	$F_{v,S}$ [kN]	Udnyttelse	$F_{sR,ser}$ [kN]	$F_{v,Sl.1}$ [kN]	Udnyttelse
924,4	274	29,6%	87,4	42,7	48,8%

For de fire øverste bolte som er påvirket af samtidig træk og forskydning, fås en udnyttelse på 94,5%.

Tablet 2.12 Beregningsresultater samling 2; kantsømme.

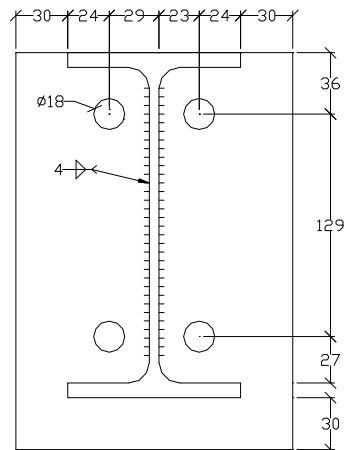
α [mm]	l_{eff} [mm]	$F_{k,R}$ [kN]	F_S [kN]	Udnyttelse
6	1548	1139,5	1130	99,1%

Tablet 2.13 Beregningsresultater samling 2; hulrandsbæreevne samt brud.

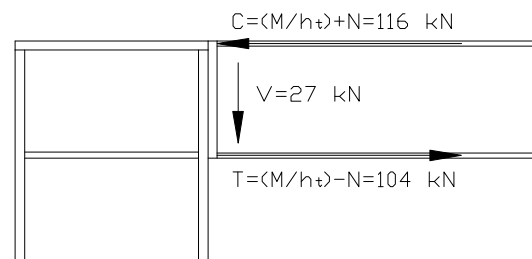
Hulrandsbæreevne			Brud		
$F_{b,R}$ [kN]	$F_{v,R}$ [kN]	Udnyttelse	P_f [kN]	$F_{t,R}$ [kN]	Udnyttelse
290,6	154	53,0%	329,7	231,1	70,1%

2.4.3 Samling 3

Der er anvendt en bolteplade på 15 mm, som ikke føres op over IPE200 profilet. Montagesamlingen udføres med fire M16 spændbolte. En skitse af samlingen ses på figur 2.9.



Figur 2.10 Principskitse af samling 2.



Figur 2.9 Dimensiongivne kræfter på samling 2. Moment og normalkraft ækvivaleret til tryk- og trækraft optaget i flangerne.

Der anvendes samme beregningsprocedure som i afsnit 2.4.1, og resultatet heraf ses i nedenstående tabeller.

Tabel 2.14 Beregningsresultater samling 3; overlappning samt friktionsmodstand.

Overklipping			Friktionsmodstand		
$F_{v,R}$ [kN]	$F_{v,S}$ [kN]	Udnyttelse	$F_{sR,ser}$ [kN]	$F_{v,Sl.I}$ [kN]	Udnyttelse
210,8	27	12,8%	29,9	2,8	9,2%

For de to nederste bolte, som er påvirket af samtidig træk og forskydning, fås en udnyttelse på 44,9%.

Tabel 2.15 Beregningsresultater samling 3; kantsømme.

α [mm]	l_{eff} [mm]	$F_{k,R}$ [kN]	F_S [kN]	Udnyttelse
4	318	156,1	143	91,6%

Tabel 2.16 Beregningsresultater samling 3; hulrandsbæreevne samt brud.

Hulrandsbæreevne			Brud		
$F_{b,R}$ [kN]	$F_{v,R}$ [kN]	Udnyttelse	P_f [kN]	$F_{t,R}$ [kN]	Udnyttelse
193,7	52,7	27,2%	681,1	79	11,6%

2.5 Kontrol af deformationer

Der er indledningsvis undersøgt hvorledes 2. ordens bidragene har indflydelse på konstruktionens deformationer. Endvidere bestemmes deformationerne i anvendelsesgrænsetilstanden.

2.5.1 2. ordens bidrag

Det ses af nedenstående tabeller at konstruktionen er stabil, da 2. ordens flytningerne er små i forhold til 1. ordens beregningerne. Dog får IPE200 bjælken et mindre tillægsmoment, og det er af den grund valgt at køre en non-linear analysis med en 1-steps iteration i STAAD Pro – altså en 2. ordens beregning med $n=1$.

Tabel 2.17 Resultater af 1. og 2. ordens beregninger af HE340A - nedre del af søjlen.

	M_{max} [kNm]	δ_{max} [m]	$\Delta M = N \cdot \delta_{max}$ [kNm]	M_{total} [kNm]
1. orden	210	0,006	0,48	210,48
2. orden $n=1$	210,48	0,006	0,48	210,48

Tabel 2.18 Resultater af 1. og 2. ordens beregninger af HE340A - øvre del af søjlen.

	M_{max} [kNm]	δ_{max} [m]	ΔM	$N \cdot \delta_{max}$ [kNm]	M_{total} [kNm]
1. orden	193	0,008		0,46	193,46
2. orden n=1	193,46	0,008		0,46	193,46

Tabel 2.19 Resultater af 1. og 2. ordens beregninger af IPE500 bjælken.

	M_{max} [kNm]	δ_{max} [m]	ΔM	$N \cdot \delta_{max}$ [kNm]	M_{total} [kNm]
1. orden	297	0,027		0,81	297,81
2. orden n=1	297,81	0,028		0,84	297,84

Tabel 2.20 Resultater af 1. og 2. ordens beregninger af IPE200 bjælken.

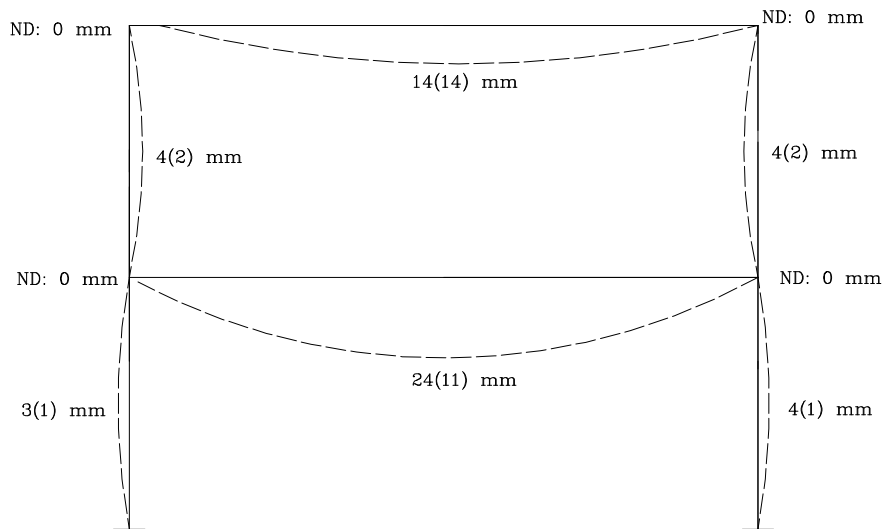
	M_{max} [kNm]	δ_{max} [m]	ΔM	$N \cdot \delta_{max}$ [kNm]	M_{total} [kNm]
1. orden	20	0,040		2,28	22,28
2. orden n=1	22,28	0,044		2,51	22,51
2. orden n=2	22,38	0,045		2,57	22,57

2.5.2 Deformationer i anvendelsesgrænsetilstanden

Figur 2.11 viser rammekonstruktionens deformationer i anvendelsesgrænsetilstanden 1.1. Det ses at deformationerne for egenlasten er betydelige, og bjælkerne leveres med pilhøjder som angivet i parentes på figur 2.11.

Den acceptable deformation afhænger i høj grad af de respektive konstruktionselementers funktion, da deformationen i nogle tilfælde kan virke ødelæggende på de øvrige konstruktionsdele. For rammen placeret i gavlen er ovenstående deformation dog fundet uacceptabel, idet nedbøjningen af bjælkerne vil virke ødelæggende på gavlbeklædningen. Det foreslås derfor at der installeres gavlsøjler.

For de øvrige rammer, kan deformationerne af bjælkerne accepteres, idet de overholder kravene om udbøjninger for etageadskillelser ($1/400$) samt udbøjninger for tage og ydervægge ($1/200$).⁵³



Figur 2.11 Deformationer skitseret med en faktor 10 i anvendelsesgrænsetilstand 1.1, hvor tal i parentes angiver deformationen for egenlasten alene. Knudepunktsflytninger (ND) skitseret med en faktor 10 i anvendelsesgrænsetilstand 1.1.

Som det ses på figuren er deformationerne for rammebenene ubetydelige, og de overholder kravet om deformationer af søjler i rammekonstruktioner ($h/150$).⁵⁴ Endvidere er knudepunktsflytningerne ikke-eksisterende i anvendelsesgrænsetilstanden, hvilket bevidner om en ganske stiv konstruktion.

⁵³ DS 412, 5.1 (3)

⁵⁴ DS 412, 5.1 (4)

2.6 Konklusion

Som det ses af bæreevneberegningerne, kan rammekonstruktionen optimeres, idet de forskellige udnyttelsesgrader er lave. IPE200 bjælkeprofilen kan dog næppe optimeres pga. kipningsstabilitet, mens IPE500 bjælkeprofilen kan delvist optimeres. Det har vist sig, at IPE450 ikke har tilstrækkelig bæreevne, men der i kan stedet anvendes et IPN425 profil, hvorved der opnås en større etagehøjde. Tabel 2.21 viser udnyttelsesgrader for IPN425 profilen.

Tabel 2.21 Udnyttelsesgrader for IPN425 profilen.

$\frac{N_S}{N_R}$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V_S}{V_R}$	Kipningsudnyttelse
1,0%	84,1%	19,8%	100%

HE340A søjleprofilen kan i særdeleshed optimeres, idet det viser sig at man kan gå ned til et HE300A profil i stedet. Tabel 2.22 viser udnyttelsesgraderne for profilen. Man kan endvidere optimere søjleprofilen, således at der anvendes et mindre profil til søjledelen på 2. etage. Dette er ikke undersøgt.

Tabel 2.22 Udnyttelsesgrader for HE300A profilen.

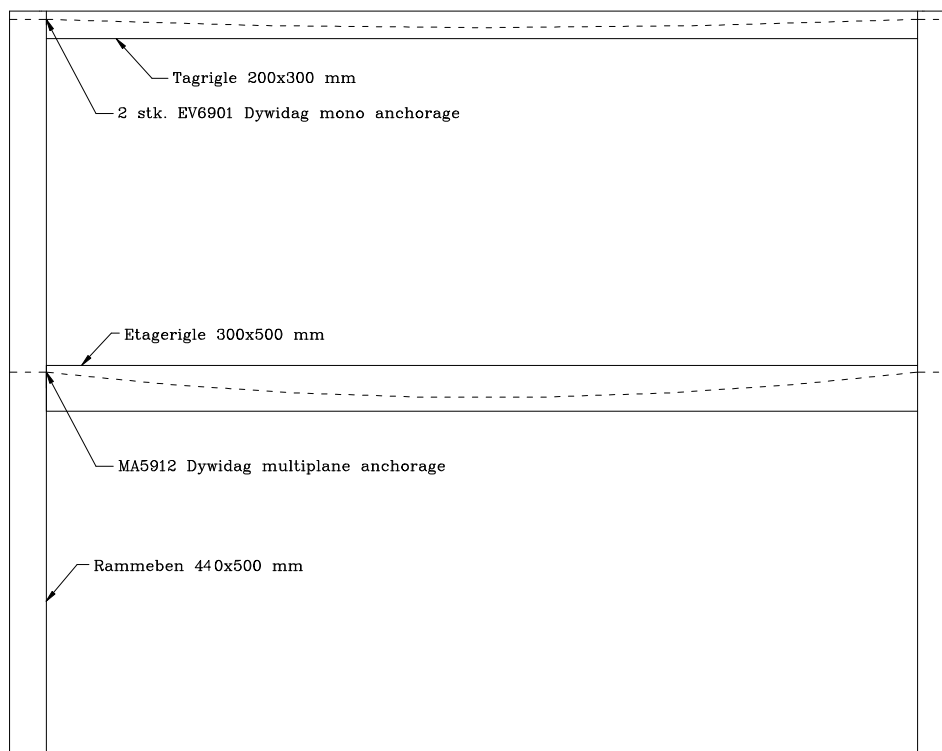
$\frac{N_S}{N_R}$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V_S}{V_R}$	$M_R + N_R + V_R$	Søjlestabilitet
3,0%	64,6%	91,4%	71,4%	70,6%

3 Løsningsforslag 2: Betonramme

Der redegøres for opspændingsmetode samt kabelgeometri for de efterspændte rigler, hvor bjælker og søjler herefter kontrolleres for deres bæreevne samt stabilitet ud fra de dimensionsgivne snitkræfter, som kan ses i appendiks D. Endvidere kontrolleres betonrammens deformationer.

3.1 Opbygning af betonrammen

Der er foretaget et skøn mht. valg af betontværsnit, kabelføring m.m. Betonkonstruktionen er skitseret i figur 3.1. Der henvises i øvrigt til tegningerne *VC-BHK-03a* og *VC-BHK 04b* for detaljer af betonkonstruktionen.



Figur 3.1 Skitse af betonrammekonstruktionen. Stiplede linier indikerer kabelføringen.

Betonriglerne støbes som elementer på fabrik med indlagte kanalrør for spændarmeringen. Disse armeres med forspændte spændliner, som skal optage riglernes egenvægt når de transporteres og monteres. Når betonen har

opnået den ønskede styrke $M = 28$ døgn, trækkes kabelarmeringen gennem kanalrørene og den opspændes aktivt til 75% af brudstyrken med donkrafte. Der anvendes Dywidag forankringssystemer med møtikstop, således der ikke forekommer låsetab, idet der opereres med små spændvidder. Forankringssystemerne inkl. spaltearmeringen støbes ind i søjlerne, som er armeret med forspændte spændliner. Materialedata for betontværsnittene kan ses i tabel 3.1.

Tabel 3.1 Højde, bredde, modstandsmoment W_y , areal samt kerneradius k for de anvendte tværsnit.

Element	Højde [mm]	Bredde [mm]	W_y [mm ³]	Areal [mm ²]	k [mm]
Søjler	440	500	$18,3 \cdot 10^6$	$220 \cdot 10^3$	83
Etagerigle	300	500	$12,5 \cdot 10^6$	$150 \cdot 10^3$	83
Tagrigle	200	300	$3,0 \cdot 10^6$	$60 \cdot 10^3$	50

3.2 Efterspændt kabelarmering

De følgende afsnit omhandler indledende beregninger samt betragtninger vedrørende kabelarmeringen i riglerne.

Kabelgeometrien etableres således den matematisk kan beskrives ved 2. grads parabler. Følgende tabel 3.2 viser kabelgeometrien.

Tabel 3.2 Ekstrema excentriciteter for kabelarmering overside henholdsvis underside samt matematisk beskrivelse for placering for x udtrykt i meter.

Element	$y_{k,overside}$ [mm]	$y_{k,underside}$ [mm]	Matematisk udtryk
Etagerigle	165	100	$y = -0,0106 \cdot x^2 + 0,106 \cdot x$
Tagrigle	60	30	$y = -0,0036 \cdot x^2 + 0,036 \cdot x$

3.2.1 Initial forspændingskraft

Den initiale forspændingskraft K kan estimeres ved følgende udtryk for dimensionering af tværsnit med træk i undersiden henholdsvis oversiden, idet der regnes i anvendelsesgrænsetilstanden, således at der anvendes urevnet tværsnit.

Det bemærkes, at der ikke er medregnet normalkræfter i nedenstående udtryk, hvilket kan forsvares ved deres ubetydelige størrelser. Snitkræfter er taget fra Appendix D.

$$\frac{M_{\max,g} + M_{\max,p} - \sigma_t \cdot W}{y_{k,u} + k} \leq K \leq \frac{M_{\max,g} + \sigma_c \cdot W}{y_{k,u} + k} \quad 55$$

hvor $M_{\max,g}$ er det maksimale momentbidrag hidrørende hvilende laster [kNm]

$M_{\max,p}$ er det maksimale momentbidrag hidrørende variable laster [kNm]

σ_c er betonenstrykspændingen, $0,7 \cdot 0,75 \cdot f_{ck} = 21$ MPa 56

σ_t er betontrækspændingen, $2 \cdot f_{tk} = 4$ MPa 57

$$\frac{M_{\max,g} + M_{\max,p} + \sigma_t \cdot W}{y_{k,o} - k} \leq K \leq \frac{M_{\max,g} - \sigma_c \cdot W}{y_{k,o} + k} \quad 58$$

Den initiale forspændingskraft vælges som den mindste i ulighederne, og resultatet fås som vist i tabel 3.3, idet snittene er taget ved understøtningen og midt på riglerne henholdsvis.

Tablet 3.3 Initiale forspændingskræfter, hvor markerede tal angiver den mindst mulige dimensionsgivne forspændingskraft.

Element	Træk i oversiden [kN]		Træk i undersiden [kN]	
Etagerigle	1393	< K <	1786	1025 < K < 2059
Tagrigle	227	< K <	845	75 < K < 963

⁵⁵ Spændbeton, side 2.3

⁵⁶ DS 411, 7.1.4 (1)

⁵⁷ DS 411, 6.4.3.1 (2)

⁵⁸ Spændbeton, side 2.3

3.2.2 Opspændingstab

Forspændingskraften reduceres imidlertid pga. svind og krybning i betonen samt relaxation i spændarmeringen. Disse fænomener er tidsafhængige, indbyrdes afhængige og foregår i hele bjælkens levetid. Den samlede virkning giver typisk et tab på 15 - 20%.⁵⁹ Dette kan regnes ved følgende empiriske udtryk, når der undersøges for tiden $t = 10^5$ timer ~ 12 år. Endvidere sker der et friktionstab umiddelbart efter opspændingen.

3.2.2.1 Svind, krybning og relaxation

Svindet opstår som følge af udtørring af betonen, og der anvendes følgende udtryk for slutsvindet ε_s :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b \cdot k_b \cdot k_d \cdot k_t \quad 60$$

hvor ε_b er basissvindet, der afhænger af den relative luftfugtighed (RF), her 0,35‰ ved 55%RF ⁶¹

k_b er en faktor, der afhænger af betonens v/c forhold, her 0,8 ved $v/c = 0,45$ ⁶²

k_d er en faktor, der afhænger af konstruktionsgeometrien: ⁶³

$$r = \frac{2 \cdot A}{s}$$

hvori r er ækvivalent radius og s er den frie kontur

k_t er en faktor, der afhænger af tiden samt r , her 0,95 ⁶⁴

Betonens krybning er delvis afhængig af samme faktorer som ved svind samt spændingsniveauet i bjælken, og kan udtrykkes ved følgende:

⁵⁹ Spændbeton, side 6.1

⁶⁰ Spændbeton, side 6.1

⁶¹ Betonbogen, side 113

⁶² Betonbogen, side 113

⁶³ Betonbogen, side 113

⁶⁴ Betonbogen, side 113

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma}{E_{ik}} \cdot (1 + \psi(t)) \quad 65$$

hvor σ er spændingen i bjælken.

E_{ik} er betonens elasticitetskoefficient bestemt som; 66

$$0,7 \cdot E_{0k} = \frac{35700}{1 + \frac{13}{f_{ck}}} = \frac{35700}{1 + \frac{13}{40}} = 26943 \text{ MPa}$$

$\psi(t)$ er krybetallet givet ved: $\psi(t) = k_a \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_t$ 67

k_a er en faktor, der afhænger af lasttidspunktet; her 0,7 ved 28 døgn. 68

k_c er en faktor der afhænger af relativ luftfugtighed, her 2,75 ved 55% RF. 69

Spændingen i bjælken er ret kompliceret at bestemme, idet det drejer sig om middelspændingen gennem en længere årrække. For at lette beregningerne regnes middelspændingen som følgende, idet spændingen fra forspændingen, egenlasten og nyttelasten findes som den maksimale værdi midt på bjælken multipliceret med faktoren $2/3$ pga. de parabelformede snitkraftkurver :

$$\sigma_c = \left(\frac{2}{3} \sigma_g + \frac{2}{3} \sigma_p \right) - \frac{2}{3} \sigma_f$$

Man får således spændingstabet ved svind og krybning som vist i tabel 3.4.

Tablet 3.4 Spændingstabet ved svind og krybning. Spændinger regnet ved ovenstående udtryk, med værdier taget fra appendiks C. Det samlede spændingstab er regnet som de samlede tøjninger fra krybning og svind multipliceret med armeringens elasticitetskoefficient.

Element	r [mm]	k_d [-]	ε_s [-]	σ_c	ψ [-]	ε_c [-]	$\Delta\sigma_{s+c}$
Etagerigle	187,5	0,80	0,213‰	6,2 MPa	1,17	0,505‰	139,9 MPa
Tagrigle	120,0	0,95	0,253‰	1,3 MPa	1,39	0,112‰	72,6 MPa

⁶⁵ Spændbeton, side 6.2

⁶⁶ DS 411, 3.2.5 (4)P, 6.3.1 (8)

⁶⁷ Spændbeton, side 6.1

⁶⁸ Betonbogen, side 95

Relaxation betegner den krybning, der sker i spændarmeringen, og afhænger af armeringsståltypen samt anvendt forbehandling. Betonsvind samt betonkrybning reducerer armeringsspændingen og dermed spændingstabt fra relaxationen. Tilsvarende reduceres krybningen i takt med at armeringsspændingen reduceres. En præcis beregning bliver derfor yderst kompliceret, men relaxationsspændingstabt $\Delta\sigma_r$ kan regnes ved følgende tilnærmelse:

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_{r,10^3 h} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^\beta \cdot \gamma \cdot \sigma_{s0} \quad 70$$

hvor $\varepsilon_{r,10^3 h}$ er relaxationstabt efter 1000 timer, her 2,5% ved en opspændingsgrad på 75% 71

β er en opspændingsfaktor, her 0,20 72

γ er en reduktionsfaktor for betonsvind og -krybning 73

$$\gamma = 1 - \frac{2 \cdot \Delta\sigma_{c+s}}{\sigma_{s0}}$$

σ_{s0} er armeringens initiale spænding $0,75 \cdot f_{uk}$

Tablet 3.5 Spændingstabt ved relaxation samt det samlede spændingstabt. Tabet adderes den initiale forspændingskraft og man får således den effektive forspændingskraft K_{eff} .

Element	γ [-]	$\Delta\sigma_r$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s+c+r}$ [MPa]	Samlet tab [-]	K_{eff} [kN]
Etagerigle	0,80	70,0	209,9	15,0%	1610
Tagrigle	0,90	78,5	151,1	65,7%	381

Som det ses, ligger den effektive forspændingskraft stadig inden for de angivne uligheder i afsnit 3.2.1. Bæreevnen i anvendelsesgrænsetilstanden er overholdt.

⁶⁹ Betonbogen, side 95

⁷⁰ Spændbeton, side 6.3

⁷¹ Dywidag, side 4

⁷² Spændbeton, side 6.3

⁷³ Spændbeton, side 6.4

3.2.2.2 Friktionstab

Friktionen mellem spændarmeringen og kabelrørets sider, som opstår pga. krumningskræfterne, reducerer den effektive forspændingskraft, og man får således den mekaniske forspændingskraft K_{mek} :

$$K_{mek} = K_{eff} \cdot e^{-(\mu \cdot \varphi + k \cdot s)} \quad 74$$

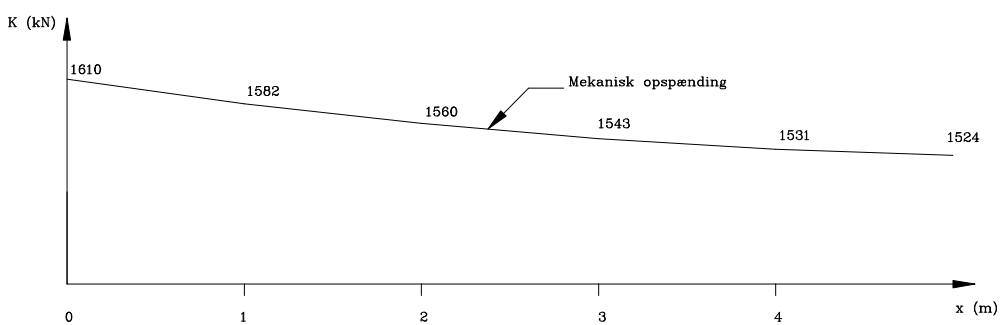
hvor μ er friktionskoefficienten, her 0,15 75

φ er den numeriske sum af vinkeldrejninger, som beregnes ved det matematiske udtryk i tabel 3.2

k er en empirisk systemafhængig konstant, her 0,003 76

s er den vandrette afstand fra begyndelsespunktet

Resultatet af friktionstabt ses på figurerne 3.2 og 3.3, idet der anvendes intervaller med længden 1 meter. Der skal tages hensyn til dette friktionstab ved bl.a. udregningen af brudmomenter.

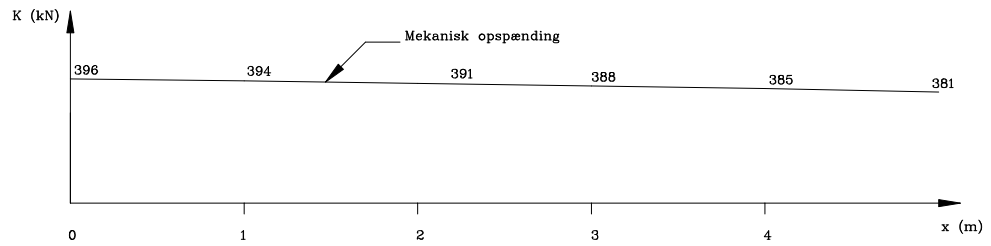


Figur 3.2 Kraftdiagram ved opspændingspunktet for etageriglen. Symmetrisk omkring $x = 5$ m.

⁷⁴ Spændbeton, side 5.1

⁷⁵ Dywidag, side 5

⁷⁶ Dywidag, side 5



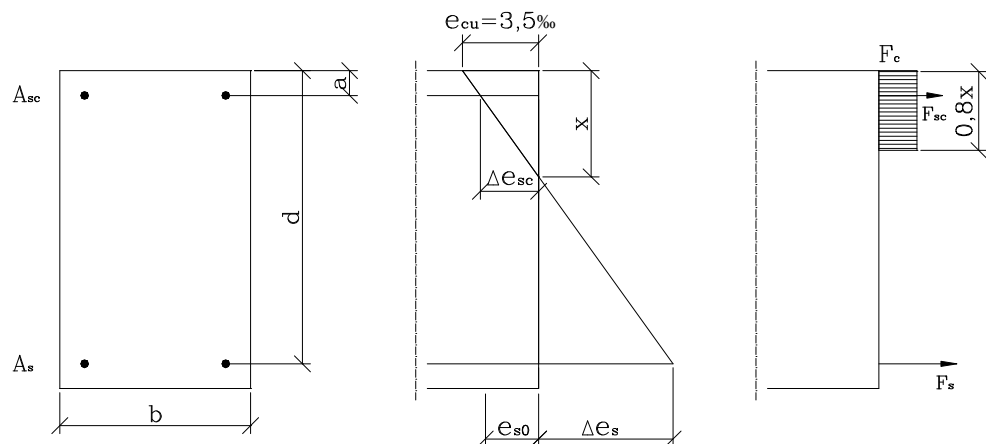
Figur 3.3 Kraftdiagram ved opspændingspunktet for tagriglen. Symmetrisk omkring $x = 5$ m.

3.3 Kontrol af riglernes bæreevne

I de følgende afsnit kontrolleres riglernes bæreevne mht. brudmoment, forskydning og spaltekræfter i forankringszonen.

3.3.1 Montagetilstand – førspændt armering

Riglerne skal som sagt projekteres for belastning af deres egenvægt i en transport- og montagetilstand. Det dimensionsgivne moment er fastlagt ved riglen som værende simpelt understøttet. Der benyttes Metode A i DS 411, afsnit 6.2.1.1 til udregningen af brudmomentet:



Figur 3.4 Parametre til udregningen af brudmomentet. Der anvendes fire stk. L9,3 mm og fire stk. L6,2 mm førspændte spændliner for etageriglen henholdsvis tagriglen, som opspændes til 75% af brudspændingen, hvilket vil sige 1395 MPa.

Forhåndstøjningen ε_{s0} bestemmes ved hjælp af armeringens arbejdskurve, som kan findes i appendiks A. Der gættes på en værdi af trykzonehøjden x og tillægstøjningerne beregnes ved hjælp af den geometriske betingelse:

$$\Delta\varepsilon_{sc} = -\varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-a}{x}$$

$$\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-x}{x}$$

77

Tabel 3.6 Tøjninger for den førspændte armering i montagetilstanden.

Element	d [mm]	x [mm]	a [mm]	ε_{s0} [-]	$\Delta\varepsilon_{sc}$ [-]	$\Delta\varepsilon_s$ [-]
Etagerigle	461	55	38	7,19‰	-1,01‰	25,92‰
Tagrigle	262	38	36	7,19‰	-0,09‰	20,81‰

De totale tøjninger kan nu udregnes, og man kan ved hjælp af armeringens arbejdskurve udregne spændingen og dermed også trækresultanterne F_{sc} og F_s for oversiden henholdsvis undersiden. Trykresultanten F_c bestemmes som:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ck}$$

Der kan nu udføres kontrol af den statiske betingelse, idet det indsættes at der følger et iterativt arbejde med at bestemme den korrekte trykzonehøjde:

$$\frac{F_s}{\gamma_s} + \frac{F_{sc}}{\gamma_s} - \frac{F_c}{\gamma_c} = N_s$$

hvor N_s er normalkraften i tværsnittet, her dog 0,0 [kN]

Når den statiske betingelse er opfyldt, kan brudmomentet M_u udregnes:

$$M_u = z \cdot F_{sd}$$

hvor z er den indre momentarm z og bestemmes som: $z = d - 0,4 \cdot x$

⁷⁷ DS 411, 6.2.1.1 (2)P

Tabel 3.7 Brudmomenter for den førspændte armering. $M_{max,g}$ er udregnet som en $1/8 \cdot p \cdot l^2$, idet riglerne regnes som værende simpelt understøttet under montagen.

Element	F_s [kN]	F_{sc} [kN]	F_c [kN]	M_u [kNm]	$M_{max,g}$ [kNm]	Udnyt. [-]
Etagerigle	250,6	162,7	528,0	87,4	46,9	53,6%
Tagrigle	108,8	83,2	243,2	22,6	18,8	83,1%

Som det ses er udnyttelsesgraden ikke særlig stor, men der kan ikke optimeres på armeringsstørrelsen.

3.3.2 Indbygningstilstand – efterspændt og førspændt armering

Brudmomentet udregnes efter at riglerne er indspændt i søjlerne. Der benyttes samme beregningsprocedure som i afsnit 3.3.1, idet blot den efterspændte armering også skal tages i regning. Brudmomentet regnes for to snit; ved understøtningen hvor det største negative moment forekommer og midt på riglen hvor det største positive moment forekommer.

Der opstår endnu et spændingstab i den førspændte armering som følge af efterspændingen af kabelarmeringen. Dette resulterer i en tøjningsreducering i den førspændte armering, som dog kun udgør ca. 5%. Endvidere er det på den sikre side at undlade denne tøjningsreducering i beregningerne, hvorfor denne negligeres.

Følgende tabeller er resultatet af gennemregningen.

Tabel 3.8 Tøjninger for armeringen ved understøtningen. Indeks k betegner kabelarmeringen.

Element	d_k [mm]	x [mm]	ε_{s0k} [-]	$\Delta\varepsilon_k$ [-]	$\Delta\varepsilon_{sc}$ [-]	$\Delta\varepsilon_s$ [-]
Etagerigle	415	305	7,19‰	1,26‰	-2,93‰	1,81‰
Tagrigle	210	117	7,19‰	2,78‰	-2,00‰	4,39‰

Tabel 3.9 Tøjninger for armeringen midt på riglen. Indeks k betegner kabelarmeringen.

Element	d_k [mm]	x [mm]	ε_{s0k} [-]	$\Delta\varepsilon_k$ [-]	$\Delta\varepsilon_{sc}$ [-]	$\Delta\varepsilon_s$ [-]
Etagerigle	350	290	7,19‰	0,72‰	-3,03‰	2,08‰
Tagrigle	195	112	7,19‰	2,59‰	-2,24‰	4,75‰

Tryk- og trækresultanterne kan nu udregnes, og den statiske betingelse kontrolleres for snittet ved understøtningen (snit a) og snittet midt på riglen (snit b) som der er vist i tabel 3.10, mens tabel 3.11 viser brudmomenterne.

Tabel 3.10 Træk- og trykresultanter for de forskellige snit. Det bemærkes, at der er taget hensyn til kabelarmeringens friktionstab ved udregning af F_{sk} i snit b.

Element	F_s [kN]	F_{sc} [kN]	F_{sk} [kN]	F_c [kN]	statisk betingelse
Etagerigle, snit a	223,7	112,4	1970,8	2928,0	25,9 kN ~ 27 kN
Etagerigle, snit b	224,0	109,7	1860,8	2784,0	26,1 kN ~ 27 kN
Tagrigle, snit a	100,7	60,8	496,4	748,8	66,3 kN ~ 67 kN
Tagrigle, snit b	100,9	56,8	477,2	716,8	67,1 kN ~ 67 kN

Tabel 3.11 Brudmomenter for de forskellige snit.

Element	M_u [kNm]	M_S [kNm]	Udnyttelse [-]
Etagerigle, snit a	493,3	454	92,0%
Etagerigle, snit b	386,0	275	71,2%
Tagrigle, snit a	78,5	51	65,0%
Tagrigle, snit b	71,6	21	29,3%

Det ses, at den førspændte armering er delvis skyld i den lave udnyttelsesgrad på tagriglen. Det faktum at svind, krybning og relaxationstabet er relativt stort for tagriglen, samt der ikke er udført spændingstabsberegninger for den førspændte armering, gør at der vælges *ikke* at optimere riglerne.

3.3.3 Forskydningsarmering

Tabel 3.12 viser anvendt tværbøjlearmering, idet der er symmetri omkring midten af riglerne. Der henvises til tegning *VC-BHK-03a* for detaljer.

Idet den opbøjede kabelarmering helt eller delvist optager forskydningskraften, anvendes følgende beregningsmetode:

Den formelle forskydningsspænding τ_{sd} , som kan regnes konstant over længden l i en afstand af $z \cdot \cot\theta$ fra det betragtede snit idet denne reduceres pga. skrårevneeffekten, bestemmes ved:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{S0} - V_{pd}}{b_w \cdot z} \quad 78$$

hvor V_{S0} er den regningsmæssige forskydningskraft i snittet [kN].

V_{pd} er den lodrette kraftkomponent fra kabelarmeringen [kN]. ⁷⁹

Der regnes med gennemsnitlige værdier pr. 560 mm.

b_w er tværsnitbredden, idet denne reduceres for kanaler med ⁸⁰
en diameter $\phi > b/8$: $b_w = b - \frac{1}{2}\phi$

Man kan nu kontrollere hvorvidt forskydningsbæreevnen er overholdt ved nedenstående ulighed:

$$N_{td} \cdot \sin(\alpha) \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \geq \tau_{sd} \cdot l \cdot b_w \quad 81$$

hvor N_{td} er den samlede kraft i forskydningsbøjlerne over længden l [kN]

α er tværbøjlerens vinkel med vandret, her 90°

θ er betontrykkets vinkel med længderetningen. $\cot(\theta) = 2,5$ ⁸²

Tabel 3.12 Anvendt tværbøjlearmering

Element position [mm]	Antal Bøjler
Etagerigle, 0 – 560	2 stk. Y8
Etagerigle, 560 – 1120	3 stk. Y8
Etagerigle, 1120 – 1680	3 stk. Y8
Etagerigle, 1680 – 2240	2 stk. Y8
Etagerigle, 2240 - 2800	2 stk. Y8
Etagerigle, 2800 - 3360	2 stk. Y8
Etagerigle, 3360 - 4820	4 stk. Y8
Tagrigle, 0 - 4820	9 stk. Y8

⁷⁸ DS 411, 6.2.2.1 (3)P

⁷⁹ DS 411, 6.2.2.1 (9)

⁸⁰ DS 411, 6.2.2.1 (8)

⁸¹ DS 411, 6.2.2.1 (17)

⁸² DS 411, 6.2.2.1 (10)P

Resultater fremgår af tabellerne 3.13 og 3.14, hvor man bemærker, at dette er en kompliceret beregning idet mange parametre varierer over riglernes længde.

Tablet 3.13 Parametre for kontrol af forskydningsbæreevnen. Værdien i første kolonne indikerer hvor snittet ligger i forhold til understøtningen, for nemheds skyld er hvert snit et multiplum af 560 mm. Tværsnittets effektive højder d , er et middel mellem streng- og kabelarmeringen baseret på deres arealer. Den lodrette kraftkomponent fra kabelarmeringen N_{ad} , er korrigeret for friktionstab, og er regnet med en middelhældning over 560 mm.

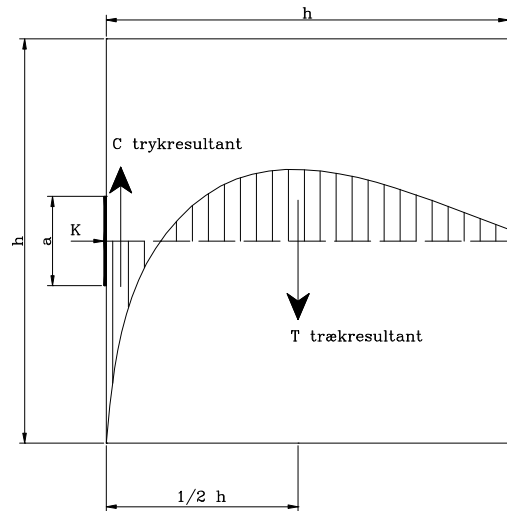
Element, [mm]	b_w [mm]	d [mm]	x [mm]	z [mm]	V_{pd} [kN]	V_{sd} [kN]
Etagerigle, 560	258	375	311	251	161,1	92,7
Etagerigle, 1120	258	334	311	210	141,1	80,9
Etagerigle, 1680	258	298	310	174	123,7	66,2
Etagerigle, 2240	258	268	310	144	103,7	54,3
Etagerigle, 2800	258	325	297	206	86,3	39,6
Etagerigle, 3360	258	344	297	225	63,2	30,5
Tagrigle, 560	200	207	138	151	13,4	11,0

Tablet 3.14 Parametre for kontrol af forskydningsbæreevnen. Værdien i første kolonne indikerer hvor snittet ligger i forhold til understøtningen, for nemheds skyld er hvert snit et multiplum af 560 mm. Tværbøjlearmeringen består af Y8 bøjler, som er regnet udnyttet til flydning.

Element, [mm]	τ_{sd} [MPa]	N_{td} [kN]	betingelse
Etagerigle, 560	1,43	85,0	212,6 > 206,8
Etagerigle, 1120	1,50	127,6	318,9 > 216,1
Etagerigle, 1680	1,48	127,6	318,9 > 212,9
Etagerigle, 2240	1,47	85,0	212,6 > 211,6
Etagerigle, 2800	0,75	85,0	212,6 > 107,5
Etagerigle, 3360	0,53	42,5	106,3 > 76,0
Tagrigle, 560	0,36	42,5	106,3 > 40,6

3.3.4 Spaltearmering

Fra bjælkeenderne skal opspændingskraften i linerne fordeles ud over hele tværsnitsarealet, og som følge af denne spændingsomlejring, vil der opstå træk- og trykspændinger vinkelret på kraftretningen. For at forhindre revner parallelt med kraftretningen indlægges derfor spaltearmering i områder hvor der optræder tværtrækspændinger. Figur 3.5 viser denne spændingsfordeling i forankringsområdet.



Figur 3.5 Spændingsfordeling i tværretning.⁸³

Idet det antages, at trækresultanten T er beliggende i afstanden ca. $\frac{1}{2}h$ fra bjælkeenden, fås følgende udtryk for de primære spaltekrafter:

$$T = 0,25 \cdot K \cdot (1 - a/h) \quad 84$$

hvor K er forspændningskraften [kN].

a er ankerpladens højde [mm]

Et udtryk for de sekundære spaltekrafter for to stk. forankringer fås som følger:

⁸³ Spændbeton, side 7.2

⁸⁴ Spændbeton, side 7.4

$$T = 0,25 \cdot 2 \cdot K \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot c}{h}\right) \quad 85$$

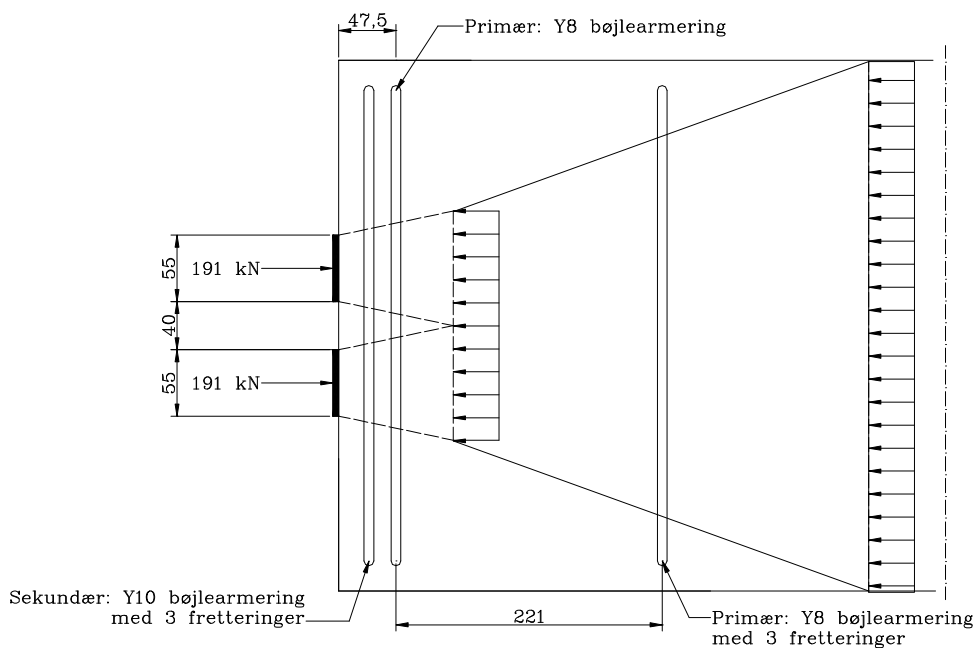
hvor c er afstanden mellem de to forankringer [mm].

og det nødvendige areal af spaltearmeringen bliver således:

$$A_{n\ddot{o}dv} = \frac{T}{\sigma_s} \quad 86$$

hvor σ_s er armeringens regningsmæssige trækstyrke reduceret med 50%, da resultatet bygger på en elasticitetsteoretisk analyse (urevnet) [MPa] 87

Figurerne 3.6 og 3.7 samt tabel 3.15 viser resultaterne af disse beregninger.

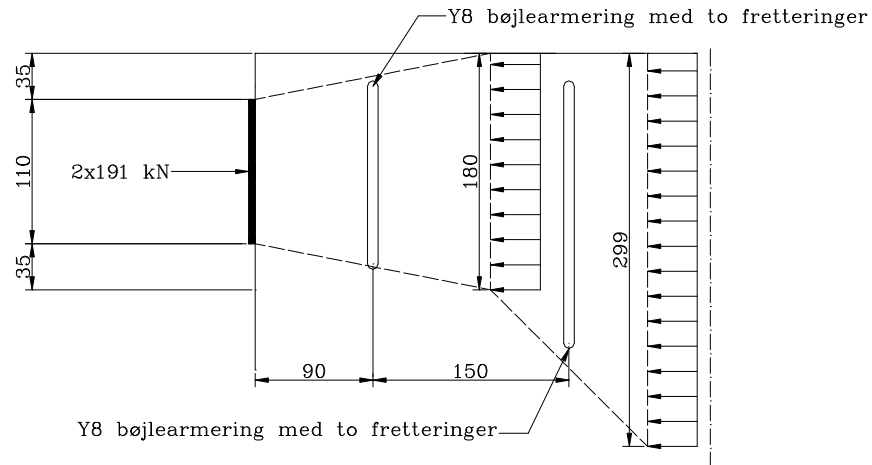


Figur 3.6 Tagriglen - vandret spaltearmering.

⁸⁵ Spændbeton, side 7.4

⁸⁶ DS 411, 6.2.2.1 (3)P

⁸⁷ Spændbeton, side 7.2



Figur 3.7 Tagriglen - lodret spaltearmring. Der ikke er taget hensyn til forankringskraftens excentricitet, men ovenstående spændingsbeskrivelse er på den sikre side.

Tabel 3.15 Spaltearmring anvendt i tagriglen. Der er anvendt Y8 kamstål med et areal på 50 mm^2 for den primære spaltearmring og Y10 kamstål med et areal på 78 mm^2 for den sekundære spaltearmring. Det ikke nødvendigt med sekundær lodret spaltearmring, da der kun er en forankring.

Spaltearmring	a [mm]	h [mm]	T [kN]	$A_{nødv}$ [mm ²]	Antal fretteringer
Primær vandret 1	55	95	20	95	1 @ Y8
Primær vandret 2	95	440	37	177	3 @ Y8
Sekundær vandret	-	440	54	256	3 @ Y10
Primær lodret 1	110	180	37	175	2 @ Y8
Primær lodret 2	180	300	38	180	2 @ Y8

Dywidag Multiplane Anchorage forankringssystemet, der anvendes ved etageriglen, leveres med en spiralarmering som skal optage spaltekraftene. Det viser sig dog ved nedenstående beregning, at der skal indsættes en Y8 tværbøjle, idet de forskrevne minimumafstande fra spiralarmeringen til betonoverfladen ikke kunne overholdes. Spiralarmeringen har et armeringsareal på 924 mm^2 , og ved indlæggelse af en Y8 tværbøjle, kan den lodrette spaltekraft optages.

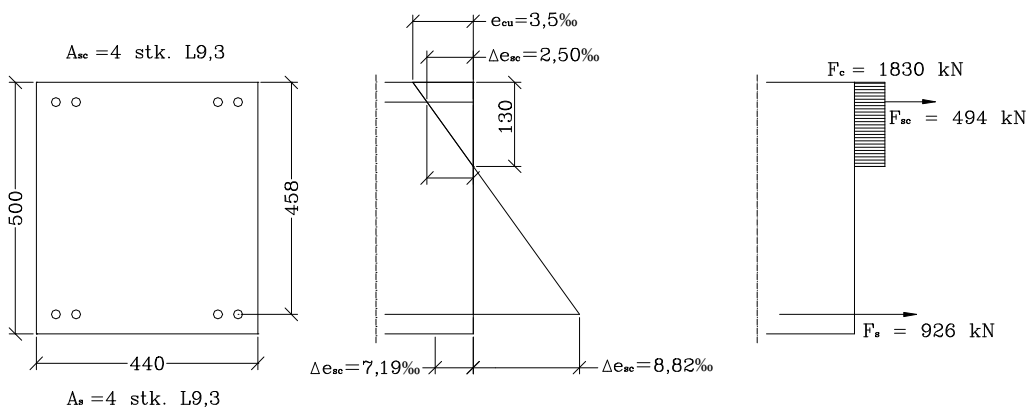
$$A_{modv} = \frac{0,25 \cdot 1610 \cdot (1 - 240/500)}{0,5 \cdot 423} = 990 \text{ mm}^2$$

3.4 Kontrol af søjlernes bæreevne

Der anvendes samme beregningsprocedure som i afsnit 3.3, hvorfor resultaterne fremgår af figurer og tabeller.

3.4.1 Brudmoment

Figur 3.8 viser parametre samt delresultater af beregningerne for brudmomentet af den forspændte søjle.



Figur 3.8 Parametre til udregningen af brudmomentet for søjlen. De forspændte spændliner opspændes til 75% af brudspændingen, hvilket vil sige 1395 MPa. Ubenævnte tal i mm.

$$\frac{926}{1,3} + \frac{494}{1,0} - \frac{1830}{1,65} = 97,2 \text{ kN}$$

Det bemærkes, at der anvendes partialkoefficienten 1,0 for oversidearmingen, idet denne virker til ugunst i brudberegningen, fordi den er placeret over trykresultanten F_c .

Da normalkraften i snittet er 94,0 kN er den statiske betingelse opfyldt. Man får således et brudmoment på 284,2 kNm, hvilket giver en udnyttelsesgrad på 83,7% hvor momentet er maximalt.

3.4.2 Forskydningsarmering

Som det ses på figur D.3 i appendiks D, er forskydningskræfterne meget forskellige fra den nederste halvdel til den øverste halvdel. Det vælges af den grund, at indlægge Y8 tværbøjlearmering med en indbyrdes minimumafstand på 500 mm⁸⁸ for den øverste halvdel af søjlen. Den nederste halvdel dimensioneres som i afsnit 3.3.3.

Idet den maksimale forskydningskraft $V_S = 374$ kN for nemheds skyld sættes til at virke over hele længden, kontrolleres forskydningsbæreevnen for 23 stk. Y10 tværbøjler:

$$3820,6 = 1528,2 \cdot 2,5 \geq 2,08 \cdot 4000 \cdot 440 = 3655,9$$

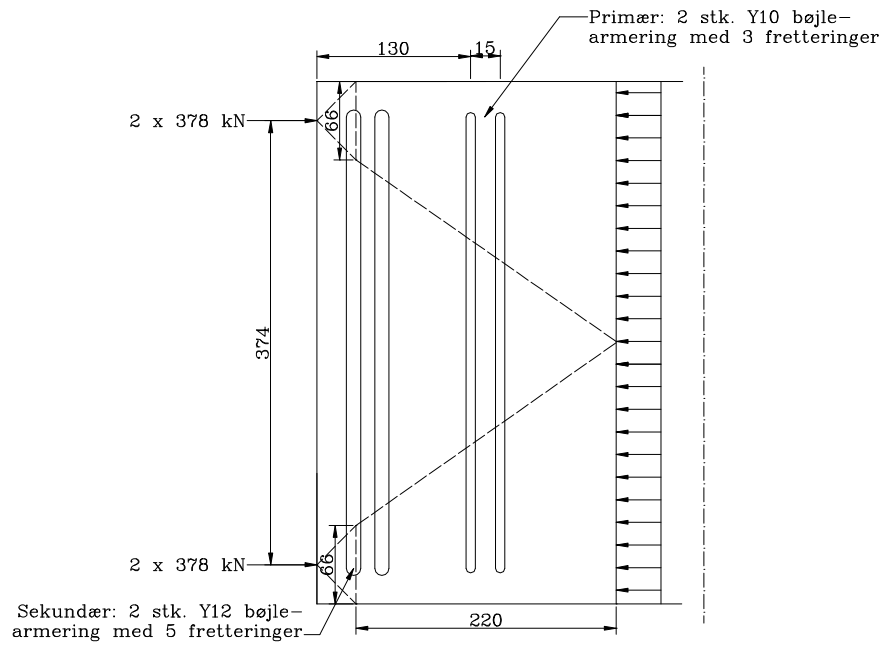
3.4.3 Spaltearmering

Kraften i de enkelte liner forudsættes at forplante sig med en trykspredning på 1:2 indtil betonoverfladen. Man får da resultater som fremgår af figurerne 3.9 og 3.10 samt tabel 3.16.

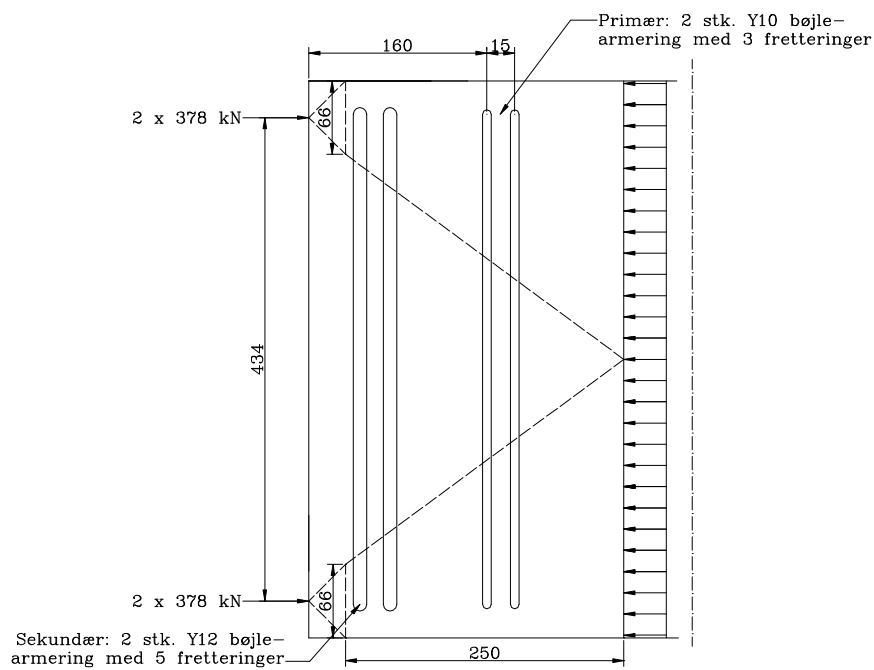
Tabel 3.16 Spaltearmering anvendt i søjlen. Der er anvendt Y10 kamstål med et areal på 78 mm² for den primære spaltearmering og Y12 kamstål med et areal på 113 mm² for den sekundære spaltearmering.

Spaltearmering	a [mm]	h [mm]	T [kN]	$A_{n\ddot{o}dv}$ [mm ²]	Antal fretteringer
Primær vandret	66	220	133	627	3 @ Y10
Primær lodret	66	250	139	659	3 @ Y10
Sekundær vandret	-	440	-265	1254	5 @ Y12
Sekundær lodret	-	500	-279	1319	5 @ Y12

⁸⁸ www.spaencom.dk



Figur 3.9 Søjlen - vandret spaltearmering.



Figur 3.10 Søjlen - lodret spaltearmering.

3.5 Kontrol af stabilitet

I de følgende afsnit kontrolleres betonrammens stabilitet.

3.5.1 Kipping og foldning

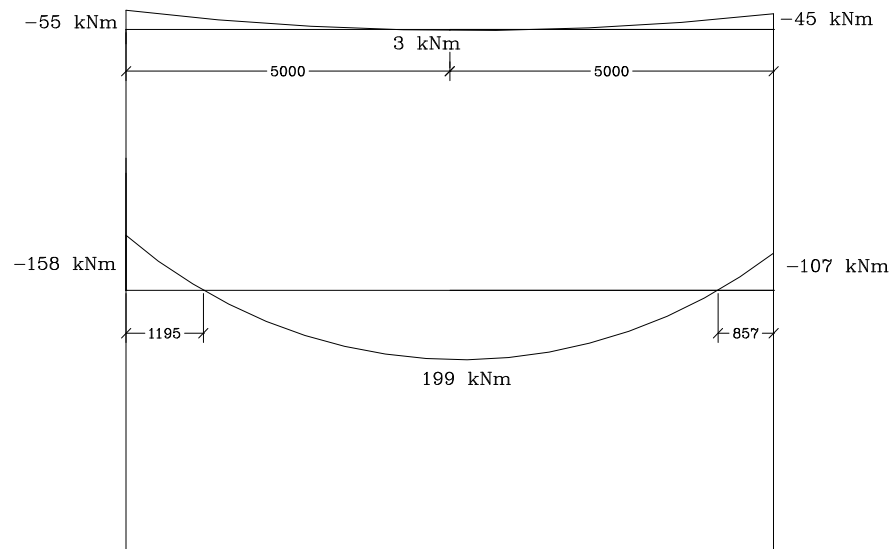
Kippingssikkerheden kan betragtes som værende overholdt, hvis følgende uligheder er opfyldte, hvor l er trykflangens frie længde:

$$l < 30 \cdot \text{bjælkebredden}$$

89

$$\text{bjælkehøjden} < 2,5 \cdot \text{bjælkebredden}$$

Trykflangens frie længde kan ses på figur 3.11, idet kun bjælkelede med tryk i undersiden kan påvirkes til kipping, da oversiden kan regnes fastholdt ved betondækket.



Figur 3.11 Bjælkelede påvirket til kipping, Momentkurverne repræsenterer brudgrænsetilstand 2.1.5 med spændarmering taget i regning

⁸⁹ DS 411, 6.2.5.4 (2)

Tabel 3.17 Riglerne stabilitet mht. kipning.

Element	$l < 30 \cdot b$	$h < 2,5 \cdot b$
Etagerigle	$1195 < 9000$	$500 < 750$
Tagrigle	$5000 < 6000$	$300 < 500$

Sikkerhed mod kipning er bevist.

3.5.2 Søjlevirkning

Da knudepunktsflytningerne er ubetydelige jf. afsnit 3.6, kan rammekonstruktionen regnes fastholdt mod sideværts flytninger. Der kan af den grund anvendes Woods Metode til udregningen af søjleknæklængden, helt analogt til afsnit 2.3.3.1. Tabel 3.17 er resultater heraf.

Tabel 3.18 Beregningsresultater; effektive stivheder samt indspændingskoefficienter.

$K_{c,b} [\text{mm}^3]$	$K_{b,m} [\text{mm}^3]$	$K_{b,t} [\text{mm}^3]$	$\eta_b [-]$	$\eta_m [-]$	$\eta_t [-]$	$C_b [-]$
1145833	158348	24780	0,9	0,94	0,98	0,96

Man får således en søjleknæklængde på $l = 4000 \cdot 0,96 = 3840$ mm. Søjlevirkningen kan negligeres hvis nedenstående betingelse kan opfyldes, idet søjlen behandles som tværbelastet med udbøjning om den stærke akse:

$$\lambda \cdot \sqrt{\frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}} < 20 \quad 90$$

hvor λ er det relative slankhedsforhold [-], som bestemmes som:

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{3840}{144} = 26, \text{ hvori } i \text{ er inertiradius } i = \sqrt{\frac{I_y}{A_c}}$$

N_{Sd} er den regningsmæssige normalkraft i snittet [kN].

A_c er tværsnittets areal [mm^2].

⁹⁰ DS 411, 6.2.5.2 (7)

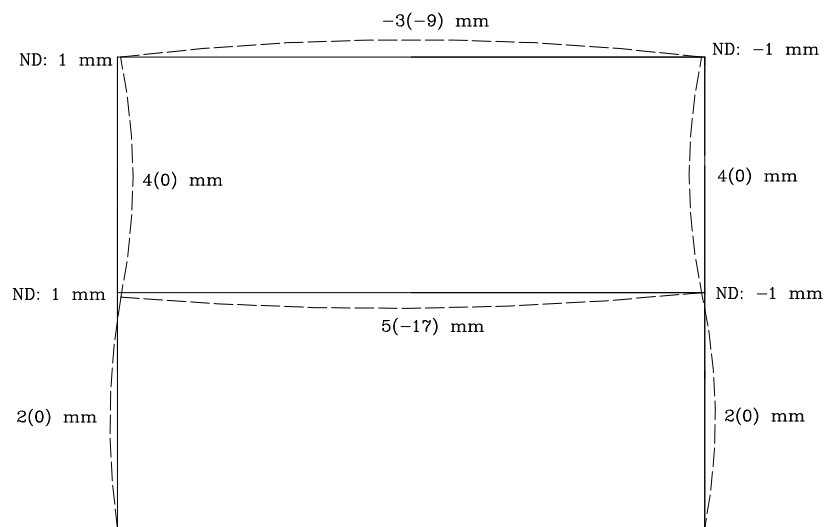
Man får således:

$$26 \cdot \sqrt{\frac{94000}{440 \cdot 500 \cdot 24}} = 3,55 < 20$$

Søjlevirkningen kan negligeres.

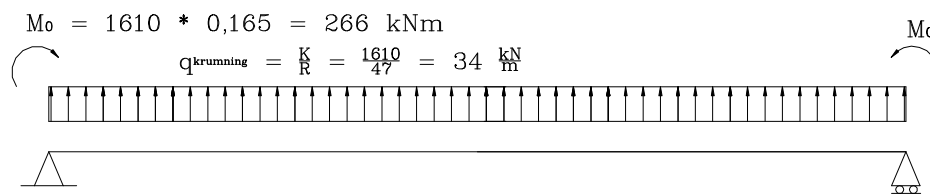
3.6 Kontrol af deformationer

Deformationerne i anvendelsesgrænsetilstanden er vist på figur 3.12, og der ønskes gennemført en manuel kontrol af efterspændingens bidrag til deformationerne.



Figur 3.12 Deformationer skitseret med en faktor 10 i anvendelsesgrænsetilstand 1.1, hvor tal i parentes angiver deformationen for den efterspændte kabelarmering alene. Knudepunktsflytninger (ND) skitseret med en faktor 10 i brudgrænsetilstand 2.1.5.

Resultaterne kontrolleres ved overslagsformler taget fra ståbien, hvor riglerne regnes som værende simpelt understøttede. Krumningskræfterne og forankringskraftens momentpåvirkning bestemmes, hvorefter udbøjningerne for etageriglen kan bestemmes henholdsvis:



Figur 3.13 Kræfter virkende fra den efterspændte spændarmering på etageriglen. Der regnes tilnærmelsesvist med konstant radius $r = 47$ m.

$$u_{\max, \text{krum}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{34 \cdot 10^4}{29000 \cdot 0,0031} = 49 \text{ mm} \quad 91$$

hvor l er den frie søjlelængde, her kan den sættes til 10 m
 E er betonens elasticitetsmodul, 29000 MPa
 I_y er tværsnittets inertimoment om y-aksen [mm^4]

$$u_{\max, \text{forank}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_0 \cdot l^2}{E \cdot I} = \frac{1}{8} \cdot \frac{266 \cdot 10^2}{29000 \cdot 0,0031} = 36 \text{ mm} \quad 92$$

Man får således en udbøjning på 13 mm der virker opafrettet, hvilket stemmer tilnærmelsesvis overens med STAAD Pro beregningerne.

Som det ses på figuren er deformationerne for rammen ubetydelige, og overholder kravene om deformationer af søjler og bjælker i rammekonstruktioner.⁹³

3.7 Konklusion

Der kan næppe optimeres på betontværsnittene, idet der i så fald skal indlægges en større mængde spændarmeringsliner og systemer. Spændarmering er et forholdsvis noget dyre materiale end beton, både mht. selve materialet men i høj grad også de arbejdsmæssige omkostninger.

⁹¹ Teknisk Ståbi, 3.2.2.1 (1)

⁹² Teknisk Ståbi, 3.2.2.1 (7)

⁹³ DS 412, 5.1 (4)

4 Konklusion

Det vurderes kort, hvorvidt det ændrede lastbillede for den eksisterende bygning, har indflydelse på nærværende projekterede udbygning. Slutteligt redegøres kort for hvilken konstruktionstype, der egner bedst til udbygningen af Viby Centret.

4.1 Lastbillede for eksisterende bygning

Efter udbygningen ændres det lodrette lastbillede for den eksisterende bygning ikke. Den yderste søjle skal dog optage laster fra ca. 1 meter ekstra dæk pga. sammenføjningsselementer mellem den eksisterende bygning og udbygningen, men facadebeklædning er afmonteret og vejer tilnærmelsesvis det samme.

Det samme gør sig gældende for den vandrette belastning, idet der ifølge figurerne 2.11 og 3.12 ikke sker nævneværdige sideværts knudepunktsflytninger, hvorfor den vandrette belastning på den eksisterende bygning forbliver den samme. Det forventes endog en formindskelse af de vandrette belastninger, da den nye udbygning er en noget stivere konstruktion end det eksisterende søjle-bjælke system. De lastfremkaldte kræfter vil populært sagt "søge" i den stiveste konstruktionsdel.

4.2 Valg af konstruktionstype

Uden direkte prisundersøgelser, er det ikke økonomisk et godt valg at anvende spændbetonkonstruktionen, da især en efterspændt betonkonstruktion traditionelt er noget dyre end en stålkonstruktion.

Endvidere kan der opstå udførelsesmæssige vanskeligheder, idet monteringen er af spændbetonrammen er mere kompliceret hvorfor montagedurationen kan være længere end ved stålrammen. *Der vælges af den grund, at opføre udbygningens bærende hovedkonstruktion med stålrammer.*

Validiteten af dette valg kan endvidere belyses ved følgende argument; den fordel som spændbetonkonstruktioner giver med meget stive konstruktioner, er praktisk talt ikke-eksisterende, da stålkonstruktionen er tilnærmelsesvis lige så stiv.

A Projekteringsforudsætninger

Der gennemgås heri forudsætningerne for projekteringen af rammekonstruktionerne.

A.1 Materialeparametre

Det vurderes, at rammekonstruktionerne kan henføres til normal sikkerhedsklasse og normal kontrolklasse.⁹⁴ Herved skal materialeparametre gøres regningsmæssige som vist i tabellerne nedenunder.

Tabel A.1 Materialeparametre for stålprofilet ved anvendelse af stål kvalitet S275.

Parameter [MPa]	Karakteristisk	Partialkoefficient	Regningsmæssig
Flydespænding f_y	275	$\gamma_m = 1,17$	235
Trækstyrke f_u	410	$\gamma_m = 1,43$	287
Elasticitetsmodul E_s	$2,1 \cdot 10^5$	$\gamma_m = 1,17$	$1,79 \cdot 10^5$
Forskyd.modul G_s	$8,1 \cdot 10^4$	$\gamma_m = 1,17$	$6,92 \cdot 10^4$

Tabel A.2 Materialeparametre for betonen ved anvendelse af beton B40.⁹⁵ Elasticitetsmodulet E_{c0} er her betonens begyndelseselasticitetsmodul.⁹⁶

Parameter [MPa]	Karakteristisk	Partialkoefficient	Regningsmæssig
Trykstyrke f_c	40	$\gamma_c = 1,65$	24
Trækstyrke f_{ct}	2,0	$\gamma_c = 1,65$	1,2
Elasticitetsmodul E_{c0}	$38 \cdot 10^3$	$\gamma_c = 1,65$	$23 \cdot 10^3$

Tabel A.3 Materialeparametre for kamstålsarmeringen B 550.

Parameter [MPa]	Karakteristisk	Partialkoefficient	Regningsmæssig
Flydespænding f_y	550	$\gamma_s = 1,3$	423
Elasticitetsmodul E_s	$2,1 \cdot 10^5$	$\gamma_s = 1,3$	$1,62 \cdot 10^5$

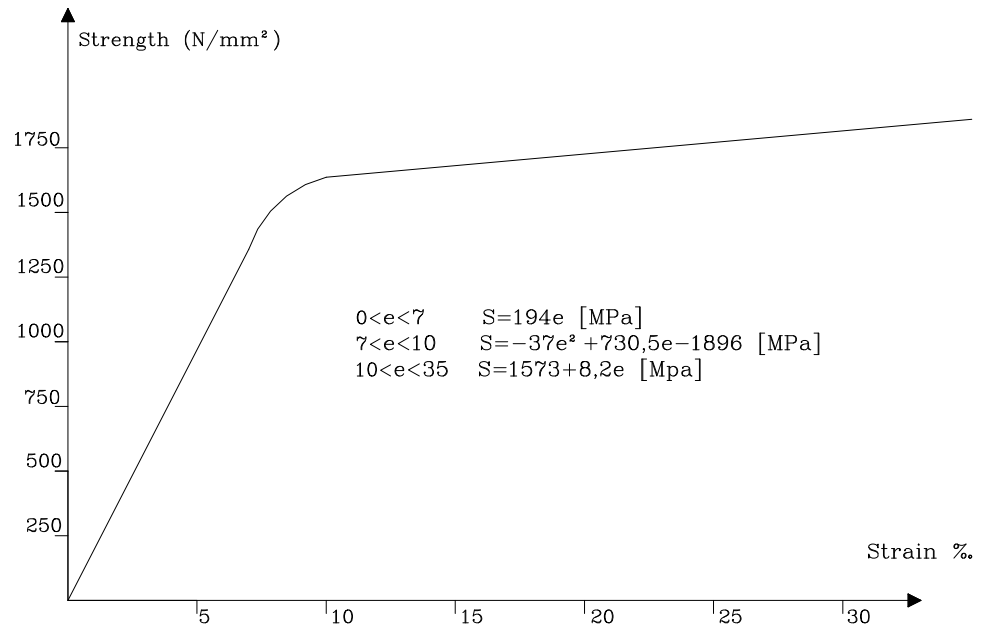
⁹⁴ DS 409, 1.2.6 (4)

⁹⁵ DS 411, 5.3.2 (2)P

⁹⁶ DS 411, 3.2.5 (4)P

Tabel A.4 Materialeparametre for spændarmeringen.

Parameter [MPa]	Karakteristisk	Partialkoefficient	Regningsmæssig
Brudspænding f_u	1760	$\gamma_s = 1,3$	1354
Elasticitetsmodul E_a	$1,95 \cdot 10^5$	$\gamma_s = 1,3$	$1,5 \cdot 10^5$

**Figur A.1** Arbejdskurve for spændarmeringen.**Tabel A.5** Materialeparametre for spændbolte.

Boltetype	Spændingsareal A_s	Trækstyrke $f_{ub,d}$	Flydespænding $f_{yb,d}$
M27 8.8	459 mm ²	559 MPa	547 MPa
M16 8.8	157 mm ²	559 MPa	547 MPa

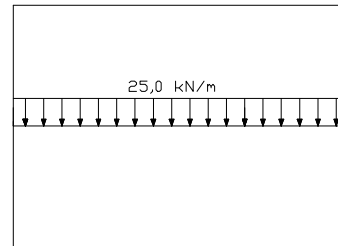
A.2 Laster på rammekonstruktionen

I de følgende afsnit, er de forskellige laster virkende på konstruktionen bestemt.

A.2.1 Nyttelast

Idet tagfladen ikke benyttes til ophold for personer, andet end reparations- og/eller inspektionspersonale under gunstige vejrforhold, regnes kun etagedækket på 2. etage belastet fra nyttelast.⁹⁷

Konstruktionen tilhører kategori D2 svarende til større butikker og forretninger m.m. Lasten fordeles som en lodret uniform fladelast $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$ med lastkombinationsfaktoren $\psi = 1,0$.⁹⁸ Lasten er virkende pr. 5,0 m, og man får lastpåvirkningen som vist på figur A.2.



Figur A.2 Lasten på rammekonstruktionen for nyttelast.

A.2.2 Snelast

Snelasten regnes som bunden, variabel last med en lastkombinationsfaktor $\psi = 0,5$.⁹⁹ Snelasten bestemmes som:

$$s = c_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad 100$$

hvor c_i er formfaktorer for snelasten

C_e er beliggenhedsfaktoren, her $C_e = 1$

C_t er sneens termiske faktor, her $C_t = 1$

s_k er sneens karakteristiske terrænværdi, her $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$ ¹⁰¹
idet $c_{ars} = 1$.

⁹⁷ DS 410, 3.1.4 (3)P

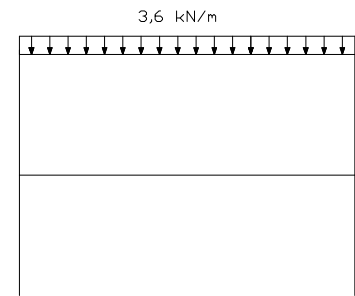
⁹⁸ DS 410, 3.1.1.8 (4)P

⁹⁹ DS 410, 7 (2)P

¹⁰⁰ DS 410, 7.2.1 (1)P

¹⁰¹ DS 410, 7.1 (3)P

Der er ingen betydelig taghældning, hvorfor formfaktorerne, uden hensyntagen til sneophobning bag tagkronen, c_1 , c_2 og c_3 alle er lig 0,8. Man får således $s = 0,9 \text{ kN/m}^2$. Idet den fulde uniforme snelast er virkende pr. 5,0 m, får man snelasten som vist på figur A.3:



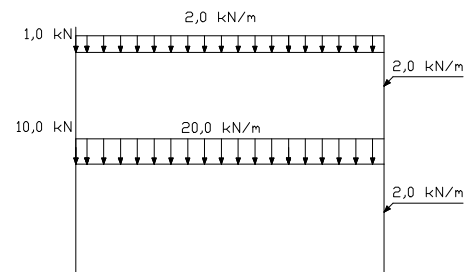
Figur A.3 Lasten på ramme-konstruktionen for snelast.

A.2.3 Egenlast

Rammernes egenlast, hvorvidt det er stål- eller betonrammen, bestemmes af det anvendte beregningsprogram STAAD Pro, idet programmet kender dimensionerne samt massefylder for konstruktionsmaterialerne.

Lasten fra tagkonstruktionen vurderes til $p = 0,4 \text{ kN/m}^2$, idet der regnes med en let tagkonstruktion som beskrevet i afsnit 1.2¹⁰². Lasten fra huldækselementerne på 2. etage inkl. trinlydisolering samt gulvbelægning vurderes til $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$.¹⁰³

Endvidere belastes venstre rammeben med enkeltlaste i samlingspunkterne hidrørende fra 1. m etage- og tagekonstruktion, samt højre rammeben fra facadekonstruktion, som regnes at virke som uniforme linielaster som vist på figur A.4.



Figur A.4 Lasten på ramme-konstruktionen for egenlast ekskl. rammekonstruktionens egenlast.

A.2.4 Vindlast

Vindlasten regnes som bunden variabel last virkende vinkelret på konstruktionens flader, med lastkombinationsfaktoren $\psi = 0,5$.

¹⁰² DS 410, Tabel V A.3

¹⁰³ www.spaencom.dk (PX 27)

Konstruktionen er beliggende i terrænkategori IV¹⁰⁴ svarende til byområde. Endvidere er beliggenheden udenfor den vestjyske kystnære strækning, hvorfor grundværdien for basisvindhastigheden $v_{b,0}$ sættes til 24 m/s.

I henhold til DS 410 figur V 6.2b kan vindpåvirkningen på konstruktionen regnes kvasistatisk.

Ved beregningen af vindlasten tages der ikke hensyn til ruhed af materialer og tangentiel vindlast. Basisvindhastigheden v_b bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{års} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 24 = 24 \text{ m/s} \quad 105$$

hvor $v_{b,0}$ er grundværdien for basisvindhastigheden, her 24 m/s
 c_{dir} er retningsfaktoren for vindhastigheden, kan på den sikre side sættes til 1.
 $c_{års}$ er årstidsfaktoren for vindhastigheden, her 1 gældende for permanente konstruktioner.

For at bestemme det maksimale hastighedstryk q_{max} benyttes terrænparametrene som er vist i tabel A.6. Faktorerne afhænger af terrænklassen.

Tabel A.6 Terrænparametre til beregning af det maksimale vindtryk q_{max} .¹⁰⁶ Konstruktionen er beliggende i terrænkategori IV.

Terrænkategori	Terrænfaktor k_t	Ruhedslængde z_0	Minimumshøjde z_{min}
IV	0,24	1,0 m	16 m

Vindtrykket w_e på den ydre overflade bestemmes ud fra:

¹⁰⁴ DS 410, tabel 6.1.2.1

¹⁰⁵ DS 410 6.1.1 (2)P

¹⁰⁶ DS 410, tabel 6.1.2.1

$$w_e = q_{\max}(z_e) \cdot c_{pe,10} \quad 107$$

- hvor q_{\max} er det maksimale hastighedstryk [kN/m²]
 z_e er referencehøjden, her 8,0 m
 $c_{pe,10}$ er formfaktoren for det ydre tryk, virkende på et areal større end 10 m²

Det maksimale hastighedstryk bestemmes ved formlen:

$$q_{\max}(z_e) = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e)) \cdot q_m \quad 108$$

- hvor k_p er peakfaktoren, her 3,5 109
 $I_v(z_e)$ er turbulensintensiteten i højden 8 m. I_v bestemmes af følgende udtryk:

$$I_v(8) = \frac{1}{c_t(z_e)} \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} = 1 \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{16}{1,0}\right)} = 0,36 \quad 110$$

- hvor $c_t(z_e)$ er topografifaktoren, her 1, idet terrænet er fladt. 111
 q_m er 10-minutters middelhastighedstrykket, som bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$\begin{aligned}
 q_m &= c_r^2(z_{\min}) \cdot c_t^2(z_{\min}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \\
 &= 0,67^2 \cdot 1^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24^2 = 159,4 \text{ N/m}^2
 \end{aligned} \quad 112$$

- hvor $c_r(z_e)$ er ruhedsfaktoren bestemt ved: 113
 $c_r(z_e) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) = 0,24 \cdot \ln\left(\frac{16}{1,0}\right) = 0,67$

- hvor ρ er luftens densitet, her 1,25 kN/m³

¹⁰⁷ DS 410, 6.2 (4)P

¹⁰⁸ DS 410, 6.1.3 (3)P

¹⁰⁹ DS 410, 6.1.3 (4)P

¹¹⁰ DS 410, 6.1.3 (2)P

¹¹¹ DS 410, 6.1.2.2 (3)P

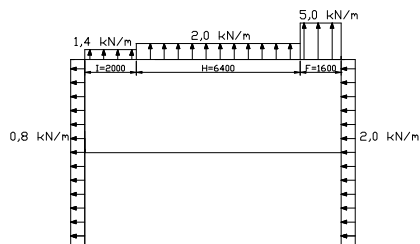
¹¹² DS 410, 6.1.2 (2)P

¹¹³ DS 410, 6.1.2.1 1(P)

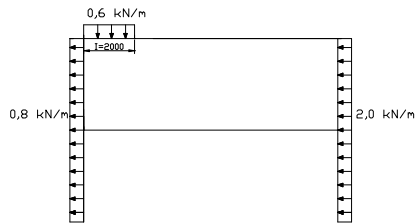
Ved indsættelse af ovenstående størrelser fås det maksimale hastighedstryk q_{max} til:

$$q_{max}(8) = (1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,36) \cdot 0,159 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

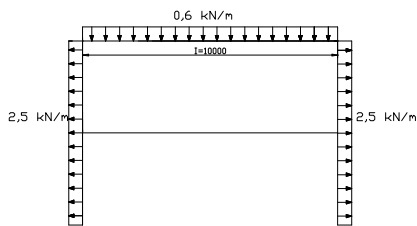
Idet de største formfaktorer $c_{pe,10}$ benyttes for de to vindretninger, hvilket er på den sikre side, fremkommer vindtrykket som vist på figurerne A.5, A.6, A.7 og A.8.¹¹⁴



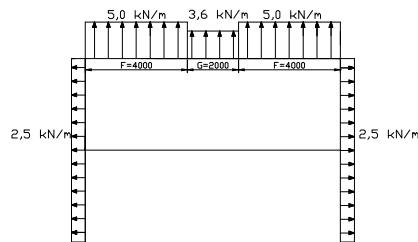
Figur A.5 Lasten på ramme-konstruktionen; sug for vind fra nord. Mål i mm.



Figur A.6 Lasten på ramme-konstruktionen; tryk for vind fra nord. Mål i mm.



Figur A.8 Lasten på ramme-konstruktionen; tryk for vind fra vest. Mål i mm.



Figur A.7 Lasten på ramme-konstruktionen; sug for vind fra vest. Mål i mm.

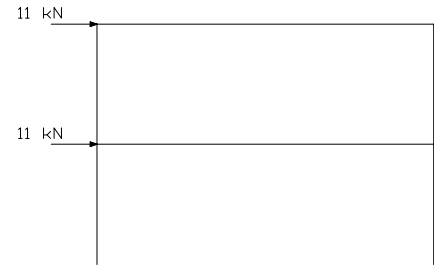
Det bemærkes, at der ikke regnes på indvendig vindlast, da der ikke forekommer vinduer eller dominerende åbninger i den projekterede bygning.

¹¹⁴ DS 410, figur V 6.3.1.1 samt figur V 6.3.1.5a

A.2.5 Vandret masselast

Den vandrette masselast regnes som bunden last og sættes til 1,5% af den regningsmæssige værdi af den lodrette last, som masselasten hidrører fra, her egenlast, nyttelast og snelast.

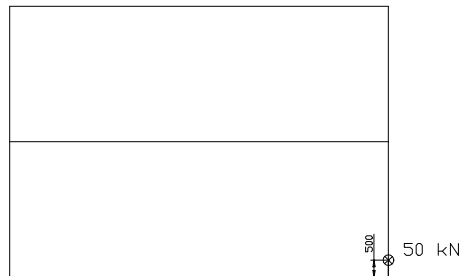
Den karakteristiske egenlast for både den eksisterende bygning og udbygningen pr. 5 m, estimeres ud fra tegningsmateriale leveret af Carl Bro Gruppen til ca. 620 kN. Man får således den vandrette masselast til ca. 22 kN, som regnes at angribe de to samlingspunkter på venstre rammeben, som vist på figur A.9.



Figur A.9 Lasten på ramme-konstruktionen for vandret masselast.

A.2.6 Ulykkeslast – påkørselslast

Idet højre rammeben kan være udsat for påkørsel fra personbiler fra det nærliggende parkeringsareal, regnes der med en horisontal ækvivalent statisk påkørselslast. Personbilen regnes at ramme rammebenet i en højde af 0,5 m over kørebanen.¹¹⁵ På figurerne A.10 og A.11 tilfælde for last parallel hhv. vinkelret på normal køreretning.¹¹⁶



Figur A.11 Lasten på ramme-konstruktionen påkørselslast parallel med normal køreretning.



Figur A.10 Lasten på ramme-konstruktionen påkørselslast vinkelret med normal køreretning.

¹¹⁵ DS 410, 12.1.1 (3)P

¹¹⁶ DS 410, Tabel 12.1.1

A.2.7 Ulykkeslast – brandlast

Der regnes i de følgende lastkombinationer ikke på brandlast, der skal blot her nævnes, at de bærende rammekonstruktioner skal brandsikres som BS-bygningsdele 60¹¹⁷. For betonrammens vedkomne gøres dette, ved at sikre et tilstrækkelig dæklag for armeringen, mens der for stålrammen skal brandisoleres med enten gipsplader/stenuld eller brandisolerende epoxy.

A.3 Lastkombinationer

Konstruktionen undersøges for følgende lastkombinationer, som er bestemt i henhold til DS 409¹¹⁸:

- Lastkombination 1, anvendelsesgrænsetilstand
- Lastkombination 2.1, brudgrænsetilstand
- Lastkombination 2.2, brudgrænsetilstand - løft
- Lastkombination 3.1, ulykkeslast - påkørsel

Af tabel A.7 fremgår lastkombinationerne med tilhørende partialkoefficienter.

Tabel A.7 Anvendte lastkombinationer. Den vandrette masselast medtages kun i tilfælde uden vind.

Lastkombination	Last-art					
	Egenlast	Masselast	Nyttelast	Vind	Sne	Ulykke
1.1 - anvendelsesg.t.	1,0	-	1,0	1,0	-	-
2.1.1 - vind fra nord	1,0	-	1,0	1,5	0,5	-
2.1.2 - vind fra vest	1,0	-	1,0	1,5	0,5	-
2.1.3 - vind fra nord	1,0	-	1,3	0,5	0,5	-
2.1.4 - vind fra vest	1,0	-	1,3	0,5	0,5	-
2.1.5 - vandret m.l.	1,0	1,0	1,3	-	0,5	-
2.2.1 - løft, nord	0,8	-	-	1,5	-	-
2.2.2 - løft, vest	0,8	-	-	1,5	-	-
3.1.1 - parallel	1,0	-	ψ	ψ	ψ	1,0
3.1.2 - vinkelret	1,0	-	ψ	ψ	ψ	1,0

¹¹⁷ BR 95, 6.7.2 stk. 4

¹¹⁸ DS 409, 5.2.8

B STAAD Pro input

Herunder følger en gennemgang af stålramme input filen i STAAD Pro. Til de forskellige parametre er der knyttet kommentarer, som starter med en asterisk og er fremhævet med kursiv. Både stålramme- og betonramme programfilen kan hentes på www.civil.auc.dk/~lyngso99/.

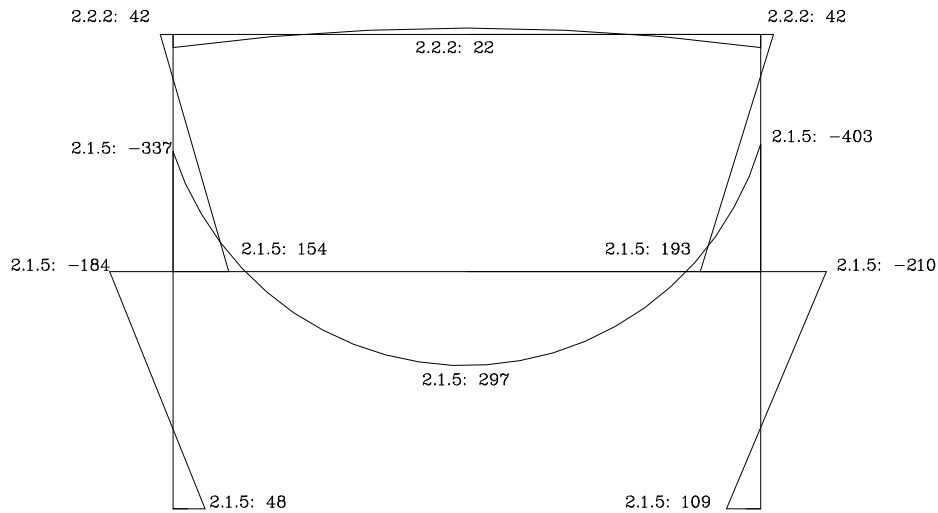
STAAD SPACE To etagers stålramme	<i>*informationer omkring det job der</i>
START JOB INFORMATION	<i>*udføres; navn, dato m.m.</i>
JOB NAME Viby Centret	*
JOB CLIENT Carl Bro Group	*
ENGINEER NAME C. Lyngsø	*
ENGINEER DATE 20-Oct-01	*
END JOB INFORMATION	*
UNIT METER KN	<i>*enhedsdefinition</i>
JOINT COORDINATES	<i>*knudepunktskoordinater;</i>
1 0 0 0;	<i>*knudenummer, x, y og z-koordinat</i>
2 0 4 0;	*
3 0 8 0;	*
4 10 8 0;	*
5 10 4 0;	*
6 10 0 0;	*
MEMBER INCIDENCES	<i>*bjælkeelementer; elementnummer,</i>
1 1 2;	<i>*knudenummer for element start og slut</i>
2 2 3;	*
3 3 4;	*
4 4 5;	*
5 5 6;	*
6 2 5;	*
MEMBER PROPERTY EUROPEAN	<i>*bjælkedefinition under europæisk</i>
1 2 4 5 TABLE ST HE340A	<i>*standard; elementnummer,</i>
3 TABLE ST IPE200	<i>*materialetabel, stålprofil</i>
6 TABLE ST IPE500	*
SUPPORTS	<i>*understøtninger; elementnummer, type</i>
1 6 FIXED	*
MEMBER RELEASE	<i>*indspændingsgrad; elementnummer,</i>
3 5 6 START MP 0.1	<i>*element start eller slut,</i>
1 3 6 END MP 0.1	<i>*indspændingsgrad (her 90%)</i>
CONSTANTS	<i>*materialekonstanter</i>
E 1.79e+008 MEMB 1 TO 6	<i>*elasticitetsmodul</i>
POISSON 0.3 MEMB 1 TO 6	<i>*poisson's forhold</i>

ALPHA 1.2e-011 MEMB 1 TO 6	<i>*udvidelseskoefficient</i>
DENSITY 77 MEMB 1 TO 6	<i>*densitet</i>
LOAD 1 EGENVÆGT	<i>*lasttilfælde 1 – 8; navn,</i>
SELFWEIGHT Y -1	<i>*påvirkningsform, elementnummer,</i>
MEMBER LOAD	<i>*retning, størrelse</i>
3 UNI GY -2	*
6 UNI GY -20	*
4 5 UNI GY -2	*
JOINT LOAD	*
2 FY -10	*
3 FY -1	*
LOAD 2 SNELAST	*
MEMBER LOAD	*
3 UNI GY -3.6	*
LOAD 3 NYTTELAST	*
MEMBER LOAD	*
6 UNI GY -25	*
LOAD 4 VINDLAST - NORD	*
MEMBER LOAD	*
4 5 UNI GX -2	*
1 2 UNI GX -0.8	*
3 UNI GY -0.6 8 10	*
LOAD 5 VINDLAST - VEST	*
MEMBER LOAD	*
4 5 UNI GX 2.5	*
1 2 UNI GX -2.5	*
3 UNI GY -0.6	*
LOAD 6 VINDSUG - NORD	*
MEMBER LOAD	*
4 5 UNI GX -2	*
1 2 UNI GX -0.8	*
1 3 UNI GY 1.4 8 10	*
3 UNI GY 2 1.6 8	*
3 UNI GY 5 0 1.6	*
LOAD 7 VINDSUG - VEST	*
MEMBER LOAD	*
4 5 UNI GX 2.5	*
1 2 UNI GX -2.5	*
3 UNI GY 5 0 4	*
3 UNI GY 5 6 10	*
3 UNI GY 3.6 4 6	*
LOAD 8 VANDRET MASSELAST	*

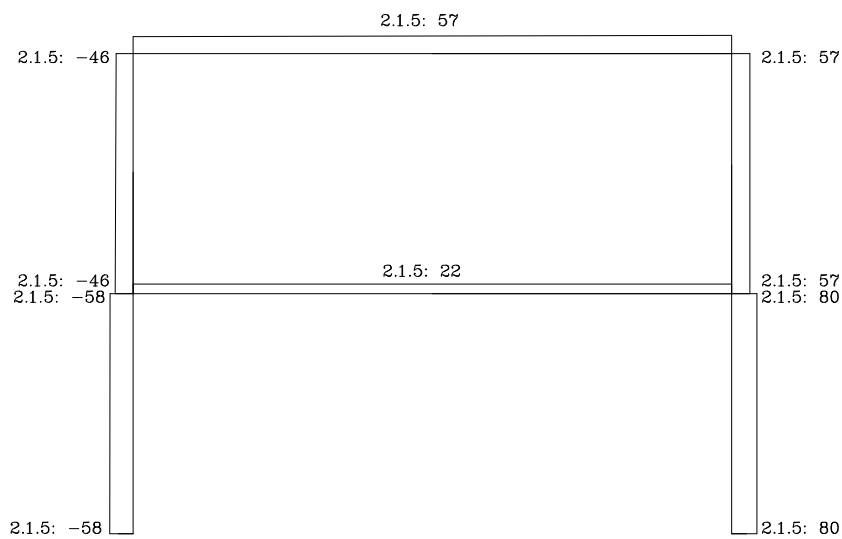
JOINT LOAD	*
2 3 FX 11	*
LOAD 9 ULYKKESLAST VINKELRET (X)	*
MEMBER LOAD	*
5 CON GX -25 0.5	*
LOAD 10 ULYKKESLAST PARALLEL (Z)	*
MEMBER LOAD	*
5 CON GZ 50 0.5	*
LOAD COMB 11	1.1 *lastkombinationer; navn, lasttilfælde-
ANVENDELSESTILSTAND	*nummer, lastkombinationsfaktorer
1 1.0 3 1.0	*
LOAD COMB 12 2.1.1 - VIND FRA NORD	*
1 1.0 3 1.0 2 0.5 4 1.5	*
LOAD COMB 13 2.1.2 - VIND FRA VEST	*
1 1.0 3 1.0 2 0.5 5 1.5	*
LOAD COMB 14 2.1.3 - VIND FRA NORD	*
1 1.0 3 1.3 4 0.5 2 0.5	*
LOAD COMB 15 2.1.4 - VIND FRA VEST	*
1 1.0 2 0.5 5 0.5 3 1.3	*
LOAD COMB 16 2.1.5 MASSELAST	*
1 1.0 3 1.3 2 0.5 8 1.0	*
LOAD COMB 17 2.2.1 SUG FRA NORD	*
1 0.8 6 1.5	*
LOAD COMB 18 2.2.2 SUG FRA VEST	*
1 0.8 7 1.5	*
LOAD COMB 19 3.1.1 - PARALLEL	*
1 1.0 3 1.0 10 1.0	*
LOAD COMB 20 3.1.2 - VINKELRET	*
1 1.0 3 1.0 9 1.0	*
NONLINEAR 1 ANALYSIS STATICS CHECK	*analysemetode (2. ordens beregning)
FINISH	*programafslutning

C STAAD Pro output: Stålrammen

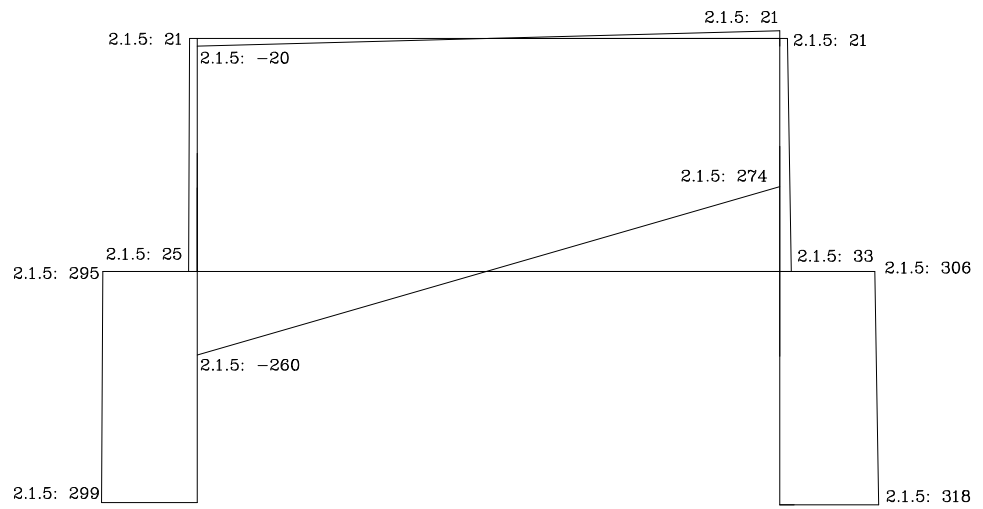
De dimensiongivne snitkraftsfigurer er summarisk listet. For et totalt output af alle snitkraftsfigurer, henvises der til www.civil.auc.dk/~lyngso99/.



Figur C.2 Dimensiongivne momenter for stålrammen angivet som lastkombination: last [kNm].



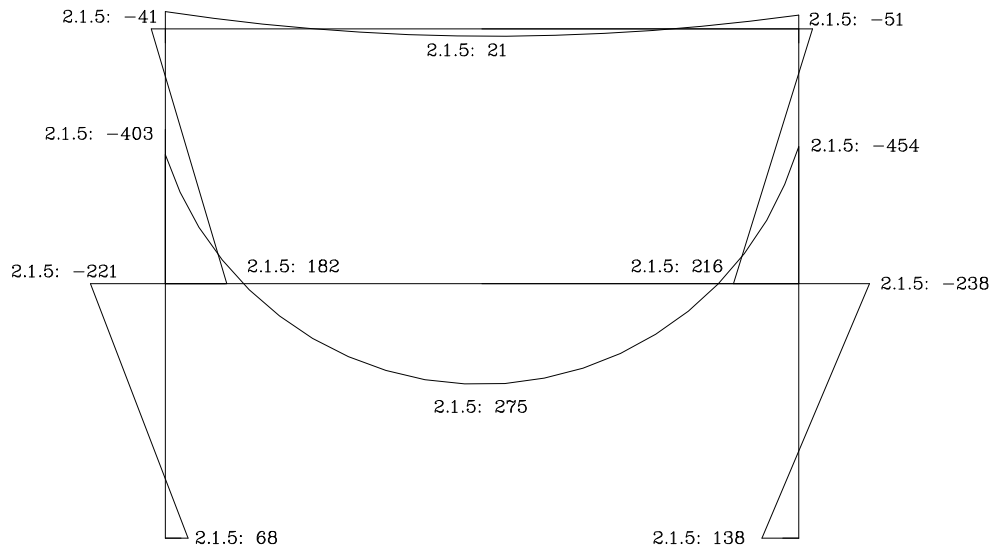
Figur C.1 Dimensiongivne normalkræfter for stålrammen angivet som lastkombination: last [kN].



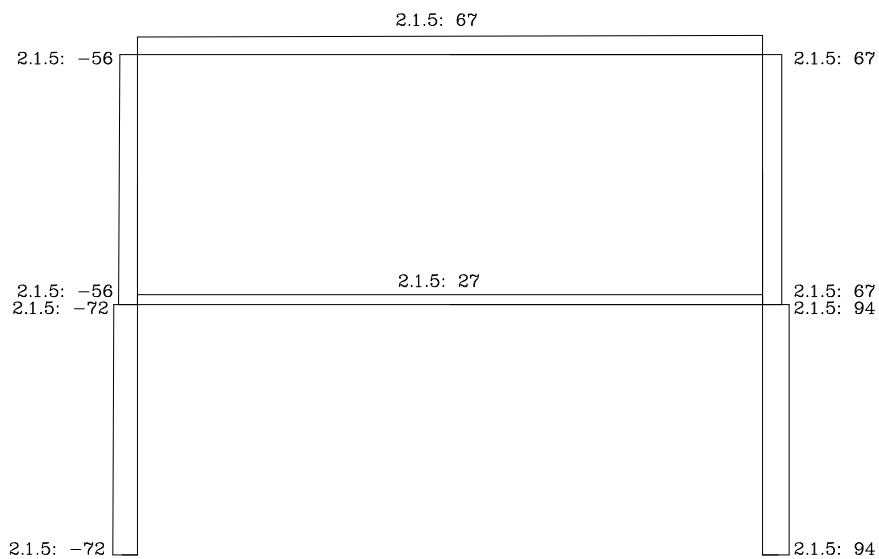
Figur C.3 Dimensionsgivne forskydningskræfter for stållrammen angivet som lastkombination: last [kN].

D STAAD Pro output: Betonrammen

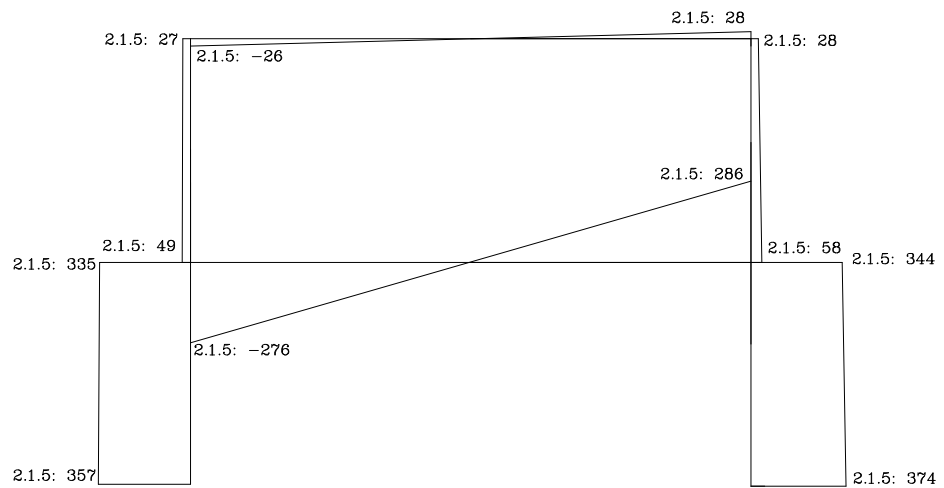
De dimensiongivne snitkraftefigurer er summarisk listet. For et totalt output af alle snitkraftefigurer, henvises der til www.civil.auc.dk/~lyngso99/.



Figur D.1 Dimensiongivne momenter for betonrammen angivet som lastkombination: last [kNm].



Figur D.2 Dimensiongivne normalkræfter for betonrammen angivet som lastkombination: last [kN].



Figur D.3 Dimensionsgivne forskydningskræfter for betonrammen angivet som lastkombination: last [kN].

Kildeliste

A. Herholdt, C.F.P. Justesen mfl.

Beton-Bogen

CTO

2. udg. 1985

Gert Heshe mfl.

Betonkonstruktioner

Aalborg Universitet

2. udg. 1999

Boligministeriet

Bygningsreglementet 1995 (**BR95**)

1995

Dansk Standard

DS 409, Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner

2. udg. 1998

Dansk Standard

DS 410, Norm for last på konstruktioner

4. udg. 1998

Dansk Standard

DS 411, Norm for betonkonstruktioner

4.udg. 1999

Dansk Standard

DS 412, Norm for stålkonstruktioner

3.udg. 1998

Dywidag, katalogmateriale
2001

Søren Kloch
Noter vedr. **Spændbeton**
Aalborg Universitet
Januar 2001

Spæncom, katalogmateriale
2001

A. Albertsen, S. Kloch mfl.
Stålkonstruktioner, **Samlinger**
Aalborg Universitet
August 1999

A. Albertsen, S. Kloch mfl.
Stålkonstruktioner, **Elementer**
Aalborg Universitet
August 1999

Teknisk Ståbi
Teknisk forlag
18. udg., 1999