

# Forord

Denne rapport er udarbejdet af gruppe 8 på 7. semester ved Ingeniørhøjskolen i København. Det overordnede tema for afslutningsprojektet er projektering af byggekonstruktioner, hvor det er valgt at arbejde med projekteringen af Multimediehuset i Århus.

De tre hovedområder for afslutningsprojektet er vægtet med 60 % konstruktioner, 20 % installationer og 20 % husbygning.

Projektforslaget for konstruktioner består af en statiskprojekteringsrapport med tilhørende bilag og tegninger. Bagerst i hovedprojekt mappen sættes en cd, hvor hele projektets indhold er på.

Tegningerne nummereres på følgende måde:

- Arkitekttegningernes tegningsnummer begynder med A
- Konstruktionstegningernes tegningsnummer begynder med K
- Installationstegningernes tegningsnummer begynder med I

Der er henvisninger på planer, snit og opstalter til samtlige detaljer i projektet.

Multimediehuset i Århus

Afgangsprojekt

Ingeniørhøjskolen i KBH



# Statisk dokumentation

## Projektforslag

Afleveret den 3. januar 2011

Navn	Studienummer	Underskrift
Jane Gadeberg	070862	
Kenneth Petersson	070789	
Mikkel Hansen	070754	

## Indholdsfortegnelse

0.	Statisk projekteringsrapport.....	4
0.1	Beskrivelse af byggeriet.....	4
0.1.1	Bygningens art, omfang, funktion og placering.....	4
0.1.2	Beskrivelse af bygningsdele.....	6
0.1.3	Konstruktivt princip.....	17
0.1.4	Brandtekniske forhold.....	17
0.1.5	Princip for montage.....	18
0.2	Konstruktionsprojektets organisation.....	19
0.2.1	Opgavefordeling med udarbejdelse af dokumentation.....	19
0.2.2	Kvalitetssikring.....	19
0.2.3	Tilsyn og udførelseskontrol.....	19
1	Projektgrundlag.....	19
1.1	Dimensioneringsforudsætninger.....	19
1.1.1	Normer og litteratur, EDB-programmer m.v.....	19
1.1.2	Konsekvensklasse.....	20
1.1.3	Funktions- og stivhedskrav.....	20
1.1.4	Materialer.....	20
1.1.5	Geotekniske forhold.....	21
1.1.6	Robusthed.....	21
1.2	Lastansættelse.....	22
1.2.1	Dynamiske laster.....	22
1.2.2	Laster fra svind, krybning og temperatur.....	22
1.2.3	Statiske og kvasistatiske laster.....	22
1.2.4	Lastkombinationer.....	23
2	Statiske beregninger.....	23
2.1	Lastnedføring.....	23
2.1.1	Nedføring af lodrette laster.....	23
2.1.2	Nedføring af vandrette laster.....	23
2.2	Hovedstatik, herunder bygningsstabilitet.....	24
2.2.1	Statisk analyse af konstruktioner.....	24
2.2.2	Samlinger.....	24
3	Bilag.....	27

4	Tegningsliste .....	28
4.1	Arkitekttegninger.....	28
4.2	Konstruktionstegninger .....	29

## 0. Statisk projekteringsrapport

### 0.1 Beskrivelse af byggeriet

#### 0.1.1 Bygningens art, omfang, funktion og placering

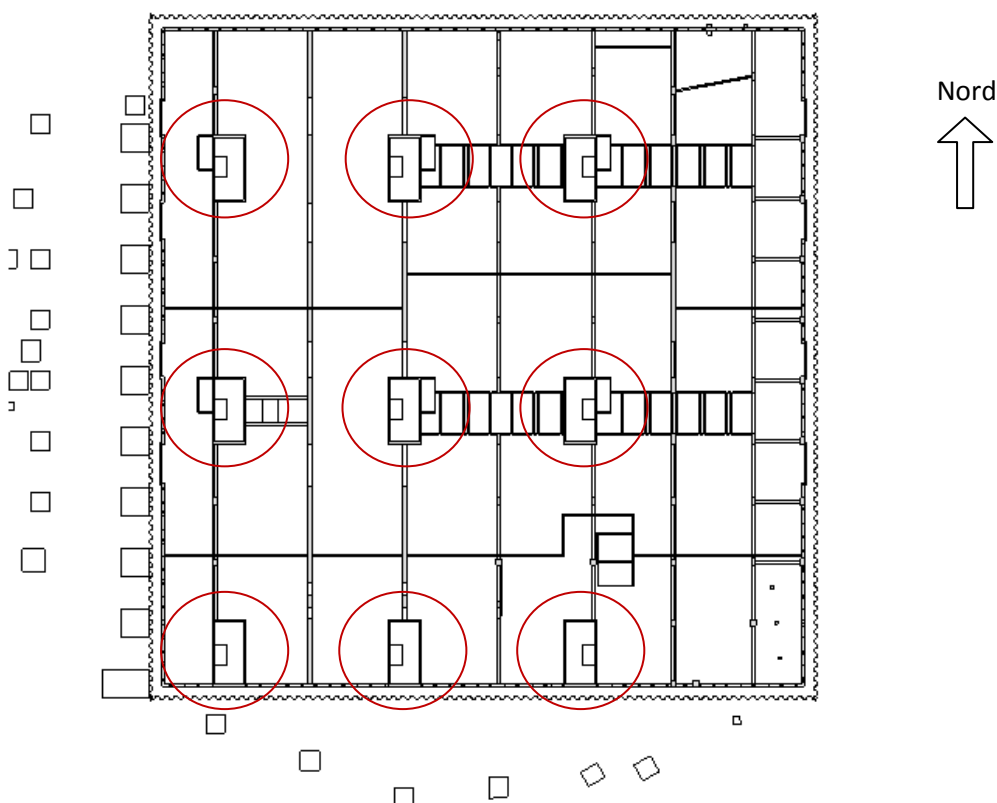
Der skal opføres en 4 etagers bygning på ca. 39.150 m<sup>2</sup>, som hovedsageligt skal bruges til let erhverv, borgerservice og bibliotek. hvorfor er der behov for store og mellemstore åbne rum, samt mindre lukkede lokaler på alle etager.

Under bygningen, vil der blive etableret en underjordisk automatisk parkeringskælder, med plads til 1000 biler.

Byggeriet er placeret på den sydlige del af havnen i Århus.

#### *Bygværkets opbygning*

Der er 9 stabiliserende kerner i bygningen, disse er markeret med røde cirkler på den nedenstående tegning.



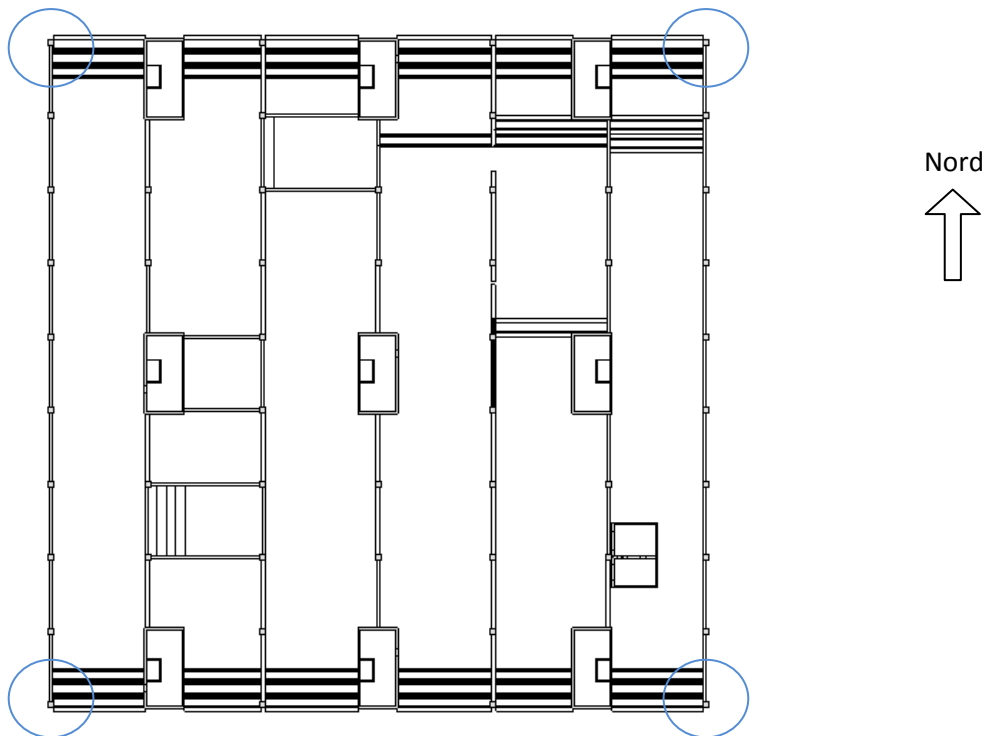
Figur 1: Niveau -1, øverste etage i automatisk P-kælder. – Grundbygningens størrelse.

Grundbygningen er 85 x 87 meter, som er målende mellem hjørnesøjler, som danner en firkant i huset. Se figur 2. Der er i stueetagen mulighed for at køre sin bil ind i den automatiske P-kælder, og det er også på dette niveau letbanen skal køre i

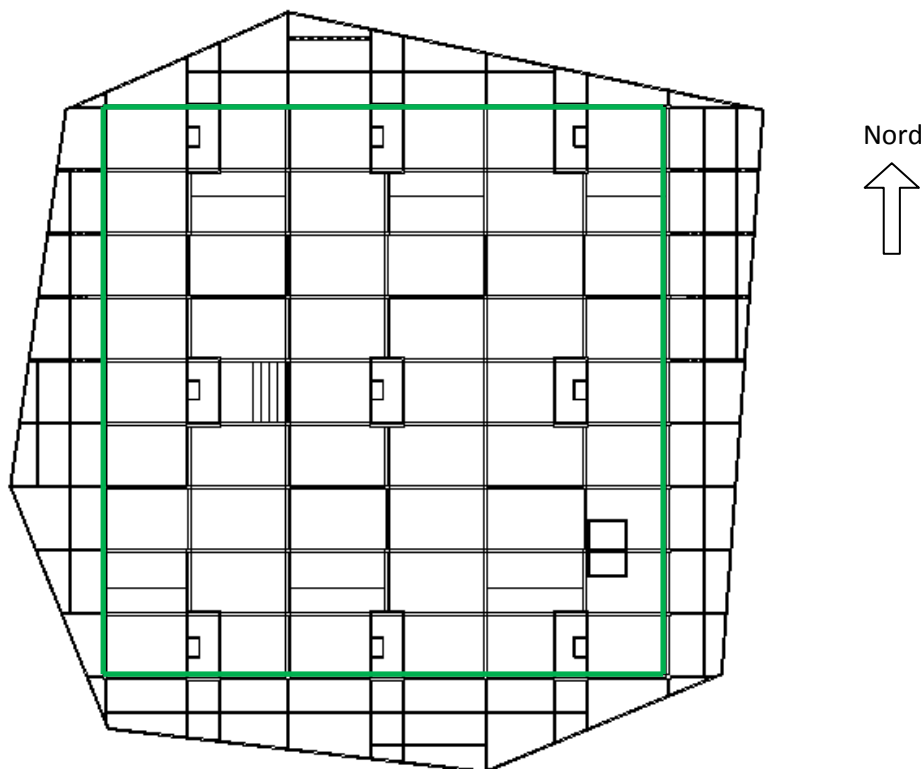
På 1. etage i bygningen er hjørnerne af grundbygningen skåret af, i 2 forskellige vinkler. På 2. etage er etagestørrelsen den samme som grundbygningen, men på dette plan er gulvniveauerne forskudt, i 3 forskellige højder.

På den øverste etage, niveau 3, som også er en del af tagkonstruktionen er konstruktionen udkraget på alle sider af bygningen. Udkragningen kan ses på figur 3. den største udkragning er ca. 15 meter.

For hver 9,6 m nord-syd og 12,6-15 m øst-vest er der gennemgående søjler gennem hele bygningen, fra stuen til 3. etage. – søjlerne er viste på nedenstående tegning som små firkanter.



Figur 2: Niveau 1, 2. etage. + markering af hjørnesøjler.



Figur 3: Niveau 3, 3. etage. – tag, med markering af grundbygning.

Bygningens areal og koter er angivet i nedenstående tabel.

	Niveau	Areal [m <sup>2</sup> ]	Koter OK. Dæk [m]
P-kælder	-2	9.040	- 07,100
P-kælder	-1	2.580	- 03,085
Stue	0	3.250	+ 02,500
1. etage	1	6.930	+ 09,370
2. etage, nedre	2.1	7.230	+ 14,100
2. etage, midt	2.2		+ 15,485
2. etage, øvre	2.3		+ 16,870
3. etage	3	10.120	+ 21,665
Tag	4	10.120	+ 25,965

### 0.1.2 Beskrivelse af bygningsdele

Hovedkonstruktionen ønskes præfabrikeret i størst muligt omfang.

#### 0.1.2.1 Dæk under kælder

Der benyttes TT-bjælker som hviler på fundamentsbjælker, disse er pælefunderet ned på stor dybde. Denne løsning er valgt, for at modvirke skævvridninger i bygningen, da der optræder forskellige sætninger af havbunden, grundet den uensartede jordbund i området.

### **0.1.2.2 Terrændæk**

Terrændækket støbes in-situ, og understøttes af stabiliserende kerner og søjler/bjælker.

### **0.1.2.3 P-kælder**

Kældervægge, samt dæk kælder, udføres in-situ.

Spunsen for byggegruben udføres som permanent spuns. Indenfor spunsen, støbes en betonvæg til optagelse af skivekræfter og lodrette laster.

### **0.1.2.4 Stabiliserende kerner**

De 9 stabiliserende kerner i bygningen udføres in-situ.

Den nederste del af væggen i en af de stabiliserende kerner, er dimensioneret ud fra maksimalt lodret last. Tykkelsen på væggen blev dimensioneret til 0,3 m.

I bilag 3 er lavet en beregning for hovedarmeringen i væggene. De eneste bærende vægge i bygningen er de stabiliserende kerner, og væggene rundt om 2 elevatorer på niveau 3. Alle vægge udføres in-situ.

Samling mellem præfabrikeret etagedæk og in-situ byggeriet ses på tegning A13.

### **0.1.2.5 Ydervægge**

Hovedparten af facaderne er dækket med glas, som spænder mellem etagerne. Hvor der ikke er glas, skal der opbygges lette ydervægge i letklinker som afsluttes med metal eller glasplade. For placering af glas og let ydervæg se arkitekt plantegninger A2-A5 samt facadetegninger A9-A10.

### **0.1.2.6 Indervægge**

Omkring vådrum udføres indervægge som letklinkervægge. Til øvrige indervægge anvendes et stålskelet, som beklædes med forskellige materialer alt efter rummets anvendelse.

### **0.1.2.7 Etagedæk**

Etage- og tagdæk ønskes udført som dobbelt T-elementer, som spænder øst-vest.

Som etagedæk benyttes dobbelt T-elementer af typen TT76/240, 12L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom.

Som tagdæk benyttes dobbelt T-elementer af typen TT60/240, 6L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom.

Se bilag 2a for dimensionering af dæk mm. Dækplan over niveau 1 fremgår af tegning K10, og forskellige samlingsdetaljer omhandlende dæksamlinger, fremgår af tegning A11 og A13. Placering af dæk, bjælker og søjler over niveau 1 fremgår af hovedsnit øst-vest K16 og hovedsnit, nord-syd K17.



Dækket i de udkragede dele af tagkonstruktionen konstrueres som en let etageadskillelse, af hensyn til vægt. Et eksempel på dette, kan findes på Gyproc.dk<sup>1</sup>

### **0.1.2.8 Bjælker og søjler**

Bjælker og søjler udføres i armeret beton.

Der benyttes KB- og KBE-bjælker i hele grundbygningen. Bjælker til udkragninger udføres i HEB-profiler  
Der benyttes firkantede betonsøjler.

Til fastholdelse af den udkragede del af tagkonstruktionen, benyttes der stringerbjælker. I stringerbjælkerne i tagdækket anvendes der frayssinet kabler, disse er dimensioneret ud fra trækraften fra den udkragede tagkonstruktion. De valgte kabler er 2 stk. 4C15 i hver stringerbjælke, se bilag 10 for valg af kabler, i bilag 10b ses mere info om spændkablerne.

#### **Dimensioner:**

Betonsøjler: 0,8x0,8m

I bilag 4 laves en beregning for hovedarmeringen i søjlerne.

Betonbjælker: KBE 110/76 og KB 110/76, 32L12,5 + 4L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom.

Stålbjælker: HE300B-profiler

Stringerbjælker: beton: 300x300 mm

I bilag 5 laves en beregning for bestemmelse af betonbjælkerne, i bilag 10 laves en beregning for stålbjælkerne.

### **0.1.2.9 Trapper og ramper**

Indvendige trapper udføres som betonelementer.

Der er laves 2 løsninger på medierampen. I den ene løsning er der kigget på gennemskinneligbeton, og i den anden er der kigget på traditionel beton. Der er i projektet arbejdet videre med løsningen med gennemskinnelig beton.

Den gennemskinnelige beton er videre beskrevet i nedenstående afsnit.

---

<sup>1</sup> <http://www.gyproc.dk/konstruktioner/etaged%C3%A6k/tca+etaged%C3%A6k>

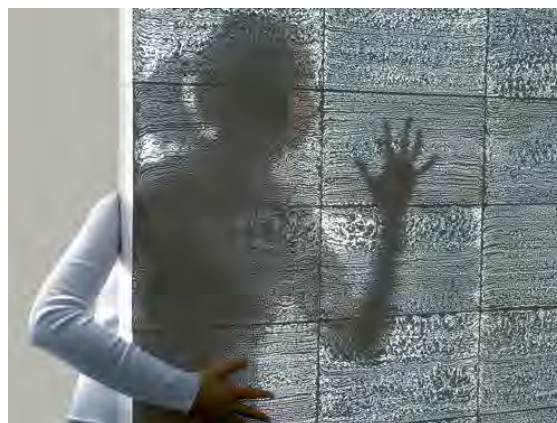
## Gennemskinnelig beton

### Historie

Betonens historie går mange år tilbage i tiden. Betonen har ændret sig meget gennem tiden, og dens anvendelighed er blevet større. Beton er et komposit materiale, der hovedsageligt består af cement, grus, sten og sand.

Gennemskinnelig beton er en forholdsvis ny opfindelse. Beton som materiale har mange fordele, specielt når man bygger større byggerier, da styrken er stor og der er mange muligheder for at forme betonen som man vil. Et problem har været, at betonen tit har haft et tungt og massivt udtryk, hvilket har gjort at den ofte mere er blevet benyttet som råhus og bliver beklædt med en klimaskærm, af et andet materiale. Det kan skyldes, at mange har den holdning, at beton ikke ældes med ynde. Denne forestilling kan stamme fra de mange

betonbyggerier fra 60'erne og 70'erne, som fremstår grå og kedelige. Mange af disse byggerier er i dag renoveret, hvor man har gemt betonen bag andre materialer.



Figur 4: Illustration af gennemskinneligheden.

Gennemskinnelig beton er primært udforsket af arkitekterne Bill Price og Aron Losonczy. Det er dog Aron Losonczy der er længst fremme i udviklingen af gennemskinnelig beton. Han tog i 2002 patent på litraconblokke, *Light Transmitting Concrete* (LiTraCon). Han er medejer af en af de førende producenter af gennemskinnelig beton, Litracon<sup>2</sup> i Tyskland.

### Opbygning

Gennemskinnelig beton er opbygget i blokke, og støbt som et element på fabrik. Blokkene indeholder tværgående tråde med 3-4 % glas- eller plastfibre.

Cowi udsendte i februar 2010 en rapport om gennemskinnelig beton<sup>3</sup>. De ville undersøge den gennemskinnelige beton, med henblik på om de kunne benytte betonen i nogle af deres projekter. Cowi ville undersøge hvordan den gennemskinnelige beton er opbygget, og hvordan betonen kan benyttes i byggerier med hensyn til bæreevne.

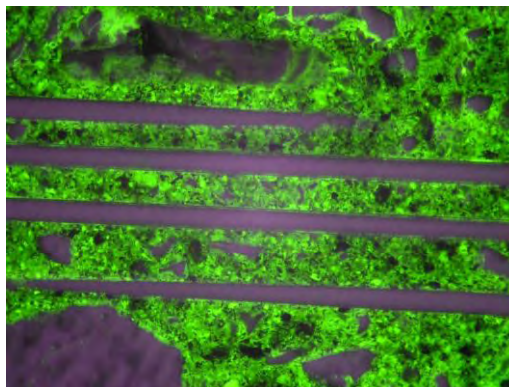


Figur 5: Billede af optiske fibre, som er placeret oven på måtten som styrer retningen på fibrene.

<sup>2</sup> <http://www.litracon.hu/>

<sup>3</sup> Transparent Concrete, Cowi februar 2010

Selve betonen er tilsat knust granit, kvarts og feldspat med en stenstørrelse mindre end 4 mm og formentlig også tilsat kalk og sandsten. Betonen er kompakt, med meget få lufthuller. Cementpastaen er kompakt, med en grålig ensartet farven. Lag af 1-3 mm fibre er indlejret i betonen. Imellem fibrelagene er der måtter, der formentlig har det formål, at styre de optiske fibre, så disse fibre ligger i samme retning. Fibrene er opbygget af glas og har en tykkelse på ca. 80µm. De ligger i lag af 10-16 fibre og er



Figur 6: Billedet viser 4 optiske fibre indlejret i cement pasta. Det ses at der er god vedhæftning mellem fibre og pasta.

indkapslet af cementpastaen. Lysgennemtrængningen er ikke specielt afhængig af tykkelsen af betonblokken, i teorien kan blokkene være op til 20 meter tykke, da der ikke er det store tab af lys gennem fibrene. Både hvidt og farvet lys kan trænge igennem den gennemskinnelige beton. Gennemtrængningen af lys vil mindskes når overfladen bliver flosset. Dette skyldes, at fibrenes ender ødelægges, og derfor trænger der mindre lys igennem.

Cowi undersøgte ligeledes styrken af den gennemskinnelige beton. For tryk vinkelret på fibrene, oplyste producenterne af den gennemskinnelige beton, at den kunne klare et tryk på 50 MPa. Cowis test gav et resultat, som underbyggede producentens oplyste trykstyrke. For et tryk parallelt med fibrene, blev der målt en trykstyrke på 63 MPa. Nedenstående billeder viser hvordan den gennemskinnelige beton bryder, med tryk hhv. vinkelret og parallelt med fibrene.



Figur 7: Brud ved tryk vinkelret på fibrene



Figur 8: Brud ved tryk parallelt på fibrene

Producenterne oplyser en generel trykstyrke på 50 MPa. Ud fra Cowi's forsøg, bedømmes dette at være realistisk. Producenten oplyser en bøjnings trækstyrke på 7 MPa. Denne værdi er ikke testet af Cowi, men det vælges at arbejde videre med denne oplysning, da de oplyste trykstyrker var realistiske.

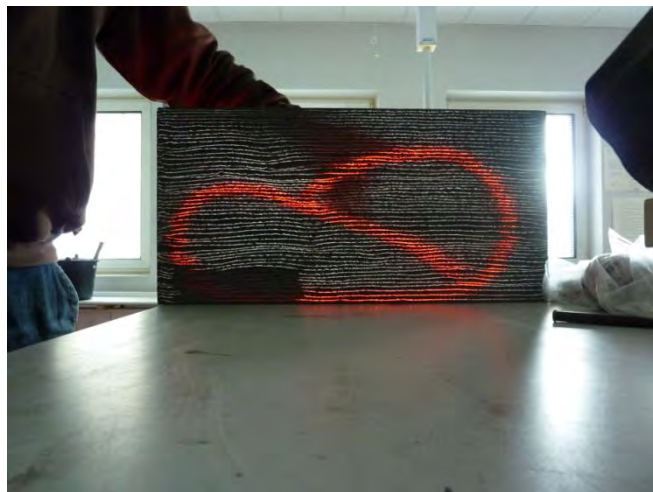
Bøjningstrækstyrken skal undersøges nærmere, hvis det besluttes at føre projektet ud i virkeligheden.

Gruppen var 28. august 2010 til møde hos Cowi, med betonekspert Anders Haumann. Referat af mødet kan ses i bilag 9a. På mødet kunne gruppen ved selvsyn opleve virkningen af den gennemskinnelige beton. Anders Haumann mente ligeledes, at producentens oplyste tryk og træk bøjningsstyrke var realistiske. Han understregede vigtigheden af at overfladen ikke var ru, da dette ville nedsætte gennemtrængningen af lys.

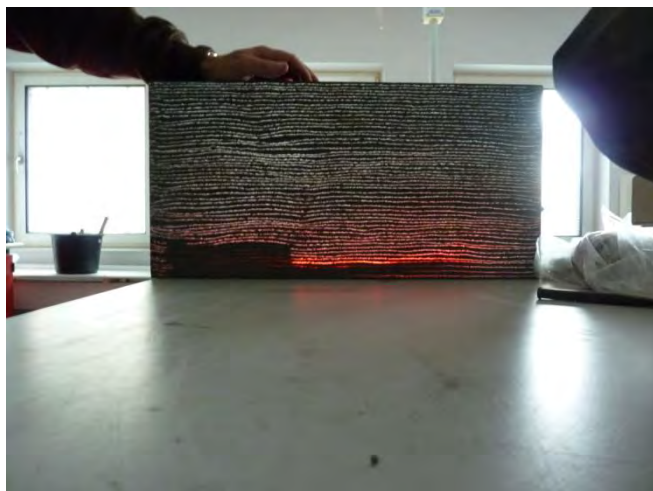
Billeder fra besøg hos Cowi



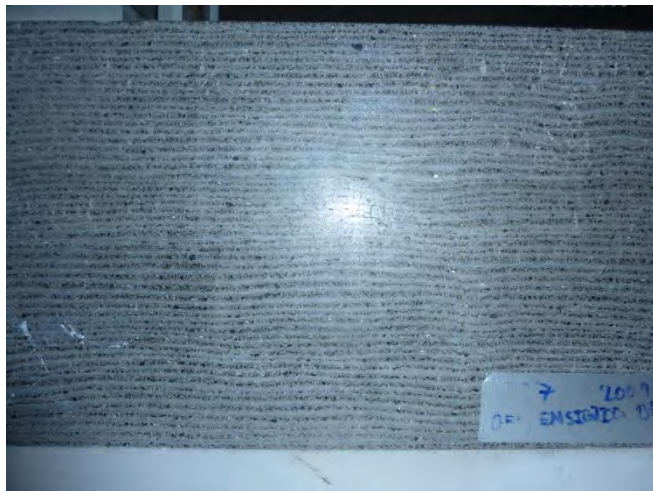
Figur 9: Gennemskinnelig beton med dagslys



Figur 11: Gennemskinnelig beton med farvet lys



Figur 12: Gennemskinnelig beton med rød farve effekt



Figur 10: Gennemskinnelig beton uden gennemskinnelig effekt

## Anvendelighed

Beton og glas supplerer hinanden godt. Betonens styrke har gjort glasset at kunne fylde mere og mere i byggeriet, hvilket bl.a. har betydet store horisontale glaspartier. Den gennemskinnelige beton, kombinerer betonens styrke med glassets gennemskinnelighed. Den gennemskinnelige beton giver mange arkitektoniske muligheder, da det giver mulighed for at få lys igennem betonvæggen. Da både farvet og hvidt lys kan trænge igennem betonen, giver det mulig for at lave mange effekter, f.eks. kan det anvendes til logoer.

I dette projekt er der fokuseret på gennemskinnelige beton uden isolering. Det betyder, at der fokuseres på betonens anvendelighed, hvor betonen ikke skal varmeisolere. Det er valgt at fokusere anvendelsen af gennemskinnelig beton indenfor byggeriet, betonen kan dog også anvendes til fx skulpturer. Da betonen har en stor tryk styrke, men ikke har den samme bøjningstrækraft som armeret beton, har den

gennemskinnelige beton en begrænset anvendelses mulighed i byggeriet. Den kan fx benyttes som skillevæg, hvor der ikke er store bøjnings kræfter. Der er i projektet arbejdet med, at benytte gennemskinnelig beton i multimedierampen, hvor der er et forholdsvis kort spænd.

Her er nogle eksempler på, hvordan gennemskinnelig beton er benyttet:



Figur 13 - Gennemskinnelig beton som læskærm



Figur 14 - Gennemskinnelig beton som skillevæg

Gennemskinnelig beton kan ligeledes kombineres med traditionelle materialer. Ifølge "Værktøj for arkitektonisk kvalitet – kompositters designpotentialer" af Birte Møller Andersen kan en facade fremstå massiv og tung om dagen, hvis der ikke er lys igennem. Derimod kan facaden fremstå let og gennemsigtig, hvis der sættes lys igennem om natten. Det vekslende facadeudtryk, lethed contra masse, åbenhed contra lukkethed kan differentieres, afhængig af hvordan den gennemskinnelige beton skal opleves, hvordan rumoplevelsen skal være og hvor meget lys der skal gennemtrænge rummet. Dette giver nye muligheder for indretning af rummene, da man kan få lys ind i rum, hvor der ellers ikke vil være den store mulighed for at få dagslys ind.



Figur 15: Gennemskinnelig beton oplyst om natten.

### Fremtidsmuligheder

Hvad er mulighederne for gennemskinnelig beton i fremtiden? Aron Losonczy tog i 2002 patent på gennemskinnelig beton i blokke. De gennemskinnelige betonblokke har i sig selv, ikke en stor varmeisolerings evne, og dens mulighed for at spænde over lange spænd uden understøtninger, er ikke mulig. Prisen for den gennemskinnelige beton er høj, den kostede i 2004 omkring 3000-4000 euro/m<sup>2</sup>. Gennemskinnelig beton, er ligesom alt andet i rivende udvikling. Firmaet Lucon<sup>4</sup> har netop offentliggjort en ny slags gennemskinnelig beton, hvor der er isolering imellem de 2 blokke af gennemskinnelig beton. Betonen er stadig gennemskinnelig og den har en U-værdi på 0,18. Dette giver nogle helt nye muligheder, for at anvende den gennemskinnelige beton. Den kan nu anvendes som ydervægge, da væggen er varmeisolerende. Da der ikke er oplyst styrke tal for betonen, vides det ikke hvor anvendelig den er som bærende ydervæg, eller om væggen kan optage store bøjningstræks kræfter fra fx. vinden. Men da den kan anvendes som ydervæg, giver det helt nye arkitektoniske muligheder, hvor man kan give sin bygning forskellige arkitektoniske udtryk, alt efter om der er lys på betonen, eller hvilket lys der anvendes.



Figur 16: Billeder fra Lucon.com, hvor man kan se den gennemskinnelige beton med isolering.

Hvis man tænker længere frem i tiden, kan man udvikle den gennemskinnelige beton yderligere, så snart teknologiens udvikling tillader det. Det kunne være interessant, hvis man kunne armere den gennemskinnelige beton, så man kunne benytte den til at spænde over lange spænd. Da vil armeringen være synlig igennem beton, hvilket igen vil give et andet arkitektonisk udtryk, som ikke nødvendigvis behøver at være ødelæggende. Hvis den gennemskinnelige beton kunne optage store bøjningstræk kræfter, vil det give helt nye muligheder for anvendelsen af den gennemskinnelige beton. Den kunne så benyttes som etage dæk, hvilket vil give rummene helt nye udtryk, hvor der strømmer lys ind fra alle vinkler. En problemstilling der dog skal overvejes, ved at benytte gennemskinnelig beton som etage dæk er, hvad man gør med sine installationer. I dagens byggeri skjules installationerne mellem dækket og det nedhængte loft. Hvis lyset skal strømme gennem etagedækket, skal det udtænkes hvor man placerer sine installationer.

Man kunne tænke videre... Hvad nu hvis man kunne benytte gennemskinnelig beton som tag dæk? Hvis man kunne udvikle gennemskinnelig beton så det var vandtæt, og der samtidig kunne strømme lys gennem betonen. Det ville betyde helt nye muligheder for tagetagen. Man kunne få nogle tagrum, der er belyst fra alle vægge og tagflader. Det ville give rummet et helt nyt arkitektonisk udtryk, hvor rummet vil have en lethed.

Hvis man kunne finde en metode, hvor man kunne støbe den gennemskinnelige beton in-situ, vil det give mange nye anvendelses muligheder. Så kunne man støbe betonen på byggepladsen, og forme beton som

<sup>4</sup> <http://lucon.com/en/material.php>

man ønsker. Hvis man støbte betonen in-situ, kunne man støbe de gennemskinnelige elementer, sammen med andre elementer, hvilket kunne give nogle spændende muligheder for at sammenbygge nye og gamle materialer, hvor fx det lette udtryk fra den gennemskinnelige beton, møder det massive udtryk fra armeret beton.

På sigt kunne man forstille sig, at betonens gennemskinnelighed kunne øges. Det ville give nogle helt nye muligheder i designet af bygninger. Man kunne forstille sig, at man kunne erstatte dele af glasset i bygninger med gennemskinneligt beton. Det vil betyde, at man kunne tænke i nye baner indenfor design af bygninger. Gennemskinnelig beton er bedre varmeisolerende og har en højere styrke. Man kunne lave nye designs, hvor man ikke skulle bekymre sig om bygningens U-værdi, og hvor man kunne tænke nye veje med hensyn til bygningers statik.

Fremtiden for gennemskinnelig beton, afhænger meget af mulighederne for at nedbringe produktionsudgifterne. Den gennemskinnelige beton har en stor indkøbspris, hvilke vil afholde mange fra at inddrage gennemskinnelig beton i deres projekter. Problemstillingerne er videre beskrevet nedenunder.

### **Problemstillinger**

En problemstilling med gennemskinnelig beton, er den høje pris. I Cowis rapport fra februar 2010, er det blevet oplyst, at gennemskinnelig beton med en tykkelse på 25 mm koster 845 euro/m<sup>2</sup>, mens en blok med en tykkelse på 200 mm koster 3880 euro/m<sup>2</sup>. Dette er en forholdsvis stor pris, som vil begrænse brugen af gennemskinnelig beton og det vurderes af gruppen, at netop prisen i den nærmeste fremtid vil begrænse brugen af betonen. Det vurderes, at den gennemskinnelige beton vil blive benyttet i prestige byggerier, hvor det er nytænkning og arkitektonisk udtryk der er prioriteret, frem for prisen. Men det skal lykkes producenterne at sænke prisen på den gennemskinnelige beton, hvis betonen skal blive mere benyttet.

Rent arkitektonisk, vil store arealer af gennemskinnelig beton give nye overvejelser. Den gennemskinnelige beton vil give bygninger helt nye udtryk, så brugen af betonen skal overvejes nærmere. Det skal overvejes, hvordan store sammenhængende arealer af gennemskinnelig beton, i fx facader, vil påvirke bygningen udtryk.

En anden problemstilling kan være klimaet. Hvis man vælger at benytte gennemskinnelig beton i fx facader, skal det undersøges hvordan det danske klima påvirker betonen, vil klimaet med tiden nedsætte gennemskinneligheden, og hvordan mulighederne er for at forlænge levetiden på betonen. Dette skal undersøges nærmere, hvis den gennemskinnelige beton skal benyttes i udendørs miljø.

### **Anvendelse i projektet**

Den gennemskinnelige beton er i projektet benyttet i multimedierampen, der forbinder niveau 1 og 2. Rampen er 14,4 meter bred, og det er tiltænkt at der skal placeres bogreoler på den. Det er fra arkitekternes side tænkt, at rampen skal være en central del af Multimediehuset. Den skal være åben, med højt til loftet, så den fremstår tydelig og i centrum af lokalet.

Gruppen synes det kunne være spændende, at udføre rampen i gennemskinnelig beton. Rampen er placeret inde i bygningen, så der er ikke noget krav om varmeisolering. Brugen af gennemskinnelig beton i rampen, vil give den et helt nyt udtryk. Der er under rampen valgt, at ilægge glas gulv, således at man kan se de nedenunder kørende biler. Over rampen er der placeret ovenlys vinduer. Der vil derfor være stor mulighed for at føre lys igennem konstruktionen, både oven- og nedenfra rampen. Ligeledes vil man kunne se lyset fra de gennemkørende biler om aftenen, hvilket vil give rampen forskellige udtryk afhængigt af tiden på døgnet.



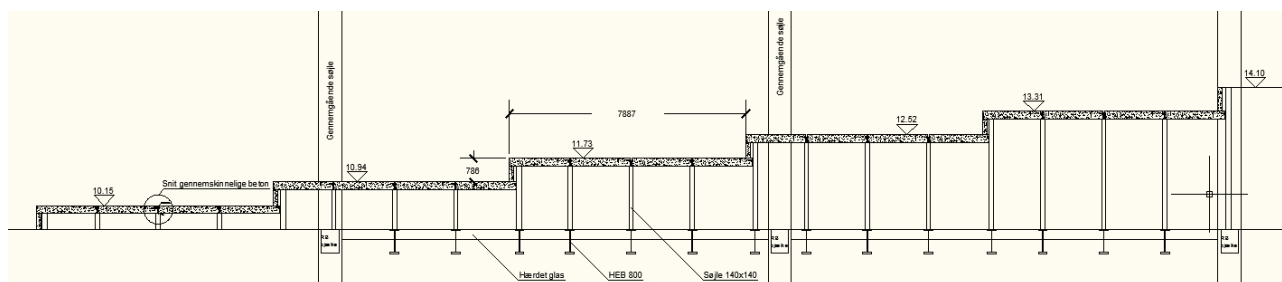
Figur 17: Allianz Arena i München om aftenen.

Der er ligeledes muligheder for, at lade farvet lys gennemskinne rampen. Der kunne ved særlige lejligheder, være opsat forskellig farvet lys under rampen, hvilket vil give rummet og rampen et spændende udtryk, alt efter lejligheden for rummets anvendelse. Dette er inspireret af Allianz Arena i München, der skifter farve alt efter hvilket hold der spiller på stadionet.

Den gennemskinnelige beton lægges i et stålskelet. Der benyttes blokke der spænder 2 meter og har en bredde på 1,2 meter med en tykkelse på 250 mm. Det er vurderet, at stålskelettet ikke vil hæmme rampens udtryk og gennemskinnelighed.

Det er vurderet af gruppen, at det nok er prisen der er afgørende for anvendelsen af gennemskinnelig beton i Multimediehuset. Det vurderes at rampen vil give rummet og rampen et fantastisk udtryk.

Se beregninger af rampen i bilag 9 samt snit og detalje på tegning A16.



Figur 18: Snit af multimedierampe udført i gennemskinnelig beton



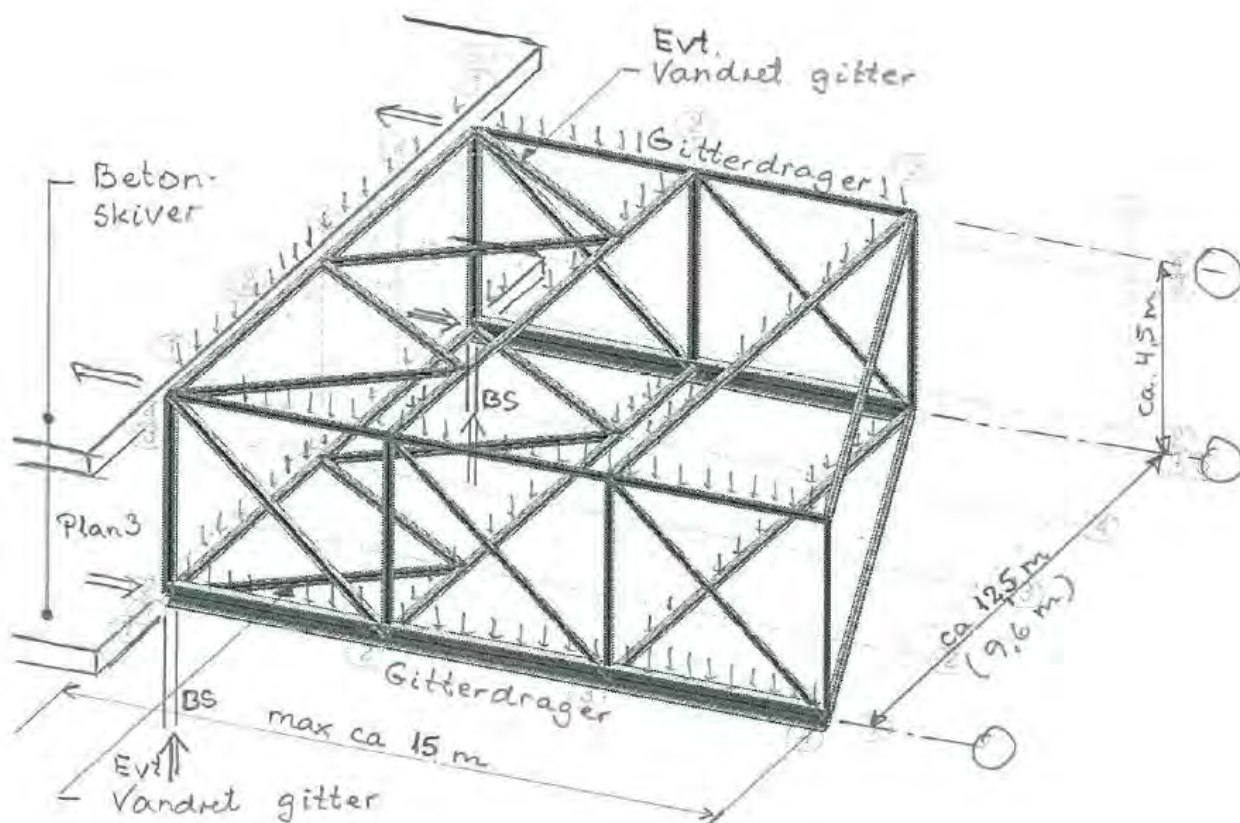
### 0.1.2.10 Tagopbygning

Tagkonstruktionen opbygges af trykfast isolering, der beklædes med 2 lag tagpap og solceller på en del af tagfladen.

Plan for placering af dæk, bjælker og søjler på tagetagen, samt overblik over den udkragede tagkonstruktion, kan ses på tegning K8 og K15. På hovedsnit, øst-vest (K16) samt hovedsnit, nord-syd (K17) ses henvisninger til detaljetegninger mm.

Den udkragede del af tagkonstruktionen opbygges som et stål-gitter. På figur 19 ses en principskitse af den udkragede tagkonstruktion. Det ses på tegning A12 hvordan denne er sammenholdt med den resterende etage.

Stålgitret er udført, så det kun er gitterdragerne, der er udsat for moment og de øvrige optager kun normal- og forskydningskræfter.



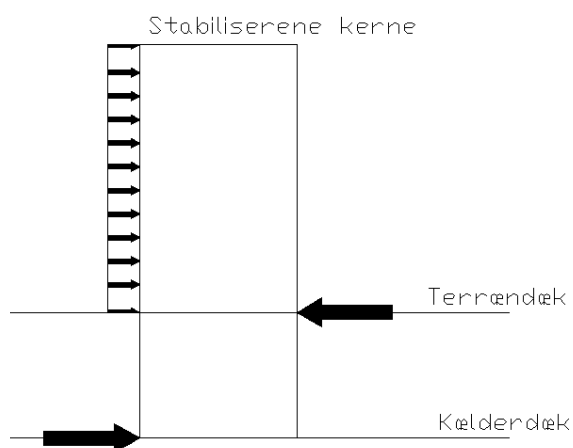
Figur 19: En principskitse af den udkragede del af tagkonstruktionen.

I bilag 10 ses snitkraftkurver for 2 typer gitterkonstruktioner, overslagsberegninger af gitterdrager og valg af freyssinet kabler i stringerbjælkerne.

### 0.1.2.11 Gulvopbygning

Gulvopbygningen vil afhænge af rumtypen, og det samme gælder for gulvbeklædningen.

### 0.1.3 Konstruktivt princip



Tagdæk og etagedæk understøttes af bjælker, som igen understøttes af gennemgående søjler, som går fra kælder til 3. etage. Disse tager kun lodrette kræfter.

De 9 kerner udgør den stabiliserende del af bygningen. Det er herigennem de vandrette samt lodrette laster bliver optaget, og ført ned til fundamentet. De vandrette laster bliver dog kun optaget gennem de stabiliserende kerner, som virker som indspændte søjler i kælderdæk og terrændæk. Se figur 5 for illustration.

Se bilag 13 for anskueliggørelse af de stabiliserende kerner og søjler.

Figur 20: Optagelse af vandret last i kerne

### 0.1.4 Brandtekniske forhold

<sup>5</sup>Bærende konstruktioner udføres som R 120 A2-s1,d0 [BS-bygningsdel 120], dette gælder bjælker, søjler, betondæk, stabiliserende kerner samt stålet i den udkragede del af tagkonstruktionen. Stålet beskyttes med en brandmaling, betonbjælkerne beskyttes med brandisolering som Conlit 150 og de øvrige bygningsdele i beton forudsættes at udføres som BS120 fra leverandøren.

Brandsektionsvægge udføres som EI 60 A2-s1,d0 [BS-væg 60] og brandcellevæggen som EI 60 [BD-bygningsdel 60]

For øvrige bygningsdele udføres væg og loft overflader som K<sub>1</sub> 10 D-s2,d2[klasse 1 beklædning] og gulvoverflader som D<sub>fl</sub>-s1[klasse G gulvbeklædning], da bygningen er i flere etager, hvor højden til gulv i øverste etage er mellem 12 m og 22 m over terræn.

Udvendig overflade udføres som K<sub>1</sub> 10 D-s2,d2.

Bygningen kan groft set, deles op i 2 anvendelseskategorier. Det område af bygningen, som kan lejes ud til kontorer, henføres til anvendelseskategori 1, og de øvrige rum i bygningen henføres til anvendelseskategori 3.

Der er mindre end 25 m fra et vilkårligt punkt i rummene til de to nærmeste udgange. Flugtvejene i bygningen, er de 9 stabiliserende kerner, som er opbygget af beton, og udgør deres egen brandsektion. På denne måde er trapperum, elevatorskakte og installationsskakte også adskilt fra andre dele af bygningen.

<sup>5</sup> Til afsnittet er følgende kilder anvendt: BR10 og eksempelsamling om brandisolering fra [www.ebst.dk](http://www.ebst.dk) og "brandsikring af byggeri", 2. udgave 2005.

Udgangsdøre og flugtvejsdøre fra brandsektioner, skal åbne i flugttretningen. Udgangsdøre fra rum på mere end 150 m<sup>2</sup>, udføres på samme måde som døre i flugtveje. I rum som disse, skal der være 2 flugtveje fra rummet.

Ved to-fløjede døre, skal disse forsynes med beslag, der åbner begge dørplader på en gang. Dette sker ved en paskvil.

<b>Etage</b>	<b>Område, som brandsektioner</b>
1	Teater og multisal
	Kontorer mod syd
	Kontorer mod nord
	Øvrigt område på etagen
2	Mediesamlings- og selvbetjeningsområdet
	Kontor lejemål 1
	Kontor lejemål 2
	Kontor lejemål 3
3	Fordelingsgang
	Kontor lejemål 4
	Kontor lejemål 5
	Kontor lejemål 6
	Kantine
	Øvrigt område på etagen
	Gangarealer

Se tegninger A2 – A4, som er vedlagt rapporten ” Forudsætninger og forundersøgelser - Dispositionsforslag” for placering af de forskellige områder.

Det er valgt, grundet bygningens størrelse, at etablere et sprinkleranlæg i bygningen. Der skal samtidigt være et varslingsanlæg, og flugtvejsbelysning i hele bygningen.

### **0.1.5 Princip for montage**

#### **0.1.5.1 Bjælke/søjle**

Bygningen opføres som et bjælke/søjle-system. Bjælkerne understøttes ved udskæringer i søjlerne, som konsolbjælkerne ligger af på.

Bjælkerne monteres på søjlerne, og fastholdes i en dornsamling. Samlingen udstødes kun i den ene ende af bjælken.

Se tegning A15 for samlingsdetaljer.

#### **0.1.5.2 Dæk/bjælke**

Det er valgt at bruge KB-bjælker til understøttelse af TT-dæk, bygningsdelene svejses sammen ved hjælp af indstøbte lejeplaner.

Se tegning A11 og A14 for samlingsdetaljer.

### **0.1.5.3 Montage af den udkragede tagkonstruktion**

Den udkragede tagkonstruktion på niveau 3 er bygget op af et gittersystem, som er indspændt i etagedækket og tagdækket.

I tagdækket er gitterdrageren, grundet det store træk, fastholdt af 2 stk. 4C15 freyssinet kabler som er placeret i en stringerbjælke. Disse kabler spænder fra den ene udkragede del til den anden, på hver side af bygningen. Kablerne efterspændes efter opsætning. Kablerne er placeret symmetrisk i forhold til HEB-profilets tyngdepunkt, så der ikke opstår skævvridninger i gitterdrageren.

I den nederste gitterdrager, er etagedækket udsat for tryk. Betonen i stringerbjælken er undersøgt for knusning. HEB-profilet er sammenholdt med stringerbjælken med bolte.

Se tegning A12 og A15 for samlingsdetaljer.

## **0.2 Konstruktionsprojektets organisation**

### **0.2.1 Opgavefordeling med udarbejdelse af dokumentation**

Som udgangspunkt vælges betonelementer fra Spæncom.

Gruppen udfører dimensionering af bygningsdele, herunder også en overordnet dimensionering af fundamenter, og sørger for at den overordnede sammenhæng mellem de forskellige beregningsbidrag.

### **0.2.2 Kvalitetssikring**

Interne vejledere: Tommy Johansen (konstruktioner), Jesper Molin (installationer), Birte Møller Andersen (husbygning), Mads Nicolaj Jensen (konstruktioner) og censor kvalitetssikrer materialet til eksamen.

### **0.2.3 Tilsyn og udførelseskontrol**

Ikke aktuelt

## **1 Projektgrundlag**

### **1.1 Dimensioneringsforudsætninger**

#### **1.1.1 Normer og litteratur, EDB-programmer m.v.**

Litteratur:

- [1] Teknisk ståbi, 20. udgave  
2009 – Nyt teknisk forlag
- [2] DS/EN 1991

- EuroCode 1: Laster
- [3] DS/EN 1992  
EuroCode 2: Betonkonstruktioner
- [4] DS/EN 1993  
EuroCode 3: Stålkonstruktioner
- [5] Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 1. Udgave  
2009 - Nyt teknisk forlag
- [6] EDB-programmer:  
MultiFrame  
Statisk beregningsprogram

### **1.1.2 Konsekvensklasse**

I henhold til EuroCodes vurderes byggeriet henført til høj konsekvensklasse (CC3), da bygningen har flere etager og højden til gulv i øverste etage er mere end 12 m over terræn.

### **1.1.3 Funktions- og stivhedskrav**

For stålkonstruktion under multimedierampen benyttes udbøjningskrav på  $L/500$

### **1.1.4 Materialer**

#### **1.1.4.1 Betonkonstruktioner**

Betonkonstruktioner i udendørs miljø, herunder bl.a. søjler i niveau 0, ydervægge og udendørs trapper opføres i henhold til aggressiv miljøklasse, og hensættes til en betontrykstyrke på 35 MPa.

Betonkonstruktioner i indendørs miljø, herunder bl.a. søjler i niv. 1, 2 og 3, indervægge og indendørs trapper og ramper opføres i henhold til passiv miljøklasse, og hensættes til en betontrykstyrke på 25 MPa.

Der benyttes den samme armeringsstyrke ved al in-situ betonarbejde. Der benyttes 550 MPa.

#### **1.1.4.2 Stålkonstruktioner**

Stålkonstruktionen som udgør den udkragede del af tagkonstruktionen, hensættes til styrkeklasse S275.

#### **1.1.4.3 Trækonstruktioner**

Ikke aktuelt

#### **1.1.4.4      *Murværk***

Ikke aktuelt

#### **1.1.5            *Geotekniske forhold***

Grundet en meget besværlig undergrund, bestående hovedsageligt af fed ler, er det valgt at afgrave og opfylde en del jord, samt pælefundere hele bygningen ned til stor dybde. Der benyttes fundamentbjælker til bærende vægge og terrændæk. Fundamentbjælkerne pælefunderes.

Byggegruben opbygges med jernbetonpæle, som rammes til det bærende tertiære lerlag. For oplysninger om grundforhold se afsnittet om grundforhold i rapporten "Forudsætninger og forundersøgelser - Dispositionsforslag".

Fundamentspælene er dimensioneret i bilag 8. se tegning K14 for pæleplan.

#### **1.1.6            *Robusthed***

##### **1.1.6.1        *Periferi trækarmring***

Grundet overbetonen på dækkene, og placering af søjler og bjælker i forhold til dæk vurderes det at der nemt kan placeres stringerarmring til sammenholdelse af dæk.

##### **1.1.6.2        *Interne trækforbindelser***

Grundet overbetonen på dækkene vurderes det, at der ikke er problemer med overholdelse af disse robusthedskrav.

##### **1.1.6.3        *Vandrette søjle- /vægtrækforbindelser***

Grundet overbetonen på dækkene, kan der placeres et armeringsnet ved søjle- og vægforbindelserne og dette vil hjælpe til at opretholde nogle robusthedskrav.

##### **1.1.6.4        *Lodrette trækforbindelser***

Det er påtænkt at der skal være en armeringsstang, i et korrigeret rør, i hver søjle. Denne er ikke dimensioneret men på detaljetegning A14 er det anskueliggjort hvorledes løsningen tænkes gennemført.

Væggene i Insitu kernerne forudsættes også at skulle have lodrette trækforbindelser, ved brug af ekstra armeringstænger placeret i den insitustøbte væg, uden brug af korrigeret rør.

## 1.2 Lastansættelse

Etage- og tagdæk regnes for at være uendeligt stive i eget plan.

De lodrette laster føres ned til jorden via søjler og de 9 stabiliserende kerner. De vandrette laster føres ligeledes ned til jorden via de stabiliserende kerner, der virker som indspændte søjler, indspændt i fundamentet, se figur 5 for illustration.

### 1.2.1 Dynamiske laster

### 1.2.2 Laster fra svind, krybning og temperatur

Ikke aktuelt

### 1.2.3 Statiske og kvasistatiske laster

#### 1.2.3.1 Egenlast

Egenlasten for fundet ud fra tyngdetabeller i DS409, da tilsvarende tabel ikke fremgår af Eurocode.

Den samlede egenlast, af hele bygningen er beregnet til: 19,36 kN/m<sup>2</sup>

I bilag 1a ses beregningerne af egenlasten.

#### 1.2.3.2 Nyttelast

Af hensyn til fremtidig ombygning og fleksibilitet i Multimediehuset, vælges det at der ikke er forskellige nyttelaster i hvert enkelt rum. På niveauerne 1 og 2 vurderes bibliotekets nyttelast at være dimensionsgivende. På tagetagen, Niveau 3, som kun består af kontorarealer vælges der dog en lavere nyttelast.

Nyttelasten for niveau 1 og 2 er sat til kategori C5 og på niveau 3 vælges kategori B.

Lastværdierne for kategori C5 er:

Fladelast:  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Punktlast:  $Q_k = 4,0 \text{ kN}$

Lastværdierne for kategori B er:

Fladelast:  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Punktlast:  $Q_k = 2,5 \text{ kN}$

I bilag 1b ses begrundelsen for valg af denne nyttelast.

### **1.2.3.3 Snelast**

Der regnes med en snelast på  $s = 0,576 \text{ kN/m}^2$

Se bilag 1c for beregningerne af snelasten.

### **1.2.3.4 Vindlast**

Der regnes med en dimensionsgivende vindlast på tværs af bygningen, på  $q = 0,32 \text{ kN/m}^2$

I bilag 1d ses beregningerne af vindlasten.

### **1.2.3.5 Masselast**

Masselasten svarer til 1,5 % af egenlasten, og vil derfor være:  $0,29 \text{ kN/m}^2$ . Masselasten er udregnet med partialkoefficienter som ekstra sikkerhed, selvom masselasten er en ulykkeslast.

I bilag 1e ses beregningerne.

### **1.2.3.6 Ulykkeslast**

Udelades i denne fase

## **1.2.4 Lastkombinationer**

Lastkombinationer vurderes i henhold til den enkelte beregning..

## **2 Statiske beregninger**

### **2.1 Lastnedføring**

#### **2.1.1 Nedføring af lodrette laster**

De 9 kerner udgør den stabiliserende del af bygningen. De lodrette laster bliver optaget igennem kernerne og de bærende søjler, og ført ned til fundamentet. Se bilag 13 for overblik over bærende kerner.

#### **2.1.2 Nedføring af vandrette laster**

De vandrette laster bliver optaget gennem de 9 stabiliserende kerner, der virker som indspændte søjler i kælderdek og terrændæk. Se figur 5 for illustration.



## **2.2 Hovedstatik, herunder bygningsstabilitet**

### **2.2.1 Statisk analyse af konstruktioner**

#### **2.2.1.1 Stabilitet på langs af bygningen**

I bilag 6 fordeles masselasten i de bærende vægge på langs af bygningen (nord-syd). Dette gøres med brug af væggenes inertimomenter.

De eneste bærende vægge der er i bygningen, er de stabiliserende vægge i kernerne. Grundet symmetri, bliver masselasten fordelt ligeligt ud i væggene, og forskydningscentrummet er placeret i etagens tyngdepunkt.

Se bilag 6 og 7 for beregninger og bilag 13 for tegning.

#### **2.2.1.2 Stabilitet på tværs af bygningen**

I bilag 6 fordeles masselasten i de bærende vægge på tværs af bygningen (øst-vest). Dette gøres med brug af væggenes inertimomenter.

Det som står i afsnittet ovenfor, om stabilitet på langs af bygningen, er også gældende for stabilitet på tværs, da der også her er symmetri.

#### **2.2.1.3 Trykzone**

I bilag 7 beregnes trykzonerne for tværgående væg, i en af de stabiliserende kerner.

Der vælges kun at fortage beregningerne på en' væg, da det ses i stabilitetsberegningen i bilag 6 at masselasten, grundet symmetri, er fordelt jævnt på alle væggene i bygningen.

Der vælges en tværgående væg (øst-vest), da disse vægge er smallest, og det vurderes derfor at være disse vægge, der vil få de største problemer med hensyn til trykzone.

Væggen opfattes som én skive, og masselasten opfattes som punktlaster fordelt i dækkene.

### **2.2.2 Samlinger**

Se tegning K21 og K22 for placering af detaljer. Detaljetegningerne ses på tegning A11-A15.

#### **2.2.2.1 Detalje 1 – Dæk/bjælke/dæk (indvendig)**

Ses på tegning A11.

Det er vist hvordan TT-dækkene ligger af på KB-bjælken. Det vises hvordan samlingen udføres med svejsninger mellem de indstøbte lejeplader.

#### **2.2.2.2      *Detalje 2 – Dæk/bjælke/dæk (udvendig)***

Ses på tegning A11.

Det er vist hvordan TT-dækkene ligger af på KB-bjælken. Det vises hvordan samlingen udføres med svejsninger mellem de indstøbte lejeplader, men her er det dog også vigtigt at tænke på kuldebroer, da denne samling både er ude og inde i bygningen. Der er derfor isoleret lige over det nedhængte loft.

#### **2.2.2.3      *Detalje 3 – Søjle/dæk/bjælke (udvendig)***

Ses på tegning A14.

Det er vist hvordan KB-bjælkerne ligger af på søjlen. Det vises hvordan samlingen udføres med dorne i søjlen og bjælkerne, der efterfølgende støbes ud. Her er det dog vigtigt at tænke på kuldebroer, da denne samling både er ude og inde i bygningen. Der er derfor isoleret lige over det nedhængte loft.

#### **2.2.2.4      *Detalje 4 – Søjle/dæk/bjælke (indvendig)***

Ses på tegning A14.

Det er vist hvordan KB-bjælkerne ligger af på søjlen. Det vises hvordan samlingen udføres med dorne i søjlen og bjælkerne, der efterfølgende støbes ud.

#### **2.2.2.5      *Detalje 5 – Tagsamling/udkraget***

Ses på tegning A12.

Der er anvendt stringerbjælker til fastholdelse af den udkragede tagkonstruktion til resten af bygningen. Disse stringerbjælker er armeret med 2 stk. 4C15 freyssinet kabler. Det er valgt at anvende 2 mindre freyssinet kabler frem for en stor, da det vurderes at monteringen af 2 mindre kabler er lettere end montage af en stor. Kablerne skal monteres på en stålplade som er svejset på HE300B-profil, som udgør den øverste gitterdrager i gitterbjælken som den udkragede tagkonstruktion er opbygget af. Freyssinet kablerne er placeret symmetrisk omkring HE300B-profilet.

Der arbejdes videre med dette i næste fase.

#### **2.2.2.6      *Detalje 6 – Etagesamling/udkraget***

Ses på tegning A12.

Den nederste gitterdrager i gitterbjælken er samlet i etageadskillen mellem niveau 2 og 3. Etagedækket er udsat for et stort tryk. Betonen i stringerbjælken er undersøgt for knusning. HEB-profilet er som udgangspunkt sammenholdt med stringerbjælken med bolte.

Der arbejdes videre med dette i næste fase.

#### **2.2.2.7      *Detalje 7 – Stålfacade samling***

Ses på tegning A12.

Det er valgt at udføre gitterdragerne som HE300B-profiler og resten af gitret er som udgangspunkt udført af RHS 200x120x10-profiler. Samlingen mellem disse profiler er vist på denne detalje. Samlingen er udført som svejsesamlingerne.

Der arbejdes videre med dette i næste fase.

#### **2.2.2.8      *Detalje 8 – Dæk/bjælke/facade***

Ses på tegning A13.

Denne detalje viser en samling i facaden, hvor KBE-bjælken ligger af på en søjle, og TT-dækket ligger af på KBE-bjælken. Der skal i denne samling tages højde for kuldebroer.

#### **2.2.2.9      *Detalje 9 – In-situ samling***

Ses på tegning A13.

I denne detalje ligger et TT-dæk af på en in-situ væg, og på den anden side af væggen er der et in-situ dæk.

Dette udføres ved at støbe væggen en etage ad gangen. I toppen af væggen laves der en udstøbning, så TT-dækket kan ligge af på væggen. Samlingen udføres ved at svejse de indstøbte plader sammen.

#### **2.2.2.10     *Detalje 10 – Tagdæk/bjælke/tagdæk***

Ses på tegning A11.

Detaljen viser opbygningen af tagkonstruktionen med løsning af kuldebrosproblemer. TT-dækkene ligger af på en KB-bjælke, og fastholdes med indstøbte lejeplader.

#### **2.2.2.11     *Detalje 11 – Tagdæk/bjælke/stringerbjælke***

Ses på tegning A15.

Detaljen viser hvordan stringerbjælken og KBE-bjælkerne er integreret i en bærende søjle i facaden. KBE-bjælkerne fastholdes med en dornsamling i søjlen. Jævnfør detaljen er der ikke nogle pladsmæssige hindringer for at udføre stringerbjælken.

#### **2.2.2.12     *Detalje 12 – plan stringerbjælke***

Ses på tegning A15.

Detaljen viser hvordan freyssinet kablerne i en stringerbjælke er placeret i forhold til HE300B-profilet.

### **3 Bilag**

1. Lastfastsættelse
  - 1a. Egenlast
  - 1b. Nyttelast
  - 1c. Snelast
  - 1d. Vindlast
  - 1e. Masselast
2. Dækberegning
  - 2a. TT-dæk
  - 2b. In-situ dæk
3. Vægberregning
  - 3.b Væg lastnedføring
4. Søjleberregning
  - 4.a Søjle lastfastsættelse
  - 4.b Søjleberregning (BEF)
5. Bjælkeberregning
  - 5.a Bæreevnetabel KB-bjælke
  - 5.b Bæreevnetabel KBE-bjælke
6. Stabilitet af bygningen
7. Trykzone
8. Pælefundament
9. Medierampe
  - 9a. Referat af møde med Cowi
10. Tagkonstruktion
  - 10a. Statisk opbygning af gittersystem
  - 10b. Spændkabler – optimering af design
11. Tidsplan
12. Tidsforbrug
13. Stabilitet, niveau 1

## 4 Tegningsliste

### 4.1 Arkitekttegninger

Tegn. nr.	Emne	Type	Dato	Mål	Format	Afleveret i dispositionsforslaget	Afleveret i projektforslaget	Afleveret i hovedprojektet
A1	Situationsplan	Plan	2010-09-17	1:1000	A0	X*		
A2	Plan, Niveau 3	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A3	Plan, Niveau 2	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A4	Plan, Niveau 1	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A5	Plan, Niveau 0	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A6	Plan, Niveau -1	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A7	Plan, Niveau -2	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A8	A-A og B-B	Snit	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A9	Facader, nord og vest	Opstalt	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A10	Facader, syd og øst	Opstalt	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A11	Detalje 1: Dæk/bjælke/dæk (indvendig) Detalje 2: Dæk/bjælke/dæk (udvendig) Detalje 10: Tagdæk/bjælke/tagdæk	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A12	Detalje 5: Tagsamling/udkraget Detalje 6: Etagesamling/udkraget Detalje 7: Stålfacade samling	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A13	Detalje 8: Dæk/bjælke/facade Detalje 9: In-situ samling	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A14	Detalje 3: Søjle/dæk/bjælke (mod kælder) Detalje 4: Søjle/dæk/bjælke (i bygning)	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A15	Detalje 11: Tagdæk/bjælke/stringerbjælke	Detalje	2010-11-26	1:10	A3		X	
A16	Medierampe – snit C-C	Opstalt / detalje	2010-11-26	1:5 / 1:100	A3		X	

## 4.2 Konstruktionstegninger

Tegn. nr.	Emne	Type	Dato	Mål	Format	Afleveret i dispositionsforslaget	Afleveret i projektforslaget	Afleveret i hovedprojektet
K1	Tagplan	Plan	2010-11-26	1:200	A1			
K2	Plan, Niveau 3	Plan		1:200	A1			
K3	Plan, Niveau 2	Plan		1:200	A1			
K4	Plan, Niveau 1	Plan		1:200	A1	X*		
K5	Plan, Niveau 0	Plan		1:200	A1			
K6	Plan, Niveau -1	Plan		1:200	A1			
K7	Plan, Niveau -2	Plan		1:200	A1			
K8	Dækplan over niveau 3	Plan		1:250	A1		X	
K9	Dækplan over niveau 2	Plan		1:250	A1			
K10	Dækplan over niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1	X*	X	
K11	Dækplan over niveau 0	Plan		1:250	A1			
K12	Terrændæk	Plan		1:250	A1			
K13	Dækplan over niveau -2	Plan		1:250	A1			
K14	Pæleplan	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K15	Bjælke / søjle-plan over niveau 3	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K16	Bjælke / søjle-plan over niveau 2	Plan		1:250	A1			
K17	Bjælke / søjle-plan over niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K18	Bjælke / søjle-plan over niveau 0	Plan		1:250	A1			
K19	Bjælke / søjle-plan over niveau -1	Plan		1:250	A1			
K20	Bjælke / søjle-plan over niveau -2	Plan		1:250	A1			
K21	Snit A-A, nord-syd	Snit	2010-11-26	1:200	A1		X	
K22	Snit B-B, øst-vest	Snit	2010-11-26	1:200	A1		X	
K23	Niveau inddeling, niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	

X: Tegninger der er vedlagt i den pågældende fase.

\*: Tegninger udleveret fra ALECTIA eller Schmidt Hammer Lassen Architects



## Egenlast

### Tagkonstruktion v/ beton

	Tykkelse [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
Tagpap 2 lag			0,08 kN/m <sup>2</sup>
Krydsfiner	0,012	7	0,084 kN/m <sup>2</sup>
Isolering	0,25	1	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Overbeton	0,1	15	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Tagdæk, TT50/240, retlinet, leveret fra Spæncom			2,65 kN/m <sup>2</sup>
Membran			0,05 kN/m <sup>2</sup>
Beton bjælke			0,80 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
			<u>6,21 kN/m<sup>2</sup></u>

### Tagkonstruktion v/ stål

Tagpap 2 lag			0,08 kN/m <sup>2</sup>
Krydsfiner	0,012	7	0,084 kN/m <sup>2</sup>
Isolering			0,25 kN/m <sup>2</sup>
Trapez plade			0,01 kN/m <sup>2</sup>
Stål bjælker som underlag			0,1 kN/m <sup>2</sup>
Stålgitter		77	0,06 kN/m <sup>2</sup>
Tværgående stål			0,06 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
Let etagedæk (Dano-gips)			0,75 kN/m <sup>2</sup>
Gulvopbygning			0,5 kN/m <sup>2</sup>
			<u>2,70 kN/m<sup>2</sup></u>

### Etageadskildelse

Etagedæk, TT76/240, retlinet, leveret fra Spæncom			4,0 kN/m <sup>2</sup>
Overbeton			1,5 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
Gulvopbygning			0,5 kN/m <sup>2</sup>
			<u>6,8 kN/m<sup>2</sup></u>

### Bærende indervægge (kerner)

Betonvægge	Højde [m]	Tykkelse [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
		7,5	0,3	24
				<u>2,02 kN/m<sup>2</sup></u>
Meter væg pr. etage:	279 m			

### Søjler

Beton søjler	Højde [m]	Bredde [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
		7,5	0,8	24
				<u>0,77 kN/m<sup>2</sup></u>
Søjler på en etage	50 stk/etage			



### Lette facader

Glas/aluminium

20 0,06 kN/m<sup>2</sup>

### Bjælker pr. etage

KB 110/60, retlinet, leveret fra Spæncom

0,80 kN/m<sup>2</sup>

### Medierampe

Overbygning på beton

2 kN/m<sup>2</sup>

### Samlet egenlast

Gennemsnitslig egenlast pr. etage

19,36 kN/m<sup>2</sup>  
6,45 kN/m<sup>2</sup>

## Nyttelast

I henhold til EN 1991-1-1 DK NA:2007, er følgende nyttelaster valgt i dette projekt.

Nyttelast på gulve, balkoner og trapper i bygninger

Kategori C5 - Uden faste siddepladser \*

qk= 5,0 kN/m<sup>2</sup>

Qk= 4,0 kN

Kategori B - Nyttelast for kontorarealer

qk= 2,5 kN/m<sup>2</sup>

Qk= 2,5 kN

\* Grundet biblioteket på niveau 1, er denne kategori valgt.

## Snelast

Det antages af snelasten virker lodret, og henføres til en vandret projektion af tagarealet.  
Ifølge EN 1991-1-3 DK NA 2(3-4), regnes der ikke med exceptionel snelast.  
Ifølge EN 1991-1-3 5.2.3.a arbejdes der med vedvarende/midlertidig dimensioneringstilfælde

Formfaktoren er givet ved en taghældning på 0 - 30 grader  
Eksponeringsfaktoren, termisk faktor og terrænværdi er givet i henhold til det nationale  
anneks EN 1991-1-3 DK NA

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = \underline{\underline{0,576 \text{ kN/m}^2}}$$

Hvor:

Formfaktor	$\mu_i =$	0,8
Eksponeringsfaktoren*	$C_e =$	0,8
Termisk faktor	$C_t =$	1
Terrænværdi	$S_k =$	0,9

\* Vindblæst topografi er valgt, da taget er fritliggende, og er udsat til alle sider uden eller med kun lidt afskærmning fra terræn, højere bygværker eller træer.

## Vindlast

### Bestemmelse af peakhastighed

Multimediehuset er placeret i et by område, hvorfra terrænkategorien er bestemt.  
Bestemmelse af peakhastigheden er udført i henhold til TS-20 afsnit 4,7

Basis vindhastighed	$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b0}$	$C_{dir} = 0,8$
		$C_{season} = 1$
		$v_{b0} = 24 \text{ m/s}$
		$v_b = 19,2 \text{ m/s}$
Terrænkategori		1
Ruhedslængde		$z_0 = 0,003 \text{ m}$
Højde		$z = 23,9 \text{ m}$
Terrænfaktor	$K_r = 0,19 * (z_0/z_0,11)^{0,07}$	0,16
Ruhedsfaktor	$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0)$	1,40
Middelvind	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$	26,9 m/s
Turbulensintensitet	$Z_{min} 5\text{m} < z < Z_{max} 200\text{m}$	
Turbulensfaktor		$k_1 = 1$
Turbelensintensitet	$I_v(z) = k_1 / (c_0(z) * \ln(z/z_0))$	0,1 m/s
Peakhastighedstryk		
Luftens densitet		$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Peakhastighedstryk	$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * (v_m(z))^2$	<u><u>0,81 kN/m<sup>2</sup></u></u>

### Bestemmelse af den dimensionsgivende vindlast på facader

Bygningen betragtes som en firkantet bygning, hvor målene på bygningen er:

Længden	$b = 116,4 \text{ m}$
Højden	$h = 23,9 \text{ m}$
Bredde	$d = 113 \text{ m}$
Formfaktorer for facader	
$e =$ den mindste værdi af $b$ eller $2 h$	47,8 m
$h/d$	0,2

Værdierne for  $h/d$  er aflæst i skemaet nedenunder (Eurocode)

Zone:	Formfaktor $q_{pk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
A:	-1,2	-0,97
B:	-0,8	-0,64
C:	-0,5	-0,40
D:	0,7	0,56
E:	-0,3	-0,24

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Dimensionsgivende vindlast på tværs af multimediehuset

$$q = D+E = \underline{\underline{0,81 \text{ kg/m}^2}}$$

## Bestemmelse af formfaktorer for tryk på fladt tag

Taget udføres med brystning

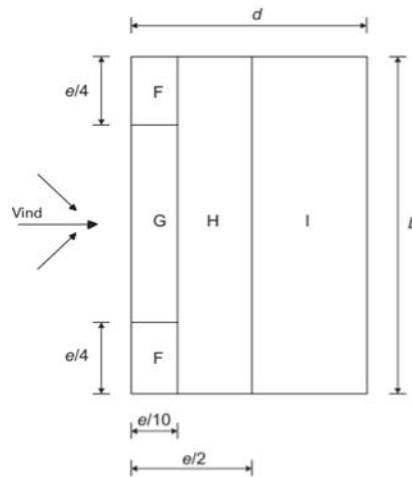
Højde af bygning  $h = 23,9 \text{ m}$

Brystnings højde  $h_p = 0,5 \text{ m}$

$h_p/h = 0,02$

$e =$  Den mindste værdi af  $b$  eller  $2h$

$b =$  dimension på tværs af viden



Zone:

F, cpe 10

F, cpe 1

G, cpe 10

G, cpe 1

H, cpe 10

H, cpe 1

I, cpe 10 negativ

I, cpe 1 negativ

I, cpe 10 positiv

I, cpe 1 positiv

Form faktor  $q_{pk}$  [ $\text{kN/m}^2$ ]

-1,6      -1,29

-2,2      -1,77

-1,1      -0,89

-1,8      -1,45

-0,7      -0,56

-1,2      -0,97

-0,2      -0,16

-0,2      -0,16

0,2      0,16

0,2      0,16

Tabel 7.2 – Formfaktorer for udvendige tryk på flade tage

Tagtype	Zone								
	F		G		H		I		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
Skarp tagkant	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2	
Med brystninger	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

## Masselast

For at tage højde for utilsigtet vandrette påvirkninger og små jordrustelser er masselasten for bygningen blevet beregnet

### Tillæg fra egenlast og nyttelast

Egenlaster for Multimediehuset er fundet under afsnittet for egenlast

Dimensioner på bygningen

Længde	$l =$	86,4 m
Bredde	$b =$	85,3 m

Egenlast, tag	$G_{tag} =$	6,21 kN/m <sup>2</sup>
Egenlast, etage	$G_{etage} =$	6,86 kN/m <sup>2</sup>

Tilæg fra egenlast, tag $Ad,g = 1,5 \% * b * l * G_{k,tag}$	$Ad,g =$	687 kN
--	----------	--------

Tilæg fra egenlast, etage $Ad,g = 1,5 \% * b * l * G_{k,etage}$	$Ad,g =$	758 kN
--	----------	--------

### Fra nyttelast

Den variable last faktor  $\psi_2$  findes i TS tabel 4.6 og er fastsat for kategori C.

	$\psi_2 =$	0,2
Vandret masselast, etage $Ad = 1,5 \% * \psi_2 * b * l * G_{k,etage}$	$Ad =$	152 kN

### Vindlast

Maksimal vindlast på taget $w = c_{scd} * q_p * c * p_k * h * d =$	$w =$	191,66 kN
---	-------	-----------

Maksimal vindlast pr. Etage $w = c_{scd} * q_p * c * p_k * h * d =$	$w =$	348,48 kN
--	-------	-----------

### Sammenligning af masselast og vindlast

Tag:	687 kN	<u>Masselast</u> <u>dimensionsgivende</u>
Etage:	910 kN	<u>Masselast</u> <u>dimensionsgivende</u>

## Etagedæk, niveau 1

### Forudsætninger

Nyttelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$$

Egenlast eksklusiv TT-dæk	$g_k =$	1,3 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Samtidighedsfaktor	$\alpha_{n1} =$	1,0
	$K_{FI} =$	1,0
Last på dæk	$=$	<u>8,8 kN/m<sup>2</sup></u>
Lastopland	$=$	1 m
Last på dæk	$=$	8,8 kN/m
Maksimal spændvidde	$=$	15 m

### Valg af dæk

Der vælges TT76/240, 12L12,5 retlinet  
fra Spæncom  
Se bilag 2 for tabel

Dette dæk vælges, da bjælken ikke er synlig, så  $q_{rev}$  skal ikke overholdes.

## Tagdæk

### Lastkombinationer

Snelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$$

$$S_k = 0,576 \text{ kN/m}^2$$

$$V_k = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{FI} = 1,0$$

$$\text{Snelast på dæk} = \underline{\underline{2,12 \text{ kN/m}^2}}$$

Vindlast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$$

$$\text{Vindlast på dæk} = \underline{\underline{1,42 \text{ kN/m}^2}}$$

Når tagdækket dimensioneres, regnes der efter dominerende snelast.

$$\text{Last på dæk} = \underline{\underline{2,12 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Lastopland} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Last på dæk} = 2,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Maksimal spændvidde} = 15 \text{ m}$$

## Valg af dæk

Der vælges TT60/240, 6L12,5 retlinet  
fra Spæncom  
Se bilag 2 for tabel

Dette dæk vælges, da bjælken ikke er synlig, så qrev skal ikke overholdes.



# Bæretabel TT med overbeton

**TT30/240**
**+ 6**
**Retlinet arm**

 Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup>

2,10

07-08-2009

MRd	182,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>				
		qRd kN/m <sup>2</sup>	22,9	13,4	8,2	5,1	3,1	1,7				
		qrev kN/m <sup>2</sup>	21,1	11,7	6,6	3,5	1,6	0,2				
		flev mm	8,3	11,5	14,0	14,9	13,2	7,8				
		fob mm	0,7	1,7	3,6	6,7	11,4	18,2				
I:	2841 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,2	0,5	1,0	1,9	3,3	5,2				
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	16,0	12,2	9,6	7,8	6,5	5,4				
MRd	263,2 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>			
		qRd kN/m <sup>2</sup>	34,5	20,8	13,4	8,9	6,0	4,0	2,6			
		qrev kN/m <sup>2</sup>	28,8	16,7	10,1	6,1	3,5	1,7	0,5			
		flev mm	12,0	17,3	22,4	26,5	28,5	27,3	21,7			
		fob mm	0,7	1,7	3,5	6,5	11,1	17,8	27,2			
I:	2900 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,2	0,5	1,0	1,9	3,2	5,1	7,8			
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	14,5	11,1	8,9	7,3	6,1	5,1	4,4			
MRd	344,0 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>		
		qRd kN/m <sup>2</sup>		28,3	18,6	12,7	8,9	6,3	4,4	3,0		
		qrev kN/m <sup>2</sup>		21,6	13,5	8,6	5,4	3,3	1,7	0,5		
		flev mm		22,8	30,4	37,4	42,9	45,8	44,7	38,2		
		fob mm		1,7	3,5	6,4	10,9	17,5	26,7	39,1		
I:	2958 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm		0,5	1,0	1,8	3,1	5,0	7,7	11,2		
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz		10,4	8,3	6,8	5,7	4,9	4,2	3,6		
MRd	414,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>			23,1	16,0	11,5	8,3	6,1	4,4	3,1	
		qrev kN/m <sup>2</sup>			16,3	10,7	7,0	4,5	2,7	1,4	0,4	
		flev mm			36,4	45,7	53,7	59,5	61,8	59,1	49,9	
		fob mm			3,4	6,3	10,8	17,3	26,4	38,7	54,7	
I:	2998 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			1,0	1,8	3,1	5,0	7,6	11,1	15,7	
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz			7,9	6,5	5,5	4,7	4,1	3,5	3,1	
MRd	447,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>			25,2	17,6	12,7	9,3	6,8	5,0	3,7	2,6
		qrev kN/m <sup>2</sup>			19,1	12,7	8,6	5,7	3,7	2,2	1,1	0,2
		flev mm			42,2	53,5	64,1	72,7	78,2	79,2	74,0	61,1
		fob mm			3,4	6,3	10,7	17,1	26,1	38,2	54,2	74,6
I:	3037 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			1,0	1,8	3,1	4,9	7,5	10,9	15,5	21,3
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz			7,6	6,3	5,3	4,5	3,9	3,4	3,0	2,7

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

 fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 1 af 5

# Bæretabel TT med overbeton

**TT40/240**
**+ 6**
**Retlinet arm**

 Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup>

2,38

07-08-2009

MRd	234,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>					
		qRd kN/m <sup>2</sup>	30,1	17,9	11,3	7,3	4,7	2,9	1,6					
		qrev kN/m <sup>2</sup>	29,0	16,8	10,1	6,1	3,5	1,7	0,4					
		flev mm	5,8	8,2	10,4	11,8	11,9	10,1	5,6					
		fob mm	0,4	0,9	1,8	3,3	5,6	9,0	13,7					
I:	5277 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,1	0,3	0,6	1,0	1,8	2,8	4,3					
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	19,3	14,8	11,7	9,6	7,9	6,7	5,7					
MRd	341,2 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>				
		qRd kN/m <sup>2</sup>	45,5	27,8	18,1	12,3	8,5	5,9	4,1	2,7				
		qrev kN/m <sup>2</sup>	39,4	23,4	14,8	9,5	6,1	3,8	2,1	0,9				
		flev mm	8,4	12,4	16,4	20,0	22,8	23,9	22,8	18,6				
		fob mm	0,3	0,8	1,7	3,2	5,5	8,8	13,5	19,7				
I:	5388 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,1	0,3	0,5	1,0	1,7	2,8	4,2	6,2				
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	17,4	13,4	10,8	8,8	7,4	6,3	5,4	4,7				
MRd	447,9 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>		37,7	25,0	17,3	12,4	9,0	6,6	4,8	3,4	2,3		
		qrev kN/m <sup>2</sup>		30,1	19,4	12,9	8,7	5,8	3,8	2,3	1,1	0,2		
		flev mm		16,3	22,1	27,9	33,0	37,0	39,1	38,5	34,2	25,5		
		fob mm		0,8	1,7	3,2	5,4	8,7	13,2	19,3	27,4	37,7		
I:	5498 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm		0,3	0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	6,0	8,6	11,8		
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz		12,4	10,0	8,3	7,0	5,9	5,1	4,5	3,9	3,5		
MRd	544,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>			31,2	21,9	15,9	11,7	8,8	6,6	4,9	3,6	2,6	
		qrev kN/m <sup>2</sup>			23,4	15,9	11,0	7,6	5,2	3,5	2,1	1,1	0,2	
		flev mm			26,7	34,2	41,4	47,6	52,3	54,5	53,5	48,3	37,8	
		fob mm			1,7	3,1	5,3	8,5	13,0	19,1	27,0	37,2	50,0	
I:	5582 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	5,9	8,4	11,6	15,6	
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz			9,5	7,9	6,7	5,7	4,9	4,3	3,8	3,4	3,0	
MRd	640,8 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>				26,5	19,4	14,5	11,0	8,4	6,5	5,0	3,8	2,8
		qrev kN/m <sup>2</sup>				18,8	13,2	9,4	6,7	4,6	3,1	1,9	1,0	0,2
		flev mm				40,3	49,4	57,8	65,0	70,0	72,0	70,2	63,5	50,8
		fob mm				3,1	5,3	8,4	12,8	18,8	26,6	36,7	49,3	65,0
I:	5664 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm				1,0	1,6	2,6	4,0	5,9	8,3	11,4	15,4	20,3
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz				7,5	6,4	5,5	4,8	4,2	3,7	3,3	2,9	2,6

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

 fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 2 af 5

# Bæretabel TT med overbeton

**TT50/240**
**+ 6**
**Retlinet arm**

 Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup>

2,65

07-08-2009

MRd	292,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>				
		qRd kN/m <sup>2</sup>	38,2	23,0	14,7	9,7	6,5	4,3	2,7	1,5				
		qrev kN/m <sup>2</sup>	37,5	22,2	13,8	8,8	5,5	3,3	1,7	0,5				
		flev mm	4,2	6,1	7,9	9,3	10,0	9,6	7,6	3,5				
		fob mm	0,2	0,5	1,0	1,8	3,1	5,0	7,6	11,2				
I:	9014 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,1	0,2	0,3	0,6	1,0	1,7	2,5	3,7				
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	22,7	17,5	14,0	11,4	9,5	8,0	6,9	5,9				
MRd	428,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>		
		qRd kN/m <sup>2</sup>	57,9	35,6	23,5	16,1	11,4	8,1	5,8	4,1	2,8	1,8		
		qrev kN/m <sup>2</sup>	50,9	30,7	19,8	13,2	8,9	5,9	3,8	2,3	1,1	0,2		
		flev mm	6,2	9,2	12,4	15,5	18,1	19,9	20,4	19,1	15,4	8,7		
		fob mm	0,2	0,5	1,0	1,8	3,1	4,9	7,5	11,0	15,5	21,4		
I:	9201 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,1	0,2	0,3	0,6	1,0	1,6	2,5	3,6	5,1	7,0		
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	20,4	15,8	12,7	10,5	8,8	7,5	6,5	5,6	4,9	4,3		
MRd	564,2 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>			32,2	22,6	16,3	12,0	9,0	6,7	5,0	3,6	2,6	
		qrev kN/m <sup>2</sup>			25,7	17,5	12,2	8,6	6,0	4,0	2,6	1,4	0,5	
		flev mm			16,7	21,3	25,8	29,7	32,5	33,9	33,1	29,7	23,1	
		fob mm			1,0	1,8	3,0	4,8	7,3	10,7	15,2	21,0	28,2	
I:	9387 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			0,3	0,6	1,0	1,6	2,4	3,5	5,0	6,9	9,3	
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz			11,8	9,8	8,3	7,1	6,1	5,4	4,7	4,2	3,7	
MRd	689,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>				28,5	20,8	15,6	11,9	9,1	7,0	5,4	4,1	3,0
		qrev kN/m <sup>2</sup>				21,4	15,2	10,9	7,9	5,6	3,9	2,6	1,5	0,6
		flev mm				26,3	32,3	37,9	42,8	46,4	48,1	47,5	43,8	36,4
		fob mm				1,7	3,0	4,7	7,2	10,6	15,0	20,6	27,8	36,6
I:	9537 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm				0,6	1,0	1,6	2,4	3,5	4,9	6,8	9,1	12,0
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz				9,3	7,9	6,8	5,9	5,2	4,6	4,1	3,6	3,3
MRd	815,0 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>					25,4	19,2	14,8	11,5	9,0	7,1	5,5	4,3
		qrev kN/m <sup>2</sup>					18,2	13,3	9,8	7,2	5,2	3,7	2,5	1,5
		flev mm					38,5	45,9	52,6	58,4	62,5	64,5	63,7	59,4
		fob mm					2,9	4,7	7,1	10,4	14,8	20,3	27,4	36,1
I:	9686 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm					1,0	1,5	2,3	3,4	4,9	6,7	9,0	11,9
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz					7,5	6,5	5,7	5,0	4,4	3,9	3,5	3,2

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

 fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet.  $\alpha=7$ 

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 3 af 5

# Bæretabel TT med overbeton

**TT60/240**
**+ 6**
**Retlinet arm**

 Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup>

3,21

07-08-2009

MRd	350,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>			
		qRd kN/m <sup>2</sup>	46,0	27,8	17,9	11,9	8,0	5,4	3,5	2,1	1,0			
		qrev kN/m <sup>2</sup>	47,7	28,5	18,0	11,7	7,6	4,8	2,8	1,3	0,2			
		flev mm	2,7	4,0	5,1	6,0	6,4	6,0	4,6	1,7	-2,9			
		fob mm	0,1	0,3	0,5	1,0	1,7	2,8	4,2	6,2	8,7			
I:	15917 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,1	3,0			
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	27,1	20,9	16,8	13,7	11,5	9,7	8,3	7,2	6,3			
MRd	515,1 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>		
		qRd kN/m <sup>2</sup>	69,9	43,0	28,5	19,7	14,0	10,1	7,3	5,2	3,6	2,4		
		qrev kN/m <sup>2</sup>	63,7	38,7	25,1	16,9	11,6	8,0	5,4	3,4	2,0	0,8		
		flev mm	4,1	6,1	8,1	10,1	11,8	12,9	13,1	12,1	9,6	5,0		
		fob mm	0,1	0,3	0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	6,1	8,6	11,8		
I:	16179 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,1	2,9	4,0		
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	24,4	18,9	15,3	12,6	10,6	9,1	7,8	6,8	6,0	5,3		
MRd	679,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>		58,3	39,1	27,5	19,9	14,8	11,1	8,4	6,3	4,7	3,4	2,3
		qrev kN/m <sup>2</sup>		48,9	32,2	22,2	15,6	11,1	7,9	5,6	3,8	2,4	1,2	0,3
		flev mm		8,1	11,0	14,1	17,0	19,5	21,3	22,1	21,5	19,1	14,5	7,1
		fob mm		0,3	0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	6,0	8,5	11,7	15,7	20,7
I:	16439 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm		0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,0	2,9	3,9	5,3	7,0
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz		17,5	14,2	11,8	10,0	8,5	7,4	6,5	5,7	5,1	4,5	4,1
MRd	834,0 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>			49,0	34,8	25,5	19,2	14,7	11,3	8,8	6,8	5,2	3,9
		qrev kN/m <sup>2</sup>			38,8	27,0	19,3	14,0	10,3	7,5	5,4	3,7	2,4	1,4
		flev mm			13,6	17,5	21,5	25,3	28,5	30,8	31,9	31,4	28,8	23,7
		fob mm			0,5	1,0	1,7	2,6	4,0	5,9	8,4	11,5	15,5	20,4
I:	16656 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,0	2,8	3,9	5,2	6,9
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz			13,3	11,1	9,5	8,1	7,1	6,2	5,5	4,9	4,4	4,0
MRd	988,3 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>				42,0	31,1	23,6	18,2	14,3	11,2	8,9	7,0	5,5
		qrev kN/m <sup>2</sup>				31,7	23,0	16,9	12,6	9,4	7,0	5,1	3,6	2,4
		flev mm				20,9	25,9	30,8	35,4	39,2	42,0	43,2	42,6	39,7
		fob mm				1,0	1,6	2,6	4,0	5,8	8,3	11,4	15,3	20,2
I:	16872 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm				0,3	0,6	0,9	1,3	2,0	2,8	3,8	5,2	6,8
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz				10,6	9,0	7,8	6,8	6,0	5,3	4,8	4,3	3,9

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

 fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 4 af 5

# Bæretabel TT med overbeton

TT76/240 + 8 Retlinet arm Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup> 4,00

07-08-2009

MRd	460,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>			
		qRd kN/m <sup>2</sup>	60,7	36,7	23,7	15,8	10,7	7,2	4,7	2,9	1,5			
		qrev kN/m <sup>2</sup>	70,3	42,3	27,1	17,9	11,9	7,8	4,9	2,7	1,1			
		flev mm	1,7	2,5	3,2	3,8	4,1	3,9	3,1	1,5	-1,3			
		fob mm	0,1	0,2	0,4	0,7	1,1	1,8	2,7	4,0	5,7			
I:	34314 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7	1,0	1,4			
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	33,3	25,8	20,8	17,1	14,4	12,2	10,5	9,1	8,0			
MRd	680,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>18,0</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>	92,5	57,1	37,8	26,2	18,7	13,5	9,8	7,1	5,0	3,4	3,3	
		qrev kN/m <sup>2</sup>	92,0	56,2	36,7	25,0	17,4	12,1	8,4	5,6	3,5	1,9	0,6	
		flev mm	2,6	3,9	5,2	6,5	7,6	8,4	8,7	8,2	6,7	4,1	6,4	
		fob mm	0,1	0,2	0,4	0,6	1,1	1,8	2,7	4,0	5,6	7,7	13,7	
I:	34778 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7	1,0	1,4	1,9	2,5	
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	30,1	23,4	19,0	15,7	13,3	11,4	9,9	8,6	7,6	6,7	5,2	
MRd	900,2 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>		77,4	52,0	36,6	26,6	19,8	14,9	11,3	8,5	6,4	4,7	3,3
		qrev kN/m <sup>2</sup>		70,1	46,4	32,1	22,8	16,4	11,9	8,5	5,9	3,9	2,4	1,1
		flev mm		5,2	7,1	9,1	11,0	12,7	14,0	14,7	14,5	13,3	10,7	6,4
		fob mm		0,2	0,3	0,6	1,1	1,8	2,7	3,9	5,5	7,6	10,3	13,5
I:	35239 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,5	3,3
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz		21,7	17,6	14,7	12,4	10,7	9,3	8,2	7,2	6,4	5,8	5,2
MRd	1109,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>			65,4	46,5	34,2	25,8	19,8	15,3	11,9	9,3	7,2	5,5
		qrev kN/m <sup>2</sup>			55,4	38,7	27,9	20,4	15,1	11,2	8,2	5,9	4,0	2,5
		flev mm			8,8	11,4	14,0	16,6	18,8	20,5	21,4	21,5	20,2	17,5
		fob mm			0,3	0,6	1,1	1,7	2,6	3,9	5,5	7,5	10,1	13,4
I:	35643 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,4	3,2
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz			16,6	13,9	11,8	10,2	8,9	7,8	7,0	6,2	5,6	5,0
MRd	1318,8 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>				56,4	41,8	31,8	24,6	19,3	15,3	12,1	9,7	7,6
		qrev kN/m <sup>2</sup>				45,3	32,9	24,4	18,4	13,9	10,5	7,8	5,7	4,0
		flev mm				13,6	17,0	20,3	23,4	26,1	28,2	29,4	29,5	28,2
		fob mm				0,6	1,1	1,7	2,6	3,8	5,4	7,5	10,0	13,2
I:	36045 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm				0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,4	3,2
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz				13,2	11,3	9,7	8,5	7,5	6,7	6,0	5,4	4,9

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 5 af 5



Sagsnavn: Multimediehuset i Århus Bygningsdel: In-situ dæk i kerne Emne: <b>Normale lastkombinationer</b>		Sag nr.: Bilag 2b Dato: 03-01-2011 Init:		BJÆLKE, version 2.0 / EC Betonement-Foreningen mar. 2009 #DIVISION/0!	
<p>Momenter i kNm</p> <p><math>M_{Ed,max} = 19,2 \text{ kNm} &lt; M_{Rd}</math></p>		<p>Forskydningskræfter i kN</p>		<b>Spændvidde</b> L 5,00 m <b>Tværsnit</b> h 200 mm b 1000 mm <b>Længdearmring</b> $c' =$ 40 mm $b_{eff}$ 1000 mm Tryklag t Trækklag 1 Trækklag 2 d (mm) c (mm) antal 12 35 2 12 40 3 <b>Bøjler</b> d (mm) a (mm) cotθ Type 1 0 0 2,00 Type 2 0 0 2,00 <b>Partialkoefficienter</b> $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,20 <b>Længdearmring</b> $f_{yk}$ 550 MPa $f_{yd}$ 458 MPa <b>Beton</b> $f_{ck}$ 30 MPa $f_{cd}$ 21,4 MPa <b>Bøjlearmring</b> $f_{yk}$ 410 MPa $f_{yd}$ 342 MPa <b>Nedbøjninger</b> $u_L$ $u_{kar}$ <b>Krybetal</b> RH 55% $t_o$ 28 døgn $\phi_o$ 2,32 <b>Revnevidder</b> $w_{k,L}$ $w_{k,kar}$ <b>Svindtøjning</b> $\epsilon_{cs}$ 0,46 o/oo <b>Momentkapacitet</b> $M_{Rd}$ 30,6 kNm $EI_{L,revnet}$ kNm <sup>2</sup> $EI_{kort,revnet}$ kNm <sup>2</sup> <b>Forskydningskapacitet</b> v/ trykbrud i krop: $V_{Rd,0}$ 718 kN v/ type 1 bøjler: $V_{Rd,1}$ #DIVISION/0! v/ type 2 bøjler: $V_{Rd,2}$ #DIVISION/0! Forskydningskraftens største excentricitet, exc.: 0 mm Forankringskrav til hovedarmring over lejer, $N_a$ : 13 kN	
<b>Jævnt fordelte laste</b> p <sub>1</sub> p <sub>2</sub> p <sub>3</sub> Langtidsværdi (kN/m) 2,0 0,0 Kar. værdi (kN/m) 2,1 1,8 Regnm. værdi (kN/m) 7,1 2,0 Excentricitet, exc. (mm) 0 0 x <sub>1</sub> (m) 0,00 1,00 4,00 x <sub>2</sub> (m) 5,00 4,00 5,00		<b>Punktlaste</b> P <sub>1</sub> P <sub>2</sub> P <sub>3</sub> (kN) 0 0 0 (kN) 0 0 0 (kN) 0 0 0 (mm) 0 0 0 (m) 0,00 0,00 0,00		<b>Kontrolparametre</b> Langtid Brudstadiet M (kNm) 5,3 30,6 x (mm) - 18,0 $\epsilon_0$ (o/oo) - 3,50 $\sigma_{st}$ (MPa) - 458 z (mm) - 152	
<p>tryklag t                  trækklag 1                  trækklag 2                  c måles til midte jern</p>				<b>Vejledning</b> PC-statik: Bjælkeberregning efter EC2 Udgivet på www.bef.dk december 2008 <b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>	

Sagsnavn: Multimediehuset i Århus Bygningsdel: Vægberægning Emne: <b>Normale lastkombinationer</b>		Sag nr.: Bilag 3 Dato: 03-01-2011 Init:		<b>SØJLE, version 2.0 / EC2</b>		Betonelement-Foreningen mar. 2008	
				<b>Materialer</b>		<b>Regningsmæssige parametre</b>	
				$f_{ck}$ 25 MPa $f_{yk}$ 550 MPa $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,20		$f_{cd}$ 17,9 MPa $f_{yd}$ 458 MPa $E_{cd}$ 22483 MPa	
				<b>Søjlelængde</b> $L_s$ 6870 mm		<b>Krybetal</b>	
				<b>Tværsnit</b> $h$ 300 mm $b$ 1000 mm $c$ 36 mm		RH 55% $t_o$ 28 døgn $\phi_o$ 2,48 $M_{0Eq}/M_{0Ed}$ 0,90 $\phi_{ef}$ 2,23	
				<b>Trykarm.</b> $d_a$ 12 mm Antal 3 stk		<b>Bøjler</b> Generelt: $\phi$ 6 / 240 mm Top og bund: $\phi$ 6 / 144 mm	
				<b>Trækarm.</b> $d_a$ 12 mm Antal 3 stk		<b>Kritisk last (central)</b> $\sigma_{crd}$ 11,85 MPa $\phi_c$ 0,11% $\phi_t$ 0,11% $N_{cr}$ 3628 kN	
				<b>Anvendelsestilstand</b> I anvendelsestilstand skønnes $\alpha$ til en passende værdi afhængig af forholdet mellem lang- og kort-tidslast: $\alpha_{anv.} = 24$			
		<b>Kontrolparametre</b>		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b>Anv. - tilfælde</b>	
		$N_{Ed}$ (kN) 291 $M_{0Ed}$ (kNm) 3 $M_{0Rd}$ (kNm) 51 $u$ (mm) 64,2 $w_k$ (mm) - $\epsilon_0 / (1+\phi)$ 0,40 $\sigma_{c0}$ (Mpa) 7,7 $\sigma_{st}$ (Mpa) 458 $\sigma_{sc}$ (Mpa) 161 $x$ (mm) 95		<b>A</b> <b>B</b> <b>D</b> 291 0 0 3 0 0 51 38 38 64,2 53,0 53,0 - - - 0,40 0,21 0,21 7,7 4,4 4,4 458 458 458 161 54 54 95 60 60		494 10,5 - 2,7 urevnet - - -24 51 urevnet	
		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b>N<sub>1</sub> (kN)</b> <b>N<sub>0</sub> (kN)</b> <b>N<sub>2</sub> (kN)</b> <b>w (kN/m)</b>		<b>A</b> 20 223 49 0,00 <b>B</b> 0 0 0 0,00 <b>C</b> 0 0 0 0,00 <b>D</b> 0 0 0 0,00 <b>E</b> 0 0 0 0,00 <b>F</b> 0 0 0 0,00 <b>G</b> 0 0 0 0,00 <b>H</b> 0 0 0 0,00 <b>I</b> 0 0 0 0,00 <b>Anvendelsestilfælde:</b> 34 460 0 0,00 <b>Excentriciteter (mm) :</b> 105 15 60	
Veiledning: PC-statik: Søjle- og vægberægning efter EC2		Udgivet på www.bef.dk december 2008		<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>			



Sag: Multimediehuset i Århus Emne: Laster på væg Vedvarende dimensioneringstilstande (kombination 6.10b)		Nr.: Bilag 3 Init:		Lastnedføring version 2.0 / EC		Udgivet af Betonelement-Foreningen mar. 2009																																																																												
						Egenvægt, $\gamma_{g,sup} = 1,00$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$		Konsekvensklasse: $K_{FI} = 1,10$																																																																										
				<p>L1 og L2 betegner linielaste. <math>L_v</math> og <math>L_h</math> er dækkenes spændvidder.</p> <p>Resultanter på <u>under</u>liggende væg eller bjælke:</p> <p><math>n_v</math> og <math>n_h</math> : Laste fra dæk i etagen <math>n_o</math> : Last fra højereliggende dæk og fra egenvægte i bærelinie</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fladelaste</th> <th><math>g_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>g_{fri,k}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>q_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>F0</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>F1 Tagflade, sne</td><td>3,58</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>1,50</td><td>0,60</td><td>C</td></tr> <tr><td>F2 3. Etage, dæk</td><td>4,80</td><td>0,00</td><td>5,00</td><td>1,50</td><td>0,60</td><td>C</td></tr> <tr><td>F3 2. Etage, dæk</td><td>4,80</td><td>0,00</td><td>5,00</td><td>1,50</td><td>0,60</td><td>C</td></tr> <tr><td>F4 1. Etage, dæk</td><td>4,80</td><td>0,00</td><td>5,00</td><td>1,50</td><td>0,60</td><td>C</td></tr> <tr><td></td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>1,00</td><td>0,60</td><td>B</td></tr> </tbody> </table>		Fladelaste	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_{fri,k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	F0	0,00	0,00	0,00				F1 Tagflade, sne	3,58	0,00	0,00	1,50	0,60	C	F2 3. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C	F3 2. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C	F4 1. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C		0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Linielaste</th> <th><math>g_k</math> (kN/m)</th> <th><math>g_{fri,k}</math> (kN/m)</th> <th><math>q_k</math> (kN/m)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>L0</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>L1</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>1,00</td><td>0,60</td><td>B</td></tr> <tr><td>L2 Etage, væg</td><td>54,00</td><td>0,00</td><td>3,00</td><td>1,50</td><td>0,60</td><td>C</td></tr> </tbody> </table>		Linielaste	$g_k$ (kN/m)	$g_{fri,k}$ (kN/m)	$q_k$ (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	L0	0,00	0,00	0,00				L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B	L2 Etage, væg	54,00	0,00
Fladelaste	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_{fri,k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																																																												
F0	0,00	0,00	0,00																																																																															
F1 Tagflade, sne	3,58	0,00	0,00	1,50	0,60	C																																																																												
F2 3. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
F3 2. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
F4 1. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																																																												
Linielaste	$g_k$ (kN/m)	$g_{fri,k}$ (kN/m)	$q_k$ (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																																																												
L0	0,00	0,00	0,00																																																																															
L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																																																												
L2 Etage, væg	54,00	0,00	3,00	1,50	0,60	C																																																																												
Etage	Egenvægt i bærelinie $g_k$ (kN/m) $g_{fri,k}$ (kN/m)		Laste på venstre dækfelt $L_v$ (m)    Fladelast    Linielast $s_v$ (m)			Laste på højre dækfelt $L_h$ (m)    Fladelast    Linielast $s_h$ (m)			maksimalværdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)			reducerede værdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)			minimalværdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)																																																																			
Tag			2,60	F1	L0	0,00	6,17	F1	L2	0,00	5,1	6,2	76,5	5,1	6,2	74,5	4,2	5,0	58,5																																																															
3. sal	5,60	0,00	2,60	F2	L0	0,00	6,17	F2	L2	0,00	17,6	93,9	106,1	13,3	92,0	93,9	5,6	72,8	61,9																																																															
2. sal	5,60	0,00	2,60	F3	L0	0,00	6,17	F3	L2	0,00	17,6	221,8	106,1	13,3	205,3	93,9	5,6	145,4	61,9																																																															
1. sal	5,60	0,00	2,60	F4	L0	0,00	6,17	F4	L2	0,00	17,6	335,1	106,1	13,3	318,7	93,9	5,6	218,0	61,9																																																															
Stue	5,60	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	442,3	0,0	0,0	425,9	0,0	0,0	285,5	0,0																																																															
	0,00	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	442,3	0,0	0,0	425,9	0,0	0,0	285,5	0,0																																																															
	0,00	0,00									442,3			425,9			285,5																																																																	
<b>Vejledning:</b> PC-statik: Lodret lastnedføring efter EC0 + EC1				Udgivet på www.bef.dk december 2008				<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>																																																																										



## Søjleberegning

### Lastfastsættelse på nederste søjle

Samtidighedsfaktor.

$$\alpha_n := \frac{1 + n - 1\psi_0}{n}$$

Antal etager	n=	3
Kategori C		
Variable laster	$\psi_0=$	0,6
Samtidighedsfaktor	$\alpha_n=$	0,73
For nederstående beregninger sættes $K_{fi}$ til:	$K_{Fi}=$	1,00

### Last fra tagetage

Snelast dimensionsgivende på tagetagen

Lastopland	=	144,00 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk	=	119,14 kN
Egenlast betonbjælke	=	91,8 kN
Snelast	$s_k=$	0,576 kN/m <sup>2</sup>
Last fra snelast	=	82,9 kN
Vindlast	$v_k=$	0,16 kN/m <sup>2</sup>
Last fra vindlast	=	23,2 kN
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k \cdot K_{Fi} + 0,45 \cdot v_k \cdot K_{Fi}$	=	345,80 kN

### Last fra etagedæk og ovenliggende søjler på nederste søjle

Egenlast 3 søjler	=	345,6 kN
Egenlast 2 bjælker	=	183,6 kN
Egenlast 2 etagedæk	=	6,8 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland	=	144,00 m <sup>2</sup>
Last fra 2 etagedæk	=	1958,4 kN
Nyttelast	$q_k=$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
lastopland 1 etage	=	144,0 m <sup>2</sup>
Last fra nyttelast	=	720,0 kN
Nyttelast dominerende		
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{Fi}$	=	4863,6 kN
Last på søjle i niveau 0	$N_0=$	<u>5209,40 kN</u>

### Last fra dæk på nederste søjle

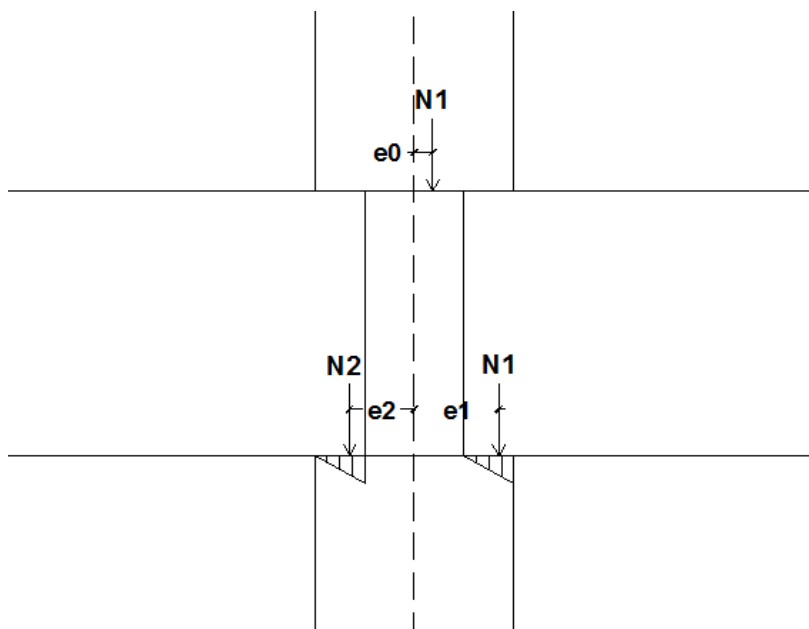
Lastopland	=	72
Egenlast bjælke	=	45,9 kN
Egenlast etagedæk	=	61,85 kN
Nyttelast	=	360 kN
Nyttelast dominerende $1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$	N1 og N2=	<u>647,75 kN</u>

### Vederlag

Der vælger et vederlag på: = 200 mm

### Ekcentriteter

$1/3 \cdot 190$	=	63,3 mm
$1/3 \cdot 210$	=	70,0 mm
$e_0 =$	=	15 mm
$e_1 =$	=	336,7 mm
$e_2 =$	=	270,0 mm



Ud fra søjle beregningsprogram fra bef.dk, se bilag 4B, er søjlen 800x800.

Sagsnavn: MGH - Hovedkontor Bygningsdel: Søjler Emne: Normale lastkombinationer			Sag nr.: Dato: 03-01-2011 Init:		<b>SØJLE, version 2.0 / EC2</b> <span style="float:right">Betonelement-Foreningen mar. 2008</span>						
					<b>Materialer</b>		$f_{ck}$	25 MPa	<b>Regningsmæssige parametre</b>		
							$f_{yk}$	550 MPa	$f_{cd}$	17,9 MPa	
		$\gamma_c$	1,40	$f_{yd}$	458 MPa						
		$\gamma_s$	1,20	$E_{cd}$	22483 MPa						
		<b>Søjlelængde</b>	$L_s$	7500 mm	<b>Krybetal</b>						
		<b>Tværsnit</b>	$h$	800 mm	RH		55%				
			$b$	800 mm	$t_o$		28 døgn				
			$c$	36 mm	$\phi_o$		2,30				
		<b>Trykarm.</b>	$d_a$	14 mm	$M_{0Eq}/M_{0Ed}$		0,90				
			Antal	5 stk	$\phi_{ef}$		2,07				
		<b>Trækarm.</b>	$d_a$	14 mm	<b>Bøjler</b>		Generelt: $\varnothing$ 6 / 280 mm				
			Antal	5 stk			Top og bund: $\varnothing$ 6 / 168 mm				
<b>Anvendelsestilstand</b>					<b>Kritisk last (central)</b>						
I anvendelsestilstand skønnes $\alpha$					$\sigma_{crd}$					16,46 MPa	
til en passende værdi afhængig af					$\phi_c$					0,12%	
forholdet mellem lang- og kort-					$\phi_t$					0,12%	
tidslast: $\alpha_{anv.} =$					$N_{cr}$					10760 kN	
										24	
		<b>Kontrolparametre</b>		<b>Brudlasttilfælde</b>			<b>Anv. - tilfælde</b>	<b>Brudlasttilfælde</b>			
				<b>A</b>	<b>B</b>	<b>D</b>		<b>N<sub>1</sub> (kN)</b>	<b>N<sub>0</sub> (kN)</b>	<b>N<sub>2</sub> (kN)</b>	<b>w (kN/m)</b>
		$N_{Ed}$	(kN)	6505	0	0	0	648	5209	648	0,00
		$M_{0Ed}$	(kNm)	121	0	0	0,0	0	0	0	0,00
		$M_{0Rd}$	(kNm)	828	252	252	-	0	0	0	0,00
		$u$	(mm)	62,3	21,4	21,4	0,0	0	0	0	0,00
		$w_k$	(mm)	-	-	-	urevnet	0	0	0	0,00
		$\epsilon_o / (1+\phi)$	(o/o)	2,21	0,20	0,20	-	0	0	0	0,00
		$\sigma_{c0}$	(Mpa)	17,8	4,2	4,2	0,0	0	0	0	0,00
		$\sigma_{st}$	(Mpa)	335	458	458	0	0	0	0	0,00
		$\sigma_{sc}$	(Mpa)	458	94	94	0	0	0	0	0,00
		$x$	(mm)	613	160	160	-	0	0	0	0,00
								<b>Anvendelsestilfælde:</b>			
								Excentriciteter (mm):	337	15	270
<b>Vejledning:</b> PC-statik: Søjle- og vægberegning efter EC2 <span style="float:right">Udgivet på www.bef.dk december 2008</span> <b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>											

## Bjælke, niveau 1

Nyttelast dominerende

$$1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI}$$

Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Samtidighedsfaktor	$\alpha_{n1} =$	1,0
	$K_{FI} =$	1,0
Egenvægt af etageadskillelse eksklusiv bjælke	$G_{TT \text{ dæk}}$	6,8 kN/m <sup>2</sup>
Last på bjælke (lastkombination)	=	14,3 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	=	15 m
Maksimal spændvidde	=	9,6 m
Last på bjælke	=	214,5 kN/m

## Valg af bjælke

Der vælges KB 110/60 32L12,5 + 4L12,5 retlinet  
fra Spæncom  
Se bilag 5a for tabel

Da bæreevnen for projektets spændvidde ikke er angivet i skemaet, udregnes denne.

$$1/8 * q_1 * l_1^2 = 1/8 * q_2 * l_2^2$$

q1: bæreevnen for projektets spændvidde

$$l_1: \text{projektets spændvidde} \quad l_1 = 9,6 \text{ m}$$

q2: bæreevne angivet i tabel

$$q_2 = 115,3 \text{ kN/m}$$

l2: Spændvidde angivet i tabel

$$l_2 = 13,2 \text{ m}$$

De 2 ligninger sættes lig hinanden, da de antages at have samme moment. q1 isoleres.

$$q_1 = q_2 * l_2^2 / l_1^2 \quad q_1 = 217,99 \text{ kN/m}$$

Dermed er bæreevnen i orden på KB 110/60 32L12,5 + 4L12,5 retlinet ved dette spænd.

Af hensyn til installationer som føres i det nedhængte loft er det nødvendigt at minimere konstruktionshøjden. De valgte TT-dæk har en højde på 760mm og den valgte standardbjælke har en frihøjde på 600mm. Dette resulterer i en stor udstøbning i toppen af bjælken. Derfor vælges det at lave en speciel bjælke med samme bjælke højde som den nuværende men med mindre konsoller.

Valgte dimensioner på special bjælke  
KB 110/76

Dermed er frihøjden på bjælken optimeret til at passe til dækhøjden. Bæreeven er stadigvæk den samme da bjælkehøjden er uændret. Omkring konsolopbygningen skal armeringsmængden øges således at konsollerne stadigvæk kan overføre kræfterne til "kroppen" af bjælken.

Det forudsættes ikke at være noget problem at få fremstillet disse speciele bjælker, pga. det store antal af bjælker af denne type som skal benyttes til byggeriet.

## Bjælke, tagdæk

Dimensioner:

Maksimal spændvidde = 9,6 m

Lastopland:

Lastbredde = 15 m

Laster:

Snelast  $S_k = 8,6 \text{ kN/m}$

Vindlast, tryk på tag  $V_k = 12,1 \text{ kN/m}$

$K_{FI} = 1,0$

Egenlast af tagkonstruktion  $G_{TT \text{ dæk}} = 81,2 \text{ kN/m}$

Lastkombination:

Nyttelast dominerende

Dimensionsgivende last på bjælke  $1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI} = \underline{\underline{99,61 \text{ kN/m}}}$

## Valg af bjælke

Der vælges KB 80/50 18L12,5 + 2L12,5 retlinet

fra Spæncom

Se bilag 5a for tabel

Da bæreevnen for projektets spændvidde ikke er angivet i skemaet, udregnes denne.

$$1/8 * q_1 * l_1^2 = 1/8 * q_2 * l_2^2$$

q1: bæreevnen for projektets spændvidde

l1: projektets spændvidde  $l_1 = 9,6 \text{ m}$

q2: bæreevne angivet i tabel

$q_2 = 58,5 \text{ kN/m}$

l2: Spændvidde angivet i tabel

$l_2 = 13,2 \text{ m}$

De 2 ligninger sættes lig hinanden, da de antages at have samme moment. q1 isoleres.

$$q_1 = q_2 * l_2^2 / l_1^2 \quad q_1 = 110,60 \text{ kN/m}$$

Dette betyder at denne bjælke vælges.

## KB80/60

Egenvægt i kN/m 6,12

MRd	902,3 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	643,2 kNm	qRd kN//m		133,1	96,2	72,2	55,8	44,0	35,3	28,7	23,5	19,5
Mbal	267,0 kNm	qrev kN//m		93,1	66,8	49,7	38,0	29,6	23,4	18,7	15,0	12,1
		qbal kN//m		35,1	24,2	17,1	12,2	8,7	6,1	4,2	2,7	1,4
I:	15788 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm		6,2	7,9	9,6	10,9	11,9	12,3	11,9	10,4	7,6
	10L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm		0,8	1,4	2,5	3,9	6,0	8,8	12,4	17,1	23,0
		Egenf Hz		13,8	11,6	10,0	8,7	7,6	6,7	6,0	5,4	4,9
MRd	1036,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	739,5 kNm	qRd kN//m				83,9	65,0	51,5	41,5	33,9	28,0	23,3
Mbal	330,2 kNm	qrev kN//m				58,1	44,6	35,0	27,8	22,4	18,2	14,8
		qbal kN//m				22,5	16,5	12,2	9,0	6,6	4,7	3,2
I:	15905 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				12,5	14,7	16,6	18,0	18,6	18,4	16,9
	12L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm				2,4	3,9	5,9	8,7	12,3	17,0	22,8
		Egenf Hz				9,4	8,2	7,2	6,4	5,7	5,2	4,7
MRd	1163,1 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	835,5 kNm	qRd kN//m				73,7	58,5	47,3	38,8	32,1	26,8	
Mbal	392,5 kNm	qrev kN//m				51,2	40,3	32,2	26,1	21,3	17,6	
		qbal kN//m				20,8	15,7	11,9	9,0	6,8	5,0	
I:	16021 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				18,4	21,2	23,5	25,2	26,1	25,9	
	14L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm				3,9	5,9	8,6	12,2	16,8	22,7	
		Egenf Hz				7,8	6,9	6,2	5,5	5,0	4,5	
MRd	1282,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	931,2 kNm	qRd kN//m						65,1	52,8	43,4	36,0	30,2
Mbal	454,0 kNm	qrev kN//m						45,6	36,6	29,8	24,5	20,3
		qbal kN//m						19,1	14,7	11,4	8,8	6,7
I:	16134 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm						25,6	28,9	31,6	33,7	34,7
	16L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm						5,9	8,6	12,1	16,7	22,5
		Egenf Hz						6,6	5,9	5,3	4,8	4,4
MRd	1393,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	1028,1 kNm	qRd kN//m							57,9	47,6	39,7	33,4
Mbal	517,1 kNm	qrev kN//m							41,1	33,5	27,7	23,0
		qbal kN//m							17,6	13,8	10,9	8,5
I:	16230 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm							34,5	38,3	41,5	43,8
	18L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm							8,5	12,1	16,6	22,4
		Egenf Hz							5,7	5,1	4,7	4,2
MRd	1491,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>
Mrevne	1123,1 kNm	qRd kN//m								51,4	42,9	36,2
Mbal	576,9 kNm	qrev kN//m								37,2	30,8	25,7
		qbal kN//m								16,1	12,8	10,2
I:	16341 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm								44,7	48,8	52,2
	20L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm								12,0	16,5	22,2
		Egenf Hz								5,0	4,5	4,1

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
qrev = Revnebæreevne.  
qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
flev = Leveringspilhøjde  
fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

### Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
Armering: Liner iht Spæncom pro 0021  
DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Konsekvensklasse: CC2  
Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330  
Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140  
Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.







MRd	2590,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	1734,3 kNm	qRd kN//m		132,5	107,5	88,5	73,7	62,0	52,5	44,8	38,4	33,0	28,4
Mbal	859,7 kNm	qrev kN//m		84,9	68,2	55,5	45,6	37,7	31,4	26,2	21,9	18,3	15,3
		qbal kN//m		36,3	28,0	21,7	16,8	12,9	9,8	7,2	5,1	3,3	1,8
I:	50086 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm		15,7	17,7	19,4	20,7	21,4	21,4	20,4	18,4	15,0	10,1
	22L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm		1,9	2,8	3,9	5,4	7,2	9,6	12,4	15,8	19,8	24,6
		Egenf Hz		8,6	7,6	6,9	6,2	5,6	5,1	4,7	4,3	4,0	3,7
MRd	2760,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	1858,7 kNm	qRd kN//m		115,3	95,1	79,3	66,8	56,7	48,5	41,6	35,9	31,1	
Mbal	946,3 kNm	qrev kN//m		73,9	60,3	49,7	41,3	34,5	28,9	24,3	20,4	17,2	
		qbal kN//m		32,0	25,1	19,7	15,4	11,9	9,1	6,8	4,8	3,1	
I:	50307 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm		20,1	22,3	24,1	25,4	26,0	25,6	24,3	21,6	17,6	
	24L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm		2,8	3,9	5,4	7,2	9,5	12,3	15,7	19,7	24,5	
		Egenf Hz		7,5	6,7	6,1	5,5	5,0	4,6	4,2	3,9	3,6	
MRd	2925,1 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	1982,9 kNm	qRd kN//m			101,4	84,7	71,5	60,8	52,0	44,8	38,7	33,6	
Mbal	1032,2 kNm	qrev kN//m			65,1	53,8	44,8	37,5	31,6	26,7	22,6	19,1	
		qbal kN//m			28,4	22,5	17,8	14,1	11,0	8,4	6,3	4,5	
I:	50527 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm			25,2	27,5	29,3	30,5	30,8	30,1	28,2	24,9	
	26L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm			3,9	5,3	7,2	9,5	12,3	15,6	19,6	24,4	
		Egenf Hz			6,6	5,9	5,4	4,9	4,5	4,2	3,9	3,6	
MRd	3083,8 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2106,8 kNm	qRd kN//m				89,9	76,0	64,7	55,5	47,9	41,4	36,0	
Mbal	1117,5 kNm	qrev kN//m				57,8	48,3	40,6	34,3	29,1	24,7	21,0	
		qbal kN//m				25,3	20,2	16,2	12,8	10,1	7,7	5,8	
I:	50746 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				30,9	33,2	35,0	35,9	35,8	34,6	32,1	
	28L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm				5,3	7,2	9,4	12,2	15,6	19,5	24,3	
		Egenf Hz				5,8	5,3	4,8	4,4	4,1	3,8	3,5	
MRd	3236,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2230,5 kNm	qRd kN//m					80,3	68,5	58,8	50,8	44,1	38,4	
Mbal	1202,2 kNm	qrev kN//m					51,8	43,6	37,0	31,4	26,8	22,9	
		qbal kN//m					22,6	18,3	14,7	11,7	9,2	7,1	
I:	50963 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					37,2	39,4	41,0	41,5	41,1	39,3	
	30L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm					7,1	9,4	12,2	15,5	19,5	24,2	
		Egenf Hz					5,2	4,8	4,4	4,0	3,7	3,5	
MRd	3369,3 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2342,9 kNm	qRd kN//m						71,8	61,7	53,3	46,3	40,4	
Mbal	1275,2 kNm	qrev kN//m						46,4	39,4	33,6	28,7	24,6	
		qbal kN//m						20,1	16,2	13,1	10,4	8,2	
I:	51125 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm						43,3	45,4	46,5	46,6	45,4	
	32L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm						9,4	12,1	15,4	19,4	24,1	
		Egenf Hz						4,7	4,3	4,0	3,7	3,4	
MRd	3448,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2417,3 kNm	qRd kN//m						73,7	63,4	54,9	47,7	41,6	
Mbal	1245,0 kNm	qrev kN//m						48,3	41,0	35,0	30,0	25,8	
		qbal kN//m						19,3	15,6	12,5	9,9	7,7	
I:	51581 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm						41,0	42,8	43,8	43,6	42,2	
	34L12,5+ 6 L 12,5	f10 mm						9,3	12,0	15,3	19,2	23,9	
		Egenf Hz						4,7	4,3	4,0	3,7	3,4	

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
qrev = Revnebæreevne.  
qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
flev = Leveringspilhøjde  
fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

<b>Forudsætninger</b>		Konsekvensklasse:	CC2	
Elementbeton fck:	45 MPa, fcd: 33,8 MPa	Kontrolklasse:	Spærpet	Y <sub>b</sub> : 1,330
Armering:	Liner iht Spæncom pro 0021	Kontrolklasse:	Spærpet	Y <sub>s</sub> : 1,140
DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008		Beregningsprogram:	Bjælke v.3.00	
Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.				

## KB120/60

Egenvægt i kN/m 13,32

MRd	3336,8 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2234,2 kNm	qRd kN//m			139,9	115,4	96,4	81,3	69,1	59,1	50,8	43,9	38,0
Mbal	1195,5 kNm	qrev kN//m			89,3	72,9	60,1	50,0	41,8	35,2	29,6	25,0	21,1
		qbal kN//m			41,6	32,8	26,0	20,6	16,2	12,6	9,7	7,2	5,1
I:	68067 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm			19,4	21,7	23,6	25,1	26,1	26,3	25,7	24,0	21,0
	26L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm			2,0	2,9	4,0	5,3	7,0	9,1	11,6	14,6	18,1
		Egenf Hz			7,9	7,1	6,5	5,9	5,4	4,9	4,5	4,2	3,9
MRd	3526,1 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2372,9 kNm	qRd kN//m			122,7	102,6	86,6	73,7	63,2	54,5	47,1	40,9	
Mbal	1295,2 kNm	qrev kN//m			78,2	64,7	53,9	45,3	38,2	32,3	27,4	23,2	
		qbal kN//m			36,6	29,3	23,4	18,7	14,8	11,6	8,9	6,6	
I:	68361 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm			24,3	26,6	28,6	30,0	30,8	30,7	29,6	27,3	
	28L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm			2,9	3,9	5,3	7,0	9,1	11,5	14,5	18,0	
		Egenf Hz			7,0	6,3	5,8	5,3	4,8	4,5	4,1	3,8	
MRd	3710,0 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2511,4 kNm	qRd kN//m					108,6	91,8	78,3	67,2	58,0	50,3	43,8
Mbal	1394,3 kNm	qrev kN//m					69,2	57,9	48,7	41,2	35,0	29,7	25,3
		qbal kN//m					32,5	26,2	21,1	16,9	13,5	10,6	8,1
I:	68653 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					29,7	32,0	34,0	35,2	35,8	35,2	33,6
	30L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm					3,9	5,3	7,0	9,0	11,5	14,5	17,9
		Egenf Hz					6,2	5,7	5,2	4,8	4,4	4,1	3,8
MRd	3876,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2638,7 kNm	qRd kN//m					96,6	82,4	70,8	61,2	53,1	46,3	
Mbal	1481,5 kNm	qrev kN//m					61,5	51,8	43,9	37,4	31,9	27,3	
		qbal kN//m					28,7	23,3	18,8	15,2	12,1	9,5	
I:	68881 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					35,3	37,5	39,2	40,2	40,2	39,2	
	32L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm					5,3	6,9	9,0	11,5	14,4	17,9	
		Egenf Hz					5,6	5,1	4,7	4,3	4,0	3,7	
MRd	4037,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2765,7 kNm	qRd kN//m					86,4	74,3	64,3	55,9	48,8		
Mbal	1568,2 kNm	qrev kN//m					55,0	46,7	39,8	34,1	29,2		
		qbal kN//m					25,4	20,7	16,8	13,6	10,8		
I:	69107 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					41,0	43,1	44,5	45,1	44,5		
	34L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm					6,9	9,0	11,4	14,4	17,8		
		Egenf Hz					5,0	4,6	4,3	3,9	3,7		
MRd	4150,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2825,1 kNm	qRd kN//m					89,2	76,8	66,5	57,9	50,6		
Mbal	1506,2 kNm	qrev kN//m					56,4	48,0	41,0	35,1	30,2		
		qbal kN//m					23,9	19,4	15,6	12,5	9,9		
I:	70001 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					37,4	39,2	40,4	40,6	39,7		
	36L12,5+ 6 L 12,5	f10 mm					6,8	8,8	11,3	14,2	17,6		
		Egenf Hz					5,0	4,6	4,3	3,9	3,7		
MRd	4294,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>	<b>21,6</b>	<b>22,8</b>
Mrevne	2957,6 kNm	qRd kN//m							79,9	69,2	60,3	52,8	
Mbal	1600,6 kNm	qrev kN//m							50,9	43,5	37,4	32,2	
		qbal kN//m							21,4	17,4	14,1	11,3	
I:	70146 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm							43,3	45,0	45,8	45,5	
	38L12,5+ 6 L 12,5	f10 mm							8,8	11,3	14,1	17,6	
		Egenf Hz							4,5	4,2	3,9	3,6	

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
qrev = Revnebæreevne.  
qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
flev = Leveringspilhøjde  
fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

### Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
Armering: Liner iht Spæncom pro 0021  
DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Konsekvensklasse: CC2  
Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330  
Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140  
Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.



		Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
MRd	5078,1 kNm	qRd kN//m							94,9	82,3	71,8	62,9	55,3
Mrevne	3450,2 kNm	qrev kN//m							59,6	51,1	43,9	37,8	32,6
Mbal	1945,6 kNm	qbal kN//m							27,0	22,1	18,1	14,7	11,8
I:	92613 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm							41,5	43,4	44,6	44,9	44,1
	40L12,5+ 6 L 12,5	f10 mm							6,7	8,5	10,7	13,3	16,3
		Egenf Hz							4,8	4,5	4,2	3,9	3,6

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
 qrev = Revnebæreevne.  
 qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
 flev = Leveringspilhøjde  
 fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

Forudsætninger		Konsekvensklasse:	CC2
Elementbeton fck:	45 MPa, fcd: 33,8 MPa	Kontrolklasse:	Spærpet $\gamma_b$ 1,330
Armering:	Liner iht Spæncom pro 0021	Kontrolklasse:	Spærpet $\gamma_s$ 1,140
DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008		Beregningsprogram: Bjælke v.3.00	
Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.			



## KBE80/60

Egenvægt i kN/m

5,17

07-08-2009

MRd	662,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	
Mrevne	459,0 kNm	qRd kN//m	97,1	70,0	52,3	40,3	31,6	25,3	20,4	16,6	13,6	
Mbal	185,4 kNm	qrev kN//m	65,7	46,9	34,7	26,3	20,3	15,9	12,5	9,9	7,8	
		qbal kN//m	23,4	15,8	10,9	7,5	5,1	3,3	2,0	0,9	0,1	
I:	13196 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm	5,0	6,2	7,3	8,1	8,4	8,0	6,7	4,3	0,5	
	7L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm	0,9	1,7	2,9	4,7	7,2	10,5	14,9	20,5	27,5	
		Egenf Hz	14,8	12,4	10,6	9,2	8,0	7,1	6,3	5,6	5,1	
MRd	806,6 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
Mrevne	558,3 kNm	qRd kN//m	119,3	86,3	64,8	50,2	39,6	31,9	25,9	21,3	17,7	14,7
Mbal	255,7 kNm	qrev kN//m	81,0	58,1	43,3	33,1	25,8	20,5	16,4	13,2	10,7	8,6
		qbal kN//m	34,3	23,8	17,0	12,4	9,0	6,6	4,7	3,2	2,1	1,1
I:	13339 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm	7,2	9,3	11,3	13,1	14,6	15,6	15,8	15,0	12,9	9,4
	9L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm	0,9	1,7	2,9	4,6	7,1	10,4	14,7	20,2	27,2	35,9
		Egenf Hz	13,7	11,5	9,9	8,6	7,5	6,7	5,9	5,3	4,8	4,4
MRd	942,3 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
Mrevne	657,3 kNm	qRd kN//m		101,7	76,6	59,5	47,2	38,1	31,2	25,8	21,5	18,1
Mbal	324,9 kNm	qrev kN//m		69,4	51,9	39,9	31,3	25,0	20,2	16,4	13,5	11,1
		qbal kN//m		31,7	23,0	17,1	12,9	9,7	7,4	5,5	4,0	2,8
I:	13480 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm		12,2	15,1	18,0	20,6	22,9	24,5	25,2	24,9	23,1
	11L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm		1,7	2,9	4,6	7,0	10,3	14,5	20,0	26,9	35,5
		Egenf Hz		10,8	9,3	8,1	7,1	6,3	5,6	5,1	4,6	4,2
MRd	1069,9 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
Mrevne	755,9 kNm	qRd kN//m				68,2	54,3	44,0	36,1	30,0	25,2	21,2
Mbal	392,9 kNm	qrev kN//m				46,7	36,8	29,5	24,0	19,7	16,3	13,5
		qbal kN//m				21,8	16,7	12,9	10,0	7,7	6,0	4,5
I:	13619 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				22,7	26,4	29,9	32,9	35,1	36,4	36,4
	13L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm				4,6	6,9	10,2	14,4	19,8	26,7	35,1
		Egenf Hz				7,6	6,8	6,0	5,4	4,9	4,4	4,0
MRd	1130,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
Mrevne	805,0 kNm	qRd kN//m				72,4	57,6	46,7	38,5	32,0	26,9	22,7
Mbal	426,6 kNm	qrev kN//m				50,0	39,6	31,8	25,9	21,3	17,6	14,7
		qbal kN//m				24,1	18,5	14,4	11,3	8,9	6,9	5,4
I:	13688 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				25,0	29,3	33,3	37,0	39,9	42,0	42,9
	14L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm				4,5	6,9	10,1	14,3	19,7	26,5	35,0
		Egenf Hz				7,5	6,6	5,9	5,3	4,8	4,3	4,0
MRd	1234,0 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
Mrevne	891,9 kNm	qRd kN//m				63,4	51,5	42,4	35,4	29,8	25,3	
Mbal	482,0 kNm	qrev kN//m				44,4	35,8	29,2	24,1	20,1	16,9	
		qbal kN//m				21,6	17,0	13,4	10,7	8,5	6,7	
I:	13782 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				34,0	39,0	43,8	47,9	51,2	53,5	
	16L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm				6,9	10,0	14,2	19,6	26,3	34,7	
		Egenf Hz				6,4	5,7	5,1	4,6	4,2	3,8	

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
 qrev = Revnebæreevne.  
 qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
 flev = Leveringspilhøjde  
 fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

### Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
 Armering: Liner iht Spæncom pro 0021  
 DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Konsekvensklasse: CC2

Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330  
 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.



## KBE100/60

Egenvægt i kN/m

7,44

07-08-2009

MRd	1460,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1001,7 kNm	qRd kN//m	119,3	92,7	73,7	59,6	48,9	40,6	34,0	28,6	24,3	20,6
Mbal	523,5 kNm	qrev kN//m	<b>79,5</b>	<b>61,3</b>	<b>48,2</b>	<b>38,6</b>	<b>31,2</b>	<b>25,5</b>	<b>21,0</b>	<b>17,3</b>	<b>14,3</b>	<b>11,8</b>
		qbal kN//m	38,0	28,5	21,6	16,6	12,8	9,8	7,4	5,5	3,9	2,6
I:	28108 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm	<b>12,0</b>	<b>14,4</b>	<b>16,6</b>	<b>18,7</b>	<b>20,3</b>	<b>21,4</b>	<b>21,9</b>	<b>21,4</b>	<b>19,8</b>	<b>16,9</b>
	13L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm	1,4	2,2	3,4	4,9	7,0	9,6	12,9	17,0	22,0	28,1
		Egenf Hz	<b>10,9</b>	<b>9,5</b>	<b>8,4</b>	<b>7,4</b>	<b>6,7</b>	<b>6,0</b>	<b>5,4</b>	<b>5,0</b>	<b>4,5</b>	<b>4,2</b>
MRd	1548,9 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1064,6 kNm	qRd kN//m	127,0	98,8	78,6	63,7	52,3	43,5	36,5	30,8	26,2	22,3
Mbal	569,5 kNm	qrev kN//m	<b>85,0</b>	<b>65,6</b>	<b>51,7</b>	<b>41,4</b>	<b>33,6</b>	<b>27,6</b>	<b>22,7</b>	<b>18,8</b>	<b>15,7</b>	<b>13,0</b>
		qbal kN//m	42,0	31,6	24,2	18,7	14,5	11,3	8,7	6,6	4,9	3,5
I:	28231 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm	<b>13,2</b>	<b>15,9</b>	<b>18,5</b>	<b>21,0</b>	<b>23,1</b>	<b>24,7</b>	<b>25,6</b>	<b>25,7</b>	<b>24,7</b>	<b>22,5</b>
	14L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm	1,4	2,2	3,3	4,9	6,9	9,6	12,9	16,9	21,9	28,0
		Egenf Hz	<b>10,6</b>	<b>9,3</b>	<b>8,2</b>	<b>7,3</b>	<b>6,5</b>	<b>5,9</b>	<b>5,3</b>	<b>4,9</b>	<b>4,5</b>	<b>4,1</b>
MRd	1707,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1179,1 kNm	qRd kN//m			87,4	71,0	58,4	48,7	41,0	34,7	29,6	25,4
Mbal	649,3 kNm	qrev kN//m			<b>58,1</b>	<b>46,7</b>	<b>38,0</b>	<b>31,3</b>	<b>26,0</b>	<b>21,7</b>	<b>18,1</b>	<b>15,2</b>
		qbal kN//m			28,6	22,4	17,6	13,9	11,0	8,6	6,7	5,0
I:	28419 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm			<b>22,1</b>	<b>25,2</b>	<b>28,0</b>	<b>30,3</b>	<b>32,2</b>	<b>33,2</b>	<b>33,2</b>	<b>32,1</b>
	16L12,5+ 2 L 12,5	f10 mm			3,3	4,9	6,9	9,5	12,8	16,8	21,8	27,8
		Egenf Hz			<b>7,9</b>	<b>7,0</b>	<b>6,3</b>	<b>5,7</b>	<b>5,2</b>	<b>4,7</b>	<b>4,3</b>	<b>4,0</b>
MRd	1829,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1234,4 kNm	qRd kN//m				76,6	63,1	52,7	44,4	37,7	32,3	27,7
Mbal	598,8 kNm	qrev kN//m				<b>49,2</b>	<b>40,2</b>	<b>33,1</b>	<b>27,5</b>	<b>23,0</b>	<b>19,3</b>	<b>16,3</b>
		qbal kN//m				20,1	15,7	12,2	9,5	7,3	5,6	4,1
I:	29111 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				<b>21,8</b>	<b>24,1</b>	<b>26,0</b>	<b>27,2</b>	<b>27,6</b>	<b>27,0</b>	<b>25,2</b>
	18L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm				4,8	6,7	9,3	12,5	16,4	21,3	27,1
		Egenf Hz				<b>7,0</b>	<b>6,3</b>	<b>5,7</b>	<b>5,2</b>	<b>4,7</b>	<b>4,3</b>	<b>4,0</b>
MRd	2191,9 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1561,5 kNm	qRd kN//m				77,1	64,6	54,7	46,7	40,1	34,7	
Mbal	1002,4 kNm	qrev kN//m				<b>52,8</b>	<b>43,9</b>	<b>36,8</b>	<b>31,1</b>	<b>26,4</b>	<b>22,6</b>	
		qbal kN//m				31,2	25,5	21,0	17,3	14,3	11,8	
I:	30021 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				<b>68,5</b>	<b>73,3</b>	<b>75,9</b>	<b>74,3</b>	<b>76,1</b>	<b>77,9</b>	
	21L12,5+ 2 Y 20	f10 mm				6,5	9,0	12,1	15,9	20,6	26,3	
		Egenf Hz				<b>5,8</b>	<b>5,3</b>	<b>4,8</b>	<b>4,4</b>	<b>4,1</b>	<b>3,7</b>	
MRd	2460,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>	<b>19,2</b>	<b>20,4</b>
Mrevne	1731,7 kNm	qRd kN//m						62,3	53,3	46,0	39,9	
Mbal	1124,9 kNm	qrev kN//m						<b>41,6</b>	<b>35,3</b>	<b>30,1</b>	<b>25,8</b>	
		qbal kN//m						24,4	20,3	17,0	14,2	
I:	33046 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm						<b>72,5</b>	<b>73,6</b>	<b>77,4</b>	<b>81,4</b>	
	23L12,5+ 4 Y 25	f10 mm						11,0	14,5	18,7	23,9	
		Egenf Hz						<b>4,9</b>	<b>4,5</b>	<b>4,1</b>	<b>3,8</b>	

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
 qrev = Revnebæreevne.  
 qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
 flev = Leveringspilhøjde  
 fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

### Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
 Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

Konsekvensklasse: CC2

Kontrolklasse: Spærpet  
 Kontrolklasse: Spærpet  
 Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.







## KBE130/60

Egenvægt i kN/m 11,07

07-08-2009

MRd	2650,6 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	1744,6 kNm	qRd kN//m	136,2	110,6	91,2	76,1	64,1	54,4	46,5	39,9	34,4	29,7	25,7
Mbal	892,2 kNm	qrev kN//m	85,9	69,0	56,2	46,3	38,4	32,0	26,8	22,5	18,8	15,8	13,2
		qbal kN//m	38,5	29,9	23,4	18,3	14,2	11,0	8,3	6,1	4,2	2,7	1,3
I:	67617 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm	12,3	14,0	15,5	16,7	17,5	17,7	17,4	16,2	14,2	11,1	6,8
	18L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm	1,4	2,0	2,9	4,0	5,4	7,1	9,2	11,7	14,7	18,2	22,4
		Egenf Hz	10,0	8,9	8,0	7,2	6,6	6,0	5,5	5,0	4,7	4,3	4,0
MRd	2987,7 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	1982,4 kNm	qRd kN//m		126,1	104,2	87,1	73,6	62,7	53,8	46,4	40,2	34,9	30,4
Mbal	1070,8 kNm	qrev kN//m		80,0	65,4	54,1	45,1	37,9	32,0	27,0	22,9	19,4	16,5
		qbal kN//m		38,1	30,2	24,1	19,3	15,4	12,2	9,5	7,3	5,4	3,8
I:	68239 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm		17,7	19,9	21,8	23,5	24,6	25,3	25,2	24,3	22,3	19,3
	21L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm		2,0	2,9	4,0	5,3	7,0	9,1	11,6	14,5	18,0	22,2
		Egenf Hz		8,5	7,6	6,9	6,3	5,8	5,3	4,9	4,5	4,2	3,9
MRd	3192,0 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	2129,6 kNm	qRd kN//m			112,1	93,9	79,4	67,7	58,2	50,3	43,7	38,1	33,3
Mbal	1177,4 kNm	qrev kN//m			71,1	58,9	49,3	41,5	35,1	29,9	25,4	21,7	18,5
		qbal kN//m			34,4	27,6	22,3	18,0	14,5	11,6	9,1	7,1	5,3
I:	68576 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm			22,5	24,9	27,0	28,7	29,9	30,5	30,2	29,0	26,7
	23L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm			2,9	3,9	5,3	7,0	9,0	11,5	14,5	18,0	22,0
		Egenf Hz			7,5	6,8	6,2	5,6	5,2	4,8	4,4	4,1	3,8
MRd	3390,1 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	2276,5 kNm	qRd kN//m				100,4	85,0	72,6	62,5	54,1	47,1	41,1	36,0
Mbal	1283,3 kNm	qrev kN//m				63,8	53,5	45,1	38,3	32,7	28,0	24,0	20,6
		qbal kN//m				31,1	25,3	20,6	16,8	13,6	10,9	8,7	6,8
I:	68909 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm				28,0	30,6	32,8	34,6	35,7	36,1	35,5	34,0
	25L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm				3,9	5,3	6,9	9,0	11,5	14,4	17,9	21,9
		Egenf Hz				6,6	6,0	5,5	5,1	4,7	4,3	4,0	3,7
MRd	3582,1 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	2423,1 kNm	qRd kN//m					90,5	77,4	66,7	57,8	50,4	44,1	38,7
Mbal	1388,3 kNm	qrev kN//m					57,6	48,8	41,5	35,5	30,5	26,2	22,6
		qbal kN//m					28,3	23,2	19,1	15,6	12,7	10,3	8,2
I:	69241 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm					34,2	36,9	39,2	40,9	41,9	42,0	41,2
	27L12,5+ 4 L 12,5	f10 mm					5,2	6,9	8,9	11,4	14,3	17,8	21,8
		Egenf Hz					5,9	5,4	5,0	4,6	4,3	4,0	3,7
MRd	4136,0 kNm	Lgd m	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0	19,2	20,4	21,6	22,8	24,0
Mrevne	2856,0 kNm	qRd kN//m						91,1	78,7	68,4	59,9	52,6	46,4
Mbal	1918,2 kNm	qrev kN//m						59,5	50,9	43,8	37,9	32,9	28,6
		qbal kN//m						36,3	30,6	25,8	21,8	18,5	15,6
I:	75665 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	flev mm						67,1	68,4	69,5	71,4	73,8	75,4
	29L12,5+ 4 Y 25	f10 mm						6,3	8,2	10,4	13,1	16,3	20,0
		Egenf Hz						5,3	4,9	4,5	4,2	3,9	3,7

qRd = Regningsmæssig bæreevne.  
 qrev = Revnebæreevne.  
 qbal = Balancebæreevne.

I = Transformeret Inertimoment  
 flew = Leveringspilhøjde  
 fe1 = Nedbøjning for 10 kN/m urevnet

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

### Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
 Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

Konsekvensklasse: CC2

Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330  
 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Tallene gælder for ren bøjning. Kombineret bøjning og vridning må beregnes i hvert enkelt tilfælde.



## Stabilitet af bygningen

Fordeling af lasten, vil blive gjort ved brug af væggenes inertimoment, grundet bygningens størrelse. Masselasten er den dominerende vandrette last, og denne vil derfor blive fordelt i væggene. Inertimomentet vil kun variere i forhold til længden af væggene, da bredde og højde er ens for alle vægge.

Stabiliteten er regnet ud fra grundbygningen på 87 x 85 m

Væg nr.	b [mm]	L [m]	$S_{ix}$ [m <sup>4</sup> ]	$S_{iy}$ [m <sup>4</sup> ]	$x_i'$ [m]	$y_i'$ [m]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$S_{ix} * x_i^2$	$S_{iy} * y_i^2$
1	300	10,2	0	26,53	12,4	82,2	-30,3	38,5	0,0	39.368,7
2	300	10,2	0	26,53	17,3	82,2	-25,4	38,5	0,0	39.368,7
3	300	10,2	0	26,53	40,2	82,2	-2,4	38,5	0,0	39.368,7
4	300	10,2	0	26,53	45,1	82,2	2,5	38,5	0,0	39.368,7
5	300	10,2	0	26,53	68,1	82,2	25,4	38,5	0,0	39.368,7
6	300	10,2	0	26,53	73,0	82,2	30,3	38,5	0,0	39.368,7
7	300	10,2	0	26,53	12,4	43,5	-30,3	-0,2	0,0	0,8
8	300	10,2	0	26,53	17,3	43,5	-25,4	-0,2	0,0	0,8
9	300	10,2	0	26,53	40,2	43,5	-2,4	-0,2	0,0	0,8
10	300	10,2	0	26,53	45,1	43,5	2,5	-0,2	0,0	0,8
11	300	10,2	0	26,53	68,1	43,5	25,4	-0,2	0,0	0,8
12	300	10,2	0	26,53	73,0	43,5	30,3	-0,2	0,0	0,8
13	300	10,2	0	26,53	12,4	5,3	-30,3	-38,3	0,0	39.015,2
14	300	10,2	0	26,53	17,3	5,3	-25,4	-38,3	0,0	39.015,2
15	300	10,2	0	26,53	40,2	5,3	-2,4	-38,3	0,0	39.015,2
16	300	10,2	0	26,53	45,1	5,3	2,5	-38,3	0,0	39.015,2
17	300	10,2	0	26,53	68,1	5,3	25,4	-38,3	0,0	39.015,2
18	300	10,2	0	26,53	73,0	5,3	30,3	-38,3	0,0	39.015,2
19	300	4,9	2,94	0	14,8	87,0	-27,8	43,3	2.275,8	0,0
20	300	4,9	2,94	0	14,8	76,8	-27,8	33,1	2.275,8	0,0
21	300	4,9	2,94	0	42,6	87,0	-0,1	43,3	0,01	0,0
22	300	4,9	2,94	0	42,6	76,8	-0,1	33,1	0,01	0,0
23	300	4,9	2,94	0	70,5	87,0	27,9	43,3	2.286,7	0,0
24	300	4,9	2,94	0	70,5	76,8	27,9	33,1	2.286,7	0,0
25	300	4,9	2,94	0	14,8	48,6	-27,8	4,9	2.275,8	0,0
26	300	4,9	2,94	0	14,8	38,4	-27,8	-5,3	2.275,8	0,0
27	300	4,9	2,94	0	42,6	48,6	-0,1	4,9	0,01	0,0
28	300	4,9	2,94	0	42,6	38,4	-0,1	-5,3	0,01	0,0
29	300	4,9	2,94	0	70,5	48,6	27,9	4,9	2.286,7	0,0
30	300	4,9	2,94	0	70,5	38,4	27,9	-5,3	2.286,7	0,0
31	300	4,9	2,94	0	14,8	10,2	-27,8	-33,5	2.275,8	0,0
32	300	4,9	2,94	0	14,8	0,0	-27,8	-43,7	2.275,8	0,0
33	300	4,9	2,94	0	42,6	10,2	-0,1	-33,5	0,01	0,0
34	300	4,9	2,94	0	42,6	0,0	-0,1	-43,7	0,01	0,0
35	300	4,9	2,94	0	70,5	10,2	27,9	-33,5	2.286,7	0,0
36	300	4,9	2,94	0	70,5	0,0	27,9	-43,7	2.286,7	0,0
			52,9	477,5	1.535,5	1.569,1			27.375,5	470.307,8

### Koordinater til forskydningscentrummet

$$x_F = \frac{\sum(S_{xi} * X_i')}{\sum S_x} \quad 42,64 \text{ m}$$

$$y_F = \frac{\sum(S_{yi} * y_i')}{\sum S_y} \quad 43,67 \text{ m}$$

Tyngdepunkt: 42,57 ; 43,65

## Kraftbidrag i vægge

Masselasten defineres positivt i forhold til x-aksen.

Væg nr.	$P_x$ [kN]	$P_y$ [kN]
1	40,1	-
2	40,1	-
3	40,1	-
4	40,1	-
5	40,1	-
6	40,1	-
7	40,1	-
8	40,1	-
9	40,1	-
10	40,1	-
11	40,1	-
12	40,1	-
13	40,1	-
14	40,1	-
15	40,1	-
16	40,1	-
17	40,1	-
18	40,1	-
19	-	40,1
20	-	40,1
21	-	40,1
22	-	40,1
23	-	40,1
24	-	40,1
25	-	40,1
26	-	40,1
27	-	40,1
28	-	40,1
29	-	40,1
30	-	40,1
31	-	40,1
32	-	40,1
33	-	40,1
34	-	40,1
35	-	40,1
36	-	40,1

Sum af laster            721,1        721,1

$$P_{ix} = S_{iy} * (P_x/S_y - T/V * y_i)$$

$$P_{iy} = S_{ix} * (P_y/S_x + T/V * x_i)$$

$$V = 497.683,3 \text{ m}^3$$

$$P_x = 721,1 \text{ kN}$$

$$P_y = 721,1 \text{ kN}$$

$$T_x = 0,1 \text{ kNm}$$

$$T_y = 0,02 \text{ kNm}$$

Se tegning på bilag 13 for væg angivelser mv.

# Trykzone

## Tværgående væg (øst-vest)

Som det ses af beregningen for stabilitet, er det ligegyldigt hvilken væg der benyttes til denne beregning. Væg nr. 19 vælges som reference. Se tegning på bilag 13.

Væggen tænkes som én skive.

Den samlede masselast opfattes som punktlaster fordelt i dækkene, lasten optages i væggene.

Der regnes lasttilfælde, og masselasten korrigeres med 1,5.

Masselast pr. væg  $m = 40,1 \text{ kN}$   
Længde af væg  $l = 4,9 \text{ m}$   
Egenlast fra væg  $G_{\text{væg}} = 850,2 \text{ kN}$

Normalkraft i væg  $N = 850,2 \text{ kN}$

Etagehøjde for niveau 0  $h_{\text{etage, niv. 0}} = 4,8 \text{ m}$   
Etagehøjde for niveau 1  $h_{\text{etage, niv. 1}} = 4,4 \text{ m}$   
Etagehøjde for niveau 2  $h_{\text{etage, niv. 2}} = 4,39 \text{ m}$   
Etagehøjde for niveau 3  $h_{\text{etage, niv. 3}} = 2,8 \text{ m}$

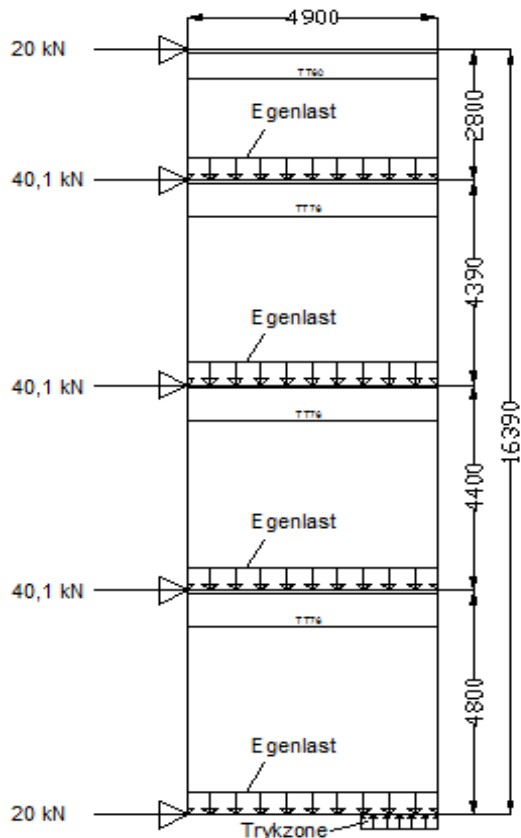
Moment i bunden af væggen  $M_0 = 1434,0 \text{ kNm}$

Excentricitet  $e = 1,7 \text{ m}$

Trykzonens effektive længde  $l - 2 * e = l_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$

Kontrol:  $\sigma_c = N / ((l - 2 * e) * t) \leq 10 \text{ MPa}$   $\sigma_c = 1,86 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa}$

OK



## Pælefundament

Det er oplyst fra Alectia, at pælernes gennemsnitlige bæreevne er 1000 kN.

### Pæle under søjler

#### Last på fundament

Fra tagetagen

Snelast dominerende

Lastopland 144,00 m<sup>2</sup>

Egenlast tagdæk 119,14 kN

Egenlast betonbjælke 91,8 kN

Snelast  $s_k = 0,576 \text{ kN/m}^2$

Last fra snelast 82,9 kN

Vindlast  $v_k = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Last fra vindlast 23,2 kN

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k + 0,45 \cdot v_k$  345,80 kN

### Fra etage dæk og søjler på punkt fundament

Egenlast, 5 søjler 576 kN

Egenlast, 4 bjælker 367,2 kN

Egenlast, etagedæk 6,8 kN/m<sup>2</sup>

Lastopland 144,00 m<sup>2</sup>

Last fra 4 etagedæk 3916,8 kN

Nyttelast  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Lastopland 1 etage 144,0 m<sup>2</sup>

Last fra nyttelast på 1. etage 720,0 kN

Nyttelast dominerende

$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$  8028 kN

Samlet last på punkt fundament (fra tag og etage dæk) 8373,80 kN

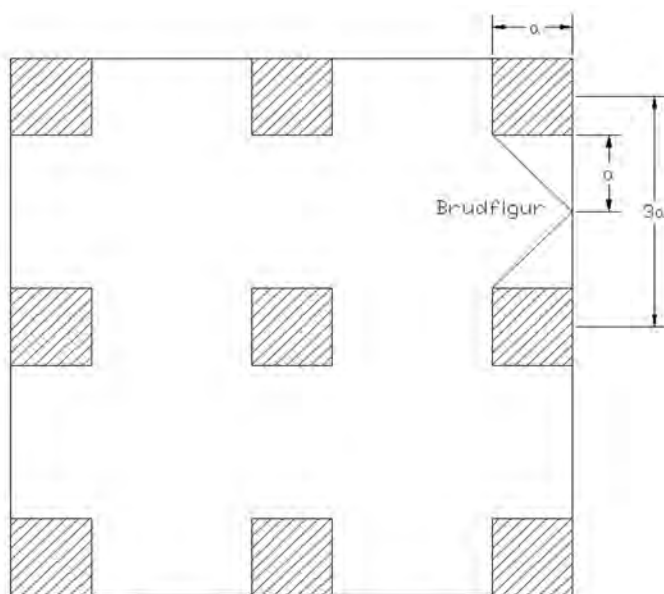
Det antages at punktfundamentet fordeler kræfterne ligeligt fra søjlen ud på pælene. Da pælene har en bæreevne på 1000 kN, betyder det at der skal bruges følgende pæle:

Antal pæle 9 stk



## Afstand mellem pæle

For at finde afstanden mellem pælene, undersøges brudfigurer



Ved at se på brudfiguren, kan det ses at man vil opnå fuldbæreevne af pæle ved en afstand på  $3a$

Dimension af pæl, $a$	0,3 m
Afstand mellem pæle c/c	0,9 m
Bredde af punktfundament	2,1 m

## Pæle under vægge

Det er oplyst fra Alectia, at pælernes gennemsnitlige bæreevne er 1000 kN.

### Last på fundament

Fra tagetagen		
Snelast dominerende		
Lastopland		144,00 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk		119,14 kN
Egenlast betonbjælke		91,8 kN
Snelast		
Last fra snelast	$s_k =$	0,576 kN/m <sup>2</sup> 82,9 kN
Vindlast		
Last fra vindlast	$v_k =$	0,16 kN/m <sup>2</sup> 23,2 kN
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k + 0,45 \cdot v_k$		345,80 kN
Fra etagedæk og søjler på bærende betonvæg		
Egenlast 4 søjler		460,8 kN
Egenlast 3 bjælker		275,4 kN
Egenlast, etagedæk		6,8 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland		144,00 m <sup>2</sup>
Last fra 3 etagedæk		2937,6 kN
Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland 1 etage		144,0 m <sup>2</sup>
Last fra nyttelast på 1 etage		720,0 kN
Nyttelast dominerende		
$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$		6049,8 kN
Samlet punktlast på nederste bærende betonvæg		<u>6395,60 kN</u>

Da lasten er en punktlast på den bærende væg, vil kraften fordeles med en hældning på 1:1 gennem den bærende væg. Det giver følgende linjelast på fundamentet.

Højde bærende væg	h <sub>v</sub> =	10 m
Længde lastopland	l=	20 m
Linjelast på fundament fra last over kælder.		319,78 kN/m

Linielast på nederste bærende væg

Last på fundament fra det ovenstående etagedæk og egenlasten fra nederste bærende væg.

Der undersøges for 1 meter væg.

Egenlast af 1 etagedæk	
Nyttelast på etagedæk	102 kN/m
Egenlast bærende betonvæg	75 kN/m
	72 kN/m
Nyttelast dominerende	
$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$	
	286,5 kN/m

Samlet last på fundament

Søjlerne på den bærende væg er placeret med en indbyrdes afstand, så fordelingskurverne krydser. For at finde den værste last på fundamentet, skal linjelasten fra last over kælderen medtages 2 gange.

Samlet last på fundament	926,06 kN/m
--------------------------	-------------

Da pælene har en bæreevne på 1000 kN, skal pælene have en afstand c/c på 1 meter.

## Tolerancekrav til pæle

### Tolerancer for afstand

Omkredsen om 3 pæle ved siden af hinanden skal være større end omkredsen af pælenes enkeltvise omkreds lagt sammen.

Omkredsen for en pæl, er i dette projekt: = 3,2 m

Den minimale afstand mellem vil derfor blive:

$$6 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,8 + 4 \cdot x = 3 \cdot (4 \cdot 0,8) \Rightarrow = 0,8 \text{ m}$$

Den samlede afstand c/c = 1,6 m

## Medierampe

Løsning med TT-dæk

Nyttelast dominerende

$$1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{F1}$$

Samtidighedsfaktor

$$\alpha_{n1} = 1,0$$

$$K_{F1} = 1,0$$

Egenlast af betonkonstruktion

$$g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Nyttelast

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Last på dæk

$$= \underline{\underline{9,5 \text{ kN/m}^2}}$$

Da medierampen er skrå, omregnes kraften så den står vinkelret på betonpladen.

Lastopland

$$= 1 \text{ m}$$

Hældning

$$\alpha = 7,5^\circ$$

Last på dæk

$$= \underline{\underline{9,42 \text{ kN/m}}}$$

Maksimal spændvidde

$$= 15 \text{ m}$$

## Valg af dæk

Der vælges TT76/240, 12L12,5 retlinet

fra Spæncom

Se bilag 2 for tabel

## Løsning med gennemskinnelig beton

Bredde plade		b =	1000 mm
Højde		h =	250 mm
Spændvidde		l =	2000 mm
Modstandsmoment	$W=1/6*b*h^2$	W =	1,0E+07 mm <sup>3</sup>
Bøjnings trækstyrke (oplyst af fabrikant)		$\sigma =$	7 Mpa
Moment kapacitet	$M=W*\sigma$	M =	7,3E+07 Nmm
		M =	72,92 kNm

Vha af formlen  $M_{max}=q*l^2$  kan man finde den maksimale last som det gennemskinnelige element kan bære.

Maksimal last på dæk	$q=M_{max}/l^2$	=	18,23 N/mm
		=	18,23 kN/m

Last på dækket

Egenlast		g =	6 kN/m
Nyttelast		q =	5 kN/m

## Lastkombination

Nyttelast dominerende

$$1,0 * g_k + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI} = 13,5 \text{ kN/m}$$

Der kan til Medierampen benyttes gennemskinnelige betonblokke med dimension på 2000x1200x250  
Der udregnes en stålkonstruktion, som de gennemskinnelige betonblokke kan ligge i.

## Stålkonstruktion til gennemskinnelig beton

### T-profil

Profil, Rundkantet T-profil 140x140x15

Stål styrkeklasse S355	$F_{yd} =$	322,73 Mpa
Bredde af rampe	$b_r =$	14,4 m
Spændvidde (mellem søjler)	$l =$	2,4 m
Antal søjler	$n =$	7
Modstandsmoment	$W_{el,y} =$	6,47E+04 mm <sup>2</sup>
Elasticiitetsmodul	$E =$	2,10E+05 Mpa
Inertimoment	$I =$	6,60E+06 mm <sup>4</sup>
Lastbredde	$b =$	1 m

Det ønskes at finde lasten på det omvendte T-profil, da denne vurderes at have påført de største laster. Der undersøges for en meter at betonen.

### Last

Egenlast gennemskinnelig beton	$g =$	6 kN
Nyttelast	$q =$	5 kN

Nyttelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI} = 13,5 \text{ kN}$$

$$\text{Last på T-profil (undersøges for 1 meter)} = 13,5 \text{ kN/m}$$

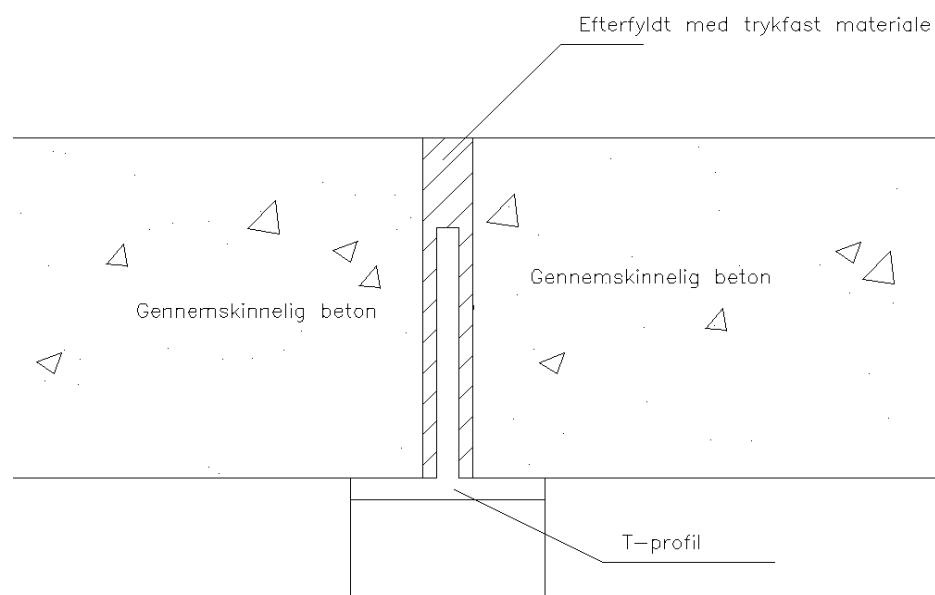
Dette er lasten på hver side af T-profilet

### Dimensionering

$$\text{Det maksimale moment er fundet vha. Multiframe.} \quad M_{RD} = 16,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Det betyder at modstandsmomentet er} \quad W = M_{RD} / f_{yd} \quad W = 5,08E+04 \text{ mm}^3$$

For at fastholde kroppen på det omvendte T-profil, er profilet udstøbt mellem de 2 beton blokke, se tegning. Derfor er der ikke regnet for kipning og foldning, da profilet er fastholdt mod dette.



### Stivhed

Det omvendte T-profil tjekkes for udbøjning om y-aksen, som er den stærke akse.

Udbøjning

$$u := \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

u = 8,42 mm

Krav:

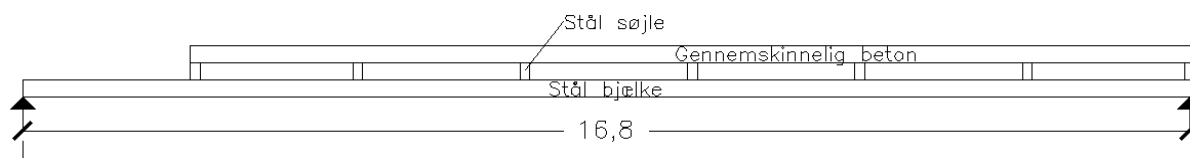
$$u < \frac{1}{250}$$

u<sub>krav</sub> = 9,60 mm  
OK

Se tegning for rampe med gennemskinnelig beton på tegning A16

### Bjælke under medierampe

Under rampen er der glas. Rampen er placeret på HEB profiler, hvor der er glas imellem. Bæring af glasset mellem de bærende bjælker, skal dimensioneres af leverendøren, og er udenfor dette projekt.



Last på stål bjælke  
Reaktioner fra Multiframe

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN	Mx' kN-m	My' kN-m	Mz' kN-m
1	1		0,000	25,553	0,000	0,000	0,000	0,000
2	2		0,000	73,482	0,000	0,000	0,000	0,000
3	3		0,000	62,474	0,000	0,000	0,000	0,000
4	4		0,000	65,424	0,000	0,000	0,000	-0,000
5	5		0,000	64,632	0,000	0,000	0,000	0,000
6	6		0,000	64,848	0,000	0,000	0,000	0,000
7	7		0,000	32,388	0,000	0,000	0,000	-12,950
8	<b>Total</b>	<b>(Global)</b>	<b>Rx=0,000</b>	<b>Ry=388,8</b>	<b>Rz=0,000</b>			

Egenlast stål søjler mellem stål bjælke og omvendt T-profil = 1,48 kN

Reaktioner på stål bjælke

$$I = 0$$

$$R_1 = 26,98 \text{ kN}$$

$$R_2 = 74,98 \text{ kN}$$

$$R_3 = 63,98 \text{ kN}$$

$$R_4 = 66,88 \text{ kN}$$

$$R_5 = 66,08 \text{ kN}$$

$$R_6 = 66,28 \text{ kN}$$

$$R_7 = 33,88 \text{ kN}$$

Maksimalt moment fra Multiframe



Stålkasse S275  $M_{ED} = 928 \text{ kNm}$   
 Nødvendigt modstandsmoment  $F_{yd} = 250 \text{ Mpa}$   
 $W = 3,71E+06 \text{ mm}^3$

Valgt profil HE500B

Grundet nedenstående udbøjningskrav vælges en HE800B bjælke. HE800B



## Udbøjning af stålbjælke

Formel for udbøjning med enkelkraft på bjælke

$$\frac{1}{6} \cdot \frac{Q \cdot b \cdot l \cdot x}{E \cdot I} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

for  $x < a$

$$\frac{1}{6} \cdot \frac{Q \cdot a \cdot l \cdot (1-x)}{E \cdot I} \cdot \left[ \frac{2 \cdot x}{l} - \left( \frac{a}{l} \right)^2 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

for  $x > a$

Inertimoment  $I = 3591000000 \text{ mm}^4$   
 E-modul  $E = 2,10E+05 \text{ Mpa}$   
 Længde bjælke  $l = 16,8 \text{ m}$

Udbøjning for R1

Længden a  $a = 16,8 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 16,8 \text{ m}$   
 $u_1 = 0,00 \text{ mm}$

Udbøjning for R2

Længden b  $b = 2,4 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 14,4 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 10 \text{ m}$   
 $u_1 = 4,18 \text{ mm}$

Udbøjning for R3

Længden b  $b = 4,8 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 12 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 9 \text{ m}$   
 $u_3 = 6,48 \text{ mm}$

Udbøjning for R4

Længden b  $b = 7,2 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 9,6 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 9 \text{ m}$   
 $u_4 = 8,52 \text{ mm}$

Udbøjning for R5

Længden b  $b = 9,6 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 7,2 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 8 \text{ m}$   
 $u_5 = 8,42 \text{ mm}$

Udbøjning for R6

Længden b		b =	12 m
Længden a		a =	4,8
Længden x		x =	7 m
		$u_6 =$	6,69 mm
Udbøjning for R7			
Længden b		b =	14,4 m
Længden a		a =	2,4
Længden x		x =	7 m
		$u_7 =$	1,89 mm
Samlet udbøjning		$u_{\text{samlet}} =$	36,18 mm
Maksimal udbøjning	L/500	$u_{\text{max}} =$	37,3

Udbøjningen er dimensionsgivende for størrelsen af bjælken. Der er valgt en HE800B stålbjælke.

## Møde hos COWI omhandlende gennemskinnelig beton.

Tirsdag den 28. august 2010

Deltagere:

Mikkel Hansen (IHK)  
Jane Gadeberg (IHK)  
Kenneth Petersson (IHK)  
Anders Haumann (COWI)

Mødet:

På mødet blev følgende emner omkring gennemskinnelig beton diskuteret. Ydermere fremviste Anders Haumann en prøve på gennemskinnelig beton, som kunne studeres.

Styrke:

- Der anvendes højstyrke beton. Fiberne lægges oven på en slags "mætter" (for at styre fiberne) dette giver en form for armering i en angrebsvinkel på 90 grader i forhold til måtterne.
- De opgivne trykstyrke for betonen blev testet og viste næsten højere værdier end dem som var opgivet fra fabrikanten. Derfor mener Anders Haumann at det er meget sandsynligt at de bøj/træk styrker som producenten opgiver kan overholdes

Bearbejdning:

- Anders Haumann pointerer at overfladen på betonen skal være glat for at lyset kan trænge igennem. Hvis overfladen er ru og fiber enderne er ødelagte vil der ikke trænge så meget lys igennem.
- Tykkelsen har ikke noget at gøre med hvor meget lys der trænger igennem.
- Umiddelbart skulle det ikke være noget problem at fører stålkabler igennem blokkene. Det vil selvfølgelig bevirke at der ikke trænger lys igennem der hvor kablet løber.
- Det er ikke muligt at lave in-situ. Det vil simpelthen være for omstændigt at styre lysfibrene.

Info:

- Anders Haumann oplyser at Daltonbeton overvejer at lave gennemskinnelig beton. De vil muligvis have noget mere information omkring emnet.

# Tagkonstruktion

## Beregninger vedrørende udkraget gitterbjælke

### Lastopland

Lastopland for den længste gitterbjælke  $l = 12 \text{ m}$

### Laster

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen

Egenlast

Egenlast af tagopbygning  $g_t = 0,00 \text{ kN/m}$

Egenlast af gulvopbygning  $g_g = 0,00 \text{ kN/m}$

Samlet egenlast på tagkonstruktion  $g = 0,00 \text{ kN/m}$

Nyttelast

Nyttelast  $q = 30 \text{ kN/m}$

Snelast

Snelast på taget  $s = 6,912 \text{ kN/m}$

Vindlast

Vindlast, over taget, sug  $w_{o, \text{sug}} = -21,26 \text{ kN/m}$

Vindlast, over taget, tryk  $w_{o, \text{tryk}} = 1,93 \text{ kN/m}$

### Lastkombinationer

Vindlast dominerende

1) Dominerende vind, tryk over  $1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{o, \text{tryk}} = 29,90$

2) Dominerende vind, sug over  $1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{o, \text{sug}} = -4,89$

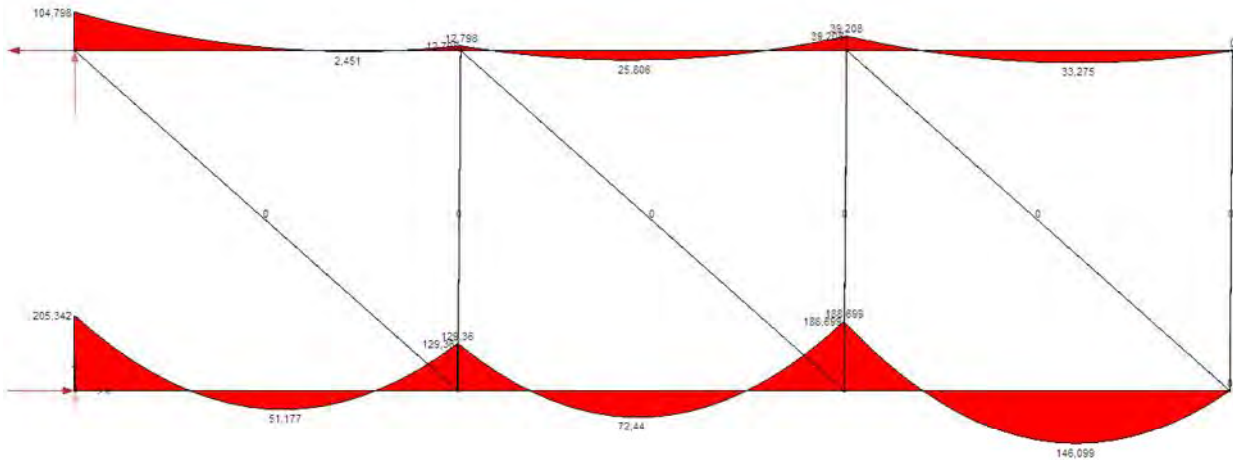
Snelast dominerende

Vindlast situation 1  $1,0 \cdot G + 1,5 \cdot S + 0,5 \cdot V = 11,33$

## Dimensionering

Statiske beregninger er udført i multiframe

Højest moment opnås ved indspændingen i tagdækket



### Forudsat:

Stålets flydespænding, S235

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Stålets regningsmæssige flydespænding

$$f_{yd} = 250,00 \text{ MPa}$$

Partialkoefficient

$$\gamma_{M1} = 1,20$$

Moment, fra multiframe

$$M_{RD} = 205,30 \text{ kNm}$$

Modstandsmoment

$$W_{n\ddot{o}d} := \frac{M_{RD}}{f_{yd}}$$

$$W_{n\ddot{o}d} = 8,21E+05 \text{ mm}^3$$

Valgt profil: HE300B

Højde

$$h = 300 \text{ mm}$$

Bredde

$$b = 300 \text{ mm}$$

Kroptykkelse

$$d = 11 \text{ mm}$$

Flangetykkelse

$$t = 19 \text{ mm}$$

Tværsnitsareal

$$A = 14900 \text{ mm}^2$$

Egenvægt

$$g = 1,17 \text{ kN/m}$$

Inertimoment i forhold til y

$$I_y = 2,52E+08 \text{ mm}^4$$

Inertimoment i forhold til z

$$I_z = 8,56E+07 \text{ mm}^4$$

Inertimoment i forhold til v

$$I_v = 1,86E+06 \text{ mm}^4$$

Inertimoment i forhold til w

$$I_w = 1,69E+12 \text{ mm}^6$$

Inertiradius i forhold til z

$$i_z = 75,80 \text{ mm}$$

Modstandsmoment

$$W_{pl} = 1,87E+06 \text{ mm}^3$$

### Udbøjning

Udbøjning, fra multiframe

$$U = 52,31 \text{ mm}$$

Krav:  $U < L/200$

$$60 \text{ mm}$$

OK

### Bæreevneeftersvisning

Centralt påvirket trykstang, klasse 3-tværsnit

Relativ materialeparameter

$$\epsilon = 1$$

Trykstangens knæklængde

$$l_s = 5000 \text{ mm}$$

Det relative slankhedsforhold

$$\lambda := \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 \cdot \epsilon}$$

$$\lambda = 0,70$$

Søjletilfælde

a

Søjlereduktionsfaktor

$$\chi = 0,848$$

$$N_{Ed} \leq N_{bRd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = 2895,57 \text{ kN}$$

Krav:  $N_{Ed} < N_{b,Rd}$

$$N_{Ed} = 2186,13 \text{ kN}$$

OK

Til de skrå gitterstænger i gitterkonstruktionen vælges det som udgangspunkt at bruge 200\*120\*10 RHS-profiler. dimensionering af gitterkonstruktionen udføres i næste fase.

### Fastgørelse af udkraget tagkonstruktion

Ud fra en statiskbetragtning kan det ses at der i overkonstruktionen vil skabes en trækraft væk fra bygningen samt en nedadrettet forskydningskraft. Det er derfor nødvendigt at kontrollere om krafterne kan optages i tagdækket.

I underkonstruktionen vil der derimod opstå en trykkraft ind mod bygningen samt en nedadrettet forskydningskraft. Der kontrolleres imod knusning af betonen mod den udkragede tagkonstruktion.

Overkonstruktion:

Reaktioner:

Vandret reaktion

$$R_x = -2179,0 \text{ kN}$$

Lodret reaktion

$$R_y = 1142,9 \text{ kN}$$

Det kontrolleres at trækraften kan overføres til spændingskabler i pladen.

Det er valgt at bruge freyssinet kabler fra skandinavisk spændbeton.

Fra en tabel i "Spændkabler - optimering af design", bilag 10b

Antal liner	Kabel	$A_c$	$f_{pk}$	$P_{maks}$	$P_{res}(x)$
Stk.	navn	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1F15	150	279	221	209
3	3C15	450	837	664	627
3	3F15	450	837	664	627
4	4C15	600	1116	886	836
4	4F15	600	1116	886	836
7	7C15	1050	1953	1550	1464
9	9C15	1350	2511	1993	1882
12	12C15	1800	3348	2657	2509
13	13C15	1950	3627	2878	2718
19	19C15	2850	5301	4207	3973
22	22C15	3300	6138	4871	4600
25	25C15	3750	6975	5535	5228
27	27C15	4050	7533	5978	5646
31	31C15	4650	8649	6863	6482
37	37C15	5550	10323	8192	7737
55	55C15	8250	15345	12177	11500

Kabler der er markeret med blå, er standardkabler som lagerføres i DK.

Det vælges at anvende:

2 stk. 4C15

Til forankring af kablerne vælges det at benytte et C-system. Dette system fylder ganskevist en del, men ud fra dimensionerne og forankringen, som er listet op i bilag 10a, vurderes det at kunne lade sig gøre.

Kontrol at bæreevne

$f_{pk} > R_x$

OK

### Underkonstruktion

Reaktioner:

Vandret reaktion

$$R_x = 2179 \text{ kN}$$

Lodret reaktion

$$R_y = 190,2 \text{ kN}$$

### Lokalt trykbrud

For at der ikke skal opstå knusning af betonen kontrolleres betonens regningsmæssig bæreevne

Betingelser

$$F_{cd} = 33,8 \text{ kN/m}$$

Det belastede areal (HE300B)

$$A_{c0} = 90000 \text{ mm}^2$$

Regningsmæssige fordeling areal

$$A_{c1} = 90000 \text{ mm}^2$$

Regningsmæssig bæreevne:

$$F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$$

$$F_{Rdu} = 3042 \text{ kN}$$

Konklusion:

$$\underline{\underline{F_{Rdu} > R_x \text{ OK!}}}$$

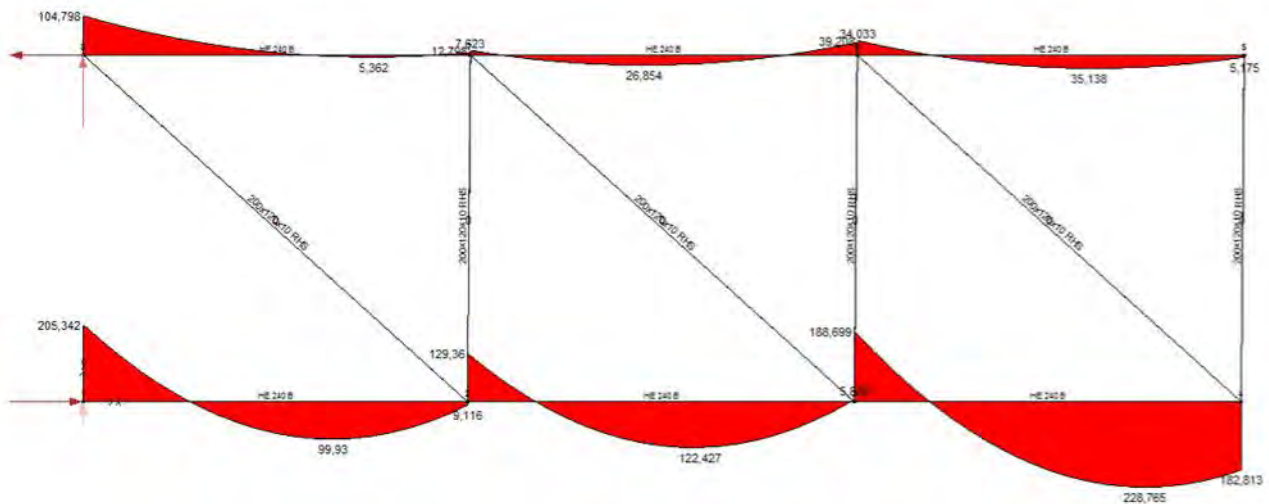


## Statisk opbygning af gittersystem

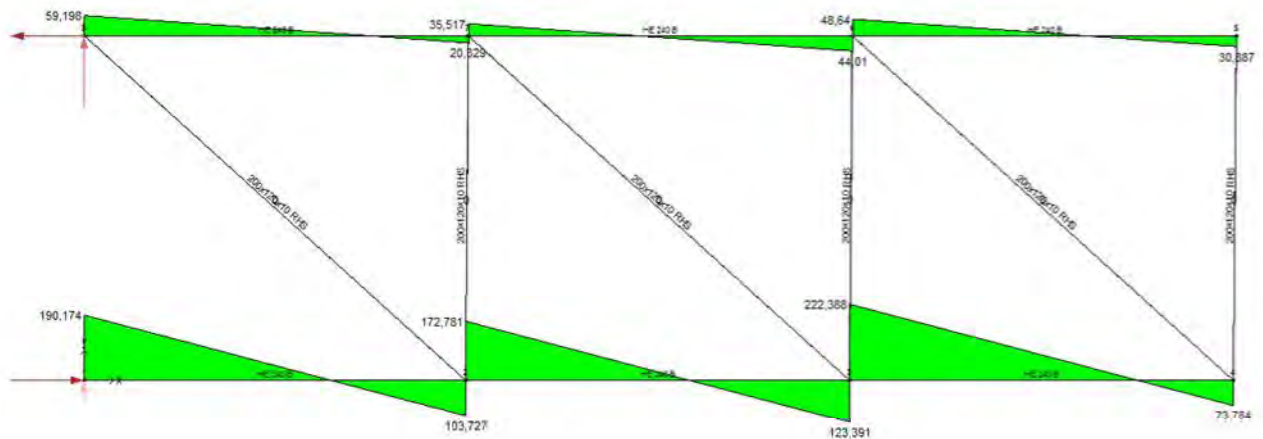
Laster på den udkragede del.

- Egenlast af tagopbygning: 17,05 kN/m
- Egenlast af gulvopbygning: 18,75 kN/m
- Nyttelast: 37,5 kN/m
- Snelast: 8,64 kN/m
- Vindlast, over taget, sug: -1,77 kN/m
- Vindlast, over taget, tryk: 0,16 kN/m

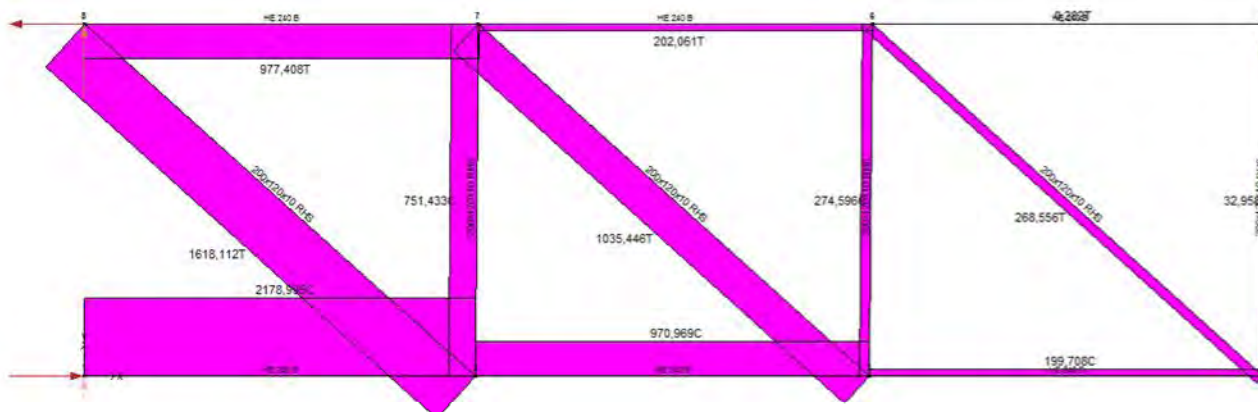
## Moment



## Forskydning



## Normal



## Reaktioner:

- Øvre:
  - $R_{V\emptyset} = -2178,995 \text{ kN}$
  - $R_{L\emptyset} = 1142,931 \text{ kN}$
- Nedre:
  - $R_{VN} = 2178,995 \text{ kN}$
  - $R_{LN} = 190,174 \text{ kN}$

# Spændkabler

Optimering af design

SKANDINAVISK

Spændbeton

Foto:

Forside:	Tuborg Syd, kanalbro, rådgiver: Cowi, hovedentreprenør: Aarsleff, 18 stk 13C15 kabler
Side 3:	Knullen, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Jorton, 8 stk 19C15 kabler
Side 4:	EN10138-3 Y1860S7 - 15,7 - R1 - F2
Side 5:	Amager Strandpark, rådgiver: NIRAS A/S, hovedentreprenør: Hoffmann, 8 stk. 13C15 kabler
Side 6:	13C15 forankring
Side 7:	1F15 forankring
Side 8:	Blikrør jf EN 523
Side 9:	Sundøy Bro, Norge, rådgiver: AAS-Jakobsen, hovedentreprenør: AF Sundøybrua (NCC + AS Anlegg) 264 stk. 13C15 kabler
Side 9:	Tietgenkollegiet, rådgiver: Cowi, hovedentreprenør: Pihl & Søn 250 stk 7C15 og 20 stk 19C15 kabler samt 191 spændstænger
Side 10:	Amager Strandpark, rådgiver: NIRAS A/S, hovedentreprenør: Hoffmann, 8 stk. 13C15 kabler
Side 12:	Monokobler
Side 13:	Passiv forankring til indstøbing
Side 13:	Sjölunderviadukten, Malmø - passive forankringer, rådgiver: Centerlöf & Holmberg hovedentreprenør: NCC, 94 stk 19C15kabler med 84 passiv instøbte forankringer og 18 koblinger
Side 14:	Spiralarmering
Side 16:	Dybbølbro, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Højgaard & Schultz 8 stk. 12L15 og 274 stk 6L13 kabler
Side 16:	Kile til forankring
Side 18:	Håndtering af donkraft, projekt: Knullen, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Jorton 8 stk 19C15 kabler
Bagside:	Kontroltårn Kastrup Lufthavn, rådgiver: Moe & Brødsgaard , hovedentreprenør: Pihl & Søn 2 stk 13C15, 2 stk 7C15 kabler samt 10 spændstænger

Fotograf:

- Diverse produkter / dele af forankringssystemet: Casper Sejersen.
- Tietgenkollegiet: Casper Sejersen
- Bro ved Amager Strandpark med svaner: Lea Meilandt Mathiesen / SCANPIX
- Dybbølbro: Kasten Bidstrup / POLFOTO

# Introduktion

Efterspænding af betonkonstruktioner er i mange tilfælde det optimale valg i forbindelse med såvel anlægsprojekter som byggeri. Skandinavisk Spændbeton har siden 1947 udført spændarmeringsopgaver med liner, kabler og stænger.

Denne brochure har fokus på at hjælpe designere med systemparametre for spændkabler i relation til Eurocodes og Freyssinets ETA -06/0226. Fokus er derfor på de mest almindelige og økonomiske fordelagtige anvendelsesmuligheder, efter behov kan yderligere informationer hentes i ETA 06/0226

Brochuren beskriver spændkabelsystemet i sin klassiske form til anvendelse i broer og andre anlægsarbejder som siloer m.m. Skandinavisk Spændbeton har også gode erfaringer med anvendelse af systemet i byggeri til lodret

stabiliserende efterspænding af kerner, efterspænding af dækkonstruktioner m.m.

Skandinavisk Spændbeton står gerne til disposition med uddybende information i forbindelse med såvel anlægsopgaver som byggeri.

## Altid nyeste viden

Både lovgivning, normer og selve spændsystemerne udvikler sig hele tiden. Skandinavisk Spændbeton ønsker at give designere mulighed for at arbejde på et opdateret grundlag. Derfor tilbyders løbende fremsendelse af rettelser og opdatering til denne brochure. Du kan tilmelde dig denne service. Tilmelding kan ske via [www.spaendbeton.dk](http://www.spaendbeton.dk)



*Knullen, 8 stk. 19C15 - traditionel bro*

# Generelt

## Terminologi:

### Stål:

**Kabel:** Består af flere liner – der dimensioneres med kabler, hvert kabel er forankret i en forankringsblok i hver ende.

**Line:** Består af flere tråde (normalt anvendes 7 tråde), trådene er snoet sammen til en line, normalt en central tråd med 6 snoede tråde omkring. Stål leveres som liner og samles på byggepladsen til kabler (kan evt. leveres som prefabrikeret kabler)



EN10138-3 Y1860S7 - 15,7 - R1 - F2

**Tråde:** Tråde er den form stålet har på stålværket – før stålværket samler trådene til liner. Historisk har der tidligere været foretaget efterspænding med tråde, denne praksis er man gået bort fra (for arbejdskrævende).

### Forankringer:

Der anvendes to forskellige typer af forankringer

**C-system (cirkulært, se side 6):**

- Klassisk system hvor liner er placeret i en rund forankringsblok
- Kablet kan bestå af 3 til 55 liner
- Som standard anvendes 3, 4, 7, 13 og 19 liner
- Linerne kan placeres i korrugerede foringsrør både før og efter støbning

**F-system (fladt, se side 7):**

Linerne er placeret i et fladt anker med integreret forankringsblok

- Kablet kan bestå af 1, 3 eller 4 liner
- Systemet er velegnet til konstruktioner hvor der er fokus på minimering af tykkelsen (fx vægge eller dæk)
- Der kan anvendes flade foringsrør
- Systemet er meget velegnet til unbondede monokabler – hvor entreprenøren kan placere kablerne selv og Skandinavisk Spændbeton efterspænder.
- Linerne skal placeres før støbning

### Bonded (injiceret) efterspænding:

Kablerne trækkes i foringsrør (korrugerede stålrør jf. EN 523 eller flade rør) og efterspændes.

Herefter injiceres foringsrøret med cementmørtel. Denne beskytter både imod korrosion samt overfører kræfter fra kablet lokalt igennem foringsrøret og ud i betonkonstruktionen.

Fordele:

- Optimal kraftoverførsel imellem konstruktion og kabler
- Stor sikkerhed, hvis et kabel efterfølgende brydes, så vil kablet en forankringslængde væk have samme egenskaber som før bruddet
- Det er muligt at iskubbe stålet både før og efter støbning af hovedkonstruktionen (med C-System).

### Unbonded (uinjiceret) efterspænding:

Kablerne løber igennem foringsrør (af plast eller stål), røret er injiceret med enten fedt eller voks.

Arbejdet kan laves på samme måde som bonded efterspænding, eller der kan anvendes monokabler, hvor hver enkelt line er fedtindsurt og har sin egen plastkappe.

Fordele:

- Unbondede kabler kan udskiftes
- Monokabler kan tilsiøre en slankere konstruktion
- Monokabler kan placeres og indstøbes direkte i konstruktionen af betonentreprenøren – således skal der kun anvendes specialister til efterspændingen
- Monokabler kan placeres mere fleksibelt i fx dækkonstruktioner, hvilket gør en excentrisk kabelføring simpleere

# Stålegenskaber

Antal liner	Kabel	$A_p$	$f_{pk}$	$P_{maks}$	$P_{m0}(x)$
Stk.	navn	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1F15	150	279	221	209
3	3C15	450	837	664	627
3	3F15	450	837	664	627
4	4C15	600	1116	886	836
4	4F15	600	1116	886	836
7	7C15	1050	1953	1550	1464
9	9C15	1350	2511	1993	1882
12	12C15	1800	3348	2657	2509
13	13C15	1950	3627	2878	2718
19	19C15	2850	5301	4207	3973
22	22C15	3300	6138	4871	4600
25	25C15	3750	6975	5535	5228
27	27C15	4050	7533	5978	5646
31	31C15	4650	8649	6863	6482
37	37C15	5550	10323	8192	7737
55	55C15	8250	15345	12177	11500

Kabler der er markeret med blå, er standardkabler som lagerføres i DK

Der anvendes stål jf. DSF/prEN 10138-3

$P_{maks}$  lægges til grund for beregning af spændlister.  $P_{maks}$  er den maksimale kraft som bliver påført spændarmeringen under opspændingen.

$P_{m0}(x)$  anvendes i designfasen i forbindelse med bestemmelse af de umiddelbare tab (låsetab, friktion, korttidsrelaksation og elastisk deformation af betonen).  $P_{m0}(x)$  er således den maksimale kraft som er til stede umiddelbart efter at opspændingen er fuldført.

Standardline: $\varnothing 15,7$ mm, 150 mm <sup>2</sup> , 1860 MPa			
Nominel	Trækstyrke	$f_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	1860
	Diameter	d (mm)	15,7
	Tværsnitsareal	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	150
	Masse	M (g/m)	1172
Karakteristisk	Brudstyrke	$f_{pk}$ (kN)	279
	0,1 % spænding	$f_{p0,1k}$ (kN)	246
	Elasticitetsmodul	$E_p$ (GPa)	195
Maksimal	Forspændingskraft*	$P_{maks}$ (kN)	221
	Initialforspændingskraft**	$P_{m0}(x)$ (kN)	209

\* er den kraft der påføres ved den aktive ende under opspændingen før overførsel til konstruktionen (90 % af  $f_{p0,1k}$ )  
 \*\* er spændingen i armeringen umiddelbart efter opspænding og overførsel til konstruktionen (85 % af  $f_{p0,1k}$ )

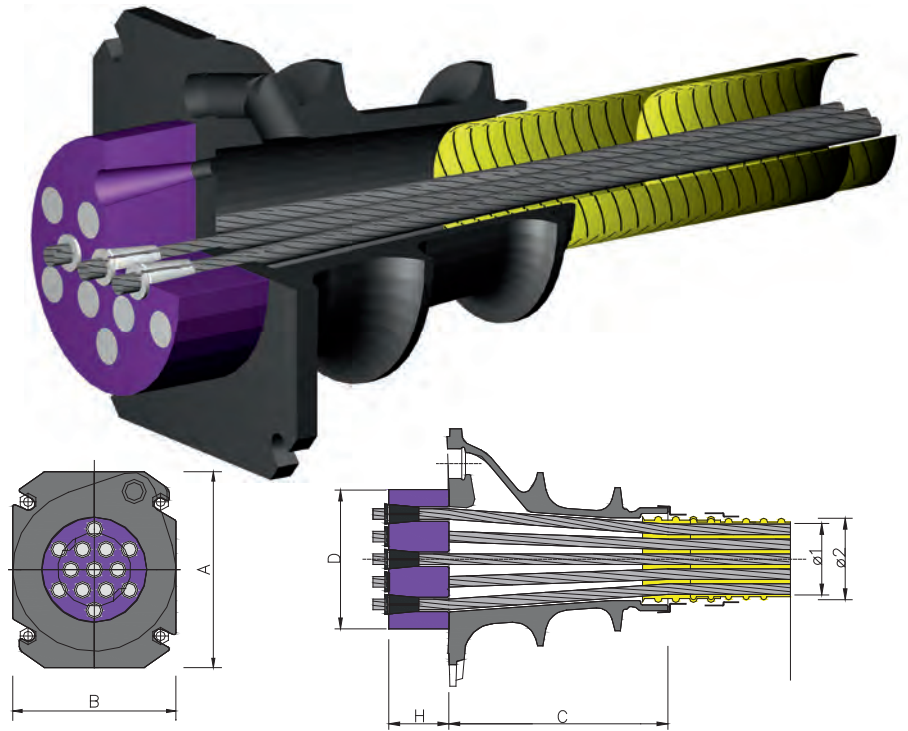


Amager Strandpark

# C-System



13C15 Forankring



Kabel	A	B	C	D	H	In-Situ Ø1*	In-Situ Ø1**	Element Ø1***
3C15	150	110	120	85	50	40	45	70
4C15	150	120	125	95	50	45	50	70
7C15	180	150	186	110	55	60	65	80
9C15	225	185	260	150	55	65	70	85
12C15	240	200	165	150	65	80	85	100
13C15	250	210	246	160	70	80	85	100
19C15	300	250	256	185	80	95	100	125
22C15	330	275	430	220	90	105	110	-
25C15	360	300	400	230	95	110	115	-
27C15	350	290	360	220	100	115	120	-
31C15	385	320	346	230	105	120	125	-
37C15	420	350	466	255	110	130	135	-
55C15	510	420	516	300	145	160	165	-

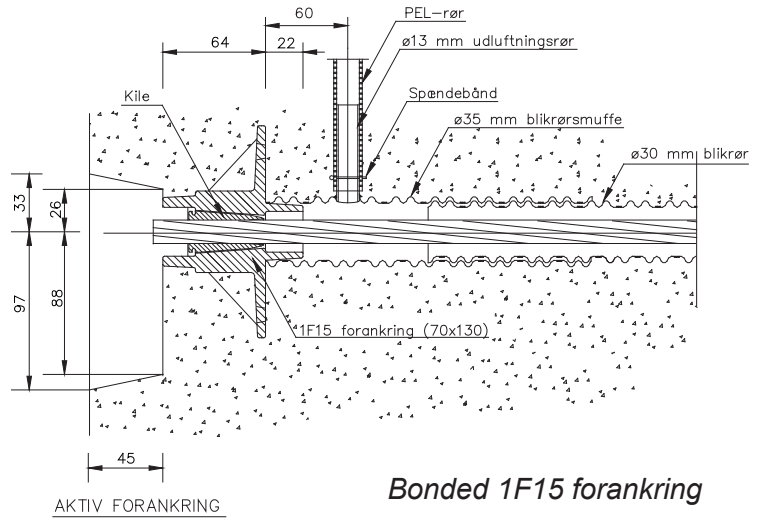
\* Rør dimension (indvendig diameter) jf. ETA, der anvendes ved in-situ konstruktioner, hvor kabler placeres i foringsrøret før støbning.

\*\* Rør dimension (indvendig diameter) anbefalet i in-situ konstruktioner, når kabler iskubbes i foringsrøret efter støbning.

\*\*\* Rør dimension (indvendig diameter) anbefalet til elementbyggeri (primært lodret) – større rør grundet placeringstolerancer i elementer, samt antallet af elementer linerne skal igennem (sværhedsgrad).

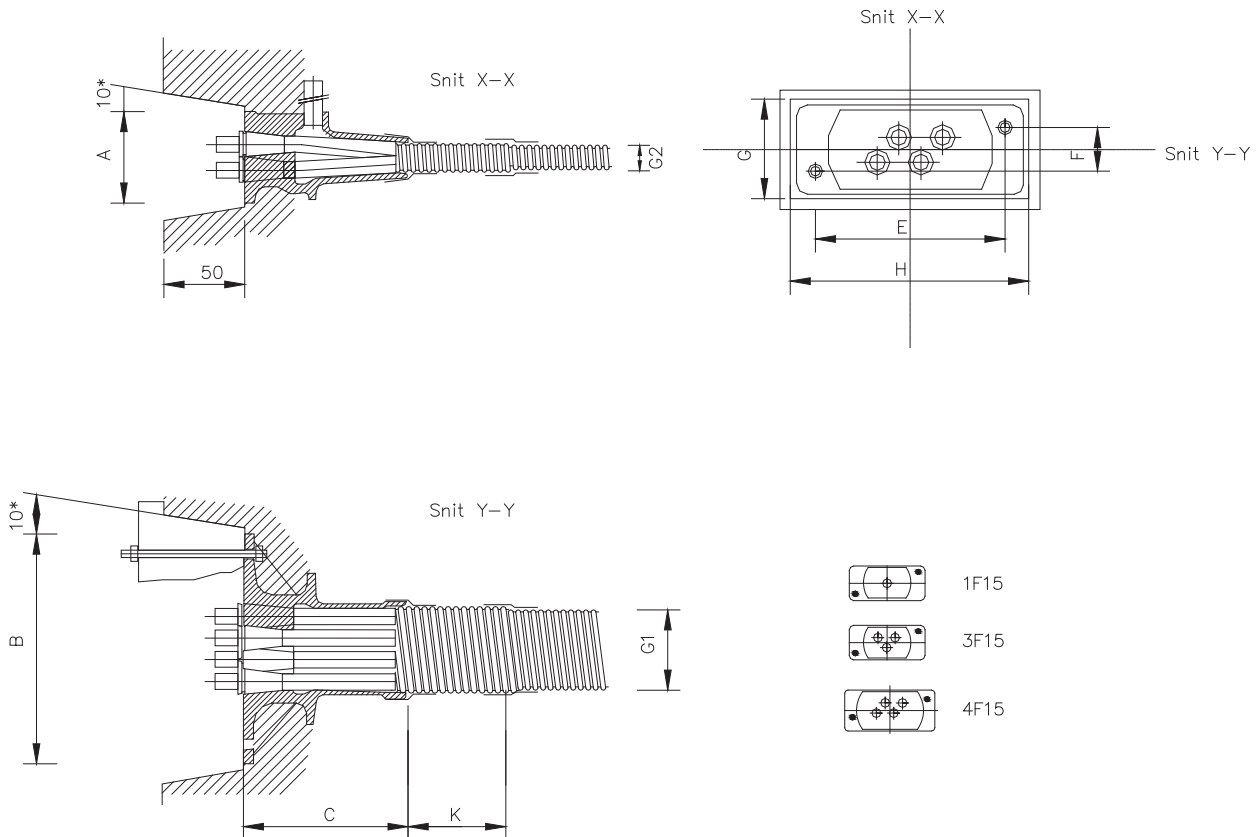


# F - System



Kabel	A	B	C	E	F	K	G1 x G2
1F15 bonded	70	130	86	100	0	250	Ø 30*
1F15 unbonded	70	130	86	100	0	117	-
3F15 bonded	85	190	163	160	55	200	58 x 21
3F15 unbonded	85	190	163	160	55	-	-
4F15 bonded	90	230	163	190	45	200	75 x 21
4F15 unbonded	90	230	163	190	45	-	-

\* Ved en enkelt line anvendes cirkulært rør



# Blikrør

## Foringsrør

Blikrør anvendes generelt som foringsrør i beton. Normalt injiceres rørene efterfølgende med en injektionsmørtel for at opnå en effektiv korrosionsbeskyttelse, en god lokal kraftoverførsel samt størst muligt betontværsnit.

Blikrør er korrugerede for at sikre en god lokal kraftoverførsel i konstruktionen. Korrugeringen gør at den ydre diameter af et blikrør er 6 – 8 mm større end den indvendige diameter, hvilket der skal tages hensyn til i design af konstruktionen.

Almindeligvis anvendes cirkulære blikrør, som er fremstillet efter EN 523. Der er to kategorier af blikrør: Kategori 1 (normal) og kategori 2 (stiv/rigid).

Kategori 1 er lettere at placere, hvorimod kategori 2 pga. sin stivhed vil være placeret mere retlinet, således at friktionstab minimeres.

I Danmark foreskriver Vejdirektoratets AAB at der skal anvendes kategori 2 rør i brokonstruktioner.



Blikrør jf. EN 523

Der er følgende krav til blikrør i kategori 1 og 2

Kategori	Diameter d mm	[25;35[	[35;45[	[45;55[	[55;65[	[65;75[	[75;85[	[85;100[	[100;130[
1	Godstykkelser	0,25	0,25	0,30	0,30	0,35	0,35	0,40	0,40
2			0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,60	0,60

Foringsrøret kan også være rektangulært til brug for flade forankringer (F-system), rektangulære foringsrør er ikke inkluderet i EN 523.

Rektangulære foringsrør leveres således:

Forankring	Dimension bredde • højde
3F15	58•21 mm
4F15	75•21 mm

## Placering af foringsrør

Umiddelbart bag forankringen skal foringsrøret være placeret retlineært i en længde på mindst 6 gange den indvendige diameter af foringsrøret, før et evt. kurvet placeringsforløb påbegyndes. Foringsrøret skal understøttes med et interval på max. 1 m (dog 0,5 m i stærkt kurvede forløb).

Foringsrør må ikke røre hinanden, når de krydser, og der skal være plads til en effektiv udstøbning imellem dem.

Rektangulære foringsrør er sårbare overfor tryk under støbning, hvorfor kabler bør trækkes i foringsrøret før støbning.

## Radius af kurvet placeringsforløb

Som udgangspunkt må foringsrør placeres med en kurveradius på 100 gange den indvendige diameter af foringsrøret. For rektangulære rør 100 gange dimensionen af røret i den pågældende akse.

Monokabler (plastbelagte fedtindsmurte liner som placeres enkeltvis) må have en kurveradius lig 2,5 m.

Det er muligt at placere monokabler med en kurveradius på 0,6 m (ved 180° drejning). En sådan placering er at regne som en passiv indstøbt forankring.

Kurveradius kan generelt minimeres til 20 gange den indvendige dimension hvis følgende forudsætninger er opfyldt:

- Radius ikke er under 1,3 m.
- At spændingen i kablet er under 70% af brudstyrken i områder hvor radius er under 3,0 m
- Den samlede vinkeldrejning er under  $3\pi/2$  radianer
- Skarpe kurver bliver betragtet som passive forankringer hvis vinkeldrejningen er over  $\pi/2$  radianer.

## Alternativer:

Det er muligt at anvende monokabler placeret i bundter af 3 direkte i betonen eller i foringsrør.

Ligeledes kan der injiceres med fedt eller voks i stedet for cementmørtel hvis der ønskes en unbonded løsning. Spændkabler kan også placeres eksternt i foringsrør af plast. Det er også muligt at lave løsninger hvor spændkablet er elektrisk isoleret. For alle alternativer, kontakt Skandinavisk Spændbeton for mere specifik vejledning.

# Anlæg og Byggeri



*Sundøy Bro, Norge - Fri frembygning med langt spænd*

## **Anlægsarbejder**

Spændarmering anvendes traditionelt i anlægsarbejder. Skandinavisk Spændbeton deltager aktivt i arbejdet omkring optimering af anlægsarbejder og anvendes i høj grad som et skandinavisk videncenter på spændarmingsområdet.

## **Byggeri**

Spændarmering anvendes også i byggeriet.

**Lodret efterspænding:** Ved lodret efterspænding etableres stabiliserende kerner i konstruktionen. Lodret efterspænding anvendes både i in-situ og elementbyggeri.

I elementbyggeri anvendes større blikrørdimensioner end de dimensioner, der fremgår af ETA. Dette skyldes elementleverandørernes tolerancer for placering af blikrør. Skandinavisk Spændbeton arbejder tæt sammen med elementfabrikkerne og leverer forankringer og øvrige dele, der skal indbygges i elementerne.

**Efterspændte dæk:** Efterspænding af in-situdæk i byggeriet giver større stabilitet (skivevirkning) og mulighed for optimering af dækhøjde, større fleksibilitet m.m.

Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere informationer om brug af spændarmering i byggeprojekter.

Tegningsdetaljer til stilles naturligvis til rådighed for byggeriets parter.



# Forankringszoner

Forankringszonen er nærmiljøet omkring forankringen. Det er i denne zone, at forankringsarmeringen er placeret.

Størrelsen af forankringszonen afhænger både af betonstyrken og forankringen.

For C-systemet er forankringszonen som udgangspunkt kvadratisk. For F-systemet er forankringszonen som udgangspunkt rektangulær.

Forankringszonens dimensioner er i tabellerne herunder angivet ved: kantafstande  $x$  og  $y$ , dybde i konstruktionen  $h$ .

Jf. ETAG 013 kan forankringszonens udformning ændres således at der opnå et mere rektangulært tværsnit. Det sker ved at forkorte den ene akse og tilsvarende forlænge den anden akse. Derved bliver det muligt at lave en tyndere konstruktion (fx vægge og dæk). Der må maksimalt ændres med 15%, således bliver parametrene for den rektangulære forankringszone:

$$X_R = 0,85 \cdot x, Y_R = 1,15 \cdot y \text{ og } H_R = 1,15 \cdot h$$

Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere information.

	$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$			$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$			$f_{cm,0} = 60 \text{ MPa}$		
	$x$	$y$	$h$	$x$	$y$	$h$	$x$	$y$	$h$
3C15	220	220	440	200	200	400	180	180	360
4C15	250	250	500	220	220	440	200	200	400
7C15	330	330	660	260	260	520	240	240	480
9C15	380	380	760	300	300	600	280	280	560
12C15	430	430	860	320	320	640	300	300	600
13C15	450	450	900	340	340	680	310	310	620
19C15	530	530	1060	400	400	800	380	380	760
22C15	590	590	1180	430	430	860	410	410	820
25C15	630	630	1260	460	460	920	440	440	880
27C15	650	659	1300	480	480	960	470	470	940
31C15	690	690	1380	520	520	1040	500	500	1000
37C15	750	750	1500	580	580	1160	540	540	1080
55C15	1070	1070	2140	750	750	1500	690	690	1380

Det er tilladt at interpolere sig frem til forankringszonens størrelse for betonstyrker mellem de angivne i tabellerne. Bemærk at der er tale om middelstyrker, som jf. Eurocode 2 er 8 MPa større end den karakteristiske styrke



Amager Strandpark

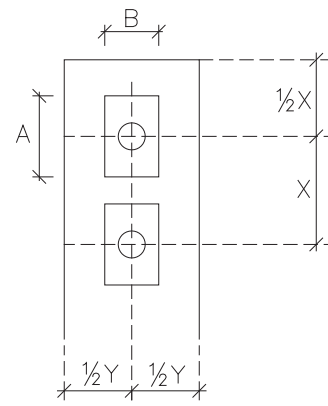
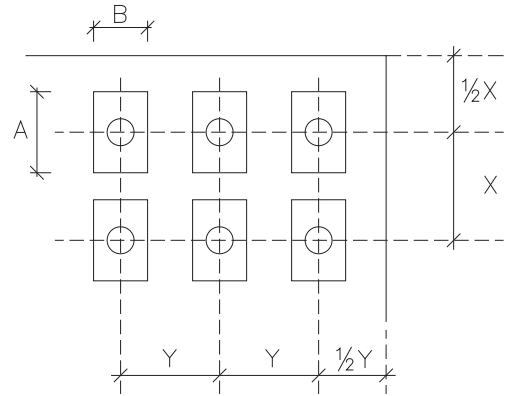
# Kantafstand

## Kantafstand og afstand mellem forankringer.

Den minimale kantafstand og centerafstand imellem forankringer afhænger af betonstyrken. Udgangspunktet for den følgende tabel er en kvadratisk forankringszone for C-systemet og en rektangulær forankringszone for F-systemet.

Ifølge ETAG 013 kan zonerne ændres med op til 15 %, hvilket medfører ændrede kant- og centerafstande.

Ret henvendelse til Skandinavisk Spændbeton, hvis du af hensyn til konstruktionen ønsker at ændre kant- og centerafstande.



	$f_{cm,0} = 24$ MPa	$f_{cm,0} = 44$ MPa	$f_{cm,0} = 60$ MPa
	$x = y$	$x = y$	$x = y$
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

	$f_{cm,0} = 24$ MPa	
	x	y
1F15	190	140
3F15	390	190
4F15	390	190

### Forudsætninger

Der er regnet med et dæklag på 10 mm over almindelig slap armering. Hvis der er krav til konstruktionen om yderligere dæklag, skal dette tilføjes.

For F-systemet er det forudsat, at forankringen er placeret således, at længdeaksen i forankringen stemmer overens med længdeaksen i forankringszonen.

Det er tilladt at interpolere mellem forskellige kantafstande, hvis der anvendes en anden betonstyrke.

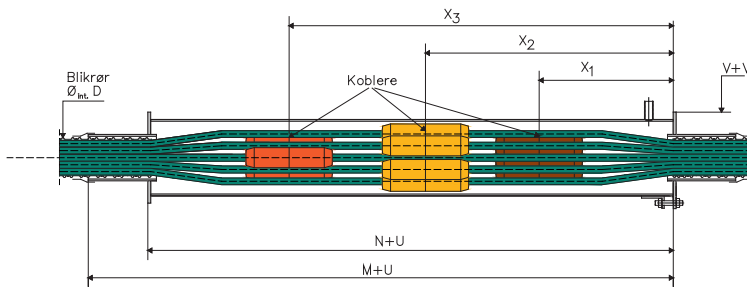
# Kobling af kabler

## Sammenkobling af kabler

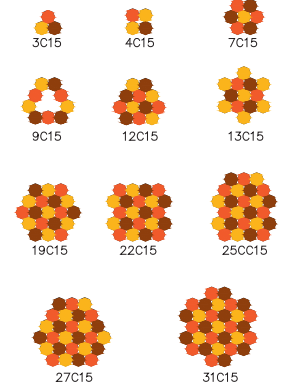
Kabler kan sammenkobles ved, at linerne i kablet samles enkeltvis. Koblingen af den enkelte line sker med en monokobler. Monokoblerne skal placeres forskudt, så kablet forbliver så retlinet som muligt.



Koblere kan anvendes på 2 måder:



## Monokobler



## Viderekobling på uspændt kabel CM-kobling

Koblingen anvendes når det ikke er muligt at føre kablet igennem hele konstruktionen på en gang (fx bro støbt i etaper).

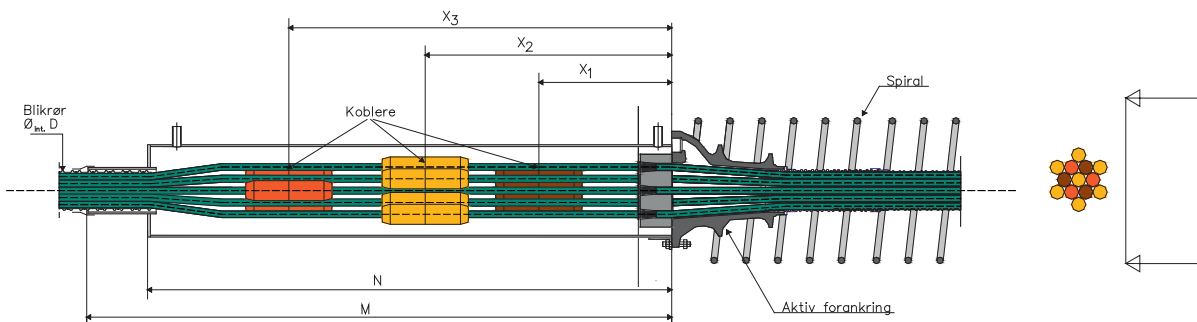
Kablet spændes på en gang, koblernes placering vil blive forskudt længden U (projektafhængig) ved forspændingen af kablet. Derfor skal konstruktionen udformes med en udsparring omkring kobleren, der tillader dette.

## Viderekobling på spændt kabel CL-kobling

Koblingen anvendes primært når et kabel skal opspændes i etaper. Dette kan bl.a. skyldes fysiske forhold eller hensyn til friktionstab. Kablet kan laves så langt som ønsket.

Udgangspunktet er en almindelig forankring med et spændt kabel der ikke er skåret af inde ved blokken efter første opspænding, men i stedet har en længde der gør kobling mulig.

	D	M	N	P	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	V
CL/CM 3C15	40	1050	1000	102	250	500	750	130
CL/CM 4C15	45	1050	1000	127	250	500	750	140
CL/CM 7C15	60	1050	1000	127	250	500	750	150
CL/CM 9C15	65	1100	1050	178	300	500	800	200
CL/CM 12C15	80	1150	1100	104	300	550	800	200
CL/CM 13C15	80	1150	1150	219	300	550	800	200
CL/CM 19C15	95	1200	1150	219	300	550	800	230
CL/CM 22C15	105	1200	1200	273	350	600	800	230
CL/CM 25C15	110	1250	1200	273	350	600	850	250
CL/CM 27C15	115	1300	1250	273	350	600	850	250
CL/CM 31C15	120	1350	1300	273	400	650	900	280
CL/CM 37C15	130	1530	1480	324	400	650	900	310



Monokabler samt kabler i rektangulære foringsrør kan også kobles, kontakt Skandinavisk Spændbeton for vejledning.

SKANDINAVISK

Spændbeton

# Passiv indstøbt forankring



Passiv forankring, klar til indstøbning.

Det er muligt at indstøbe en passiv forankring, hvis projektet ikke tillader adgang til begge ender af kablet under opspænding.

Brug af passiv forankring forudsætter, at der iskubbes stål før støbning og at det tilsikres, at linerne holdes fast i forankringen. Dette sker ved at påføre linerne en klem-bøsning (swage) og efterfølgende montere en plade, som holder kablet i den korrekte position.

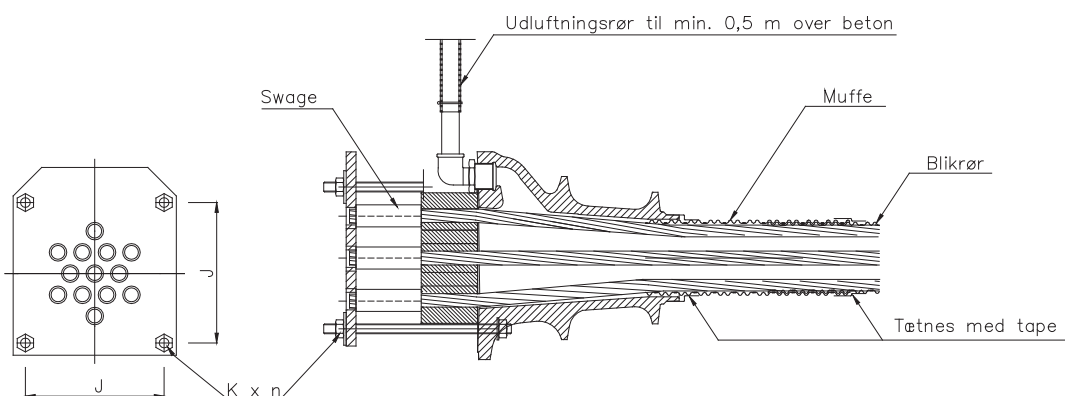


Under klargøring



Klar til støbning

	J	Kxn
3C15	91	M10x2
4C15	101	M10x2
7C15	128	M12x2
9C15	153	M12x4
12C15	168	M12x4
13C15	168	M12x4
19C15	208	M12x4
22C15	248	M16x4
25C15	268	M16x4
27C15	258	M16x4
31C15	268	M16x4
37C15	300	M16x4
55C15	370	M20x4



# Armering i Forankringszonen

Forankringszonen indeholder tre typer armering:

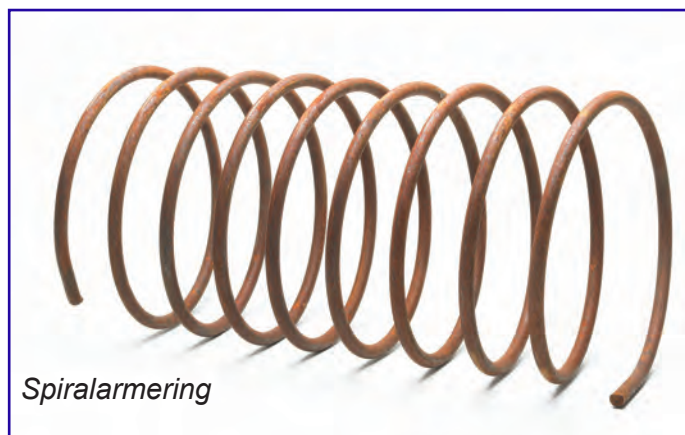
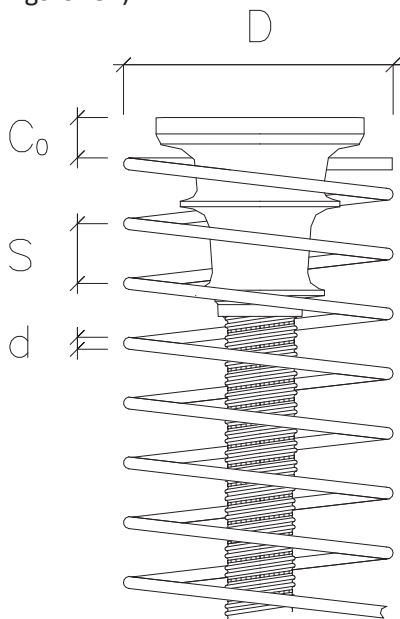
- Forankringsarmering
- Komplementerende armering
- Spaltearmering

Forankringsarmeringen er placeret rundt om forankringen for at sikre mod betonknusning.

Forankringsarmeringen er som udgangspunkt en spiralarmring jf. ETA. Det er tilladt at modificere spiralarmringen, så der kan anvendes bøjlearmering i stedet for.

Omregning fra spiralarmring til bøjlearmering sker efter følgende udtryk:

- Antal bøjler = antal vindinger (stk) i spiralen + 1
- Sidelængde af bøjlen = diameter (D) af spiralen
- $\emptyset$  for bøjlen og "hjørnestænger" =  $\emptyset$  for spiralen (d)
- Afstand i dybden imellem bøjlerne = Stigning (S) på spiralen.
- Længde af de 4 stænger i bøjlernes hjørner = h (dybden af forankringszonen).



Spiralarmring

C - System

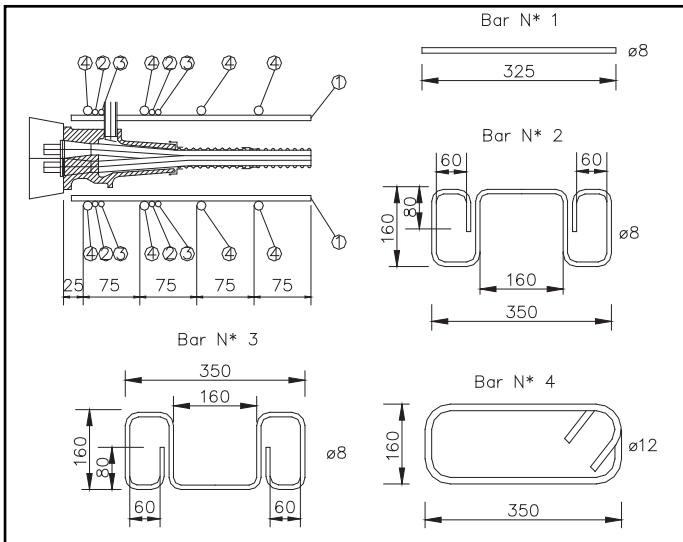
	Forankringsarmering					Komplementerende armering		
	S	d	stk	C <sub>0</sub>	D	A	d	stk
3C15	50	8	5	40	160	110	8	3
	<b>50</b>	<b>8</b>	<b>5</b>	<b>40</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>8</b>	<b>2</b>
	50	8	5	40	150	150	8	2
4C15	60	10	5	40	190	115	10	3
	<b>60</b>	<b>10</b>	<b>5</b>	<b>40</b>	<b>160</b>	<b>250</b>	<b>8</b>	<b>3</b>
	60	10	5	40	160	150	8	2
7C15	60	14	6	40	270	120	10	4
	<b>60</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>40</b>	<b>200</b>	<b>140</b>	<b>10</b>	<b>4</b>
	60	12	6	40	200	160	10	3
9C15	70	14	6	40	320	125	12	4
	<b>70</b>	<b>14</b>	<b>6</b>	<b>40</b>	<b>250</b>	<b>150</b>	<b>12</b>	<b>3</b>
	70	14	6	40	250	200	12	2
12C15	70	14	7	40	370	140	16	4
	<b>50</b>	<b>14</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>260</b>	<b>240</b>	<b>14</b>	<b>3</b>
	50	14	7	40	260	200	12	2
13C15	70	14	7	40	390	130	16	4
	<b>70</b>	<b>14</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>290</b>	<b>120</b>	<b>14</b>	<b>4</b>
	70	14	7	40	290	135	12	3
19C15	60	16	8	40	470	180	20	4
	<b>60</b>	<b>16</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>320</b>	<b>200</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	60	16	8	40	320	250	10	4
22C15	70	16	8	40	510	130	20	5
	<b>70</b>	<b>16</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>350</b>	<b>160</b>	<b>14</b>	<b>4</b>
	70	16	8	40	360	240	12	3
25C15	80	20	7	40	550	150	20	5
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>380</b>	<b>165</b>	<b>16</b>	<b>4</b>
	80	20	7	40	390	220	10	3
27C15	80	20	7	40	570	160	20	5
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>400</b>	<b>165</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	80	20	7	40	400	220	12	3
31C15	80	20	7	40	600	140	20	6
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>420</b>	<b>210</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	80	20	8	40	420	220	14	3
37C15	90	20	7	40	660	130	25	5
	<b>90</b>	<b>20</b>	<b>9</b>	<b>40</b>	<b>520</b>	<b>210</b>	<b>20</b>	<b>4</b>
	90	20	9	40	470	180	16	3
55C15	100	25	9	40	930	200	20	6
	<b>100</b>	<b>25</b>	<b>10</b>	<b>40</b>	<b>650</b>	<b>250</b>	<b>20</b>	<b>4</b>
	100	25	9	40	600	180	16	3

("normal" skrifttype:  $f_{cm,o} = 24$  MPa, "fed" skrifttype:  $f_{cm,o} = 44$  MPa, "kursiv" skrifttype:  $f_{cm,o} = 60$  MPa)

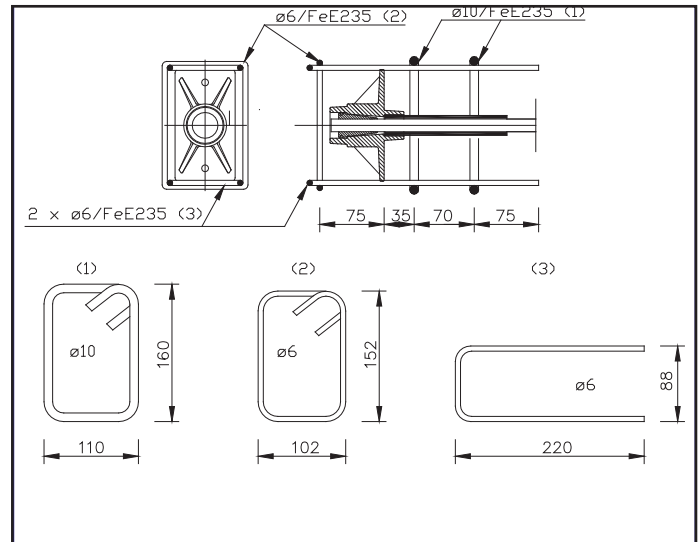
SKANDINAVISK

Spændbeton





3/4 F15 Forankringsarmering



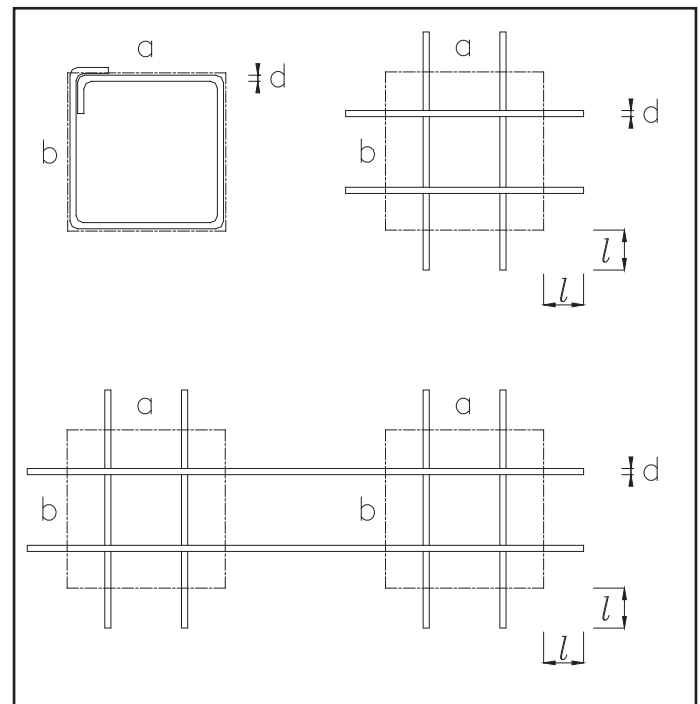
1F15 Forankringsarmering

Komplementerende armering er den armering, som antages at være i forankringszonen før placering af forankringsarmeringen (dvs. den almindelige armering, som er forudsat at være til stede). Der skal suppleres op til den forudsatte mængde, hvis der reelt er mindre armering i betonen.

Den komplementerende armering er angivet som bøjler med samme dimension som forankringszonen (dvs. i en kvadratisk zone er  $a = b$ , som er målene på forankringszonen.)

Antal (stk) bøjler, diameter ( $d$ ) af armeringsstængerne samt afstanden ( $A$ ) mellem bøjlerne i dybden, fremgår af tabellen med data for C-systemet.

Bøjlerne kan udformes som traditionelle bøjler. Som regel anvendes dog oftest stænger. Disse kan enten ligge i et net, der går mindst en forankringslængde  $l$  udenfor forankringszonen, eller være sammenhængende stænger, der forbinder flere forankringszoner.



Spaltearmering skal sikre for de spaltekrafter, der bliver påført konstruktionen. Det er nødvendigt at designe spaltearmeringen projektafhængigt på baggrund af de aktuelle spændinger, som opstår i betonen pga. kraftpåvirkningen.

Design af spaltearmering fremgår således *ikke* af denne brochure.

# Systemafhængige tab af kræfter

## Friktionstab i forankringerne:

Forankringstype	Alm. kabler		Monoliner (fedt og plastbelagt)	
	Min.	Max.	Min.	Max.
1F15	1%	2%	0%	1%
3F15 - 4F15	1%	2%	1%	2%
3C15 – 13C15	2%	3%	1%	2%
19C15 – 55C15	2,5%	3,5%	1%	2%



## Låsetab (tab ved forankringer)

Låsetab skyldes, at kiler ved forankringerne trænger ind i forankringsblokken, hvorved en del af forspændingskraften tabes. Låsetab opgøres som det antal mm, kilen trænger ind. Derfor er låsetabet forholdsvis stort ved korte kabler og forholdsvis lille ved lange kabler.

Låsetab kan reduceres ved hydraulisk at presse kilen et stykke ind i blokken før opspænding af kablerne. Det er fysisk muligt at kompensere for låsetabet. Dette er dog en udfordrende opgave og yderst sjældent økonomisk fordelagtigt. Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere information om, hvordan der kan kompenseres for låsetab.

Donkraft		Med hydraulisk kileblokering	Uden hydraulisk kileblokering
Låsetab ved aktiv forankring i mm.	Minimum	4 mm	6 mm
	Middel	6 mm	8 mm
	Maksimum	8 mm	9 mm

Ved passive forankringer trækkes kilen ligeledes ind i blokken. Det medfører en middelforlængelse af kablet på 6 mm.



Dybbølsbro

# Projektafhængige tab af kræfter

## Friktionstab i kablerne:

Friktionstab i kablet varierer fra projekt til projekt. Variationen i nedenstående friktionskoefficient er normalt  $\pm 25\%$ . Friktionskoefficienten kan stige betydeligt ved kurveradier under 6 m.

Friktionstabet beregnes jf. Eurocode 2 således:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} (1 - e^{-(\mu + kx)})$$

Hvor:

- $\theta$  er summen af vinkeldrejninger over en længde,  $x$  (uden hensyn til retning eller fortegn)
- $x$  er længden af spændarmeringen fra den aktive ende under forspændingen
- $\mu$  og  $k$  er henholdsvis friktionskoefficient og wobble faktor, som fremgår af nedenstående.

## Tidsafhængige tab af forspænding:

Betonen vil over tid deformere yderligere på grund af krybning og svind, der skyldes de permanente laster. Denne deformation er projektafhængig.

Stål under træk har desuden en vis relaksation, som er afhængig af betonens deformation - og derfor ligeledes projektafhængig.

Normalt beregnes de tidsafhængige tab ved hjælp af med relevant software. Eurocode 2 giver i formel 5.46 en forenklet metode til vurdering af tabene.

I forbindelse med overslagsregning er der i Danmark tradition for at regne med et tidsafhængigt tab på 15 % af brudkraften, dette er i overensstemmelse med Eurocode 2, der anvender en reduktionsfaktor på 0,8 i forhold til initialforspændingskraften.

Jf. Eurocode og ETA	Friktionskoefficient $\mu$ (rad <sup>-1</sup> )		Wobble faktor $k$ (rad/m)
	Fedtbelagt kabel	Almindeligt kabel	
Korrugeret blikrør Bonded intern placering	0,17	0,19*	0,007*
Monokabler (fedt + plastbelagt) Unbonded intern placering	0,05		0,007*

\* Tabellen indeholder værdier, som jf. Eurocode kan anvendes som standard. Værdierne bør justeres efter det konkrete projekt. Skandinavisk Spændbeton har erfaring med brug af stive blikrør (klasse 2), hvor stivheden har indflydelse på Wobble-faktoren. Ved brug af klasse 2 rør i anlægskonstruktioner anbefaler Skandinavisk Spændbeton således at  $\mu = 0,20$  og  $k = 0,0025$ .

## Umiddelbart tab ved deformation af beton:

Betonen vil deformere i forbindelse med opspændingen. Det medfører et umiddelbart tab af opspændingskraft, som skal tages med i projekteringen.

Det er til en vis grad muligt at kompensere for dette tab ved at lave en genopspænding. Det varierer fra projekt til projekt, hvorvidt dette er økonomisk fordelagtigt.

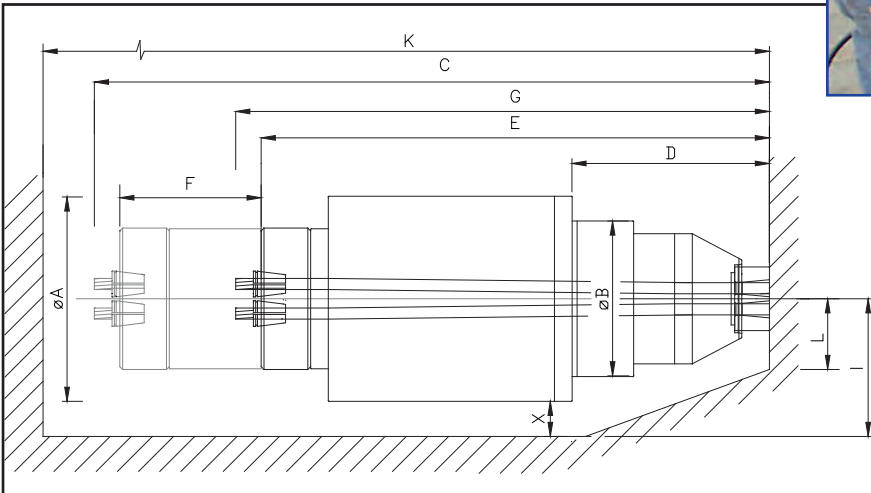
# Donkraft

## Dimensioner og pladskrav til donkrafte C-system.

Data for Donkrafte multistand					
	K 100	CC350	CC500	CC1000	C1500F
Maksimal Kraft	1100 kN	3250 kN	4750 kN	9250 kN	14600 kN
Vægt	250 kg	410 kg	640 kg	1124 kg	2200 kg
Ø A	290	360	438	593	707
Ø B	220	242	294	380	512
C	918	1365	1350	1430	2438
D	256	599	561	613	1144
E	718	1115	1100	1180	1938
F	200	250	250	250	500
G	820	700	698	743	1270
I	195	235	301	366	430
K	1470	1850	1765	1903	3258
L	100	150	170	240	280

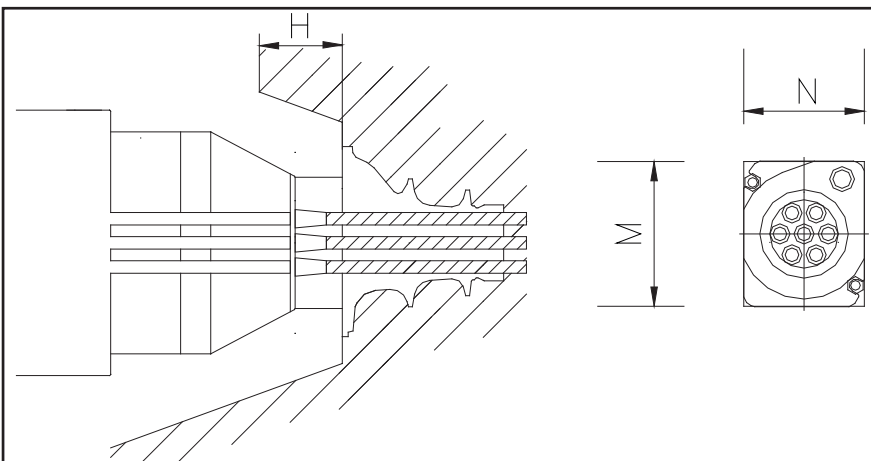


Donkraft - kræver kran



## Dimensioner af Udspinger

	M	N	H
3C15	200	170	120
4C15	200	180	125
7C15	230	210	125
9C15	275	245	125
12C15	290	260	150
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
27C15	400	350	180
31C15	435	380	180
37C15	470	410	195
55C15	560	480	230



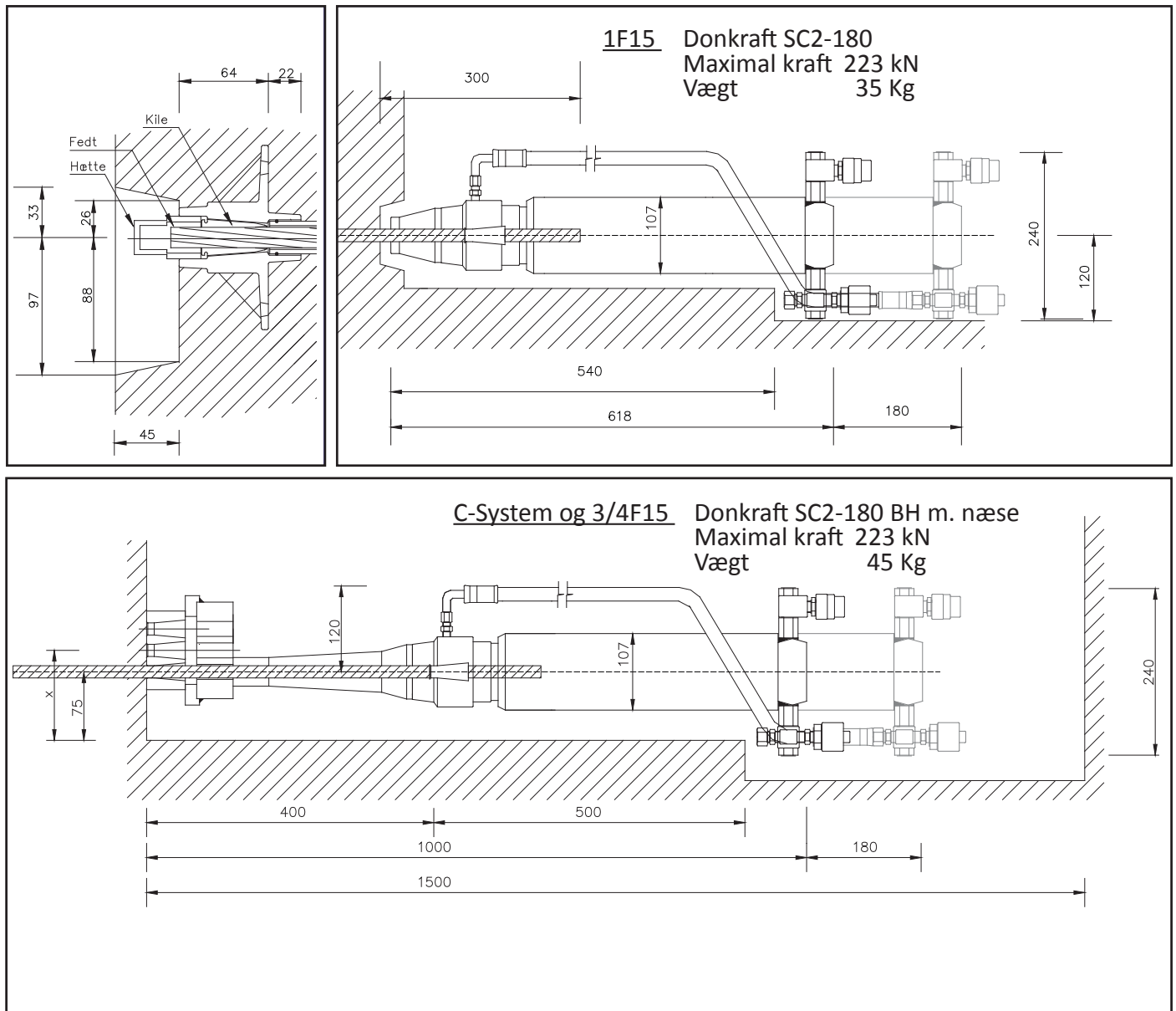
# Monodonkraft

## Dimensioner og pladskrav til monodonkraft.

Monodonkraften SC2-180 anvendes, når der kun spændes en line af gangen. Den er fleksibel at arbejde med på grund af en forholdsvis lav vægt, der ikke kræver brug af kran.

Donkraften forlænges med en "næse" ved forankringer, hvor der er flere liner i samme kabel. Derved kan donkraften gribe fat om den enkelte line. Der kan opstå større friktion mellem linerne ved at opspænde en line ad gangen. Dette skal overvejes ved dimensioneringen.

Monodonkraften anvendes således primært til monoliner, liner i flade foringsrør samt til lodret efterspænding med forøget dimension af foringsrør.

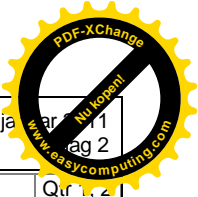
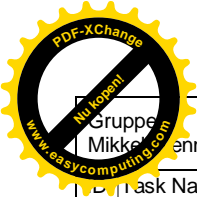


SKANDINAVISK  
**Spændbeton**

A/S Skandinavisk Spændbeton  
Ny Vestergårdsvej 11  
3500 Værløse

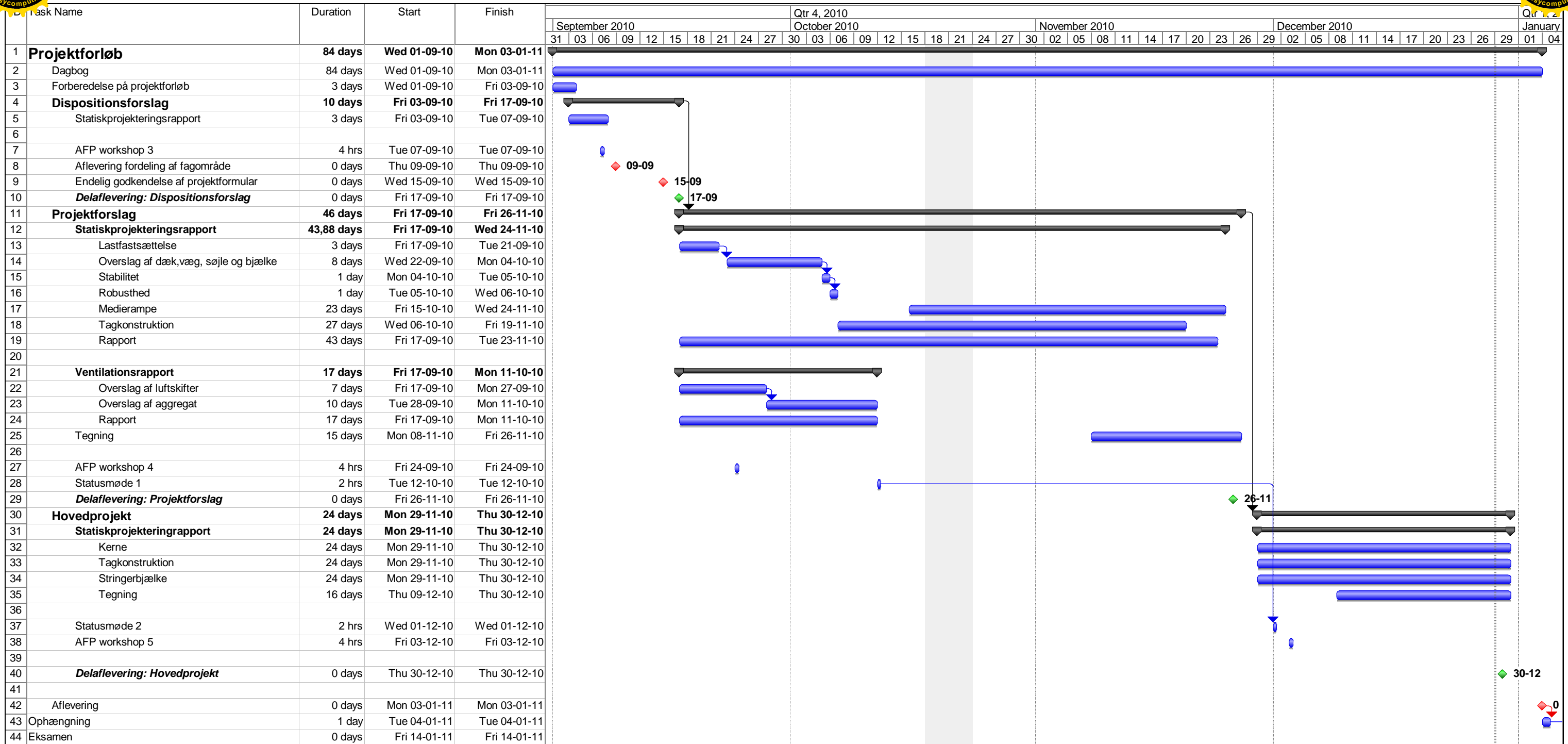
Telefon: 44 35 08 11  
[www.spaendbeton.dk](http://www.spaendbeton.dk)





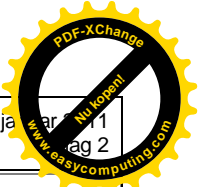
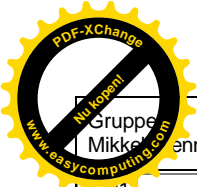
Afgangsprojekt  
Multimediehuset i Århus

Afleveret den 3. januar 2011



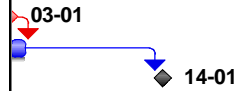
Project: Tidsplan  
Date: Wed 29-12-10

Task		Progress		Summary		External Tasks		Deadline	
Split		Milestone		Project Summary		External Milestone			



Q1 2011														Qtr 2, 2011														Qtr 3, 2011																																								
January 2011							February 2011							March 2011							April 2011							May 2011							June 2011							July 2011																										
04	07	10	13	16	19	22	25	28	31	03	06	09	12	15	18	21	24	27	02	05	08	11	14	17	20	23	26	29	01	04	07	10	13	16	19	22	25	28	01	04	07	10	13	16	19	22	25	28	31	03	06	09	12	15	18	21	24	27	30	03	06	09	12	15	18	21	24	27

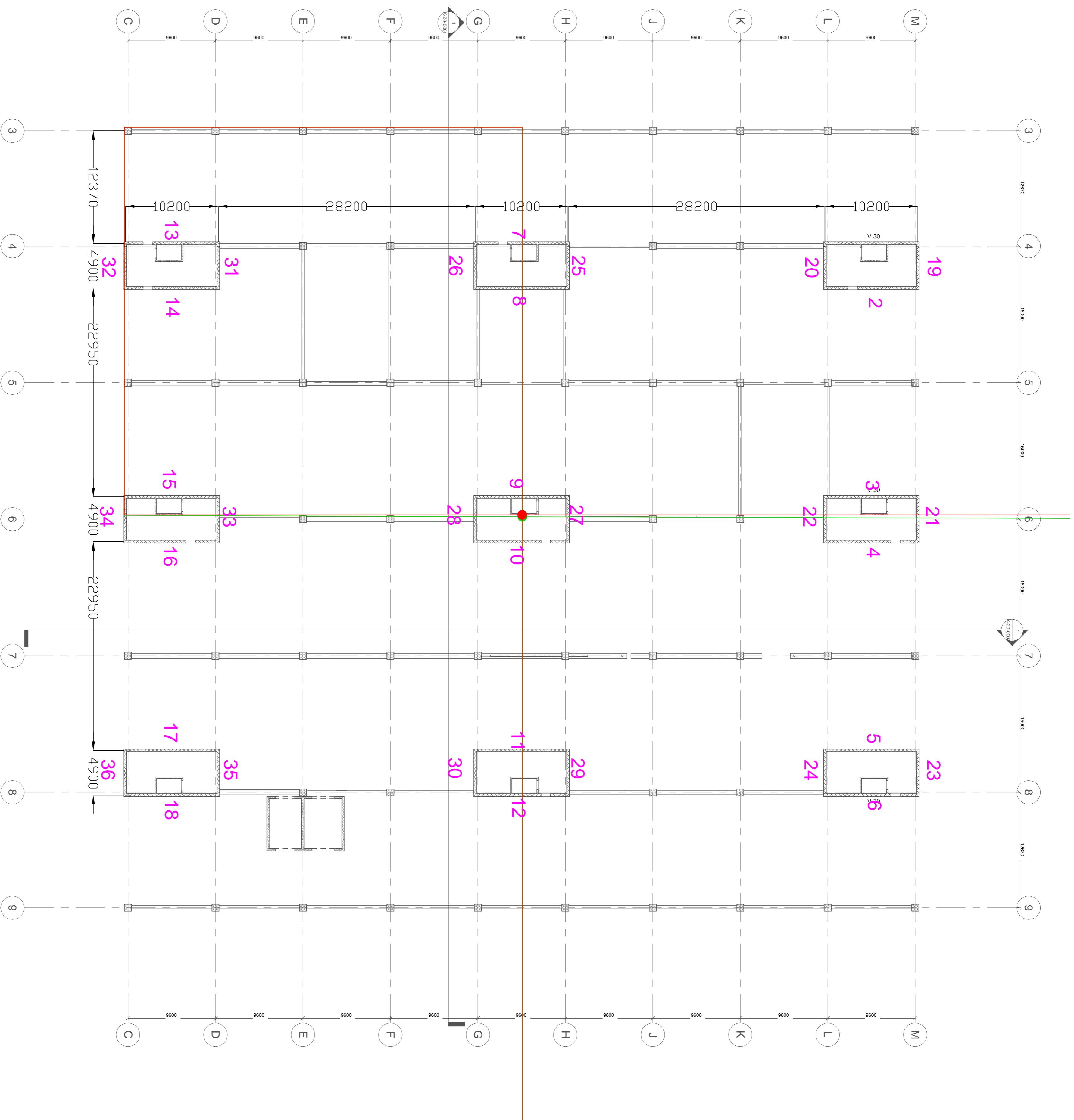
2



Project: Tidsplan  
Date: Wed 29-12-10

Task		Progress		Summary		External Tasks		Deadline	
Split		Milestone		Project Summary		External Milestone			





● Forskydningscentrum: (42,64 ; 43,67)  
 ● Tyngdepunkt: (42,57 ; 43,65)

**NOTE**

Stabiliteten er udregnet i bilag 6.  
 Alle ubenævnte mål er i mm.

**Ingeniørhøjskolen i København**

AFP projekt - Multimediarhuset  
 Gruppe 8  
 Målestok: 1:250  
 Stabilitet  
 Stud. nr. Navn  
 070754 Mikkel Hansen  
 070789 Kenneth Petersson  
 070862 Jarne Gadeberg  
 Dato: 3/1-2011  
 Kursus: AFP projekt  
 Bilag 13