Broforbindelse af ny motortrafikvej

Projekt:	Afgangsprojekt, Diplomingeniør
Forfatter:	Stefan Lebek Bundsgaard
Studieretning:	Bygge og anlængsingeniør
Vejleder:	Sven Krabbenhøft
Aflevering:	18-05-2016

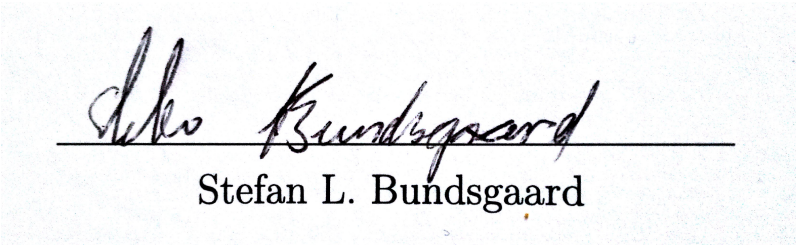
Title page

Projekt titel:	Broforbindelse af ny motortrafikvej
Projekt periode:	01-02-2016 til 18-05-2016.
Institut:	Aalborg University Esbjerg.
Forfatter:	Stefan Lebek Bundsgaard
Vejleder:	Sven Krabbenhøft

Synopsis

Dette projekt omhandler dimensionering af en vejbro. Broen har til hensigt at føre en ny motortrafikvej over en eksisterende vej og faunapassage.
Der vil i projektet undersøges to former for brodæk, bestående af stål eller komposit (kompineret stål og beton).

Udover valg af brodæk, vil betonsøjlerne og fundamentet blive dimensioneret. Søjlerne og fundamentet dimensioneres yderligere for påkørselslast.



Forord

Projektet er udarbejdet i forbindelse med diplomingeniørstudiet ved Aalborg universit i Esbjerg. Rapporten er delt op i to, en hovedrapport og et appendiks. I hovederapporten gennemgås beslutninger og teori for beregninger, samt beregninger af de bærende dele af kontruktionen.
I appendikset findes nogle af de indledende beregninger for konstruktionen, som vindlast osv.

Projekt perioden befinder sig sidst i 7. semester, svarende til et halvt semester. Omfanget af projektet er 15 ETCS point.

Projektet blev udleveret af Arkil A/S civil works, bro og beton. Dette projekt er opført nær Randers som en forspændt betonbro. Der er derfor i dette projekt sat fokus på at udføre brokonstruktion i et andet materiale.

I projektet er der blevet udleveret materiale fra Bjarne Ringive fra Arkil A/S, bro og beton, og fra Ole Holmskov fra vejdirektoratet der var bygherre på projektet. Jeg vil gerne takke dem for at have brugt tid på at finde projektmaterialet. Yderligere vil jeg gerne takke Steen Nielsen fra Sweco, der hjalp med praktisk erfaring.

Summary

This project is the last part of the civil engineering in Aalborg University Esbjerg.

It is based on a road bridge that should carry an express road over an existing road and fauna passage. The bridge is 44 m long and carries a 2+1 road on the bridge deck.

This bridge is part of several bridges that will link a new 5,2 km express road between Sdr. Borup and Assantoft near Randers.
The purpose of the express road is to relieve the other overloaded roads.

The bridge deck is dimensioned for two different types of construction - one consisting of steel, the other of the composite material consisting of steel and concrete. These two types of bridge decks will be compared after the calculation and the best suited bridge deck will be elected.

The design of the steel deck, is based on orthotropic steel bridges. This type of steel deck is based on a thin plate, with a series of longitudinal ribs closely spaced and supported by orthogonal floor beams. To support the steel plate some longitudinal girders are welded.

The design of the composite deck is based on some longitudinally rolled steel HEB beams which are there to support the reinforced concrete slab. Studs are welded on these beams to connect these two materials.

After choosing the best suited bridge deck, the part of the project is about dimensioning the pillars. The pillars should withstand the force coming from the bridge deck and wind action on the pillars. They must also be able to withstand the impact force from a truck.

The last part of bridge construction is the foundation. The foundation is placed directly on the ground bearing layer. The carrier layer consists of both sand and clay. Like the pillars, the foundation must withstand the force from the deck and pillars. The foundation must also withstand gliding from a truck impact.

Indhold

1 Indledning **1**
1.1 Problemformulering . . . 2
1.2 Afgrænsning . . . 3

2 Brokonstruktionen **5**

3 To konstruktionsforslag til brodækket **7**
3.1 Konstruktionsforslag 1 . . . 7
3.2 Konstruktionsforslag 2 . . . 8

4 Beregningsgrundlag **9**
4.1 Normer . . . 9
4.2 Bøger . . . 9
4.3 Partialkoefficienter . . . 10
4.3.1 Brudgrænsetilstand . . . 11
4.3.2 Anvendelsesgrænsetilstand . . . 11
4.3.3 Ulykkegrænsetilstand . . . 11

5 Belastninger **13**
5.1 Densiteter for konstruktionsmaterialer . . . 13
5.2 Trafiklast . . . 13
5.3 Vandret masselast . . . 18
5.4 Temperaturpåvirkning . . . 19
5.5 Vindlast . . . 22
5.6 Snelast . . . 23
5.7 Påkørselslaster fra køretøjer . . . 23

6 Lastkombinationer **25**
6.1 Brudgrænsetilstand . . . 25
6.2 Anvendelsesgrænsetilstand . . . 25
6.3 Ulykkelast . . . 26

7 Statisk model **27**
7.1 Ståldækket . . . 28
7.1.1 Tværsnitsdata . . . 29
7.2 Ståldækkets belastninger . . . 32
7.2.1 Egenlaster på ståldækket pr. I-profil . . . 32
7.2.2 Trakfiklaster . . . 32
7.2.3 Vindlast . . . 33

7.3 Brudgrænsetilstand . . . 34
7.4 Anvendelsesgrænsetilstand . . . 41
7.5 Kompositdæk . . . 44
7.5.1 Tværsnitsdata . . . 45
7.6 Kompositdækkets belastninger . . . 50
7.6.1 Egenlaster for kompositdækket pr. HEB-profil . . . 50
7.6.2 Trakfiklaster . . . 50
7.6.3 Vindlast . . . 51
7.7 Brudgrænsetilstand . . . 52
7.7.1 Armeringsbestemmelse af betonpladen . . . 62
7.7.2 Brudfigurer i brudgrænsetilstanden . . . 67
7.8 Anvendelsesgrænsetilstand . . . 72
7.9 Forskydningsforbindelse mellem stål og beton, vha. dyvler med hoved 78
7.10 Valg af brodæk . . . 83
7.11 Kipning . . . 84

8 Udformningen af brokonstruktionen 89
8.1 Væg . . . 89
8.1.1 Tværsnitsdata for væggen . . . 91
8.2 Brudgrænsetilstand - dimensionering af væggen . . . 92
8.2.1 Armeringsbestemmelse for væggen . . . 94
8.2.2 Væggens regningsmæssige belastninger . . . 95
8.3 Ulykkelast - dimensionering af væggen . . . 96
8.3.1 Væggens belastninger i ulykke . . . 98
8.4 Fundering . . . 98
8.4.1 Generelle bæreevneformel . . . 101
8.4.2 Direkte fundering på ler, korttidstilstand . . . 103
8.4.3 Direkte fundering på sand . . . 104
8.4.4 Ulykkelast . . . 105
8.4.5 Armering af punktfundament . . . 106
8.5 Temperaturpåvirkninger . . . 108

9 Konklusion 109

Appendiks 113

A Vindlast 115

B trafiklaster 121

C Udbøjningsbestemmelse 129

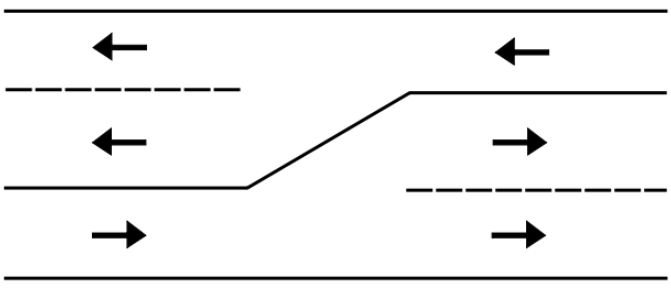
D trapez forstærkning for stålpladen **133**

1 | Indledning

I forbindelse med øget trafik mellem Sdr. Borup og Assentoft, blev der udarbejdet en plan for en motortrafikvej. Daværende Århus amt lavede i 2001 en VVM-redegørelse for den kommende motortrafikvej. Efter en ny kommunalreform overtog Vejdirektoratet projektet og opdaterede VVM-redegørelsen fra 2001.

Figur 1.1: Danmarkskort, placering af motortrafikvej

I udarbejdelsen af projektet blev det vedtaget at motortrafikvejen skulle udføres som en 2+1 vej, dvs. en vejtype der skiftevis har en eller to kørebaner i hver sin færdselsretning. Formålet med en 2+1 motortrafikvej er at det øger sikkerheden for bilisterne og oftest kan hastigheden øges fra 80 km/t til 90 km/t.



Figur 1.2: Typisk forløb af en 2+1 vej

I 2010 vedtog folketinget projektet af motortrafikvejen mellem Sdr. Borup og Assentoft.
Motortrafikvejen blev vedtaget fordi beregninger på årsdøgnstrafikken på en eksisterende landevej, viste en trakfikmængde på 15700 køretøjer i gennemsnittet mellem Randers og Assentoft. En motortrafikvej ville derfor være løsningen for at aflaste denne trafik, og samtidig øge trafiksikkerheden, og lede trafikken uden om Randers og direkte hen til den Jyske motorvej.
Motortrafikvejens forløb er 5,2 km og krydser flere skærende veje og stier. Der skal ved de skærende veje udføres brokonstruktioner, der har til formål at føre motortrafikvejen over eller under de skærende vej- og stianlæg.[1, 2, 3]
Denne afhandling vil have fokus på en brokonstruktion der fører motortrafikvejen over Gunnerupmosevej, samt en faunapassage.

Figur 1.3: Motortrafikvejensforløb og placering af brokonstruktionen over Gunnerupmosevej

Brokonstruktionen over Gunnerupmosevej og faunapassagen har et samlet spænd på ca. 44 m.

1.1 Problemformulering

Hvordan udformes konstruktionen mest optimal, både økonomisk og æstetisk.
Hvordan kan brokonstruktionen falde naturligt ind i landskabet, som er et krav fra vejdirektoratet?

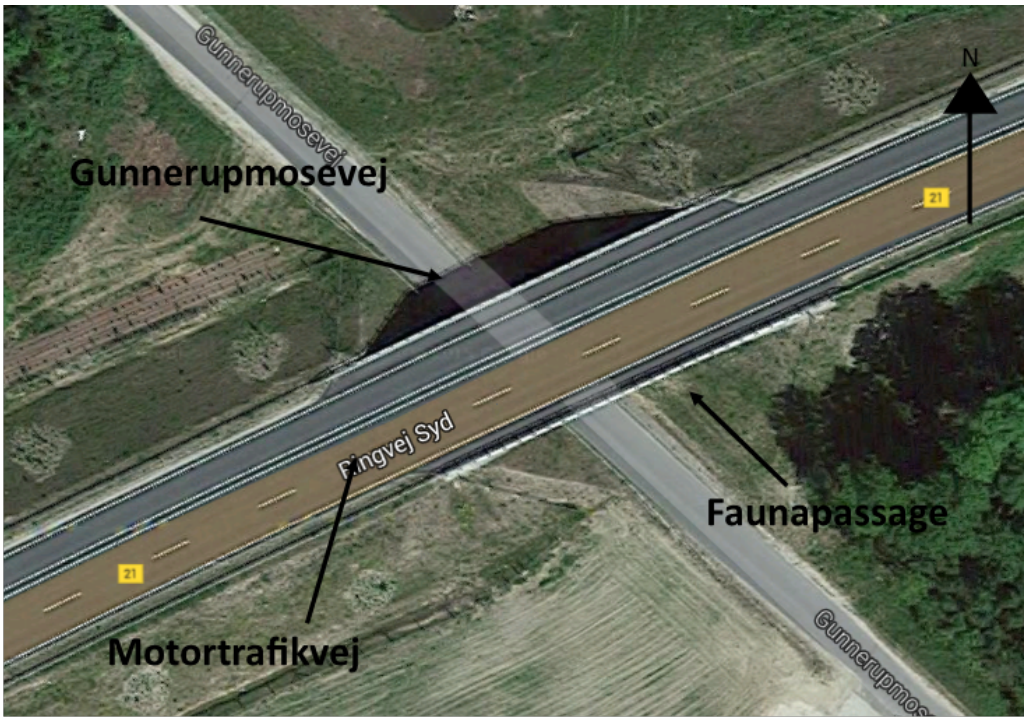
Hvordan dimensioneres brokonstruktionen således at den tager højde for de belastninger der kan forekomme på konstruktionen?

1.2 Afgrænsning

Under udarbejdelsen af projektet, er der valgt nogle specifikke områder der skal dimensioneres - disse er brodækket, søjlerne og fundamenterne.
Under dimensionering undersøges der for de regningmæssige belastninger og ulykkelaster. Da brokonstruktioner normalt ikke er en del af diplomingeniøruddannelsen på Aalborg universitet, og da der undersøges for to forskellige typer brodæk, vil overstående være fyldestgørende i forhold til den tid der er afsat til projektet. Derfor ses der bort fra udmattelse og dimensionering af samlinger.

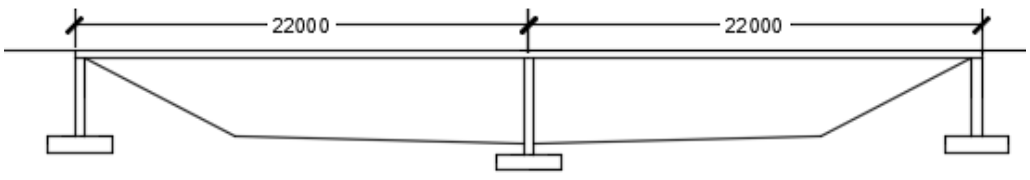
2 | Brokonstruktionen

Brokonstruktionen har til formål at føre motortrafikvejen over Gunnerupmosevej og faunapassage. Faunapassagen under motortrafikvejen, er medvirkende til at dyrevildtet kan krydse vejen sikkert og ubemærket. Faunapassagen skal flugte Gunnerupmosevej med adskillelse af en søjle midt under brokonstruktioen og nogle buske.

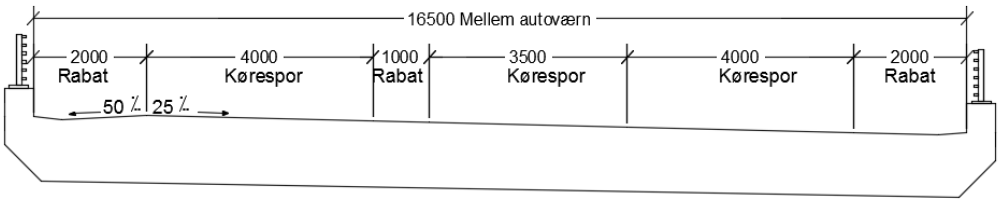


Figur 2.1: Motortrafikvejen og placering af brokonstruktionen over Gunnerupmosevej og faunapassage

Brokonstruktionen er en 2-fags bro, da broen har tre understøtninger.
Brokonstruktionen har et længdefald på 24‰ og et ensidig tværfald på 25‰ da den samlede kurve radius for brokonstruktionen er $r = 2150m$.
Fritrumsprofilen over Gunnerupmosevej er 4,33 m. Over faunapassagen er fritrumsprofilen 4,5 m.
Brodækket er 17,5 m bredt, bestående af $2 \cdot 4$ m kørespor, 3,5 m kørespor, $2 \cdot 2$ m yderrabat, midterrabat på 1 m og ydelige $2 \cdot 0,5$ m til autoværn se figur 2.3.



Figur 2.2: Skitse af brokonstruktion



Figur 2.3: Skitse af tværsnittet

Brokonstruktionen skal dimensioneres efter en hastighed på 90 km/t og en forventet levetid på 100 år, hvoraf de første 50 år skal være uden reparationer af betydning.
Yderligere skal SVT (sættevognstog) anvendes som dimensionsgivende køretøj for brokonstruktionen. Skråningerne op til brodækket skal anlægges med a2 hældning, og brokonstruktionen skal glide naturligt ind i landskabet.

Belægningsopbygningen for ståldæk og betondæk er baseret udfra oplysninger fra Torben Slot fra Munck Asfalt.

Belægning for ståldæk

Asfaltbelægningen på brodækket skal opbygges af følgende lag, nævnt nedefra og opefter:
- 4 mm Mastix (bitumenprodukt).
- 25 mm Sa mellemlag (støbeasfalt)
- 25 mm SAS topslag (Skanska Asfalt Stabilisator)

Denne opbygning er den samme opbygning for den ny lillebæltsbro.

Belægning for betondæk

Asfaltbelægningen på brodækket skal opbygges af følgende lag, nævnt nedefra og opefter:
- 2 lag bitumenplader.
- 20 mm ÅAB (åben asfaltbeton)
- 45 mm ABM bærelag (asfaltbeton modificeret)
- 35 mm SMA slidlag (Skærvemastiks)

Denne opbygning er normal for betondæk.

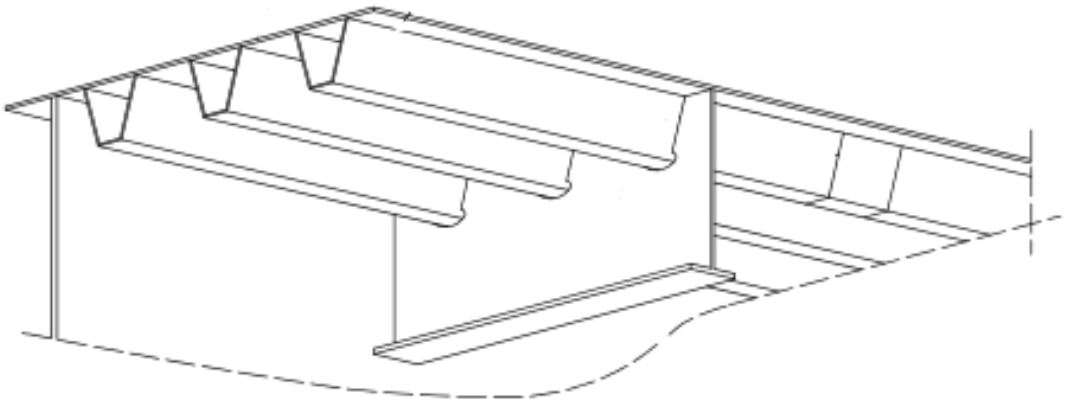
3 | To konstruktionsforslag til brodækket

Under dette kapitel ses der på to forskellige brodæk. Den første dækkonstruktion vil være udelukkende stålopbygning og den anden vil være bestående af kompositmateriale af stål og beton. De to brodæk vil i første omgang blive dimensioneret. Efterfølgende vil der, ud fra en vurdering af materialemængde og en vurdering af hvilket løsningsforslag der falder naturligt ind i landskabet, vælges et af de to løsningsforslag.
Det valgte tværsnit for brokonstruktionen vil der arbejdes videre med i projektet, og vil yderligere blive dimensioneret for ulykkelast, temperaturpåvirkninger og fundering.

De to modeller er opbygget på følgende måde.

3.1 Konstruktionsforslag 1

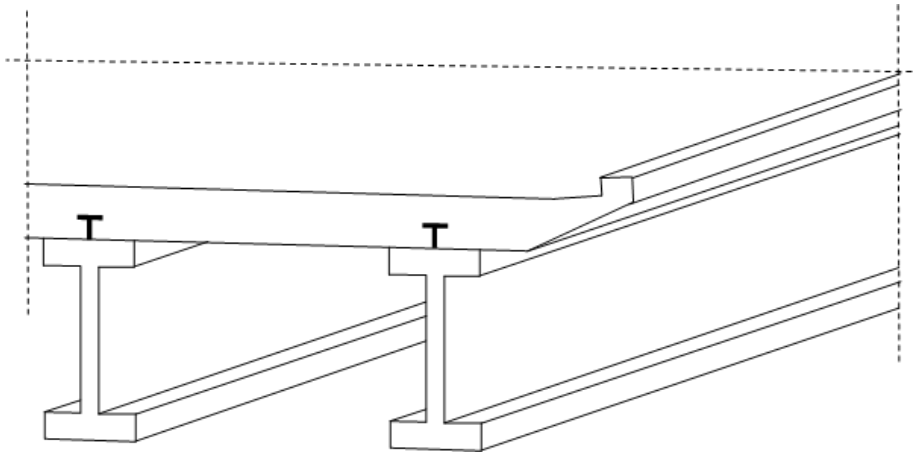
Konstruktionsforslag 1 består udelukkende af stål. Brodækket er bygget op med en stålplade med et tværsnit mellem 14-16 mm. På stålpladen er der påsvejset lukkede ribber, der afstiver stålpladen. Ydeligere er der påsvejset bjælker på tværs af ribberne, de skal ifg. Eurocode 1993-2 have en afstand mindre end 2,75 m. På stålpladen med de påsvejsede ribber påsvejses der nogle bærende bjælker, der skal overføre belastninger til søjlerne og ned til fundamentet.



Figur 3.1: Illustration af tværsnit for en stålbro.[4]

3.2 Konstruktionsforslag 2

Konstruktionsforslag 2 består af stål og beton, også kaldet kompositdæk. Kompositdækket består et armeret betondæk, der skal støbes sammen med nogle stålbjælker. På stålbjælkerne er der påsvejset stålknobber der sikrer at egenskaberne fra betonen og stålet arbejder sammen. I dette projekt er der valgt at stålbjælkerne skal udføres som valsede HEB bjælker. Valsede profiler er standarder der er angivet i “Teknisk ståbi“.



Figur 3.2: Illustration af tværsnit for en kompositbro.

4 | Beregningsgrundlag

Kapitlet beskriver de normer og lærebøger der er anvendt i projektet. yderligere indholder kapitlet partialkoefficienter, laster og lastkombinationer.

4.1 Normer

Følgende normer anvendes med tilhørende annekser:

- DS/EN 1990 : Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
- DS/EN 1990/A1 Annex2 : Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
- DS/EN 1991-1-1 : Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter egenlast og nyttelast
- DS/EN 1991-1-4 : Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast
- DS/EN 1991-1-5 : Last på bærende konstruktioner - Del 1-5: Generelle laster - Termiske laster
- DS/EN 1991-1-7 : Last på bærende konstruktioner - Del 1-7: Generelle laster - Ulykkeslast
- DS/EN 1991-2 : Last på bygværker - Del 2: Trafiklast på broer
- DS/EN 1993-2 : Stålkonstruktioner - Del 2: Broer
- DS/EN 1994-2 : Kompositkonstruktioner - stål og beton - Del 2: Generelle regler og regler for kompositbroer
- DS/EN 1997 : Geoteknik Del 1: Generelle regler

4.2 Bøger

Følgende bøger og artikler anvendes under projektet:

- Teknisk ståbi, 21. udgave
- Betonkonstruktioner, efter DS/EN 1992-1-1
- Stålkonstruktioner, efter DS/EN 1993
- Lærebog i Geoteknik
- Særlige betingelser og beskrivelser, Sdr. Borup - Assantoft

- Goeteknisk rapport, Underføring af Gunnerupmosevej, 11-2012
- Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag, April 2015
- Håndbog, projekteringsgrundlag for broer

4.3 Partialkoefficienter

Beregninger udføres ud fra nedenstående beregningsgrundlag der er beskrevet i vejdirektorateres vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag.

Brogrupper
Brokonstruktioner inddeles i fire brogrupper hvor:

Gruppe I:	Broer med offentlige veje med normal trafik. Denne gruppe omfatter alle broer, hvor der kan forekomme tung og tæt trafik i hele brokonstruktionens levetid.
Gruppe II:	Broer med svag trafik på offentlige og private veje. Vejstrækninger med svag trafik kan regnes som sekundære veje med et spor eller tosporede veje med ringe trakfikintensitet.
Gruppe III:	Er udelukkende broer med fodgængere og cykeltrafik
Gruppe IV:	Broer der anvendes til private fællesveje, men også til offentlige veje med begrænset trafik.

Brokonstruktionen skal anvendes som motortrafikvej, og SVT er det dimensiongivende køretøj. Derfor må det formodes at broen vil være i brogruppe I, da der kan forekomme tung og tæt trafik i brokonstruktionens levetid.

Konsekvensklasse
Ifølge vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag for broer, skal alle brokonstruktioner med en spændvidde større end 6 meter henføres til konsekvenklasse CC3, dvs at for brudgrænsetilstanden skal der tilføres en k_{fi} faktor svarende til at 1,1 multipliceres på alle lastkombinationer. Yderligere skal konstruktionen dokumenteres for robusthed, i form af ulykkelast.
Yderligere skal brokonstruktion regnes under skærpet konstrolklasse hvor:

$\gamma_3 = 0,95$

4.3.1 Brudgrænsetilstand

I brudgrænsetilstanden gælder følgende partialkoifficienter for in situ-støbt beton:

In situ-støbt beton		γ_c/γ_s for skærpet kontrolklasse
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45 \cdot \gamma_3$	1,38
Armeringsstyrker	$\gamma_s = 1,20 \cdot \gamma_3$	1,14

Tabel 4.1: Partialkoefficienter for in situ-støbt beton

For stål gælder følgende partialkoifficenter:

Stål		γ_M for skærpet kontrolklasse
Brutto tværsnit	$\gamma_{M0} = 1,10 \cdot \gamma_3$	1,05
Nettotværsnit gennem huller	$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_3$	1,28
Nettotværsnit gennem huller i frikstionssamlinger	$\gamma_{M0} = 1,10 \cdot \gamma_3$	1,05
Søjler	$\gamma_{M1} = 1,20 \cdot \gamma_3$	1,14
Tværbelastede søjler	$\gamma_{M1} = 1,20 \cdot \gamma_3$	1,14

Tabel 4.2: Partialkoefficienter for stål

For det geotekniske ved direkte fundering, gælder følgende partialkoifficenter:

Fundering		γ værdier for geoteknik
Friktionsvinkel	$\gamma_\varphi = 1,2$	1,2
Effektiv kohæsion	$\gamma_c = 1,2$	1,2
Udrænet forskydningsstyrke	$\gamma_{cu} = 1,8$	1,8
Simpel trykstyrke	$\gamma_{qu} = 1,8$	1,8
Rumvægt	$\gamma_\gamma = 1,0$	1,0

Tabel 4.3: Partialkoefficienter for jords styrkeparametre

4.3.2 Anvendelsesgrænsetilstand

Alle laster beregnes karakteristisk i anvendelsesgrænsetilstanden, dvs. partialkoifficienten $\gamma_M = 1,0$

4.3.3 Ulykkegrænsetilstand

Alle laster beregnes karakteristisk i ulykkelasten, dvs. partialkoifficienten $\gamma_M = 1,0$

5 | Belastninger

Dette kapitel omhandler de laster der har indvirkning på brodækket.
Beregningerne for lasterne forekommer under dimensionering af de bærende konstruktionsdele.

5.1 Densiteter for konstruktionsmaterialer

Permanente laster er konstante på brodækket og er i form af egenlaster. De materialer der anvendes er beton og stål. Deres densiteter er:

$$\text{beton} = 25,0\frac{kN}{m^3}$$

$$\text{stål} = 78,5\frac{kN}{m^3}$$

Densiteten for belægningen på brokonstruktionen antages at have densiteten for støbeasfalt og asfaltbeton på vejbroer, som anført i Eurocode 1991-1-1:

$$\text{belægning} = 25\frac{kN}{m^3}$$

Autoværnet der skal placeres på ydersiden af brokonstruktionen, vil der blive set bort fra, da denne last er af lille betydning.

5.2 Trafiklast

Trafiklaster på brokonstruktionen skal betragtes som frie laster.
Lasterne fra biler og vogntog optræder både som statiske og dynamiske laster, der kan virke vertikale og horisontale.
Kørebanebredden w måles i det befærdede område, dvs. i de områder hvor biltrafik kan forekomme.
Hele kørebane området deles ind i nogle teoretiske kørebaner. For at finde antallet og bredden af de teoretiske kørebaner, anvendes tabel 5.1

Kørebanebredden. w	Antal baner.	Bredden af teoretiske baner w_l.	Tilbageværende teoretiske område.
$w < 5,4m$	$n_l = 1$	$3m$	$w - 3m$
$5,1m \leq w < 6m$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6m \leq w$	$n_l = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	$3m$	$w - 3 \cdot n_l$

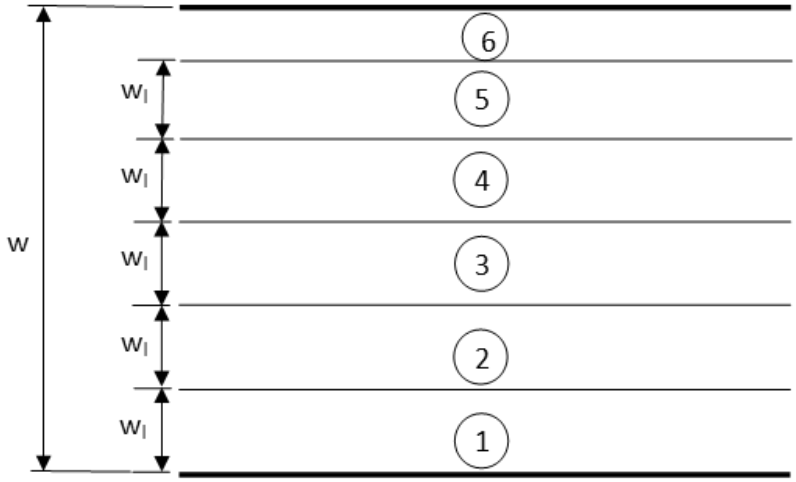
Tabel 5.1: Antallet og bredden af teoretiske kørebaner

Kørebanebredden er 16,5 meter, da der ikke er autoværn der skille de 3 kørebaner. De teoretiske kørebaners antal og bredde er derfor:

$n_l = Int\left(\frac{16.5m}{3}\right) = 5$

$w_l = 3m$

$16.5m - 3m \cdot 5 = 1,5m$ tilbageværende område.



Figur 5.1: Teoretisk kørebaner

Hver af de teoretiske kørebaner deles op i nummerisk orden 1,2,3 . . .,n hvor nummer et er den mest ugunstige, næst efter kommer kørebane to osv, som vist på figur 5.1.
De teoretiske kørebaner og deres numre behøver nødvendigvis ikke at være i samme rækkefølge - de kan placeres vilkårligt på brodækket. Det er nødvendigt at finde hvor de teoretiske kørebanen er til ugunst for konstruktionen.

Vertikale laster

De vertikale laster fra trafiklasten skal vurderes ud fra fire forskellige last modeller:

- Last model 1: Punktlast og ens fordelt last. Denne lastmodel dækker de fleste laster fra vogntog og biler.

- Last model 2: Et akseltryk placeret på dækarealets kontaktflade.

- Last model 3: Er en samling af flere akseltryk, der kun forekommer ved special køretøjer, der ligger uden for normen.

- Last model 4: Crowd loading. Kun anvendt nær byområder.

Denne brokonstruktion vil have en belastning svarende til lastmodel 1, da der regnes for at kan forekomme tæt og tung trafik.
Lastmodel 2 vil være i betragtning til at bestemme armering i betonpladen.

Punktlasten i lastmodel 1 beregnes som en dobbelt aksels system, også kaldt tandem system:

$$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} \tag{5.1}$$

Hvor:

α_{Qi} : er en justeringsfaktor.

Q_{ik} : er den karakteristiske punktlast.

Der må kun regnes med et tandem system for hver teoretiske kørebane, og her skal det antages at et tandem system flytter sig centralt langs akserne. Det antages også at på hver aksel er der to identiske hjul. Dette betyder at ved beregning af akseltrykket kan formel (5.1) halveres. Kontaktfladen for hver hjul betragtes som et kvadrat på 0,40m.

Den ensfordelte last er en fladelast og er udtrygt ved:

$$\alpha_{qi} \cdot q_{ik} \tag{5.2}$$

Hvor:

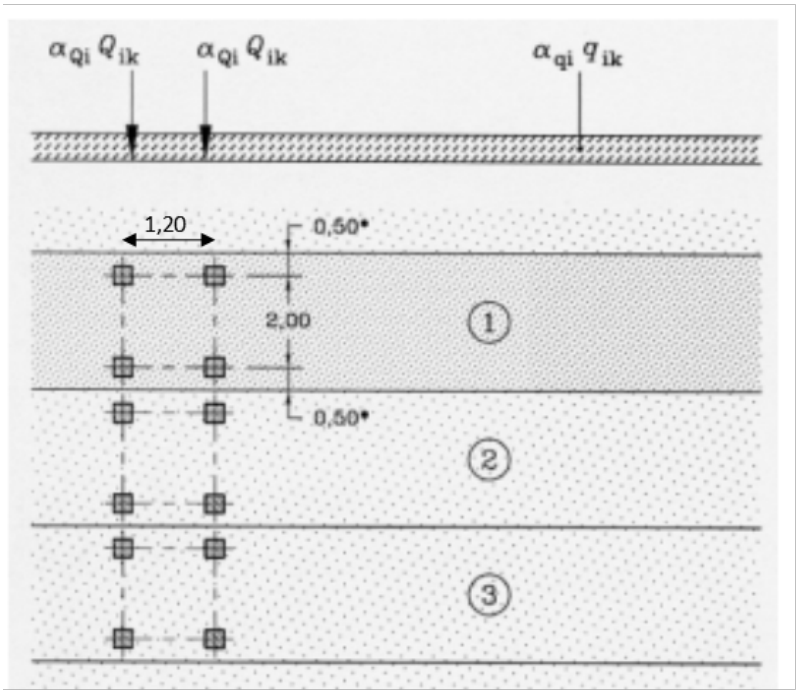
α_{qi} : er en justeringsfaktor.

q_{ik} : er den karakteristiske fladelast.

De jævnt fordelte laster skal kun anvendes i de områder, hvor de virker til ugunst på fladen.
Last model 1 skal påføres alle teoretiske kørebaner og på de resterende områder.
For lastmodel 1 anvendes følgende karakteristiske værdier som vist i tabel 5.2

Teoretisk bane	Tandem system TS	Ensfordelt last
	Aksel tryk $Q_{ik}(kN)$	q_{ik} eller q_{rk} $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Bane 1	300	9
Bane 2	200	2,5
Bane 3	100	2,5
øvrige baner	0	2,5
Tilbageværende område Q_{rk}	0	2,5

Tabel 5.2: Karakteristiske værdier for last model 1



Figur 5.2: Lasternes fordeling på de teoretiske kørebaner[5]

Eurocode 1991-2 skriver at den anbefalede værdi for α, hvor broer uden skilte og vægtbegrænsning skal have følgende minimums værdi:

$$\alpha_{Q1} \geq 0,8 \tag{5.3}$$

og for

$$i \geq 2, \alpha_{qi} \geq 1 \tag{5.4}$$

Eurocode 1991-2 beskriver også at hvis $\alpha_{Q1} = 1$ vil det svare til at brokonstruktionen vil blive udsat for meget tung trafik. Da brokonstruktionen skal anvendes til motortrafikvej og der kan forventes tung trafik på strækningen, vælges det at alle justeringfaktorer sættes lig 1.

Last model 2 er udtrykt ved:

$$\beta_Q \cdot Q_{ak} \tag{5.5}$$

Hvor:

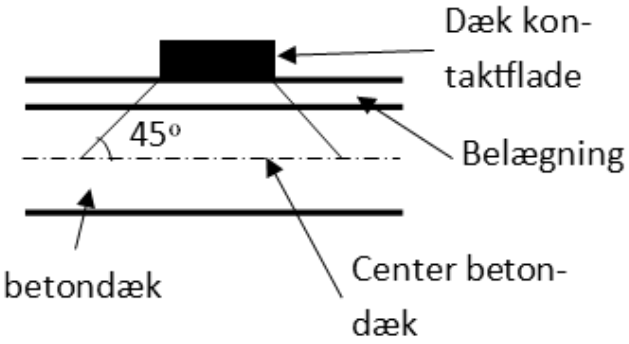
β_Q : er en justeringsfaktor $\beta_Q = \alpha_{Q1}$.

Q_{ak} : er den karateristiske last lig $400kN$.

Denne last på 400 kN skal anvendes på ethvert sted på kørebanen. En dynamisk amplifikation er også indarbejdet i laster på de 400 kN. Kontaktfladen for dækkene

er anderles end last model 1. Her er kontaktfladen rektangulært, hvor længden er $0,35$ og bredden er $0,60m$ - dette svarer til tvillinge dæk.

Punktlasterne i last model 1 og 2, skal beregnes som jævnt fordelt last over hele kontakt området fra dækkene, og lasterne fordeler sig med en 45° hældning ned gennem belægningen til midten af dækunderkant.



Figur 5.3: Lastfordeling af punktlasten

Horisontale laster

Bremsekraften Q_{lk} betragtes som en langsgående last der virker på overfladen af brodækket. Den karakteriske værdi for Q_{lk} må ikke overstige 900 kN for hele bredden af broen. Denne belastning skal beregnes som en brøkdel af den maksimale vertikale last svarende til last model 1, dvs. den last der forekommer på den teoretiske bane nummer 1. Q_{lk} er udtrykt på følgende måde:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{lk} + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \tag{5.6}$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1}[kN] \leq Qlk \leq 900[kN]$$

Hvor:

L : er længden på brodækket

Bremsekraften skal beregnes som en belastning der fungerer langs akserne på alle vejbaner. Hvis excentriciteten ikke er signifikant kan bremsekraften virke som en ensfordelt last over hele brodækket.
Accelerationen har samme kraft som bremsekraften, dog modsat rettet.

$Q_{lk} = 0.6 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 300kN + 0.1 \cdot 1 \cdot 9\frac{kN}{m^2} \cdot 3m \cdot 44m = 478,8kN$

$180kN \leq 478,8kN \leq 900kN$

Hvis et vejforløb har en kurve over en brokonstruktion, skal der beregnes for en centrifugalkraft der virker i enderne som en tværgående kraft. Nedstående tabel 5.3 viser hvordan der tages højde for denne centrifugalkraft.

$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v(kN)$ (5.7)	hvis $r < 200m$
$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r}(kN)$ (5.8)	hvis $200m \geq r \geq 1500m$
$Q_{tk} = 0$ (5.9)	hvis $r > 1500m$

Tabel 5.3: Karakteristiske værdier for centrifugalkraften

Hvor:

Q_{tk} : er centrifugalkraften [kN]

r : er den horisontale radius for vejens centerlinje [m]

Q_v : er den totale vægt for den vertikale ensfordelte last, for tandem systemet LM1 $\sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik})$

Da kurveradiusen er $r = 2150m$, er $r > 1500m$ bliver centrugalkraften $Q_{tk} = 0$

Yderligere skal der også tages højde for skævt bremsning eller udskridning ved at udregne den tværgående bremsningkraft, Q_{trk}. Kraften findes ved at tage 25% af bremsekraften eller accelerationen fra formel 5.6

$Q_{trk} = 0.25 \cdot 478,8kN = 119,7kN$

5.3 Vandret masselast

Den vandrette masselast blive beregnet som et seismisk dimensioneringstilfælde, for små jordrystelser. Den dækker ikke imperfektioner, da disse undersøges i de enkle eurocodes for materialer.
Alle vertikale laster fra konstruktionen regnes med, at give et bidrag til den seismiske last, og har angrebspunkt i tyngdepunktet. De horisontale krafter regnes med at virke vilkårligt i alle retninger, der ses dog kun på stabilitet på langs og på tværs af brokonstruktionen.
Den seismiske last og vindlast er ikke virkende samtidigt, og bruges til at sikre at brokonstruktionen er stabil.

På baggrund af egenlasten fastsættes den seismiske last som:

$$1,5\%\Big(\sum G_{k,j}" + "\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}\cdot Q_{j,i}\Big) \tag{5.10}$$

Ifg. Eurocode 1990/A1:2006 er $\psi_2 = 0$ for alle variable laster. Den karakteristiske egenlast er derfor det eneste der har indflydelse.
For ståldækket er egenlasten beregnet i afstnit 7.2.1, for et tværsnit der er 2188 mm. Egenlasten fra afsnit 7.2.1 omregnes derfor, ved at tage hele tværsnittet og dividere med det overstående tværsnit $\frac{17,5m}{2,188m} = 7,998$. Egenlasten fra afsnit 7.2.1 skal derfor multipliceres med 7,998

$$g_{k1} = 8,977\frac{kN}{m}\cdot 7,998 = 71,8\frac{kN}{m}$$

På samme måde som for ståldækket, skal egenlasten fra afsnit 7.6.1 multipliceres med 7,998.

$$g_{k2} = 25,049\frac{kN}{m}\cdot 7,998 = 200,346\frac{kN}{m}$$

Det vil sige at den vandrette masselast for ståldækket bliver:

$$1,5\%\cdot 71,8\frac{kN}{m} = 1,077\frac{kN}{m}$$

Og den vandrette masselast for kompositdækket er:

$$1,5\%\cdot 200,346\frac{kN}{m} = 3,005\frac{kN}{m}$$

5.4 Temperaturpåvirkning

Broer beregnes med en temperaturpåvirkning, da en brokonstruktion er udsat for alle vejrlige temperatur ændringer. Her skal der tages højde for årstidsvariationen, som betegner nedkøling og opvarmning af tværsnittet i forhold til en referencetemperatur. Eurocode DS/EN 1991-1-5 og det nationale anneks omhandler disse temperaturpåvirkninger på brokonstruktionen.
Broen bliver delt ind i 2 kategorier for brodækket, da disse har forskellige temperaturpåvirkninger, se tabel 5.4

Type	Materiale
Type 1:	Ståldæk
Type 2:	kompositdæk

Tabel 5.4: Brodækket delt ind i forskellige typer

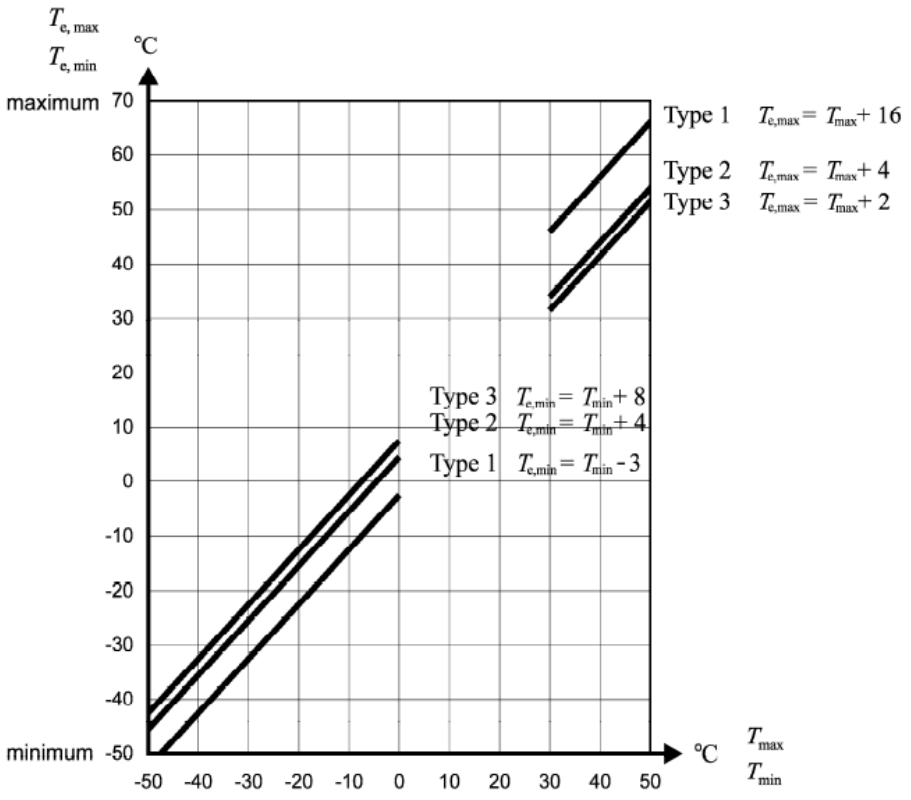
Før der ses på materialerne for brokonstruktionen, skal der fastlægges værdier for laveste og højeste temperaturkomponenter, da dette kan give nogle tvangskræfter.

Temperaturkomponenterne bestemmes ved lufttemperaturen i skygge.
Temperaturen er defineres i det nationale anneks 1991-1-5 DK NA, og angiver at temperaturen er:

$$T_{min} = -31°C$$

$$T_{max} = 36°C$$

Den laveste og højeste temperaturkomponent afhænger af den temperatur en bro vil blive udsat for. Dette kan betyde at der kan forekomme ændringer i element længderne.
Konstanterne $T_{e,min}$ og $T_{e,max}$ bestemmes udfra T_{min} og T_{max} på nedenstående graf fra eurocode 1991-1-5 figur 5.4
Hvis type 1 brokonstruktion anvendes skal maksimalværdierne i følge Eurocode 1991-1-5 reduceres med $3°C$
Den nedenstående figur 5.4 er baseret på, at den daglige temperatur varierer $10°C$ mellem dag og nat.



Figur 5.4: Korrelation mellem temperaturforskelle af laveste og højeste lufttemperatur i skygge (T_{min}/T_{max}) og den konstante temperaturforskel af den mindste og største værdi for broer ($T_{e,min}/T_{e,max}$)[6]

$T_{e,min} = -38°C$ $T_{e,max} = 66°C$	Type 1
$T_{e,min} = -24°C$ $T_{e,max} = 44°C$	Type 2

Tabel 5.5: Mindste og største konstante temperaturkomponent for type 1 og 2

Materialets sammentrækning og udvidelse bestemmes ud fra den karakteristiske værdi for største sammentrækningsinterval og udvidelsesinterval, der er givet ved:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \tag{5.11}$$

og

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \tag{5.12}$$

Hvor:

$\Delta T_{N,con}$: Sammentrækningsinterval

$\Delta T_{N,exp}$: Udvidelsesinterval

T_0 : Initialtemperaturen: 10°, anbefalet værdi fra eurocode 1991-1-5

$\Delta T_{N,con} = 10°C - 38°C = -28°C$ type 1
$\Delta T_{N,exp} = 66°C - 10°C = 56°C$

$\Delta T_{N,con} = 10°C - 24°C = -14°C$ type 2
$\Delta T_{N,exp} = 44°C - 10°C = 34°C$

jf. eurocode 1991-1-5 tabel c.1 har stål, komposit og beton følgende koefficienter for lineær udvidelse.

Type 1 : $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C}$

Type 2 : $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C}$

Maksimal udvidelse/sammentrækning i længderetningen for ståldæk:

$$\Delta T_{N,exp} \cdot \alpha_T \cdot L = 56°C \cdot 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C} \cdot 44m = 29,6mm$$

$$\Delta T_{N,con} \cdot \alpha_T \cdot L = -28°C \cdot 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C} \cdot 44m = -14.784mm$$

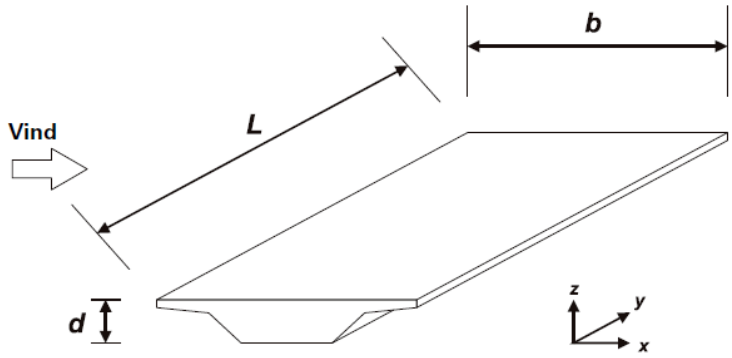
Maksimal udvidelse/sammentrækning i længderetningen for kompositdæk:

$$\Delta T_{N,exp} \cdot \alpha_T \cdot L = 34°C \cdot 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C} \cdot 44m = 18,0mm$$

$$\Delta T_{N,con} \cdot \alpha_T \cdot L = -14°C \cdot 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{°C} \cdot 44m = -7,4mm$$

5.5 Vindlast

Vindlast virker i alle retninger, dog betragtes det ifg. eurocode 1991-1-4 kun at virke i x-, y- og z-retning. X-retningen er på tværs af brodækket, y-retningen er langs brodækket og z-retningen er vinkelret på top og bund af brodækket, svarende til tryk på underside eller overside af dækket. Da y-retningen er langsgående vejstrækningen og en stor del af broen vil være beskyttet af vejdæmningen, vil der blive set bort fra vindkraften i y-retning.
Beregningerne af vindlasten er foretaget i appendiks A.



Figur 5.5: Diffination af vindretningen ifg. Eurocode 1991-1-4:2007

Vindlast på brodækket:

$$F_{w,x} = 43,564kN$$

$$F_{w,z} = \pm 329,868kN$$

Dvs. at vindlasten i x-retningen fungerer over de $44m$, svarer til $w_x = 0,99\frac{kN}{m}$. Den vandrette masselast er derfor dimensionsgivende for brodækkene.

5.6 Snelast

I de fleste tilfælde i danmark, hvor snelast er dominerende for vejbroer, er det mindre kritisk end lastkombinationer, hvor trafiklast er dominerende.
Snelast bliver derfor udeladt, da det er ubetydeligt for konstruktionen.

5.7 Påkørselslaster fra køretøjer

Påkørselslaster er en ulykkelast, der tager højde for køretøjer der påkører konstruktionen. I dette afsnint bliver de regningsmæssige kræfter, for påkørsel af fundamentssøjler og brodæk beskrevet, hvor der vil blive taget udgangspunkt i Eurocode 1991-1-7. Alle laster beskrevet i denne Eurocode er regningsmæssige laster.

Kollisionskræfter for underbygning

Konstruktionen kan blive udsat for to kollisionskræfter - en i x-retningen og en i y-retningen. Disse to laster i x- og y-retningen virker ikke samtidig.
Ifg. 1991-1-7 er trafikkategorien for hovedveje følgende:

Trafikkategori	Kraft F_{dx} [kN]	Kraft F_{dy} [kN]
Hovedvej	1000	500
Gårdspladser for lastbil	150	75

Tabel 5.6: Statisk ækvivalente regningsmæssige ulykkelaster på understøtningerne

Lastbiler på gårdspladser er her medregnet, som at have en virkning inde i faunapassagen, da arbejdsrelaterede lastbiler kan forekomme i broens levetid. Kraftens indvirkingspunkt er placeret mellem $0,5m$ og $1,5m$ over vejbanen. Det angribende areal er for lasten $a = 0,5m \cdot 1,5m$. Hvis konstruktionsdelen er smallere end $1,5m$, anvendes konstruktionsdelens bredde.

Kollisionskræfter for brodæk

For brodæk der har en frihøjde mindre end 5 meter, skal der undersøges for påkørsel fra lastbiler.
Der tages ikke højde for fremtidig ny asfaltbelægning.
Lasterne er igen opgivet for hovedveje og gårdspladser, da der stadig er mulighed for arbejdskøretøjer i faunapassagen.
På undersiden af brodækket skal der også tages hensyn til påkørselslaster. Disse laster beregnes til at virke 10° fra horisontal retning.
Da brodækket har en spændvidde på $22m$ og en bredde på $17,5m$, betragtes ulykkelasten på brodækket at blive overført til søjlerne. Ulykkelasterne er ifg. eurocode 1991-1-7:

Hovedvej : $F_{dx} = 500$ kN

Gårdspladser : $F_{dx} = 75$ kN

6 | Lastkombinationer

Ved dimensionering af brokonstruktionen er der to tilstande der dimensioneres for - brudgrænsetilstand og anvendelsesgrænsetilstand. Brudgrænsetilstanden vedrører sikkerheden for personer og konstruktioner.
Anvendelsesgrænsetilstanden anvendes derimod, for at sikre en god komfort for de personer der anvender konstruktionen. Udover dette skal konstruktionsudbøjningen ikke skræmme personer.

6.1 Brudgrænsetilstand

Ifg. vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag for broer, skal følgende lastilfælde undersøges i brudgrænsetilstand:

$$k_{fi} \cdot \gamma_{gj,sup} \cdot g_{kj,sup}" + "k_{fi} \cdot \gamma_{q,1} \cdot q_{k,1}" + "k_{fi} \cdot \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} \tag{6.1}$$

Hvor:

k_{fi}	:	er 1,1 for konsekvensklasse CC3
$g_{kj,sup}$	:	er egenlasten
$q_{k,1}$	:	er den variable last
ψ_0	:	er lastreduktionsfaktoren for den ikke dominerende last
$q_{k,i}$	:	er den ikke dominerende last

6.2 Anvendelsesgrænsetilstand

Anvendelsesgrænsetilstanden er utrykt ifg. Eurocode 1990/A1, hvor der skal dimensioneres for den karakteristiske, den hyppige og den kvasipermanente last.
Den karakteriske last er givet ved:

$$g_{kj,sup}" + "q_{k,1}" + "\psi_{0,i} \cdot q_{k,i} \tag{6.2}$$

Den hyppige last er givet ved:

$$g_{kj,sup}" + "\psi_{1,1} \cdot q_{k,1}" + "\psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \tag{6.3}$$

Den kvasipermanente last er givet ved:

$$g_{kj,sup} \tag{6.4}$$

6.3 Ulykkelast

Ulykkelasten er utrykt ifg. Eurocode 1990/A1:

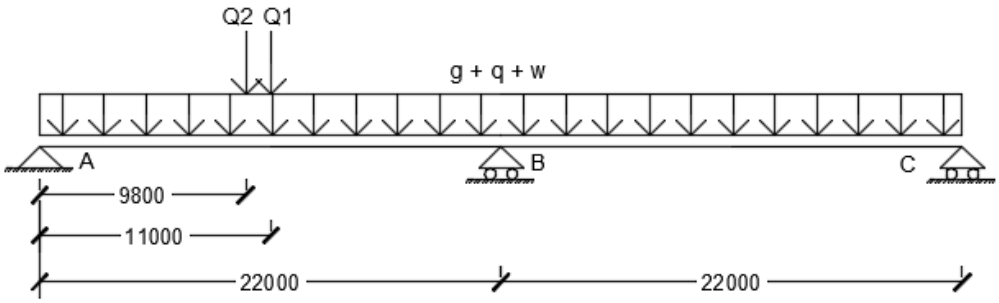
$$g_{kj,sup}" + "A_d" + "\psi_{1,1} \cdot q_{k,1}" + "\psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \tag{6.5}$$

Hvor:

A_d : er ulykkelasten

7 | Statisk model

Brokonstruktionen er $44m$ lang, med en understøtning i midten - dvs. at brokonstruktionen er delt op med to lige store fag af $22m$.
Det ses på figur 7.1 at brokonstruktionen vil blive belastet af to punktlaster, stammende fra akseltrykket fra trafiklasten. Udover akseltrykket vil der også komme en ensfordelt last fra trafiklasten, se kapitel 5.2. Brodækket er også udsat for egenlast, se kapitel 5.1, og vindlast i z-retningen, der skaber et tryk på brodækket, se kapitel 5.5.



Figur 7.1: Statisk model for stål- og kompositkonstruktion

De to modeller dimensioneres efter følgende kriterier:

$$M_{ed} < M_{rd}$$

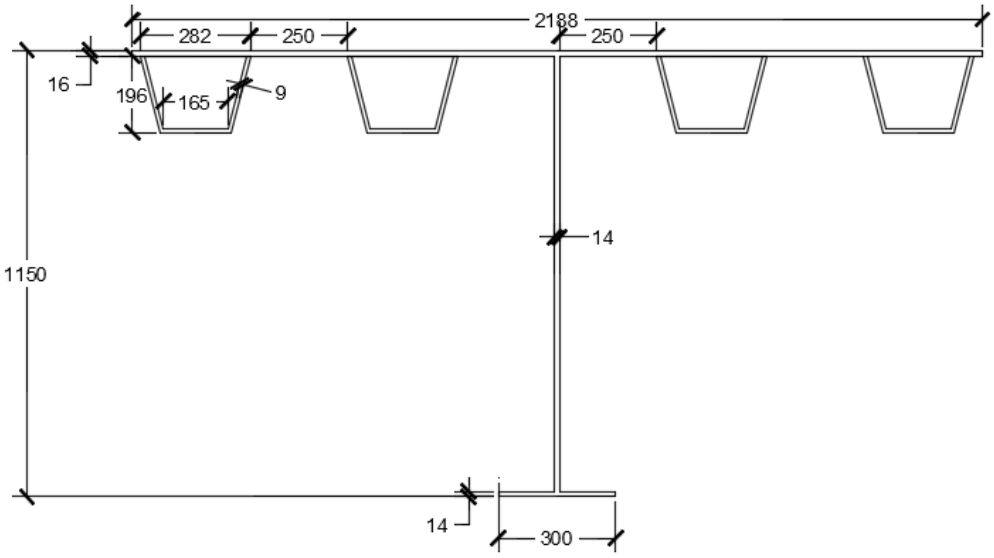
$$V_{ed} < V_{rd}$$

$$u_{max} < u_{tilladeligt}$$

Resultaterne for brodækkerne vil fremgå til sidst i kapitel 7 i afsnit 7.10.

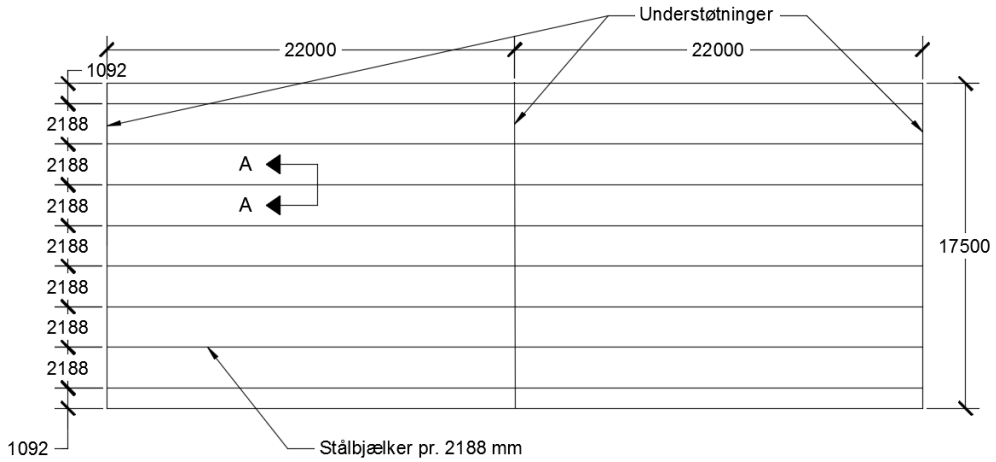
7.1 Ståldækket

Stålprofilerne er som beskrevet i kapitel 3.1, hvor de har en indbyrdes center afstand på 2188mm. Ifg. Eurocode 1993-2 skal der anvendes en plade der er 16mm, ved en belægning der er over 40mm. Der beregnes derfor med at stålpladen er 16mm. I dette projekt vil der ikke forekomme beregninger ift. hvorvidt den 16mm plade er tilstrækkelig. Der regnes her for bæreevnen af en enkel I-profil der har den største belastning. I-profilen har følgende opbygning, se figur 7.2.
Stålet der anvendes til beregningerne er konstruktionsstål S450.



Figur 7.2: I-profilens opbygning, snit A-A

På figur 7.3 ses I-profilernes placering:



Figur 7.3: Plan af brodæk og I-profilernes placering

7.1.1 Tværsnitsdata

I dette afsnit opgives de forskellige tværsnitsdata, beregningen af inertimomentet og det elastiske modstandsmoment bestemmes.

b_{top}	:	$2188mm$	-	bredde på topflange
b_{bund}	:	$300mm$	-	bredde på bundflange
t_{ftop}	:	$16mm$	-	tykkelse af topflange
t_{fbund}	:	$14mm$	-	tykkelse af bundflange
t_w	:	$14mm$	-	tykkelse af kroppen
h	:	$1150mm$	-	I-profilens højde
f_{yk}	:	$450MPa$	-	Stålets karateristiske flydespænding
E	:	$2,1 \cdot 10^5 MPa$	-	Stålets elastisitetsmodul

De påsvejsede trapez forstærkninger på ståldækket er standard fra Betlehem Steel Corporation, se appendiks D. Trapez pladen har følgende geometri og inertertimoment:

h_t	:	$196mm$	-	profilens højde
a_{top}	:	$282mm$	-	maksimal bredde i toppen
a_{bund}	:	$165mm$	-	minimal bredde i bunden
t_t	:	$9mm$	-	tykkelse af profilen
y_t	:	$76mm$	-	højden til den neutrale akse for profilen
I_t	:	$1,97 \cdot 10^7 mm^4$	-	inertimomentet for profilen

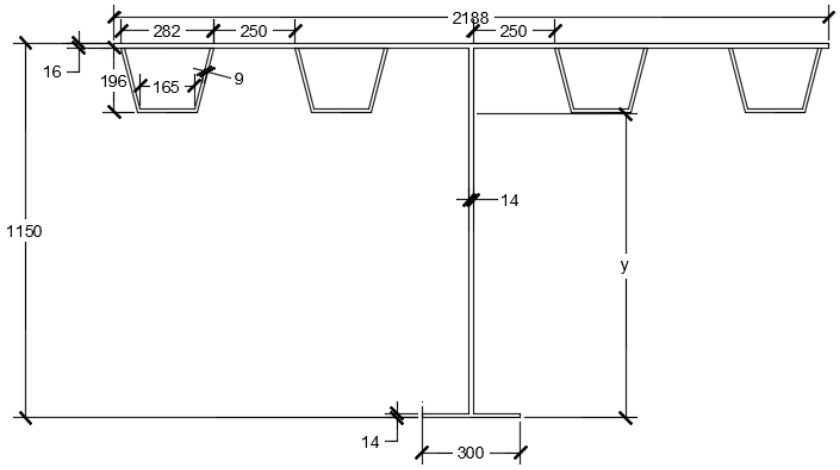
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{450MPa}{1,05} = 430,622MPa$$

Ud fra ovenstående geometriske data findes delarealerne:

$$\begin{aligned}
A_1 &= 2188mm \cdot 16mm &&= 3,501 \cdot 10^4 mm^2 \\
A_2 &= (1100mm - 16mm - 14mm) \cdot 14mm &&= 1,568 \cdot 10^4 mm^2 \\
A_3 &= 300mm \cdot 14mm &&= 4,200 \cdot 10^3 mm^2 \\
A_4 &= 4 \cdot \Big(\tfrac{1}{2} \cdot (282mm + 183mm) \cdot 196mm \\
&\quad - \tfrac{1}{2} \cdot (264mm + 165mm) \cdot 187mm \Big) &&= 2,183 \cdot 10^4 mm^2 \\
A &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 &&= 7,672 \cdot 10^4 mm^2
\end{aligned}$$

Ud fra delarealerne og nedenstående figur 7.4, bestemmes den neutrale akse for I-profilen:

$$y = \frac{A_1 \cdot \Big(h - \frac{t_{ftop}}{2}\Big) + A_2 \cdot \frac{h}{2} + A_3 \cdot \frac{t_{fbund}}{2} + A4 \cdot \Big(h - (h_t + y_t)\Big)}{A} \tag{7.1}$$



Figur 7.4: Placering af den neutrale akse

Indsættes tværsnitsdata i formel 7.1, fås den neutrale akses placering:

$$y = \frac{3,501 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \left(1150mm - \frac{16mm}{2}\right) + 1,501 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \frac{1150}{2}}{4,2 \cdot 10^3 mm^2 \cdot \frac{14mm}{2} + \cdot\left(1150mm - (196mm + 76mm)\right)} = 888,856mm$$

Den neutrale akse er $y = 888,856mm$ fra bundflangen.
Ud fra den neutrale akse kan inertimomentet bestemmes ved:

$$\begin{aligned} I = &\frac{1}{12} \cdot b_{top} \cdot t_f^3 + A_1\left(h - y - \frac{t_f}{2}\right)^2 \\ &+\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - \cdot t_f)^3 + A_2 \cdot \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 \\ &+\frac{1}{12} \cdot b_{bund} \cdot t_f^3 + A_3 \cdot \left(y - \frac{t_f}{2}\right)^2 \\ &+4 \cdot I_t + A4 \cdot \left(h - y - (h_t + y_t)\right)^2 \end{aligned} \tag{7.2}$$

Ved indsættelse af tværsnitdata i ligning 7.2, fås inertimomentet til:

$$\begin{aligned} I = &\frac{1}{12} \cdot 2188mm \cdot (16mm)^3 + 3,501 \cdot 10^4 mm^2 \left(1150mm - 888,856mm - \frac{16mm}{2}\right)^2 \\ &+\frac{1}{12} \cdot 14mm \cdot (1150mm - 16mm - 14mm)^3 + 1,586 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \left(888,856mm - \frac{1150}{2}\right)^2 \\ &+\frac{1}{12} \cdot 300mm \cdot 14mm^3 + 4,2 \cdot 10^3 mm^2 \cdot \left(888,856mm - \frac{14mm}{2}\right)^2 + 4 \cdot 1,97 \cdot 10^7 mm^4 \\ &+2,183 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \left(1150mm - 888,856 - (196mm + 76mm)\right)^2 = 8,775 \cdot 10^9 mm^4 \end{aligned}$$

Det elastiske modstandsmoment er udtrykt ved:

$$w_{el} = \frac{I}{y} \tag{7.3}$$

Ved indsættelse inertimoment og den neutrale akse i ligning 7.3, fås det elastiske modstandsmoment til:

$$w_{el} = \frac{8,775 \cdot 10^9 mm^4}{888,856mm} = 9,873 \cdot 10^6 mm^3$$

7.2 Ståldækkets belastninger

I dette kapitel beregnes alle laster for ståldækket. Den I-profil der er størst belastet vil blive dimensioneret.

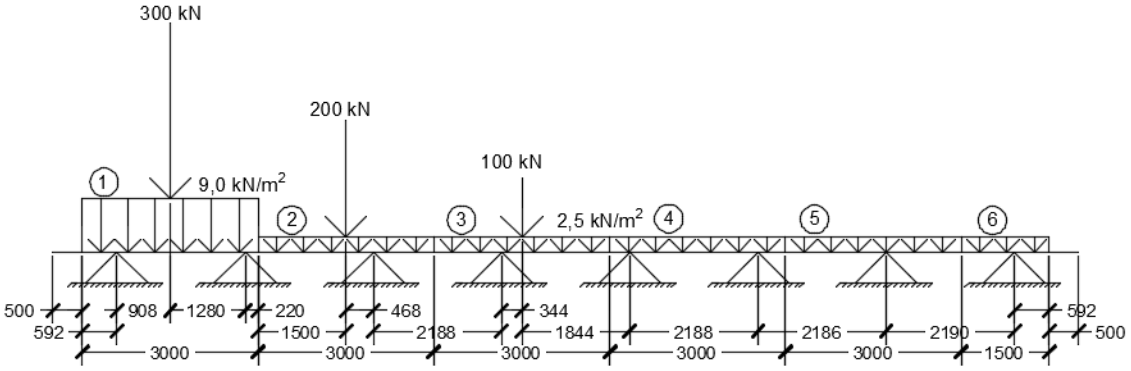
7.2.1 Egenlaster på ståldækket pr. I-profil

Densiteterne der anvendes til beregningerne af egenlasterne, findes i afsnit 5.1. I kapitel 2 er der angivet tykkelse på belægning for ståldækket. Den samlede tykkelse er $54mm$ og regnes med den samme densitet igennem alle lag.

Belægning	:	$25,0\frac{kN}{m^3} \cdot 2,188m \cdot 0,054m$	=	$2,954\frac{kN}{m}$
I-profil	:	$78,5\frac{kN}{m^3} \cdot 7,672 \cdot 10^4 mm^2$	=	$6,023\frac{kN}{m}$
Samlet egenlast	:	$2,954\frac{kN}{m} + 6,023\frac{kN}{m}$	=	$8,977\frac{kN}{m}$

7.2.2 Trakfiklaster

Som nævnt i afsnit 5.2, er brokonstruktionen udsat for en række forskellige trafiklaster. For punktlasterne på brokonstruktionen er det tilladt at tage summen af tandem systemet og dele med 0,5 og herved antages det at denne punktlast fungerer midt på den teoretiske kørebane. Den største punktlast forekommer i den teoretiske kørebane nr. 1, den anden største i nr. 2 og den sidste punktlast forekommer i nr. 3.
For linjelasten forekommer den største værdi for trafiklasten i den teoretiske kørebane nr. 1. I de andre kørebaner er lasterne identiske, se figur 7.5.



Figur 7.5: Oversigt over trafiklasterne

Linjelasten og punktlasterne bliver beregnet individuelt. Punktlasterne fra akseltrykket forekommer midt imellem understøtningerne - i dette tilfælde mellem A og B, se figur 7.1 i kapitel 7. Resten af konstruktionen er belastet af ens fordelte laster.
Lasterne er beregnet i appendiks B, og resultaterne fremgår i tabel 7.1:

q_k	=	$14,372\frac{kN}{m}$
$Q_{k1} = Q_{k2}$	=	$175,503kN$

Tabel 7.1: Linje- og punktlast fra trafiklasten, fra appendiks B

7.2.3 Vindlast

Vindlasten der er opgivet i z-retning i afsnit 5.5, er udregnet for et reference areal der angriber tyngdepunktet på brodækket. Da der her undersøges for lasten pr. $2188mm$, vil der i stedet blive regnet en linjelast for de $2188mm$. Dvs. at peakhastigheden multipliceres med 0,9 og de $2188mm$, se appendiks A for peakhastigheden.

$$w_k = 0,9 \cdot 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot 2188mm = 0,937\frac{kN}{m}$$

7.3 Brudgrænsetilstand

I brudgrænsetilstanden undersøges konstruktionen for dominerende trafiklaster, se formel 6.1 i afsnit 6.1. Partialkoefficienterne er ifølge vejdirektoratets "Vejledning til Belastnings - og beregningsgrundlag April 2015":

$\gamma_{gj,sup}$: 1,00

$\gamma_{q,1}$: 1,40

$\gamma_{q,i}$: 1,40

$\psi_{0,i}$: 0,9

Lasterne for konstruktionen er udregnet i afsnit 7.2, appendiks B og afsnit 7.2.3, hvor lasterne er for I-bjælken pr. $2188mm$:

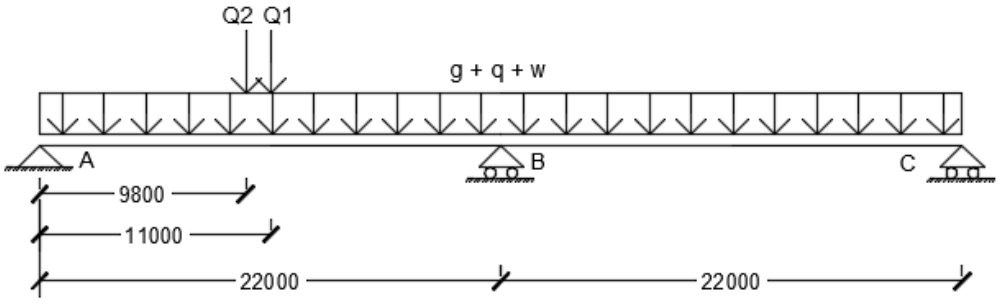
$g_{kj,sup}$: $8,977\frac{kN}{m}$

$q_{k,1}$: $14,372\frac{kN}{m}$

$q_i = w_k$: $0,937\frac{kN}{m}$

Punktlaster Q_1 og Q_2 er udregnet til:
$Q_{k1} = Q_{k2} = 175,503kN$

Det statiske system der anvendes til dimensionering af brokonstruktionen er vist på figur 7.6.



Figur 7.6: Statisk model for stål- og kompositdæk

Den regningsmæssige linjelast bliver:

$$p_d = 1,1 \cdot 1 \cdot 8,997\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 14,372\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,937\frac{kN}{m} = 33,307\frac{kN}{m}$$

Da punktlaster optræder samtidig med den øvrige trafiklast, betragtes punktlasterne at medvirke som dimensiongivende last.
Den dimensionsgivende punktlast bliver:

$$Q_{d1} = Q_{d2} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 175.503kN = 270,275kN$$

Reaktioner fra linjelast

Først udregnes alle reaktioner for linjelasten, ved hjælp af "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 112. Her findes nogle konstanter for beregning af et statisk system med to lige store fag. Disse konstanter er angivet for reaktioner i punkt A, B og C, hvor A og C's reaktioner har samme størrelsesorden.
Først bestemmes reaktionerne i A og C:

$$R_A = R_C = 0,375 \cdot 33,307\frac{kN}{m} \cdot 22m = 274,781kN$$

Reaktionen i den midterste understøtning B er:

$$R_B = 1,250 \cdot 33,307\frac{kN}{m} \cdot 22m = 915,935kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{d1}

Det ses på figur 7.6, at punktlasten Q_{d1} er placeret $11m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktioner for A, B og C.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{11m}{22m} = 0,5$$

Ud fra forholdet 0,5 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,40

For understøtning B : 0,70

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,40 \cdot 270,275kN = 108,11kN$$

Reaktionen i B bestemmes til:

$$R_B = 0,70 \cdot 270,275kN = 189,192kN$$

Reaktionen i C bestemmes ved lodret projektion:

$$R_C + 108,11KN + 189,192kN - 270,275kN = 0$$

R_C isoleres:

$$R_C = -108,11kN - 189,192kN + 270,275kN = -27,027kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{d2}

Det ses på figur 7.6 at punktlasten Q_{d2} er placeret $9,8m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktioner for A, B og C.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{9,8m}{22m} = 0,445$$

Ud fra forholdet 0,445 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,47

For understøtning B : 0,62

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,47 \cdot 270,275kN = 127,029kN$$

Reaktionen i B bestemmes til:

$$R_B = 0,62 \cdot 270,275kN = 167,57kN$$

Reaktionen i C bestemmes ved lodret projektion:

$$R_C + 127,029KN + 167,57kN - 270,275kN = 0$$

R_C isoleres:

$$R_C = -127,029KN - 167,57kN + 270,275kN = -24,325kN$$

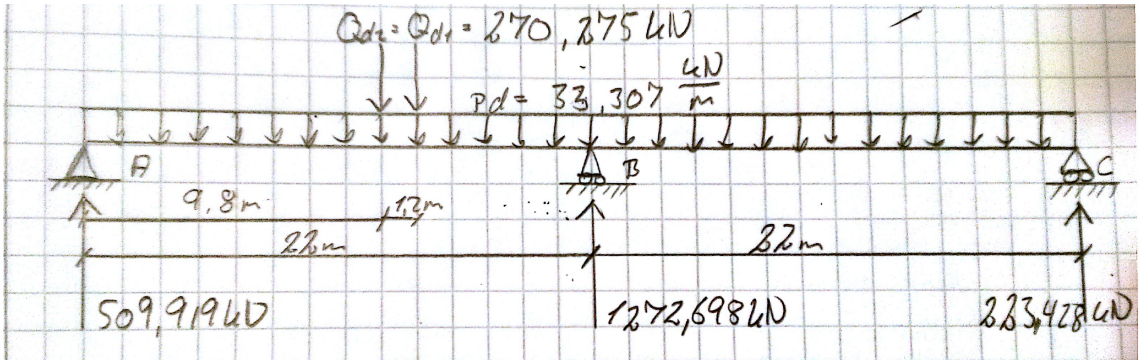
De samlede reaktioner

De forskellige reaktioner summeres. Reaktionerne i A, B og C bliver:

$$R_A = 274,781kN + 108,11kN + 127,029kN = 509,919kN$$

$$R_B = 915,935kN + 189,192kN + 167,57kN = 1272,698kN$$

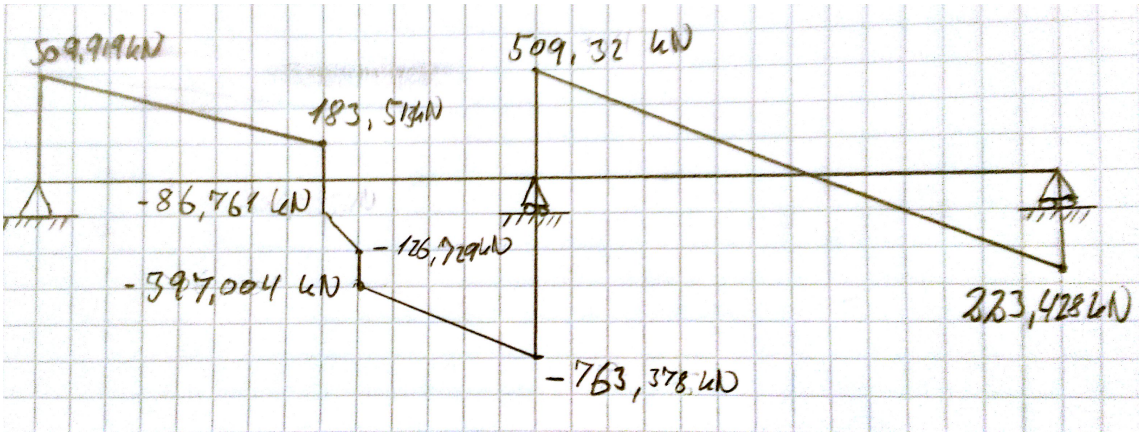
$$R_C = 274,781kN - 27,027kN - 24,325kN = 223,428kN$$



Figur 7.7: Reaktioner for brodækket pr. I-bjælke

Forskydningsspænding og forskydningskurve

Forskydningskurven for I-profilen er som vist på figur 7.8:



Figur 7.8: Forskydningskurven for I-profilen

Ved bestemmelse af forskydningsbæreevnen gælder det at:

$$V_{ed} \leq V_{Rd}$$

Hvor V_{ed} er den maksimale forskydning, der er i understøtning B

$$V_{ed} = 763,378kN$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes ud fra kropsarealet af I-profilen og den regningsmæssige maksimale flydespænding, for at sikre at profilen ikke er i flydning. Forskydningsbæreevnen er givet ved:

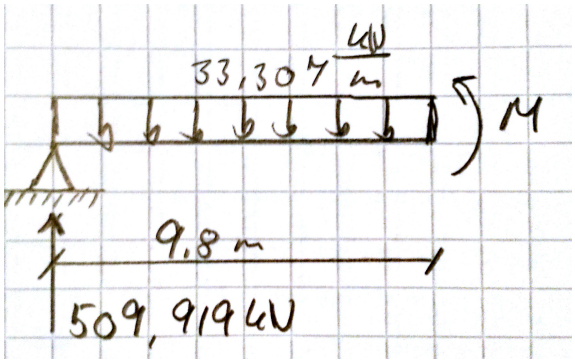
$$V_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \tag{7.4}$$

$$V_{Rd} = 1,568 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \frac{450MPa}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3879,794kN$$

Hvis forskydningspåvirkningen V_{ed} er under halvdelen af forskydningsbæreevnen V_{rd}, kan der regnes med at tværsnittet i momentbæreevnen er fuldt udnyttet.
Dvs. at $V_{ed} = 763,378 < \frac{1}{2}V_{Rd} = 1939,897$ tværsnittet kan beregnes fuldt udnyttet i momentbæreevnen.

Momenter og momentkurven

Det største moment mellem understøtning A og B, findes $9,8m$ inde, da det ses på forskydningskurven at forskydningen skifter fortegn ved dette punkt.
Der tages derfor moment om punktet $9,8m$ fra understøtning A.



Figur 7.9: Snit $9,8m$ fra A

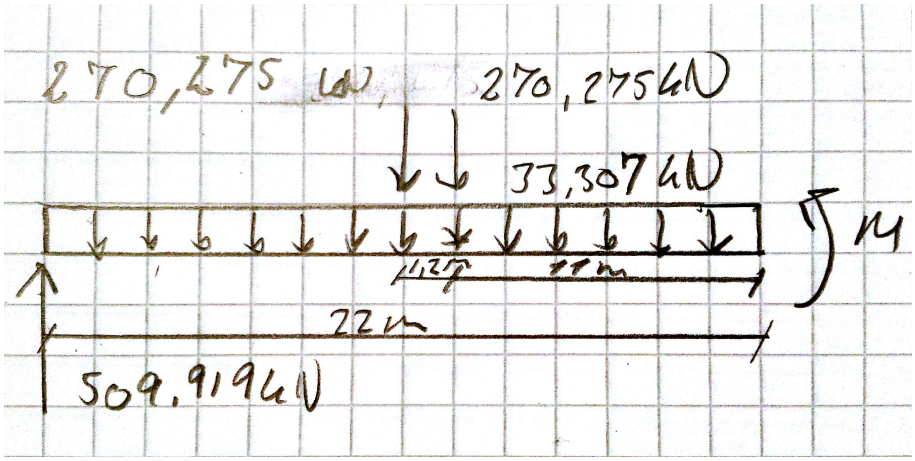
Beregning af momentet:

$$M_{AB} + 33,307\frac{kN}{m} \cdot 9,8m + \frac{1}{2} \cdot 9,8m - 509,919kN \cdot 9,8m = 0$$

M_{AB} isoleres:

$$M_{AB} = -\frac{1}{2} \cdot 33,307\frac{kN}{m} \cdot (9,8m)^2 + 509,919kN \cdot 9,8m = 3397,821kN \cdot m$$

Herefter beregnes momentet i B:



Figur 7.10: Snit i B

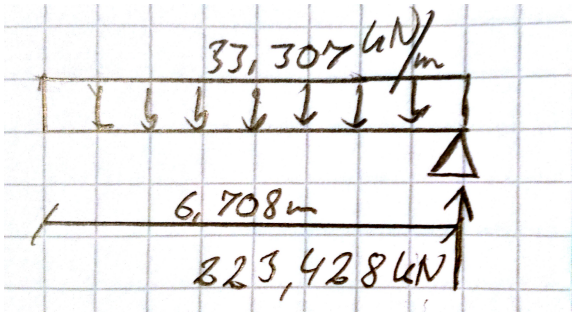
$$M_B + 33,307\frac{kN}{m} \cdot 22m \cdot + \frac{1}{2} \cdot 22m + 270,275kN \cdot 11m$$
$$+270,275kN \cdot 12,2m - 509,919kN \cdot 22m = 0$$

M_B isoleres:

$$M_B = -\frac{1}{2} \cdot 33,307\frac{kN}{m} \cdot (22m)^2 - 270,275kN \cdot 11m$$
$$-270,275kN \cdot 12,2m + 509,919kN \cdot 22m = -3112,372kN \cdot m$$

Momentet mellem B og C bestemmes. Det maksimale moment imellem disse understøtninger, er der hvor forskydningen er lig 0 - dette er placeret x fra punkt C.

$$x = \frac{R_C}{p_d} = \frac{223,428kN}{33,307\frac{kN}{m}} = 6,708m$$



Figur 7.11: Snit $6,708m$ *fra C*

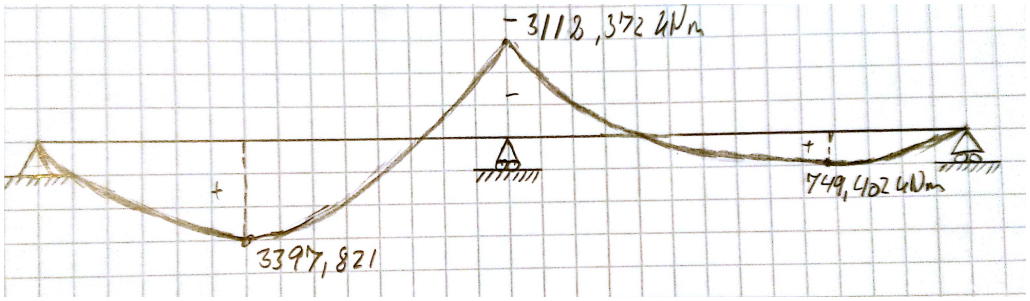
Beregning af momentet BC:

$$M_{BC} + 33,307\frac{kN}{m} \cdot 6,708m + \frac{1}{2} \cdot 6,708m - 223,428kN \cdot 6,708m = 0$$

M_{BC} isoleres:

$$M_{BC} = -\frac{1}{2} \cdot 33,307\frac{kN}{m} \cdot (6,708m)^2 + 223,428kN \cdot 6,708m = 749,402kN \cdot m$$

Det største regningsmæssige moment findes mellem understøtning A og B, se figur 7.12.



Figur 7.12: Momentkurven

Dvs. $M_{ed} = 3397,821kN \cdot m$. Det regningsmæssige moment skal være mindre end den regningsmæssige momentbæreevne, som givet ved:

$$M_{Rd} = w_{el} \cdot f_{yd} \tag{7.5}$$

Den regningsmæssige momentbæreevne bliver:

$$M_{Rd} = 9,873 \cdot 10^6 mm^3 \cdot 430,622MPa = 4251,414kN \cdot m$$

Dvs. $M_{ed} < M_{Rd}$ bæreevnen er derfor ok.

Der undersøges herefter om tværsnitets bæreevne er udtømt, vha. von mises brudhypotese, der er udtrykt ved:

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} \leq fyd \tag{7.6}$$

Spændingen i bundflangen er givet ved:

$$\sigma_M = \frac{Med \cdot y}{I} \tag{7.7}$$

Den maksimale spænding i bundflangen:

$$\sigma_M = \frac{3397,821 \cdot 10^6 N \cdot mm \cdot 888,856mm}{8,775 \cdot 10^9 mm^4} = 344,162MPa$$

Forskydningspændingen i kroppen er givet ved:

$$\tau = \frac{Ved}{A_{krop}} \tag{7.8}$$

Den maksimale forskydningspænding i kroppen:

$$\tau = \frac{763,378 \cdot 10^3 N}{1,568 \cdot 10^4 mm^2} = 48,685MPa$$

Tværsnittets udnyttelse er derfor:

$$\sqrt{(344,162MPa)^2 + 3(48,685MPa)^2} = 354,342MPa$$

Dvs. at tværsnittet ikke er fuldt udnyttet, da $354,342MPa < f_{yd} = 430,622MPa$

7.4 Anvendelsesgrænsetilstand

I anvendelsesgrænsetilstanden undersøges konstruktionen for udbøjningen. Her anvendes de karakteristiske laster, se formel 6.2 i afsnit 6.2. Partialkoefficienterne er ifølge "Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag" for broer:

$\psi_{0,i}$: 0,6

Lasterne for konstruktionen er udregnet i afsnit 7.2, appendiks B og afsnit 7.2.3, hvor lasterne er for I-bjælken pr. $2188mm$:

$g_{kj,sup}$: $8,976\frac{kN}{m}$

$q_{k,1}$: $14,372\frac{kN}{m}$

$q_i = w_k$: $0,937\frac{kN}{m}$

Punktlasterne Q_1 og Q_2 er udregnet til:
$Q_{k1} = Q_{k2} = 175,503kN$

Det statiske system der anvendes til dimensionering af brokonstruktionen, er vist på figur 7.6.
Den karakteristiske last:

$$p_k = 8,976\frac{kN}{m} + 14,372\frac{kN}{m} + 0,6 \cdot 0,937\frac{kN}{m} = 23,911\frac{kN}{m}$$

Punktlasterne fra trafiklasten fungerer samtidig med den øvre linjelast fra trafiklasterne.
Formlen for udregning af udbøjningen for brokonstruktionen, er udregnet i appendiks C og er:

$$u(x) = -\frac{\frac{R_A \cdot x^3}{6} - \frac{p_k \cdot x^4}{24} + \left(\frac{l^3 \cdot p_k}{24} + \frac{l^2 \cdot Q_{k1}}{48} + \frac{226981 \cdot l^2 \cdot Q_{k2}}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6}\right) \cdot x}{E \cdot I} \tag{7.9}$$

Det er derfor kun nødvendigt at bestemme reaktionen i understøtning A. Der anvendes derfor samme metode med influenslinjer fra 7.3, til at bestemme reaktionerne i A.

Reaktioner fra linjelast

Først udregnes reaktionen for linjelasten i A, ved hjælp af "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 112. Her findes nogle konstanter for beregning af et statisk system med to lige store fag.

Reaktion i A:

$$R_A = 0,375 \cdot 23,911 \frac{kN}{m} \cdot 22m = 197,265kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{k1}

Det ses på figur 7.6, at punktlasten Q_{d1} er placeret $11m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktionen for A.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{11m}{22m} = 0,5$$

Ud fra forholdet 0,5 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,40

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,40 \cdot 175.503kN = 70,201kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{k2}

Det ses på figur 7.6, at punktlasten Q_{d2} er placeret $9,8m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktioner for A.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{9,8m}{22m} = 0,445$$

Ud fra forholdet 0,445 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,47

Reaktionen i A bestemmes til:

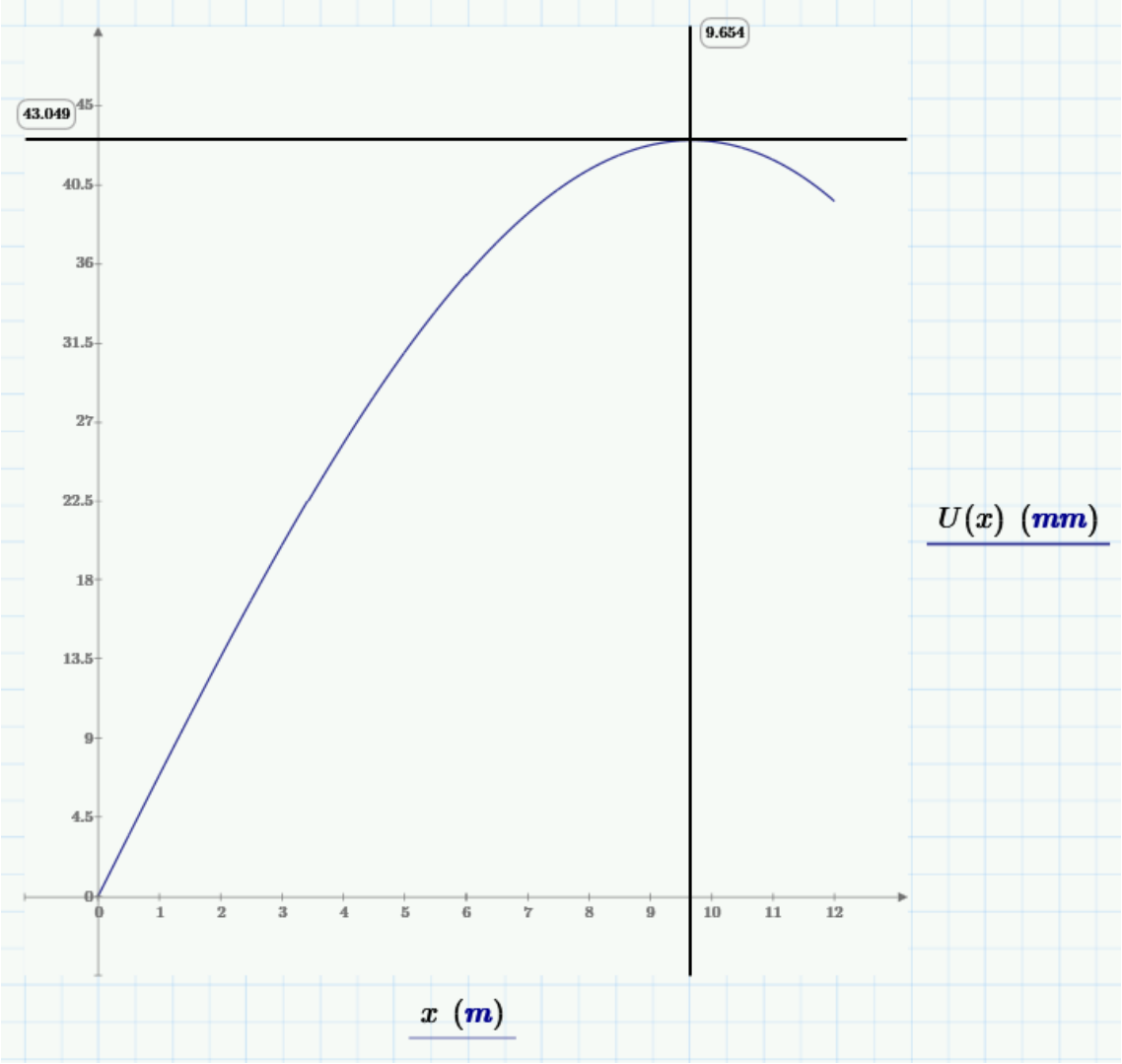
$$R_A = 0,47 \cdot 175.503kN = 82,486kN$$

De samlede reaktioner

De forskellige reaktioner summeres. Reaktion i A:

$$R_A = 197,265kN + 70,201kN + 82,486kN = 349,952kN$$

Ved at indsætte ligningen i en graf, kan det punkt mellem understøtning A og B for størst udbøjning findes. Den største udbøjning forekommer $9,654m$ fra understøtning A.



Figur 7.13: Maksimale udbøjning

$$u(9654mm) = 43,042mm$$

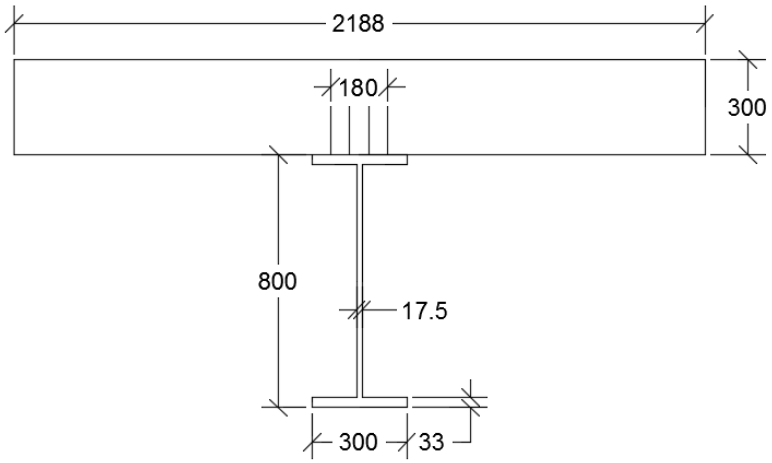
Den tilladelige udbøjning for brokonstruktioner er:

$$u_{tilladeligt} = \frac{l}{400} = \frac{22000mm}{400} = 55mm \tag{7.10}$$

Dvs. at den maksimale udbøjning er ok, da $u < u_{tilladeligt}$.

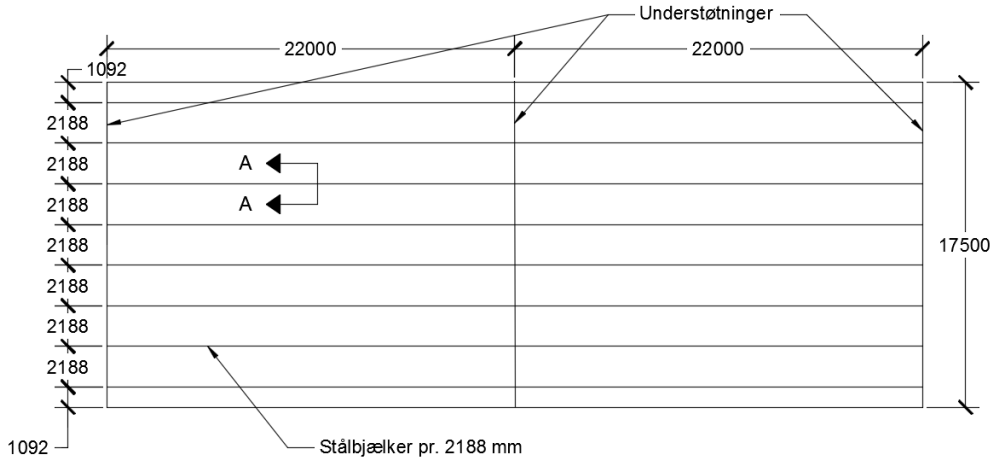
7.5 Kompositdæk

Kompositdækket er som beskrevet i afsnit 3.2, hvor den indbyrdes afstand mellem HEB-profilerne er 2188mm. Der vælges at in situ-betonen skal have en højde på 300mm. Der vil i afsnit 7.7.1 bestemmes armering på tværs og på langs af dækkonstruktionen. Det undersøges for bæreevnen af en enkel HEB bjælke, sammenstøbt med in situ-beton. HEB bjælken og in situ-beton har følgende opbygning, se figur 7.14. HEB bjælken er en HEB800 med konstruktionsstål S355.



Figur 7.14: Opbygning af HEB800 og in situ-beton, snit A-A

På figur 7.15 ses placeringen af HEB800 bjælkerne:



Figur 7.15: Plan af brodæk og placering af HEB800

7.5.1 Tværsnitsdata

Stål

b	:	$300mm$	-	bredde af top- og bundflange
t_f	:	$33mm$	-	tykkelse af top- og bundflange
t_w	:	$17,5mm$	-	tykkelse af kroppen
h	:	$800mm$	-	HEB profilens højde
f_{yk}	:	$355MPa$	-	stålets karateristiske flydespænding
E	:	$2,1 \cdot 10^5 MPa$	-	stålets elastisitetsmodul
I_a	:	$3591 \cdot 10^6 mm^4$	-	stålets inertimoment

Stålets regningsmæssige flydespænding:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355MPa}{1,05} = 339,713MPa$$

Beton

b	:	$2188mm$	-	bredde af in situ-beton
h	:	$300mm$	-	højde af in situ-beton
f_{ck}	:	$35MPa$	-	beton karateristiske flydespænding
E_{cm}	:	$3,4 \cdot 10^4 MPa$	-	elastisitetsmodul for korttidspåvirkning

Regningsmæssige beton trykstyrke:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{M0}} = \frac{35MPa}{1,38} = 25,362MPa$$

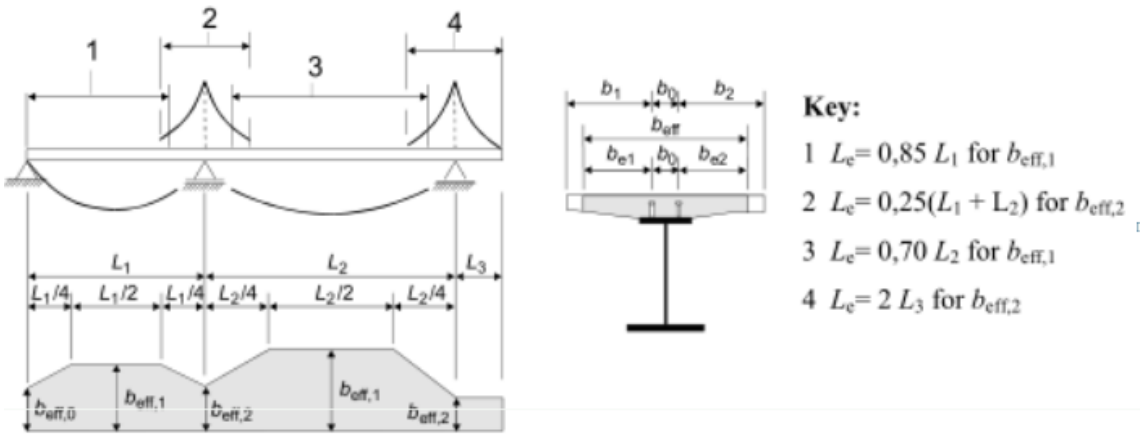
Regningsmæssige armerings trækstyrke:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{500MPa}{1,14} = 438,596MPa$$

Effektiv bredde

Den effektive bredde af topflangen findes. Her betragtes betonen som topflangen, da beton og HEB profil er støbt sammen. Som vist på figur 7.14 ses det at b_0 her

er angivet til $180mm$, da det antages at dette bliver den udvendige afstand mellem de påsvejsede studser. Til beregning af den effektive bredde, anvendes figur 7.16 til at bestemme de ækvivalente spændvidder mellem understøtningerne.



Figur 7.16: Ækvivalente spændvidder for effektive bredder [7]

Da der kun er tre understøtninger, er det kun nødvendigt at bestemme L_{e1} og L_{e2}, se figur 7.16.
De to forskellige længder bliver:

$$L_{e1} = 0,85 \cdot l = 18,7m$$

$$L_{e2} = 0,25 \cdot 2 \cdot l = 11,0m$$

Der er tre led der bestemmer den effektive bredde. Disse er givet ved:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} \tag{7.11}$$

Da b_{ei} repræsenterer den reelle bredde mellem HEB profilerne, beregnes bredden ud fra figur 7.15.
Først bestemmes den effektive bredde imellem HEB bjælkerne:

$$b_1 = \frac{2188mm}{2} - \frac{180mm}{2} = 1004mm$$

Herefter bestemmes den effektive bredde af den udragende beton:

$$b_2 = 1092mm - \frac{180mm}{2} = 1002mm$$

For understøtningen i B gælder det ifg. Eurocode 4, at $\beta_1 = \beta_2 = 1$, men for de to resterende ydre understøtninger A og C, gælder det at:

$$\beta_i = 0,55 + 0,025\frac{l_e}{b_{ei}} \leq 1 \tag{7.12}$$

$$\beta_1 = 0,55 + 0,025\frac{18,7m}{1,004m} = 1,016$$

$$\beta_2 = 0,55 + 0,025\frac{18,7m}{1,002m} = 1,017$$

Da β_1 og β_2 er større end 1, vælges værdierne for disse til at være lig 1. Dette medfører at tværsnittet ikke er reduceret.
Den effektive bredde er derfor:

$$b_{eff} = 180mm + 1 \cdot 1004mm + 1 \cdot 1002mm = 2186mm$$

Her ses at den effektive bredde er mindre end $2188mm$. Det skyldes at stedet hvor betondækket rager ud over søjlen, kun er $1092mm$. Dette skyldes at bjælken er placeret anderledes end de øvrige bjælker, for at opnå symmetri, se figur 7.15. Der regnes derfor med at bredde er $2186m$, ved det transformerede tværsnit. Dette vil give et mindre inertimoment, end de øvrige bjælker.

Inertimomentet beregnes for det mellemliggende fag og for faget over understøtning B. Dette skyldes at der ved det mellemliggende fag forekommer et positivt moment, hvor betonen medvirker til optagelse af kræfterne. For understøtningen i B er der et negativt moment, der bevirker at betonen er udsat for et træk, og må derfor ikke medregnes til at optage trykket.

Transformeret inertimoment for det mellemliggende fag

Da stål og beton bliver støbt sammen med påsvejsede studser, skal de to materialer regnes som ét materiale. Derfor skal der findes et forhold mellem beton og stål. Eurocode 4 beskriver en metode til beregning af kompositmaterialet.
Der anvendes beton elastiscitetsmodul for korttidslast og stålets elasticitetsmodul til bestemmelse af det transformerede tværsnit:

$$n_0 = \frac{E}{E_{cm}} \tag{7.13}$$

Dvs. at elasticitetsforholdet bliver:

$$n_0 = \frac{2,1 \cdot 10^5 MPa}{3,4 \cdot 10^4 MPa} = 6,176$$

Herefter findes det effektive areal, der bestemmes ud fra den reducerede bredde.
Areal for betonen:

$$A_b = b_{eff} \cdot h_{beton} \tag{7.14}$$

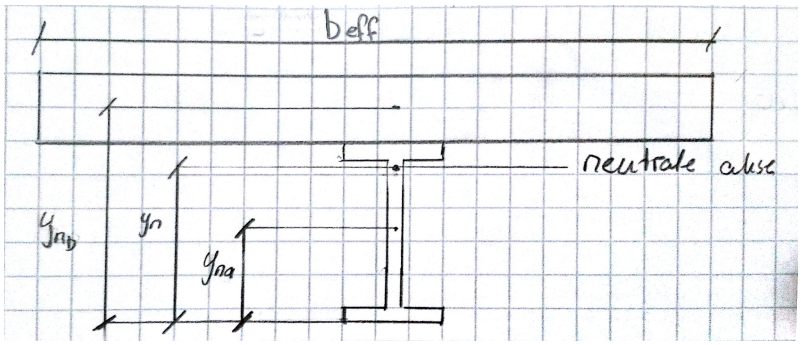
Beton arealet bliver $A_b = 2186mm \cdot 300mm = 6,558 \cdot 10^5 mm^2$

Arealet for stålet findes i "Teknisk ståbi" til $A_a = 33,4 \cdot 10^3 mm^2$.

Det samlede areal beregnes ud fra forholdet mellem stål og beton, således at areal svarer til det transformerede tværsnit:

$$A = A_a + \frac{A_b}{n_0} \tag{7.15}$$

Det trasformerede areal bliver derfor:
$A = 33,4 \cdot 10^3 mm^2 + \frac{6,558 \cdot 10^5 mm^2}{6,176} = 1,396 \cdot 10^5 mm^2$



Figur 7.17: Placering af den neutrale akse

Den neutrale akse beregnes ud fra forholdet mellem stål og beton, vha. den neutrale akse for stål og den neutrale akse for betonen. Der tages derfor et statisk moment om tværsnittets underkant. Her der skal der igen tages højde for forholdet mellem stål og beton.

$$y_n = \frac{A_a \cdot y_{na} + \frac{A_b}{n_0} \cdot y_{nb}}{A} \tag{7.16}$$

Afstanden op til centeraksen for beton er $800mm + \frac{300mm}{2} = 950mm$.
Centeraksen for stålet er $\frac{800mm}{2} = 400mm$.
Den neutrale akses placering bliver:

$$y_n = \frac{33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 400mm + \frac{6,558 \cdot 10^5 mm^2}{6,176} \cdot 950mm}{1,396 \cdot 10^5 mm^2} = 818,309mm$$

Inertimomentet bestemmes ud fra forholdet mellem stål og beton. Inertimomentet for betonen er $I_b = \frac{1}{12} \cdot (300mm)^3 \cdot 2186mm = 4,919 \cdot 10^9 mm^4$

Inertimomentet for det transformerede tværsnit er givet ved:

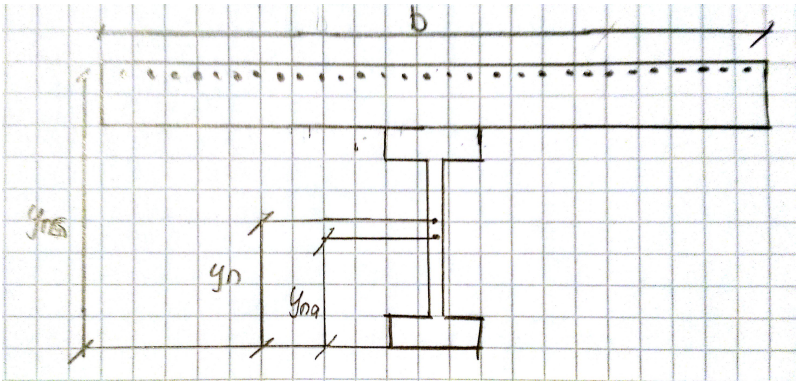
$$I = I_a + A_a \cdot (y_n - y_{na})^2 + \frac{I_b}{n_0} + \frac{A_b}{n_0} \cdot (y_n - y_{nb})^2 \tag{7.17}$$

Det transformerede inertimomentet bliver:

$$I = 3,591 \cdot 10^9 mm^4 + 33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot (818,309mm - 400mm)^2$$
$$+\frac{4,919 \cdot 10^9 mm^4}{6,176} + \frac{6,558 \cdot 10^5}{6,176} \cdot (818,309mm - 950mm)^2 = 1,207 \cdot 10^{10} mm^4$$

Transformeret inertimoment for midter understøtningen

Her forekommer et negativt moment og betonen er derfor i træk. I Eurocode 4 er der anført at betonen der er i træk, ikke skal medregnes. Derimod skal inertimomentet bestemmes for selve HEB bjælken og for de armeringsstænger der er i betonen. Det betragtes her at elastisitetsmodulet for ameringen og stålbjælken er identiske - dvs. at $E = 2.1 \cdot 10^5 MPa$. I afsnit 7.7.1 er der beregnet at det langsgående armering i betonpladens top og bund er Ø16/80mm. Inertimomentet bestemmes kun for et lag med langsgående armering. Armeringen er placeret 48mm fra toppen af betonpladen.



Figur 7.18: Placering af den neutrale akse

Da armeringsstængerne er placeret med en afstand på 80mm, kan der ca. være 27 armeringsstænger på betonpladens bredde, på 2188mm. Det svarer til at det samlede areal for armeringen er:

$$A_s = 27 \cdot \left(\frac{16mm}{2}\right)^2 \cdot \pi = 5428,672mm^2$$

Det samlede areal af HEB800 bjælken og armeringen er:

$$A = A_a + A_s = 33,4 \cdot 10^3 mm^2 + 5428,672mm^2 = 38828,672mm^2$$

Den neutrale akse findes:

$$y_n = \frac{A_a \cdot y_{na} + A_s \cdot y_{ns}}{A} \tag{7.18}$$

$$y_n = \frac{33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot \frac{800mm}{2} + 5428,672mm^2 \cdot (1100mm - 48mm)}{38828,672mm^2} = 491,157mm$$

Der ses bort fra inertimomentet af armeringen.
Intertimomentet er givet ved:

$$I_s = I_a + A_a \cdot (y_n - y_{na})^2 + A_s \cdot (y_n - y_{ns})^2 \tag{7.19}$$

Inertimomentet bliver:

$$I_s = 3591 \cdot 10^6 mm^4 + 33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot (604,232mm - 400mm)^2$$
$$+5428,672mm^2 \cdot (604,232mm - 1052mm)^2 = 6,073 \cdot 10^9 mm^4$$

7.6 Kompositdækkets belastninger

I dette afsnit beregnes alle laster for kompositdækket, for det område på konstruktionen der har den største belastning.

7.6.1 Egenlaster for kompositdækket pr. HEB-profil

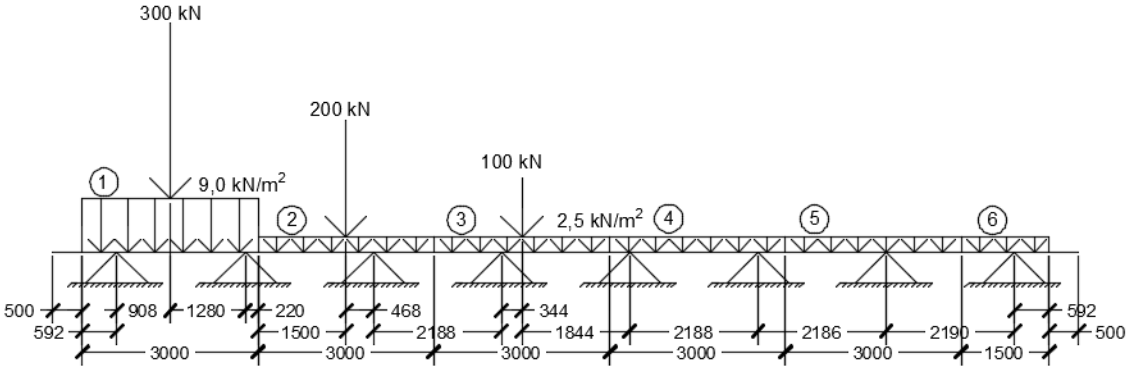
Densiteterne der anvendes til beregningerne af egenlasterne, findes i afsnit 5.1. I kapitel 2 er der angivet tykkelse på belægning for kompositdækket. Den samlede tykkelse er $110mm$ da bitumenplader ca. har en tykkelse på $5mm$. Der regnes for at disse belægningslag har den samme densitet som asfaltbeton.

Belægning	:	$25,0\frac{kN}{m^3} \cdot 2188m \cdot 0,110m$	=	$6,017\frac{kN}{m}$
Beton	:	$25,0\frac{kN}{m^3} \cdot 2188m \cdot 0,300m$	=	$16,41\frac{kN}{m}$
HEB-profil	:	$78,5\frac{kN}{m^3} \cdot 33,4 \cdot 10^3 mm^2$	=	$2,622\frac{kN}{m}$
Samlet egenlast	:	$6,017\frac{kN}{m} + 16,41\frac{kN}{m} + 2,622\frac{kN}{m}$	=	$25,049\frac{kN}{m}$

7.6.2 Trakfiklaster

Som nævnt i afsnit 5.2 er brokonstruktionen udsat for en række forskellige trafiklaster. For punktlasterne på brokonstruktionen er det tilladt, at tage summen af tandem systemet og dele med 0,5. Herved antages det at denne punktlast fungerer midt på den teoretiske kørebane. Den største punktlast forekommer i den teoretiske kørebane nr. 1, den anden største i nr. 2 og den sidste punktlast forekommer i nr. 3.

For linjelasten forekommer den største værdi for trafiklasten i den teoretiske kørebane nr. 1. I de andre kørebaner er lasten identiske, se figur 7.19.



Figur 7.19: Oversigt over trafiklasterne

Disse beregninger af linjelast og punktlast bliver beregnet individuelt, da punktlasterne fra akseltrykket kun forekommer midt imellem understøtningerne. I dette tilfælde mellem A og B, se figur 7.1 i kapitel 7. Resten af konstruktionen er belastet af ens fordelte laster.
Udregningerne af linjelasten vil blive beregnet i appendiks B, og resultaterne vil blive vist nedenfor i tabel 7.2:

q_k	=	$14,372\frac{kN}{m}$
$Q_{k1} = Q_{k2}$	=	$175,503kN$

Tabel 7.2: Linje- og punktlast for trafiklast, fra appendiks B

7.6.3 Vindlast

Vindlasten der er opgivet i z-retning i afsnit 5.5 udregnes for et reference areal der angriber tyngdepunktet på brodækket. Da der her undersøges for lasten pr. $2188mm$. Vil der i stedet blive regnet en linjelas for de $2188mm$. Dvs. at peakhastigheden multipliceres med 0,9 og de $2188mm$ se appendiks A for peakhastigheden.

$$w_k = 0,9 \cdot 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot 2188mm = 0,937\frac{kN}{m}$$

7.7 Brudgrænsetilstand

I brudgrænsetilstanden undersøges konstruktionen for dominerende trafiklast, se formel 6.1 i afsnit 6.1. Hvor partialkoefficienterne er ifg. vejdirektoratets "Vejledning til Belastnings - og beregningsgrundlag" April 2015.

$\gamma_{gj,sup}$: 1,00

$\gamma_{q,1}$: 1,40

$\gamma_{q,i}$: 1,40

$\psi_{0,i}$: 0,9

Lasterne for konstruktionen er udregnet i afsnit 7.6.1, appendiks B og appendiks 7.6.3, hvor lasterne er pr. $2188mm$:

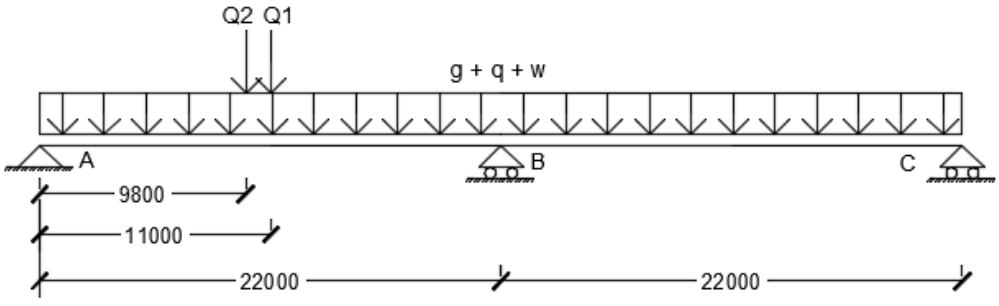
$g_{kj,sup}$: $25,049\frac{kN}{m}$

$q_{k,1}$: $14,372\frac{kN}{m}$

$q_i = w_k$: $0,937\frac{kN}{m}$

Punktlaster Q_1 og Q_2 er udregnet til:
$Q_{k1} = Q_{k2} = 175,503kN$

Det statiske system der anvendes til dimensionering af brokonstruktionen, er vist på figur 7.20.



Figur 7.20: Statisk model for stål- og kompositdæk

Den regningsmæssige linjelast bliver:

$$p_d = 1,1 \cdot 25,049\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 14,372\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,937\frac{kN}{m} = 50,986\frac{kN}{m}$$

Da punktlaster optræder sammentidig med den øvrige trafiklast, betragtes punktlasterne at medvirke som dimensiongivende last.
Den dimensionsgivende punktlast bliver:

$$Q_{d1} = Q_{d2} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 175,503kN = 270,275kN$$

Reaktioner fra linjelast

Først udregnes alle reaktioner for linjelasten, ved hjælp af "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 112. Her findes nogle konstanter for beregning af et statisk system med to lige store fag. Disse konstanter er angivet for reaktioner i punkt A, B og C, hvor A og C's reaktioner har samme størrelsesorden.
Først bestemmes reaktionerne i A og C:

$$R_A = R_C = 0,375 \cdot 50,986\frac{kN}{m} \cdot 22m = 420,633kN$$

Reaktionen i den midterste understøtning B er:

$$R_B = 1,250 \cdot 50,986\frac{kN}{m} \cdot 22m = 1402,11kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{d1}

Det ses på figur 7.20, at punktlasten Q_{d1} er placeret $11m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktioner for A, B og C.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{11m}{22m} = 0,5$$

Ud fra forholdet 0,5 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,40

For understøtning B : 0,70

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,40 \cdot 270,275kN = 108,11kN$$

Reaktionen i B bestemmes til:

$$R_B = 0,70 \cdot 270,275kN = 189,192kN$$

Reaktionen i C bestemmes ved lodret projektion:

$$R_C + 108,11KN + 189,192kN - 270,275kN = 0$$

R_C isoleres

$$R_C = -108,11KN - 189,192kN + 270,275kN = -27,027kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{d2}

Det ses på figur 7.20 at punktlasten Q_{d2} er placeret $9,8m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave side 113, til bestemmelse af reaktioner for A, B og C.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{9,8m}{22m} = 0,445$$

Ud fra forholdet 0,445 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,47

For understøtning B : 0,62

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,47 \cdot 270,275kN = 127,029kN$$

Reaktionen i B bestemmes til:

$$R_B = 0,62 \cdot 270,275kN = 167,57kN$$

Reaktionen i C bestemmes ved lodret projektion:

$$R_C + 127,029KN + 167,57kN - 270,275kN = 0$$

R_C isoleres

$$R_C = -127,029KN - 167,57kN + 270,275kN = -24,325kN$$

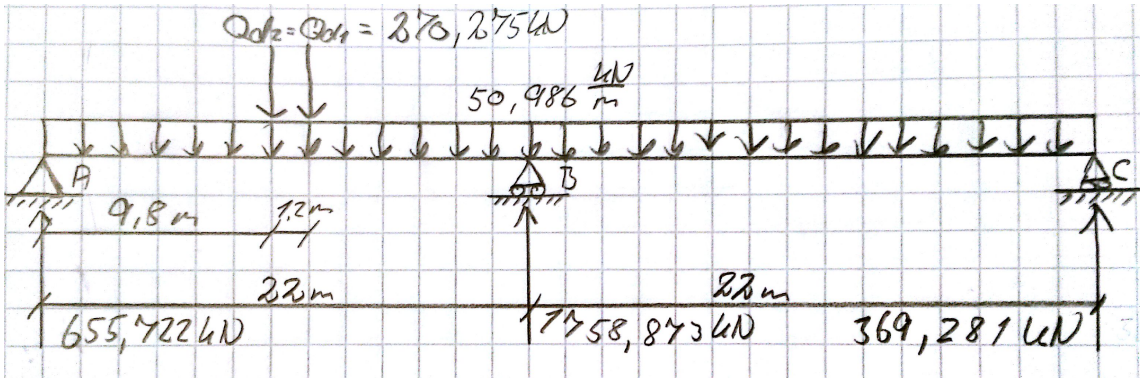
De samlede reaktioner

De forskellige reaktioner summeres. Reaktionerne i A, B og C bliver:

$$R_A = 420,633kN + 108,11kN + 127,029kN = 655,722kN$$

$$R_B = 1402,11kN + 189,192kN + 167,57kN = 1758,873kN$$

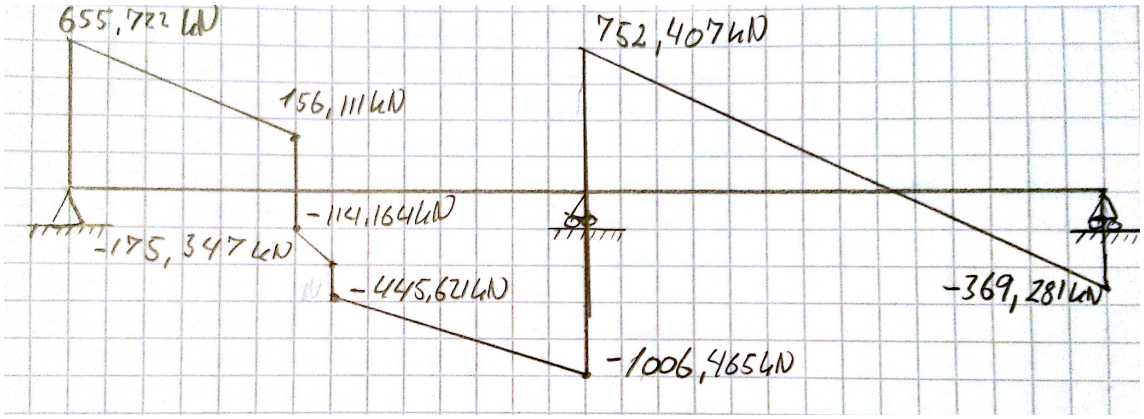
$$R_C = 420,633kN - 27,027kN - 24,325kN = 369,281kN$$



Figur 7.21: Reaktioner for brodækket pr. 2188*mm*

Forskydningskurve

Forskydningskurven for brodækket er vist på figur 7.22



Figur 7.22: Forskydningskurven pr. 2188*mm*

Ved bestemmelse af forskydningsbæreevnen gælder det at:

$$V_{ed} \leq V_{Rd}$$

Hvor V_{ed} er den maksimale forskydning, der er i understøtning B:

$$V_{ed} = 1006,465kN$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes ud fra det valsede kropsareal af HEB-profilen og den regningsmæssige maksimale flydespænding, for at sikre at profilen ikke er i flydning. Forskydningsbæreevnen er givet ved:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \tag{7.20}$$

Hvor arearalet for det valsede HEB profil er givet ved:

$$A_v = Aa - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \tag{7.21}$$

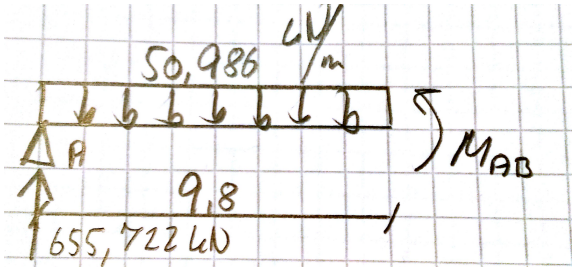
$A_v = 33,4 \cdot 10^3 mm^2 - 2 \cdot 300mm \cdot 33mm + (17,5mm + 2 \cdot 30mm) \cdot 33mm = 1,616 \cdot 10^4 mm^2$

$$V_{Rd} = 1,616 \cdot 10^4 mm^2 \cdot \frac{355MPa}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3154,422kN$$

Hvis forskydningspåvirkningen V_{ed} er under halvdelen af forskydningsbæreevnen V_{rd}, kan der regnes med at tværsnittet i momentbæreevnen er fuldt udnyttet.
Dvs. at $V_{ed} = 1006,465 < \frac{1}{2} V_{Rd} = 1577,211$. Tværsnittet kan beregnes fuldt udnyttet i momentbæreevnen.

Momenter og momentkurven

Det største moment mellem understøtning A og B, findes $9,8m$ inde, da det ses på forskydningskurven at forskydningen skifter fortegn ved dette punkt.
Der tages derfor moment om punktet $9,8m$ fra understøtning A.



Figur 7.23: Snit $9,8m$ fra A

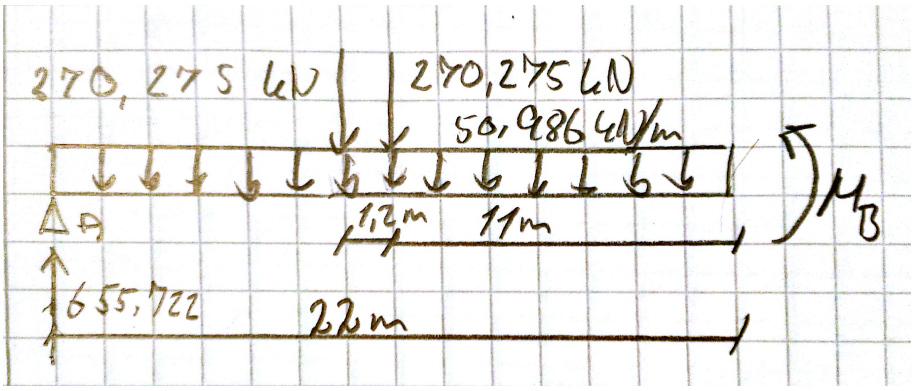
Beregning af momentet:

$$M_{AB} + 50,986\frac{kN}{m} \cdot 9,8m + \frac{1}{2} \cdot 9,8m - 655,722kN \cdot 9,8m = 0$$

M_{AB} isoleres:

$$M_{AB} = -\frac{1}{2} \cdot 50,986\frac{kN}{m} \cdot (9,8m)^2 + 655,722kN \cdot 9,8m = 3978,226kN \cdot m$$

Her efter beregnes moment i B:



Figur 7.24: Snit i B

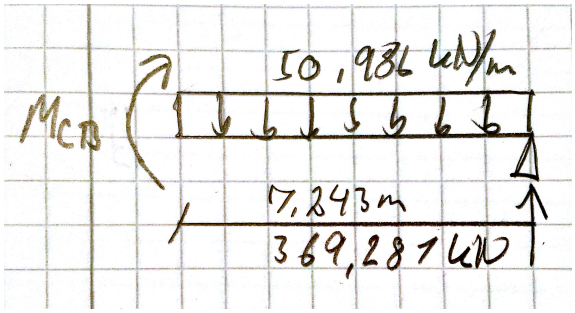
$$M_B + 50,986\frac{kN}{m} \cdot 22m \cdot + \frac{1}{2} \cdot 22m + 270,275kN \cdot 11m$$
$$+270,275kN \cdot 12,2m - 655,722kN \cdot 22m = 0$$

M_B isoleres:

$$M_B = -\frac{1}{2} \cdot 50,986\frac{kN}{m} \cdot (22m)^2 - 270,275kN \cdot 11m$$
$$-270,275kN \cdot 12,2m + 655,72222m = -4181,957kN \cdot m$$

Momentet mellem B og C bestemmes. Det maksimale moment imellem disse understøtninger, er der hvor forskydningen er lig 0 - dette er placeret x fra punkt C.

$$x = \frac{R_C}{p_d} = \frac{369,281kN}{50,986\frac{kN}{m}} = 7,243m$$



Figur 7.25: Snit 7,243 m fra C

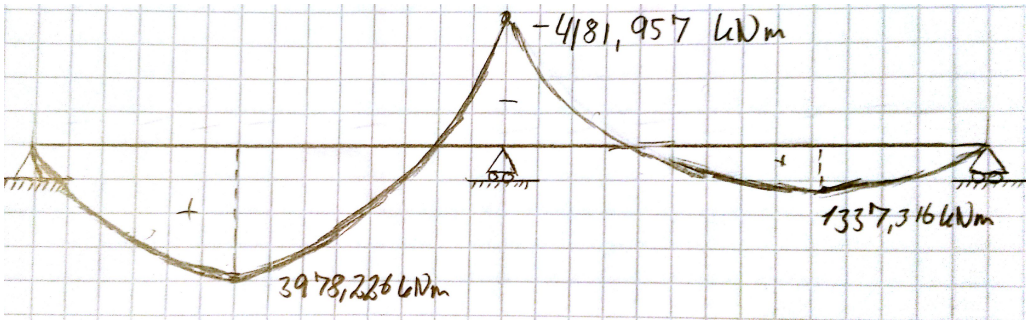
Beregning af momentet CB:

$$M_{CB} + 50,986\frac{kN}{m} \cdot 7,243m + \frac{1}{2} \cdot 7,243m - 369,281kN \cdot 7,243m = 0$$

M_{CB} isoleres:

$$M_{CB} = -\frac{1}{2} \cdot 50,986\frac{kN}{m} \cdot (7,243m)^2 + 369,281kN \cdot 7,243m = 1337,316kN \cdot m$$

Det største regningsmæssige moment findes mellem understøtning A og B, se figur 7.12



Figur 7.26: Momentkurven

Dvs. $M_{AB} = 3978,226kN \cdot m$, og $M_B = 4181,957kN \cdot m$ Den regningsmæssige moment er baseret på at det transformerede inertimoment.

Den regningsmæssige moment skal være mindre end det regningsmæssige momentbæreevne, givet ved:

$$M_{Rd} = \frac{I}{y} \cdot f_{yd} \tag{7.22}$$

Den regningsmæssige momentbæreevne mellem understøtningerne:

$$M_{Rd} = \frac{1,207 \cdot 10^{10}mm^4}{818,309mm} \cdot 339,713MPa = 5010,743kN \cdot m$$

Dvs. $M_{AB} < M_{Rd}$ bæreevnen er derfor ok.

Den regningsmæssige momentbæreevne over understøtning B:

$$M_{Rd} = \frac{6,073 \cdot 10^9 mm^4}{491,157mm} \cdot 339,713MPa = 4200,443kN \cdot m$$

Dvs. $M_B < M_{Rd}$. Bæreevnen er derfor ok.

Forskydningsbæreevne

Der undersøges herefter om tværsnitets bæreevne er udtømt, vha. von mises brudhypotese, der er udtrykt ved:

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} \leq fyd \tag{7.23}$$

Forskydningspændingen i kroppen er givet ved:

$$\tau = \frac{Ved}{A_{krop}} \tag{7.24}$$

Den maksimale forskydningspænding i kroppen:

$$\tau = \frac{1006,465 \cdot 10^3 N}{1,616 \cdot 10^4 mm^2} = 62,281MPa$$

Tværsnittets udnyttelse er derfor:

$$\sqrt{(338,218MPa)^2 + 3(62,281MPa)^2} = 355,004MPa$$

Dvs. at tværsnittet ikke er fuldt udnyttet, da $355,044MPa < f_{yd} = 338,095MPa$.

Spændinger i beton, armering og HEB800 profilen

Da de overstående beregninger er for brodækket, hvor betonen er transformeret til stål, skal der undersøges om spændingerne for beton og armering ikke er i brud eller flydning. Dette gøres ved at transformere tværsnittet tilbage til beton.
Først undersøges spændingerne i området mellem understøtningerne.
Her gælder det er tøjningerne forbliver plane. Spændingerne bestemmes ud fra Naviers formel givet ved:

$$\sigma = \frac{M_{AB}}{I} \cdot y_n \tag{7.25}$$

Spændingen i bundflangen er:

$$\sigma_{bund} = \frac{3978,226kN \cdot m}{1,207 \cdot 10^{10} mm^4} \cdot 818,309mm = 269,712MPa$$

Spændingen i topflangen er:

$$\sigma_{top} = \frac{3978,226kN \cdot m}{1,207 \cdot 10^{10} mm^4} \cdot 281,691mm = 92,844MPa$$

Spændingen mellem betonpladen og stålflangen findes ud fra at spændingerne forbliver plane. Afstanden fra den neutrale akse til betonpladens underkant er $1100mm - 300mm - 818,309mm = -18,309mm$

$$\frac{\sigma_1}{18,309mm} = \frac{219,732MPa}{456,451mm} \Rightarrow 6,034MPa$$

Tøjningerne bestemmes udfra spændingerne i top- og bundflangen og elasticitetsmodulet for stål $E = 2.1 \cdot 10^5 MPa$

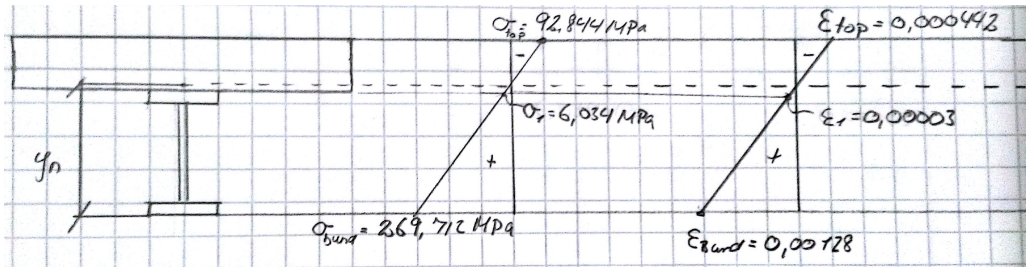
$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \tag{7.26}$$

$$\epsilon_{bund} = \frac{269,712MPa}{2.1 \cdot 10^5 MPa} = 0,00128$$

$$\epsilon_{top} = \frac{92,844MPa}{2.1 \cdot 10^5 MPa} = 0,000442$$

Tøjningen mellem betonpladens bund og topflangen på HEB800 profilen bliver:

$$\epsilon_1 = \frac{6,034MPa}{2.1 \cdot 10^5 MPa} = 0,00003$$



Figur 7.27: Spændinger og tøjninger for kompositdæk

Ud fra tøjningerne, kan spændingerne i beton og stål findes ved sammenhængen mellem elastisitetsmodulet for disse to materialer.

$$\sigma = \epsilon \cdot E \tag{7.27}$$

For betonpladen:
Hvor $E = 3,4 \cdot 10^4 MPa$ for kortidslasten i beton.

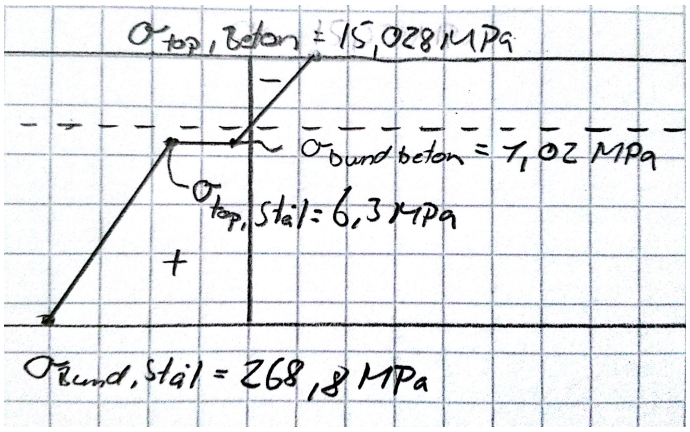
$$\sigma_{top,beton} = 0,000442 \cdot 3,4 \cdot 10^4 MPa = 15,028MPa$$

$$\sigma_{bund,beton} = 0,00003 \cdot 3,4 \cdot 10^4 MPa = 1,02MPa$$

For stålprofilen er spændingerne:

$$\sigma_{top,staal} = 0,00003 \cdot 2,1 \cdot 10^5 MPa = 6,3 MPa$$

$$\sigma_{top,staal} = 0,00128 \cdot 2,1 \cdot 10^5 MPa = 268,8 MPa$$



Figur 7.28: Spændinger i betonpladen og HEB800 profilen.

Betonspændingen må ikke overstige $0,8 \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 25,4 MPa = 20,32 MPa$ og den regningsmæssige flydespænding for stålet er $f_{yd} = 339,713 MPa$. Dvs. betonspændingen og spændingen i bundflangen i stålprofilen er ok.

Spændingerne over understøtningen bestemmes. I understøtningen er der negativ moment på $4181,957 kN \cdot m$, hvor der er træk i betonen og derfor regnes armeringen til at optage trækket. På samme måde som ovenstående, bestemmes spændingerne i HEB800 profilens bundflange og spændingerne i armeringen. Her regnes med at elastisitetsmodulet for armering og stål er $E = 2,1 \cdot 10^5 MPa$.

$$\sigma = \frac{M_B}{I_s} \cdot y_n \tag{7.28}$$

Spændingen i bundflangen er:

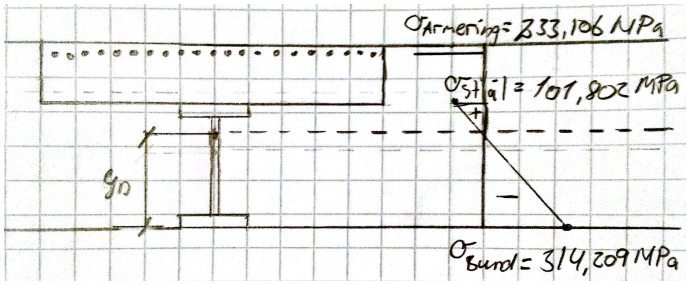
$$\sigma_{bund} = \frac{4181,957 kN \cdot m}{6,073 \cdot 10^9 mm^4} \cdot 491,157 mm = 338,218 MPa$$

Spændingen i topflangen på HEB800 profilen, hvor afstanden til den neutrale akse er $800mm - 491,157mm = 308,843mm$

$$\sigma_{topflange,staal} = \frac{4181,957 kN \cdot m}{6,073 \cdot 10^9 mm^4} \cdot 308,843 mm = 212,674 MPa$$

Armering er placeret $1100mm - 491,175mm - 48mm = 560,825mm$ fra den neutrale akse.

$$\sigma_{Armering} = \frac{4181,957 kN \cdot m}{6,073 \cdot 10^9 mm^4} \cdot 448,268 mm = 386,192 MPa$$



Figur 7.29: Spændinger i armering og HEB800 profilen.

Den regningsmæssige flydespænding for armeringen er $f_{yd} = 438,596MPa$ og den regningsmæssige flydespænding for HEB profilen er $f_{yd} = 339,713MPa$. Dvs. at spændingerne i kompositdækket er ok.

7.7.1 Armeringsbestemmelse af betonpladen

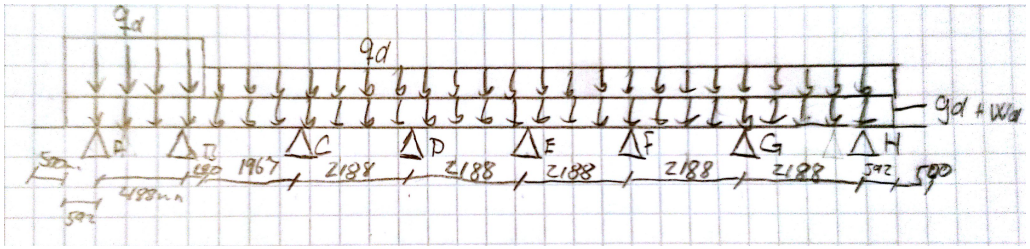
I dette afsnit beregnes den nødvendige armering på langs og på tværs af betonen. Først vil armeringen på tværs af brodækket blive beregnet og derefter vil armering på langs blive beregnet.

Armering på tværs af betonpladen

Beregningerne af momentet for armering på tværs af brodækket, er udregnet i Trusslabb, hvor der undersøges for en meter af betonen i længderetningen af broen. Det største positive og negative moment fra Trusslabb vil være de momenter armeringen bestemmes efter.

De regningsmæssige laster der indgår i beregningerne er egenlasten, den ensfordelte trafiklast og vindlasten. Følgende regningsmæssige laster indsættes i Trusslabb:

egenlast + belægning g_d	:	$1,1 \cdot 25\frac{kN}{m^3}(\cdot 0,3m \cdot 1m + 0,11m \cdot 1m)$	=	$11,28\frac{kN}{\frac{m}{m}}$
trafiklast max q_d	:	$1,1 \cdot 1,4 \cdot 9\frac{kN}{m^2} \cdot 1m$	=	$13,86\frac{kN}{\frac{m}{m}}$
trafiklast min q_d	:	$1,1 \cdot 1,4 \cdot 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 1m$	=	$3,85\frac{kN}{\frac{m}{m}}$
vindlast w_d	:	$1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot 1m$	=	$0,66\frac{kN}{\frac{m}{m}}$



Figur 7.30: Belastninger på brodækket

Udregningerne i Trusslabb gav følgende største positive og negative moment:

$$M_{neg} = -10,08kNm/m$$

$$M_{pos} = 8,17kNm/m$$

Oplysninger til beregning af betondækket:

f_{ck} : $35MPa$

f_{ctm} : $3,2MPa$

f_{yk} : $500MPa$

λ : $0,8$

$\epsilon_{cu3}[\%]$: $0,35$

De regningsmæssige flydespændinger bliver:

$$f_{cd} = \frac{35MPa}{1,38} = 25,4MPa$$

$$f_{yd} = \frac{500MPa}{1,14} = 438,596MPa$$

Armeringsgraden skal opfylde følgende betingelser:

$$\omega \geq \omega_{min} \quad = \quad \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{cases} \tag{7.29}$$

$$\omega \leq \omega_{bal} = \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} \tag{7.30}$$

Hvor tøjningen for armeringen er:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 100 = \frac{438,596MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} \cdot 100 = 0,22 \tag{7.31}$$

Ved indsættelse i formel 7.29 og 7.30 fås følgende betingelser som armeringen skal opfylde:

$$\omega_{min} \quad = \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{3,2MPa}{500MPa} \cdot \frac{438,596MPa}{25,4MPa} \\ 0,0013 \cdot \frac{438,596MPa}{25,4MPa} \end{array} \right\} \quad = \quad \begin{array}{l} 0,029 \\ 0,022 \end{array}$$

$$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{0,35}{0,35 + 0,18} = 0,491$$

Armeringsgraden ω er givet ved:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \tag{7.32}$$

Hvor:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{7.33}$$

Hvor b er bredden svarende til $1m$ af længderetning af broen og d skønnes at være $d = 0,9 \cdot h$, hvor h er højden af betonen på $300mm$ svarende til $d = 270mm$.
Der regnes her for både det positive moment og det negative moment. Ved indsættelse fås:

$$\mu_{neg} = \frac{10,08kNm/m}{1m \cdot (270mm)^2 \cdot 25,4MPa} = 0,005$$

$$\mu_{pos} = \frac{8,17kNm/m}{1m \cdot (270mm)^2 \cdot 25,4MPa} = 0,004$$

Armeringsgraden for positiv og negativ moment bliver derfor:

$$\omega_{neg} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005} = 0,005$$

$$\omega_{pos} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,004} = 0,004$$

Det ses for begge tilfælde at armeringsgraden ω er mindre end mimimums armeringsgraden ω_{min}. Derfor vælges $\omega_{min} = 0,022$ til beregning af den nødvendige armering.
Den nødvendige armering A_s er givet ved:

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \tag{7.34}$$

Den nødvendige armering bliver ved anvendelse af minimums armeringsgraden:

$$A_s = 0,022 \cdot \frac{1000mm \cdot 270mm \cdot 25,4MPa}{438,596MPa} = 343,998mm^2$$

Det vælges ud fra "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 193, at armeringen skal være $ø8/145mm$ svarende til at $A_s = 347mm^2$

Den regningsmæssige momentbæreevne skal bestemmes, og er givet ved:

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \tag{7.35}$$

Hvor μ er givet ved:

$$\mu = \omega\left(1 - \frac{1}{2}\omega\right) \tag{7.36}$$

Hvor ω er givet ved:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \tag{7.37}$$

Ved udregning fås momentbæreevnen til:

$$\omega = \frac{347mm^2 \cdot 438,596MPa}{1000mm \cdot 270mm \cdot 25,4MPa} = 0,022$$

$$\mu = 0,022\left(1 - \frac{1}{2}0,022\right) = 0,022$$

$$M_{Rd} = 0,022 \cdot 1m \cdot (0,270m)^2 \cdot 25,4MPa = 40,737kN \cdot m$$

Dvs. at minimums armering i overside og underside skal være Ø8/145mm og momentbæreevnen er derfor større end både det positive momemt og det negative moment. $M_{neg} < M_{Rd}$ og $M_{pos} < M_{Rd}$. Det regnes derfor med at der skal samme armeringsjern i oversiden som i undersiden.

Der undersøges for om der er behov for forskydningsarmering, i de områder hvor betonen ligger af på HEB bjælkerne. Beregningerne af forskydningen er foretaget i Trusslabb. Den maksimale forskydning er over understøtning B, se figur 7.30. Forskydningen er $V_{ed} = 30,77kN/m$. Ifg. Eurocode 1993-1-1 afsnit 6.2.2 skal den regningsmæssige forskydningsbæreevne overholde $V_{Rd,c} \geq V_{ed}$.
Den regningsmæssige forskydningsbæreevne er givet ved:

$$V_{Rd,c} = \Big(C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\Big) b_w \cdot d \tag{7.38}$$

Hvor:

f_{ck}	:	er betonen karakteritiske trykspænding i MPa
$C_{Rd,c}$	:	er en anbefalet værdi $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
k	:	er givet ved $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \geq 2,0$, d i mm
ρ_l	:	er givet ved $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \geq 0,02$
A_{sl}	:	er arealet af trækarmering $A_{sl} = 347mm^2$ svarende til Ø8/145mm
b_w	:	er tværsnittets mindste bredde, her svarende til 1000mm
σ_{cp}	:	er spændingen for normalkraften $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c}$ i MPa
A_c	:	er betontværsnittets areal mm^2

Dvs. at forskydningsbæreevnen $V_{Rd,c}$ er udtrykt i N og bliver:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,38} = 0,13 \tag{7.39}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86$$

$$\rho_l = \frac{347}{1000 \cdot 270} = 0,0013$$

Da der ikke er nogen normalkraft tilstede i brodækket, er $\sigma_{cp} = 0$ og k_1 anbefalet til at være 0,15.

$$V_{Rd,c} = \Big(0,13 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,0013 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\Big) 1000 \cdot 270 = 108182,5N$$

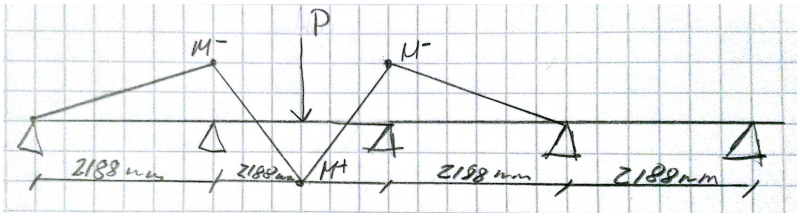
Svarende til at $V_{Rd,c} = 108,18kN/m > V_{ed} = 30,77kN/m$. Der er derfor ikke behov for forskydningsarmering.

7.7.2 Brudfigurer i brudgrænsetilstanden

Der undersøges i dette afsnit for lokale og globale brudfigurer. Det værste tilfælde der kan forekomme for brokonstruktionen er trafiklasten LM2, hvor et akseltryk på $400kN$ står stille på konstruktionen. Ifg. Eurocode 1991-2 er akseltrykket $0,35 \cdot 0,6m^2$. Belastningen fra akseltrykket behandles dog som en enkeltkraft virkende midt på kørebanen. Dvs. at akseltrykket bliver $400kN$. Den regningsmæssige enkeltkraft i brudgrænsetilstanden bliver $P = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 400kN = 616kN$. Pladen blive regnet som isotrop plade - dvs. at det er ens armering i længde- og tværretningen.

Global brudfigur

For den globale brudfigur skønnes det at revnevidden er $3m$ i længderetningen, parallel med understøtningerne. For den simpel understøttet plade med en enkeltkraft, bliver det maksimale positive moment:



Figur 7.31: Momentkurven for enkeltkraften

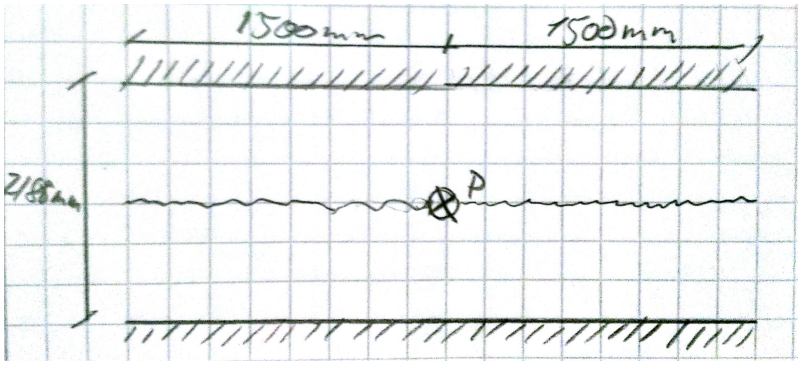
$$M^+ = \frac{1}{4} \cdot P \cdot l - M^- \tag{7.40}$$

Hvor P er den regningsmæssige punktlast $P = 616kN$ og l er længden $l = 2,188m$ er der regnet med at $M^- = M^+$.
Det maksimale moment bliver derfor:

$$M^+ = \frac{1}{4} \cdot 616kN \cdot 2,188m + \frac{1}{4} \cdot 616kN \cdot 2,188m = 673,904kN \cdot m$$

Da revnevidden er $3m$, bliver brudmomentet:

$$m = \frac{673,904kN \cdot m}{3m} = 224,635kN \cdot m/m$$



Figur 7.32: Revnebrud ud fra enkeltkraften

Der skal efterfølgende findes den nødvendige armering til at optage brudmomentet.

Det skønnes at den effektive højde d er placeret $0,9 \cdot h$, hvor h er højden af betondækket på $h = 300mm$. Dvs. at den effektive højde bliver $d = 0,9 \cdot 300mm = 270mm$. Formel 7.32, 7.33 og 7.34 anvendes til at bestemme den nødvendige armering, hvor bredden er svarende til $1m$.

$$\mu = \frac{224,635kN \cdot m/m}{1m \cdot (0,270m)^2 \cdot 25,4MPa} = 0,121$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,121} = 0,129$$

Dvs. at armeringsgraden $\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$. Som beregnet under et tidligere afsnit. Den nødvendige armering bliver derfor:

$$A_s = 0,129 \cdot \frac{1000mm \cdot 270mm \cdot 25,4MPa}{438,596MPa} = 2017,007mm^2$$

Ud fra "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 193, vælges ameringen til Ø16/80mm svarende til at $A_s = 2510mm^2$

Til beregning af bæreevnen med den valgte armering, anvendes formel 7.35, 7.36 og 7.37.

$$\omega = \frac{2510mm^2 \cdot 438,596MPa}{1000mm \cdot 270mm \cdot 25,4MPa} = 0,161$$

$$\mu = 0,161\left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,161\right) = 0,148$$

Momentbæreevnen bliver:

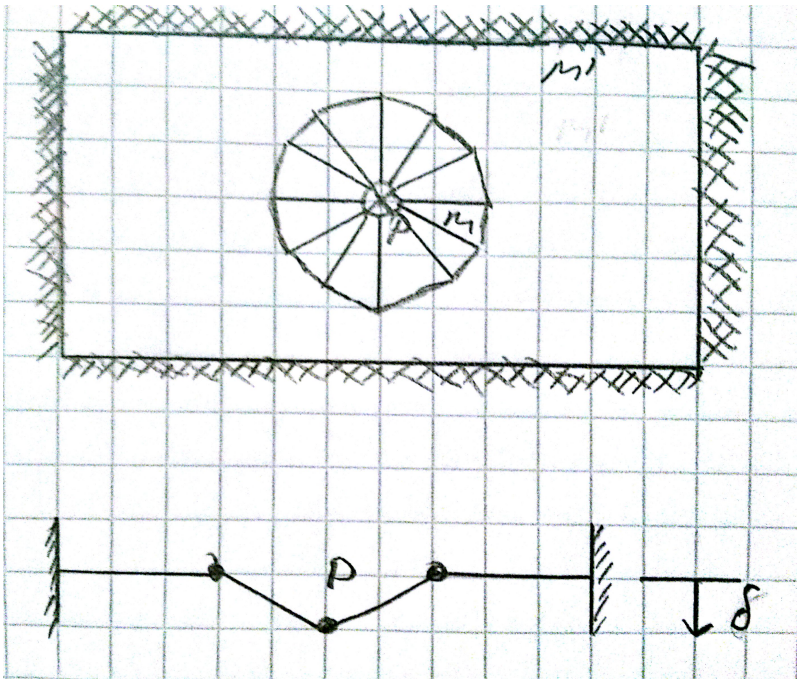
$$M_{Rd} = 0,148 \cdot 1m \cdot (0,270m)^2 \cdot 25,4MPa = 274,046kN \cdot m/m$$

Dvs. at $m = 224,635kN \cdot m/m < M_{Rd} = 274,046kN \cdot m/m$ og er derfor ok.

Lokal brudfigur

Den lokale brudfigur kan optræde som to forskellige brudtyper. Den ene er en lokal brudlinjefigur, også kaldet bøjningsbrud. Den anden er gennemlokning, også kaldet forskydningsbrud. Den sidste har ikke noget med brudfigurer at gøre, men beregnes ligeledes i dette afsnit.

Der undersøges først for bøjningsbrud, hvor der på en plade med en enkeltkraft kan forekomme lokale brudfigurer. Disse kan antage formen der vises på figur 7.33.



Figur 7.33: Brudfigur for enkeltkraft, hvor flytningen bevæges δ ned.

Det skaber et indre og ydre arbejde. Ved påvirkelse af enkeltkraften sker der en flytning δ. Denne kraft og flytning giver et ydre arbejde, som er kraft gange flytning.

$$A_y = P \cdot \delta \tag{7.41}$$

Det indre arbejde er den modstand det negative og positive brudmoment giver og er udtrykt ved:

$$A_i = (m + m') \cdot \delta 2 \cdot \pi \tag{7.42}$$

Sættes det indre arbejde lig det ydre arbejde $A_y = A_i$ og isoleres brudmomenterne fås:

$$(m + m') = \frac{P}{2 \cdot \pi} \tag{7.43}$$

Da $P = 616kN$ bliver de samlede brudmomenter for det lokale brud:

$$(m + m') = \frac{616kN}{2 \cdot \pi} = 98,039kN \cdot m/m$$

Det antages at det positive moment er større end det negative $m > m'$. Det antages derfor at det positive moment er $m = 70kN \cdot m/m$ og det negative er $m' = 28,039kN \cdot m/m$. Der er anvendt samme isotropiske armeringsforhold som for den globale brudfigur, hvor momentbærevnen er $227,754kN \cdot m/m$. Dvs. at bøjningsbruddet er mindre end momentbæreevnen og derfor ok.

Der undersøges nu gennemlokning ved punktlasten på $P = 616kN$. Der regnes med samme isotrop armering på $Ø16/80mm$. Den maksimale bæreevne for gennemlokning er givet ved:

$$\tau_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu_\nu \cdot f_{cd} \tag{7.44}$$

Hvor ν_ν er effektivitetsfaktoren for forskydningen, og er givet ved:

$$\nu_\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \tag{7.45}$$

Formel 7.44 angiver den maksimale bæreevne der kan opnås, selvom der bliver armeret for gennemlokning. Den maksimale forskydningsbæreevne er derfor:

$$\tau_{Rd,max} = 0,5 \cdot \left(0,7 - \frac{35}{200}\right) \cdot 25,4MPa = 6,668MPa$$

For at tage højde for om det er nødvendigt at forskydningsarmere mod gennemlokning, er den regningsmæssige gennemlokningsberegning givet ved:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} \tag{7.46}$$

Hvor k er en dimensionsløs størrelse givet ved:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2,0 \tag{7.47}$$

Hvor d er den effektive højde for betonpladen. Dæklaget er, som beskrevet i et tidligere afsnit, $30mm$ og den effektive højde skal bestemmes ud fra amering på langs og på tværs.
Nyttehøjderne er:

$$d_1 = h - c - \frac{1}{2}\varnothing = 300mm - 30mm - \frac{1}{2} \cdot 16mm = 262mm \tag{7.48}$$

$$d_2 = h - c - 1,5\varnothing = 300mm - 30mm - 1,5 \cdot 16mm = 246mm \tag{7.49}$$

Nyttehøjden bliver derfor:

$$d = \frac{1}{2} \cdot (d_1 + d_2) = \frac{262mm + 246mm}{2} = 254mm \tag{7.50}$$

Dvs. at k bliver:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{254}} = 1,887$$

ρ er ameringsforholdet givet ved:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02 \tag{7.51}$$

Da armering er Ø16/80mm, er $A_s = 2510mm^2$. Afstanden som akseltrykket virker på, er vist på figur 7.34.
Armeringsforholdet bliver derfor:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{d_1 \cdot a_1} \tag{7.52}$$

$$\rho_2 = \frac{A_s}{d_2 \cdot a_2} \tag{7.53}$$

Indsættes talværdierne i formel 7.52 og 7.53, fås armeringsforholdet til:

$$\rho_1 = \frac{2510mm^2}{262mm \cdot 350mm} = 0,027$$

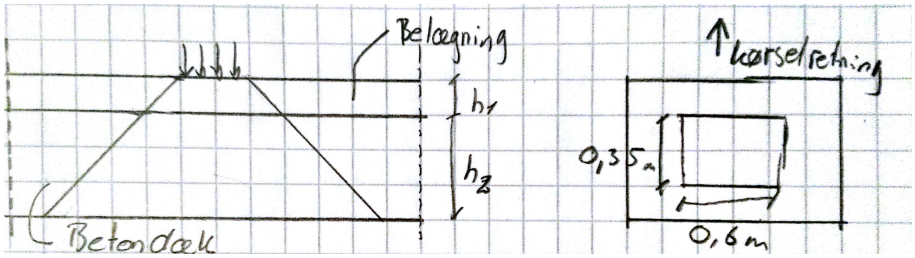
$$\rho_2 = \frac{2510mm^2}{246mm \cdot 600mm} = 0,017$$

Middelværdien for armeringsforholdet bliver:

$$\rho_l = \sqrt{0,027 \cdot 0,017} = 0,02$$

σ_{cp} er en ydrelast der opstår ved evt. forspænding. Da der ingen forspænding er i dækpladen, er $\sigma_{cp} = 0$. Den maksimale forskydningsbæreevne bliver derfor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,45} \cdot 1,887 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0,965MPa$$



Figur 7.34: Trafiklast LM2

Forskydningspænding τ_{Ed} er givet ved:

$$\tau_{Ed} = \frac{P}{u_1 \cdot d} \tag{7.54}$$

Kraften fordeles over hele kontrolperimeteren u_1 og den effektive højde d. Akseltrykket fordeler sig i 45° fra den øverste belægning og ned til underkanten af betondækket. Akseltrykket blive beregnet rektangulært og kontrolperimeteren er derfor givet ved:

$$u_1 = 2(b + h + 2\pi \cdot d) \tag{7.55}$$

Yderligere tages der højde for belægningstykkelse på $110mm$. Dvs. at kontrolperimeteren bliver:

$$u_1 = 2(350mm + 600mm + 2 \cdot 110mm + 2\pi \cdot 254mm) = 5532mm$$

Forskydningsspændingen bliver derfor:

$$\tau_{Ed} = \frac{616kN}{5532mm \cdot 254mm} = 0,438MPa$$

Dvs. at $\tau_{Ed} = 0,438MPa < \tau_{Rd,c} = 0,965MPa$. Der er derfor ikke behov for forskydningsarmering.

7.8 Anvendelsesgrænsetilstand

I anvendelsesgrænsetilstanden undersøges konstruktionen for udbøjningen. Her anvendes de karakteristiske laster, se formel 6.2 i afsnit 6.2. Partialkoefficienterne er ifølge "Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag" for broer:

$\psi_{0,i}$: 0,6

Lasterne for konstruktionen er udregnet i afsnit 7.2, appendiks B og afsnit 7.2.3, hvor lasterne er for HEB bjælken pr. $2188mm$:
Punktlaster Q_1 og Q_2 er udregnet til:
$Q_{k1} = Q_{k2} = 175,503kN$

$g_{kj,sup}$: $25,049\frac{kN}{m}$

$q_{k,1}$: $14,372\frac{kN}{m}$

$q_i = w_k$: $0,937\frac{kN}{m}$

Det statiske system der anvendes til dimensionering af brokonstruktionen er vist på figur 7.1 i kapitel 7.
Den karakteristiske last:

$$p_k = 25,049\frac{kN}{m} + 14,372\frac{kN}{m} + 0,6 \cdot 0,937\frac{kN}{m} = 39,983\frac{kN}{m}$$

Punktlasterne fra trafiklasten fungerer samtidig med den øvre linjelast fra trafiklasterne.
Formlen for udregning af udbøjningen for brokonstruktionen, er udregnet i appendiks C og er:

$$u(x) = -\frac{\frac{R_A \cdot x^3}{6} - \frac{p_k \cdot x^4}{24} + \left(\frac{l^3 \cdot p_k}{24} + \frac{l^2 \cdot Q_{k1}}{48} + \frac{226981 \cdot l^2 \cdot Q_{k2}}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6}\right) \cdot x}{E \cdot I} \tag{7.56}$$

Det er derfor kun nødvendigt at bestemme reaktionen i understøtning A. Der anvendes derfor samme metode med influenslinjer fra afsnit 7.7, til at bestemme reaktionerne i A.

Reaktioner fra linjelast

Først udregnes reaktionen for linjelasten i A, ved hjælp af "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 112. Her findes nogle konstanter for beregning af et statisk system med to lige store fag.
Reaktion i A:

$$R_A = 0,375 \cdot 39,983\frac{kN}{m} \cdot 22m = 329,86kN$$

Reaktioner fra punktlast $\mathbf{Q_{k1}}$

Det ses på figur 7.20, at punktlasten Q_{d1} er placeret $11m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 113, til bestemmelse af reaktionen for A.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{11m}{22m} = 0,5$$

Ud fra forholdet 0,5 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,40

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,40 \cdot 175.503kN = 70,201kN$$

Reaktioner fra punktlast Q_{k2}

Det ses på figur 7.6, at punktlasten Q_{d2} er placeret $9,8m$ fra understøtning A. Ud fra dette anvendes influenslinjer fra "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 113, til bestemmelse af reaktioner for A.
Først findes forholdet mellem placeringen af kraften og spændvidden:

$$\frac{9,8m}{22m} = 0,445$$

Ud fra forholdet 0,445 aflæses konstanterne i tabellen til:

For understøtning A : 0,47

Reaktionen i A bestemmes til:

$$R_A = 0,47 \cdot 175.503kN = 82,486kN$$

De samlede reaktioner

De forskellige reaktioner summeres. Reaktion i A:

$$R_A = 329,86kN + 70,201kN + 82,486kN = 482,547kN$$

Ved udbøjningen undersøges kompositdækket for betonens langtidslast, som beskrevet i Eurocode 1994-2 og er givet ved:

$$n_L = n_0 \cdot \Big(1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)\Big) \tag{7.57}$$

Hvor:

n_0	:	er forholdet mellem stål og beton for korttidslast	=	6,176
ψ_L	:	for permanent last	=	1,1
$\varphi(t, t_0)$	:	er krybetallet	=	se formel 7.58

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3} \tag{7.58}$$

Når t går mod uendeligt bliver formlen 7.58 til $\varphi(t, t_0) = \varphi_0$. Hvor φ_0 er slutkrybetallet, og er givet ved:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \tag{7.59}$$

Hvor:

φ_{RH}	:	er en faktor for den relative fugtighed udendørs er $RH = 80\%$
$\beta(f_{cm})$	:	er en faktor der tager hensyn til betonens styrke
$\beta(t_0)$	:	er en faktor der tager hensyn til betonens alder ved belastning

Faktoren for den relative fugtighed for betontrykstyrken på $35MPa$, hvor $f_{cm} = 43MPa$ er givet ved:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \tag{7.60}$$

Hvor h_0 er den teoretiske tværsnitsstørrelse givet ved $h_0 = \frac{2A_c}{u}$, hvor betontværsnittet er $A_c = 2188mm \cdot 300mm = 6,564 \cdot 10^5 mm^2$ og u er omkredsen svarende til $2 \cdot (2188mm + 300mm) = 4,976 \cdot 10^3 mm$. h_0 bliver derfor $h_0 = \frac{2 \cdot 6,564 \cdot 10^5 mm^2}{4,976 \cdot 10^3 mm} = 263,826mm$.
α_1 og α_2 er koefficienter givet ved:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \tag{7.61}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \tag{7.62}$$

Hvor f_{cm} er i MPa.
Faktoren der tager hensyn til betonens styrke $\beta(f_{cm})$ hvor $f_{cm} = 43MPa$ er givet ved:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{7.63}$$

Faktoren der tager hensyn til betonens alder ved belastningstidspunktet. Da der ikke er angivet en tid for belastningstidpunktet, antages det at brodækket kan være fuldt belastet efter $t_0 = 90$ døgn. Faktoren er givet ved:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \tag{7.64}$$

Ved indsættelse i de overstående formler 7.64, 7.63 og 7.60 fås slutkrybetallet.

$$\beta(90) = \frac{1}{0,1 + 90^{0,2}} = 0,391$$

$$\beta(43) = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,562$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{43}\right)^{0,7} = 0,866 \tag{7.65}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{43}\right)^{0,2} = 0,96 \tag{7.66}$$

Den relative fugtighed ved udendørs miljø $RH = 80\%$

$$\varphi_{80} = \left(1 + \frac{1 - 80/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{263,826}} \cdot 0,866\right) \cdot 0,96 = 1,219$$

Slut krybetallet bliver:

$$\varphi_0 = 1,219 \cdot 2,562 \cdot 0,391 = 1,221$$

Dvs. at forholdet mellem stål og beton ved langtidslast bliver:

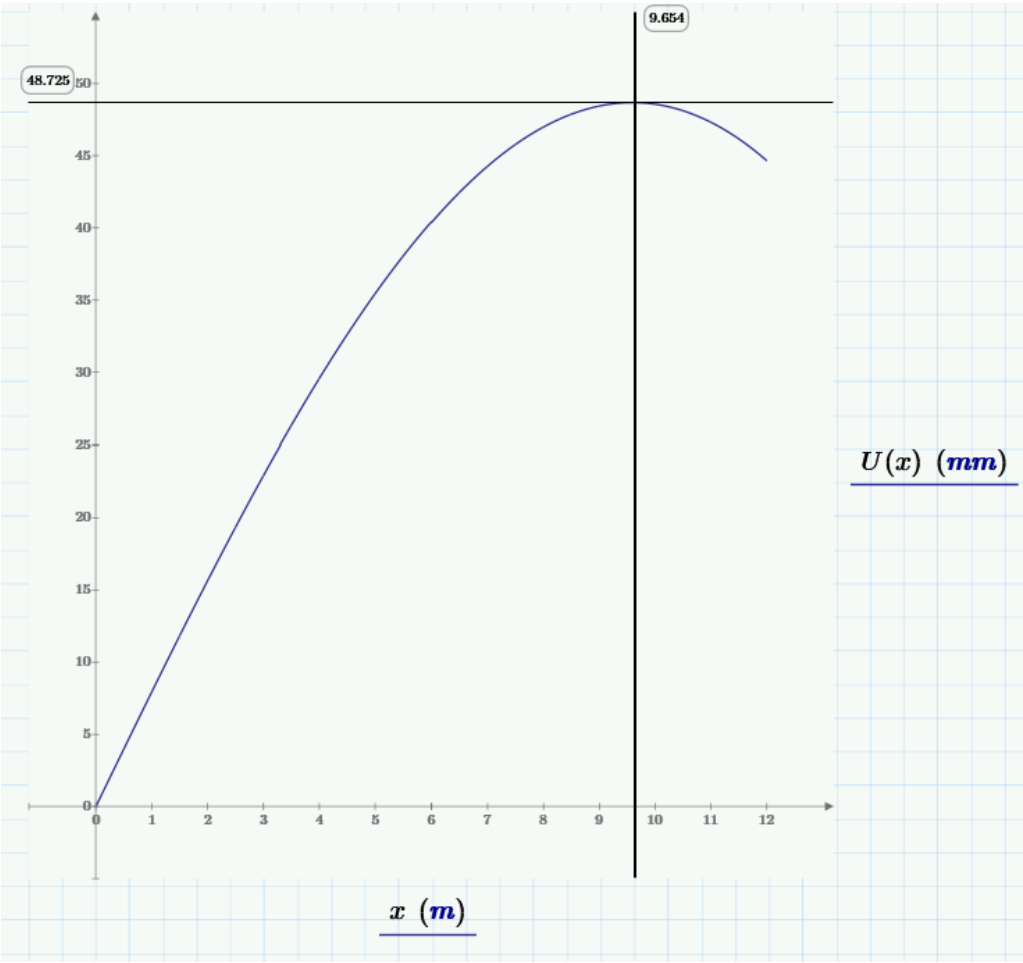
$$n_L = 6,176 \cdot \Big(1 + 1,1 \cdot 1,219\Big) = 14,457$$

Inertimomentet for langtidslasten bestemmes på samme måde som i afsnit 7.5.1, under det transformerede inertimoment for det mellemliggende fag, hvor formel 7.15, 7.16 og 7.17 anvendes:
Det transformerede areal bliver $A = 33,4 \cdot 10^3 mm^2 + \frac{6,558 \cdot 10^5 mm^2}{14,457} = 7,876 \cdot 10^4 mm^2$

$$y_n = \frac{33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 400mm + \frac{6,558 \cdot 10^5 mm^2}{14,457} \cdot 950mm}{7,876 \cdot 10^4 mm^2} = 716,766mm$$

$$I = 3,591 \cdot 10^9 mm^4 + 33,4 \cdot 10^3 mm^2 \cdot (716,766mm - 400mm)^2$$
$$+ \frac{4,919 \cdot 10^9 mm^4}{14,457} + \frac{6,558 \cdot 10^5}{14,457} \cdot (716,766mm - 950mm)^2 = 9,75 \cdot 10^9 mm^4$$

Ved at indsætte ligningen i en graf, kan det punkt mellem understøtning A og B for størst udbøjning findes. Den største udbøjning forekommer $9,654m$ fra understøtningen A.



Figur 7.35: Maksimal udbøjning

$$u(9654mm) = 48,725mm$$

Den tilladelige udbøjning for brokonstruktioner er:

$$u_{tilladeligt} = \frac{l}{400} = \frac{22000mm}{400} = 55mm \tag{7.67}$$

Dvs. at den maksimale udbøjning er ok, da $u < u_{tilladeligt}$

7.9 Forskydningsforbindelse mellem stål og beton, vha. dyvler med hoved

I dette afsnit beskrives den forskydningsforbindelse der skal være mellem stål og beton, for at materialet kan kaldes for komposit.

Regningsmæssig design modstand

Dyvlerne er maskinsvejst, og der skal undersøges for to betingelser, $P_{Rd} = min(P_{Rd}^{(1)}; P_{Rd}^{(2)})$:

For forskydningsbrud mellem stålprofil og skaftet på dyvlerne:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v} \tag{7.68}$$

For forskydningsbrud forårsaget af betonknusning rundt om skaftet på dyvlerne:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \tag{7.69}$$

Med α givet som:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{cs}}{d} + 1 \right) \quad \text{for} \quad 3 \leq \frac{h_{cs}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for} \quad \frac{h_{cs}}{d} > 4$$

Hvor:

γ_v : er en partialkoefficient givet ved $\gamma_v = 1,35 \cdot \gamma_3$

d : er diameteren af dyvlens krop, $(16mm \leq d \leq 25mm)$

f_u : er brudspændingen for dyvlerne, $(f_u \leq 500MPa)$

f_{ck} : er den karakteristiske trykspænding i beton, for dækket $f_{ck} = 35MPa$

E_{cm} : er sekanthældningen for betonen $E_{cm} = 3,4 \cdot 10^4 MPa$

h_{cs} : er højden af dyvlerne

Der vælges for kompositdækket at dyvlerne har følgende tværsnitsdata, hvor diameteren for dyvlernes krop er $d = 22mm$, højden er $150mm$ og brudspændingen $f_u = 450MPa$ for koldvalsede rør, se "Teknisk ståbi" 21. udgave, side 230.

Dvs. at design modstanden fra formel 7.68 og 7.69 bliver:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot 450MPa \cdot \frac{\pi \cdot (22mm)^2}{4}}{1,35 \cdot 0,95} = 106,704kN$$

$\frac{h_{cs}}{d} = \frac{150mm}{22mm} = 6,818 > 4$ så $\alpha = 1$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (22mm)^2 \cdot \sqrt{35MPa \cdot 3,4 \cdot 10^4 MPa}}{1,35 \cdot 0,95} = 119,388kN$$

Dvs. at den regningsmæssige design modstand er $P_{Rd}^{(1)} = 106,704kN$. Da der er fire dyvler påsvejset pr. række, bliver den regningsmæssige design modstand, $4 \cdot P_{Rd}^{(1)} = 2 \cdot 106,704 = 426,816kN$.

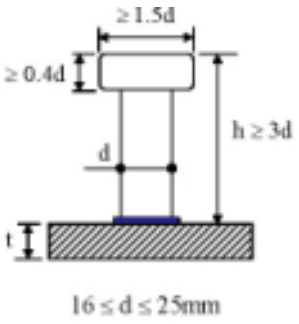
For at være sikker på at brodækket er komposit, skal der ifg. Eurocode 1994-2, være maksimum afstand i brodækkets længderetning fra center til center, som svarer til $s_{max} \leq min(800mm; 4 \cdot h_c)$, hvor h_c er betonpladens tykkelse $4 \cdot h_c = 1200mm$.
For at være sikker på at der ikke sker foldning i den øverste topflange af stålprofilen, beskriver Eurocode 4-2 også et andet kriterie der skal være opfyldt for s_{max}.

$$s_{max} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} = 22 \cdot 33mm \cdot \sqrt{\frac{235}{339,713}} = 603,83mm \tag{7.70}$$

Dvs. at maksimum afstand i længderetningen mellem dyvlerne er $s_{max} = 603,83mm$.

Minimum dimension for dyvlerne

Ifg. Eurocode 1994-2 skal dyvlerne have en minimum dimension, som vist på figur 7.36.



Figur 7.36: Minimum dimension for dyvlerne

Da dyvlernes krop har en dimension på $d = 22mm$, skal diameteren af hoved på dyvlerne være $1,5 \cdot 22mm = 33mm$, og højden på hoved $0,4 \cdot = 8,8mm$. Højden af dyvlerne skal være over $3 \cdot 22mm = 66mm$ og da højden er valgt til $150mm$, regnes det for at være ok.

Dyvlernes krop diameter skal være $d \leq 1,5 \cdot t_f$ for at overholde kravet for udmattelse af dyvlerne i trækspænding. Det fører til
$22mm \leq 1,5 \cdot 33mm = 49,5mm$ - dvs. at diameteren for dyvlerne er overholdt. For dyvlerne i trykspænding er kravet at
$d \leq 2,5 \cdot t_f = 22mm \leq 2,5 \cdot 33mm = 82,5mm$ - dvs. at kravet er overholdt.

Minimum afstanden mellem dyvlerne i længderetning af brodækket må ikke være mindre en $5 \cdot d = 5 \cdot 22mm = 110mm$ og minimum afstanden må ikke være mindre end $2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 22mm = 55mm$ for dyvlerne på tværs. Dette er overholdt, da der regnes med at afstanden mellem dyvlerne på tværs er $60mm$.

Beregning af forskydningskraften pr. løbende meter

Ifg. Eurocode 1994-2 kan en simplificeret metode anvendes. Den simplificerede metode antager at hvor der forekommer negativ moment, skal der ved beregning af forskydningskraften pr. meter, antages at betonen er urevnet.

Der skal undersøges for den maksimale forskydning, både i positiv og negativ forskydning:

$$v_{L,Ed}(x) = max\Big[|v_{min,ed}|; |v_{max,Ed}|\Big] \tag{7.71}$$

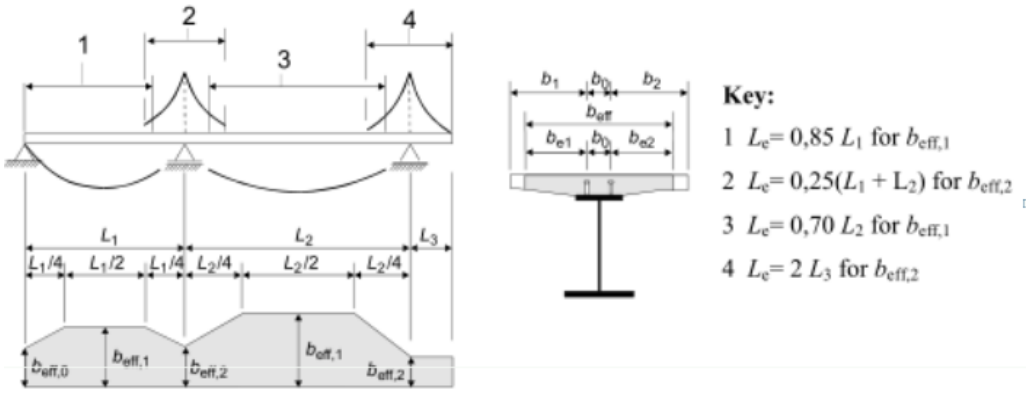
Hvor $v_{L,Ed}$ er givet ved:

$$v_{L,Ed} = \frac{Sc \cdot V_{ed}}{I} \tag{7.72}$$

Hvor:

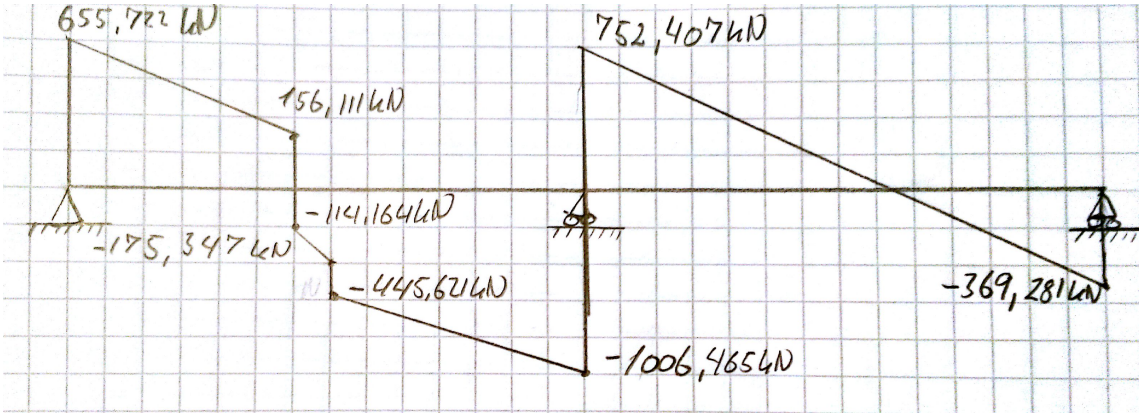
$v_{L,Ed}$	:	er forskydningen pr. meter
S_c	:	er det statiske moment for betonen med respekt for den neutrale akse i komposit
I	:	er inertimomentet for kompositdækket
V_{ed}	:	er forskydningkraften beregnet i afnit 7.7

Kompositdækket skal undersøges for to tilfælde - den ene er ved negativ moment og den anden er ved positiv moment, som vist på figur 7.37.



Figur 7.37: Ækvivalente spændvidde for effektiv bredde

Forskydningskræfter fra afsnit 7.7 er som angivet i figur 7.38:



Figur 7.38: Forskydningskurven pr. 2188mm

Dette giver følgende udregninger for det positive moment, hvor:

$$S_c = 300mm \cdot 2186mm \cdot (950mm - 400mm) = 3,607 \cdot 10^8 mm^3$$

Længden af forskydningspændingen bliver beregnet over $0,85 \cdot 22m = 18,7m$ og $I = 1,207 \cdot 10^{10} mm^4$, ved indsættelse i formel 7.72 fås følgende:

x [m]	V_{ed} [kN]	$v_{L,Ed}$ [kN/m]
0^+	655,722	19595,603
$9,8^+$	156,111	4665,223
$9,8^-$	114,164	3411,678
11^-	445,621	13316,942
$18,7^-$	838,213	25049,166

Tabel 7.3: Forskydningspænding i x med positiv moment

Det samme gøres i området med negativ moment $0,25(22m + 22m) = 11m$. Dvs. at startpunktet for forskydningen ved negativ moment befinder sig 16,5 - 27,5m fra understøtning A. Inertimomentet er her $I = 6,073 \cdot 10^9 mm^4$ og S_c er:

$$S_c = 3,607 \cdot 10^8 mm^3$$

x [m]	V_{ed} [kN]	$v_{L,Ed}$ [kN/m]
$16,5^-$	726,044	43122.686
22^-	1006,465	59778,022
22^+	752,407	44688,491
$27,5^+$	471,984	28033,036

Tabel 7.4: Forskydningspænding i x med negativ moment

Ifg. Eurocode 1994-2 skal følgende kriterier være opfyldt, for at finde den nødvendige afstand mellem dyvlerne i langsgående retning:

$$v_{L,Ed}(x) \leq 1,1 \frac{N_i}{L_i} \cdot P_{Rd} \tag{7.73}$$

Hvor:

N_i : er antallet af dyvler pr. række

L_i : er længden mellem dyvlerne

P_{Rd} : er den regningsmæssige design modstand, beregnet til $P_{Rd} = 106,704kN$

De 1,1 er fordi hvert segment "i" må ikke overstige 10% af antallet af forskydningsdyvler af længde enheden.
Den største forskydning pr. meter forekommer ved negativ moment omkring midterunderstøtningen, og vil være dimensionsgivende for antallet af dyvler der vil blive beregnet efter. Da L_i er ukendt isoleres denne i formel 7.73 og der fås:

$$L_i \leq \frac{1,1 \cdot N_i \cdot P_{Rd}}{v_{L,Ed}(x)} \tag{7.74}$$

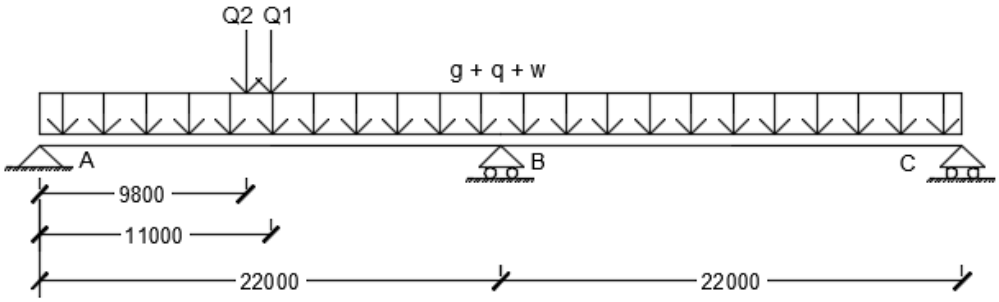
$$L_i \leq \frac{1,1 \cdot 4 \cdot 106,704kN}{59778,022 \frac{kN}{m}} = 0,00785m$$

Dyvlerne vælges derfor at blive placeret med $7mm$ mellem hinanden i længderetningen $L_i = 7mm$. Dette overholder ikke kravet om at dyvlerne skal placeres med en afstand der skal være større end $110mm$. Der skal derfor laves nogle ændringer gennem projektet, for at kravet bliver overholdt. Det kunne evt. være flere HEB bjælker eller et større tværsnit.

7.10 Valg af brodæk

Inden valg af de to typer brodæk, der er beregnet i afsnit 7.1 og 7.5, indsættes en oversigt over resultaterne af beregningerne i tabel 7.5. Den regningsmæssige linjelast i brudgrænsetilstanden for ståldækket er $p_d = 33,307\frac{kN}{m}$ og for kompositdækket $p_d = 50,049\frac{kN}{m}$. For begge dækkonstruktioner er punktlasterne $Q_{d1} = Q_{d2} = 270,275$.

Den karakteristiske linjelast i anvendelsesgrænsetilstanden er $p_k = 23,911\frac{kN}{m}$ og for kompositdækket $p_k = 39,983\frac{kN}{m}$. For begge dækkonstruktioner er punktlasterne $Q_{k1} = Q_{k2} = 175,503$, se figur 7.39. Den tilladelige udbøjning for begge konstruktioner er $u_{tilladeligt} = 55mm$.



Figur 7.39: Statisk model for stål- og kompositdæk

Brodæk	V_{ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	M_{ed} $[kN \cdot m]$	M_{Rd} $[kN \cdot m]$	tværsnits bæreevne [MPa]	f_{yd} $[MPa]$	u $[mm]$
Stål	763,378	1939,897	3397,821	4251,414	354,342	430,622	43,042
Komposit	1006,465	1577,211	4181,957	4521,396	332,211	338,095	48,725

Tabel 7.5: Resulater for dimensionering af stål- og kompositdæk

De to dækkonstruktioner er dimensioneret. For at udvælge hvilket af dækkene der skal anvendes til videre beregning af brokonstruktionen, vil der ved hjælp af problemformulering vælges den mest egnede:

"Hvordan udformes konstruktionen mest optimal, både økonomisk og æstetisk. Hvordan kan brokonstruktionen falde naturligt ind i landskabet, som er et krav fra vejdirektoratet?"

Da det vurderes ud fra vejdirektoratets krav om at brokonstruktionen skal falde naturligt ind i landskabet, vil kompositdækket være det mest optimale, da det har en samlet højde på $1100mm$, ift. ståldækket der har en højde på $1150mm$. Der er dog ikke en markant æstetisk forskel.

På bagrund af det økonomiske, skal ståldækket have en karakteristisk flydespænding på $450MPa$, for at holde totalhøjden på $1150mm$. Samtidig skal hele konstruktionen opsvejses.
For kompositdækket anvendes valsede HEB800 profiler, der er en karakteristisk flydespænding på $355MPa$, og armeret in situ-beton. Det vurderes derfor at kompositdækket er fordelagtigt.

Derfor vælges kompositdækket til det videre projektforløb.

Det antages at den vandrette masselast og ulykkelasten for brodækket ikke har den store betydning, da brodækket fungerer som en plade der er $22m$ lang og $17,5m$ bred. Dette bevirker at pladen vil fordele den vandrette masselast og ulykkelast over et større område.

7.11 Kipning

Efter valg af brodæk, ses der her på kipning af brodækket. Her anvendes både "Teknisk ståbi“ 21. udgave og “Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993“ 1.udgave.
Kipningen kan forekomme hvor der er negativ moment over understøtningen og $5,5m$ til hver side af understøtningen. Det gælder at $M_{ed} \leq \chi_{LT} \cdot M_{Rd}$.
For stålprofiler der har ens top- og bundflange, er det reducerede momentbæreevne ved kipning givet ved:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \tag{7.75}$$

Hvor:

χ_{LT} : er en reduktionsfaktor for kipning, givet ved slankhedsforholdet λ_{LT}

M_{Rd} : er den regningsmæssige momentbæreevne, se formel 7.22

Reduktionsfaktoren er givet ved:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \tag{7.76}$$

Hvor faktoren Φ_{LT} er givet ved:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \Big(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2\Big) \tag{7.77}$$

Hvor imperfektionsfaktoren er $\alpha_{LT} = 0,76$, da det passer til kipningskurven d, da stålprofilen ikke er en I-profil.

Slankhedsforholdet er givet ved:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \tag{7.78}$$

M_{Rk} : er modstandsmomentet for kompositdækket og den karakteristiske flydespænding

M_{cr} : er den kritiske last, også kaldet eulerlasten

Eulerlasten er givet ved:

$$M_{cr} = m_n \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t \tag{7.79}$$

Hvor:

m_n : er tabel værdier fra "Teknisk ståbi", 21 udgave side 285

E : er elasticitetsmodulet for stål

I_z : er inertimomentet om den svage akse for HEB800 profilen

l : er længden

h_t : er tværsnitshøjden mellem center flange til center flange

Der regnes udelukkende på stålprofilerne, og der ses bort fra den ekstra stivhed armeret beton kan bidrage med, for at forhindre kipning. Der regnes dog for at kipningen er en bunden kipning, da betonpladen fastholder bjælkerne mod kipning.

m_n aflæses i tabellen i "Teknisk ståbi". For at finde m_n i tabellen skal en faktor kl bestemmes, kl er givet ved:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} \tag{7.80}$$

G : er forskydningsmodulet

I_v : er vridningsinertimomentet

I_w : er hvælvningsinertimomentet

HEB800 stålprofilen er en standard profil fra "Teknisk ståbi", under HEB profiler findes vridningsinertimomentet $I_v = 9490 \cdot 10^3 mm^4$ og hvælvningsinertimomentet er $I_w = 21800 \cdot 10^9 mm^6$. Forskydningsmodulet bestemmes ud fra stålets elasticitet og Poissons forhold $\nu = 0,3$. $G = \frac{2,1 \cdot 10^5 MPa}{2(1+0,3)} = 81000 MPa$.

Der undersøges for kipning for hver $0,5m$. kl bliver:

$$kl = \sqrt{\frac{81000MPa \cdot 9490 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (0,5m)^2}{2.1 \cdot 10^5 MPa \cdot 21800 \cdot 10^9 mm^6}} = 0,205$$

Under aflæsning af tabellen anvendes $\mu = 0$, da forskellen i momenterne går fra 0 til maksimal moment i det område der undersøges, se figur 7.40.

Figur 7.40: Momentkurve og placering af kipningsafstivninger

Da HEB800 profilerne er bundet for kipning og der regnes efter momentkurven, anvendes tabel 6.42 i "Teknisk ståbi" 21.udgave. Ved lineær interpolation fås $m_n = m_6 = 9,372$ til:

$$M_{cr} = 8,002 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5 MPa \cdot 149 \cdot 10^6 mm^4}{(0,5m)^2} \cdot (800mm - 33mm) = 8,997 \cdot 10^5 kN \cdot m$$

$$M_{rk} = w_{el,y} \cdot f_{yk} \tag{7.81}$$

Modstandsmomentet for HEB 800 profilen er $w_{el,y} = 8980 \cdot 10^3 mm^3$, og den karakteristiske flydespænding er $f_{yk} = 355MPa$.

$$M_{rk} = 8980 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 355MPa = 3,188 \cdot 10^3 kN \cdot m$$

Slankhedsforholdet er:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,188 \cdot 10^3 kN \cdot m}{8,997 \cdot 10^5 kN \cdot m}} = 0,06$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \Big(1 + 0,76 \cdot (0,06 - 0,2) + 0,06^2\Big) = 0,5$$

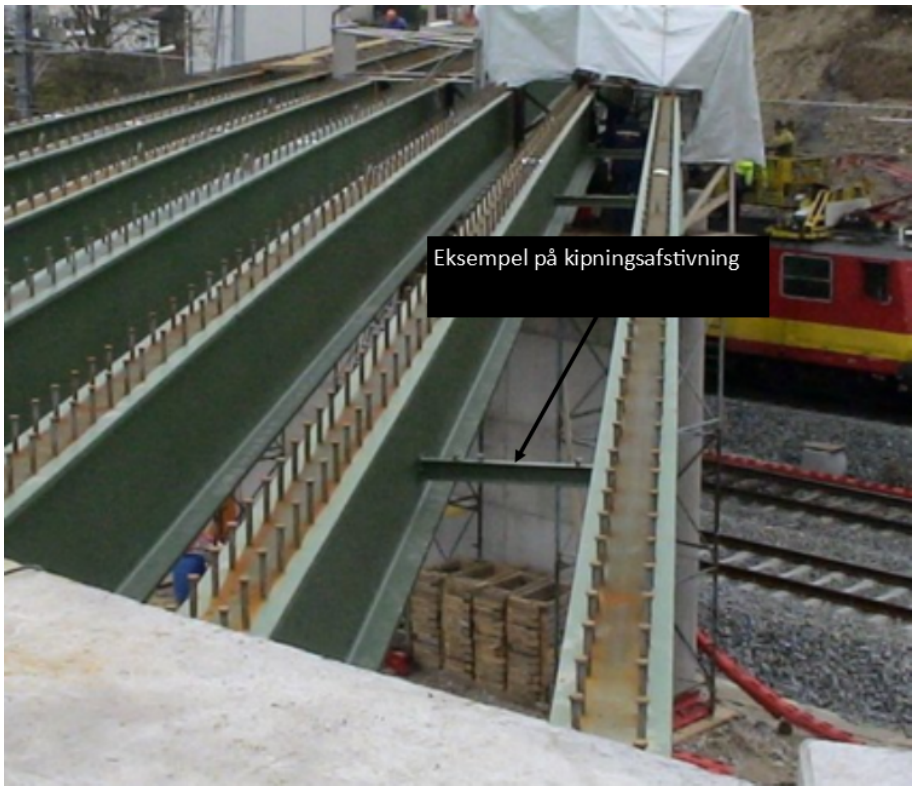
Reduktionsfaktoren er:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,06^2}} = 0,997$$

Det regningsmæssige moment for konstruktionen forefindes i det mellemliggende fag, da det er et krav i Eurocode 1994-2 at stålet skal være kipningsafstivet i understøtningerne. Det regningsmæssige moment er derfor $M_{ed} = 4181,957kN \cdot m$. Den regningsmæssige momentbæreevne med kipningsafstivning pr. 0,5 m er:

$$M_{b,Rd} = 0,997 \cdot 4200,443kN \cdot m = 4187,237kN \cdot m \tag{7.82}$$

Dvs. at $M_{ed} < \chi_{LT} \cdot M_{Rd}$ er ok.
Der kan ses på figur 7.41, hvordan en typisk simpel kipningsafstivning ser ud for en kompositbro. Der ses bort fra beregninger af stængerne mellem stålprofilerne.



Figur 7.41: Eksempel på kipningsafstivning[8]

8 | Udformningen af brokonstruktionen

Brokonstruktionen vil bestå, som tidligere nævnt, af et brodæk udført af komposit materiale, stål og beton. Belægningen af brodækket består betumenplader, åben asfaltbeton, modificeret asfaltbeton og slidlaget er skærvemastiks.
Brodækket er understøttet tre steder, en midterunderstøtning og to ende understøtninger. Understøtningerne betår af betonsøjler, hvor disse har eget fundament.

Der vil i det efterfølgende afsnit blive eftervist søjle og fundament gennem dimensionering af disse. Yderligere vil der ses på dimensionering ved påkørsel og temperaturpåvirkning af konstruktionen.

8.1 Væg

I de foregående afsnit er der udført beregninger pr. $2188mm$, svarende til eftervisning af stålbjælkens bæreevne. Vægdimensionering beregnes for den normalkraft der forekommer over hele betondækket.
Dvs. at egenlasten for brodækket er $\frac{17500mm}{2188mm} = 7,998$ gange større ved beregning af hele brodækket. Egenlasten for brodækket bliver derfor:

$$p_k = 25,059\frac{kN}{m} \cdot 7,998 = 200,346\frac{kN}{m}$$

Trafiklasten beregnes på samme måde som egenlasten, selvom den varierer over bredden af brodækket. Den bjælke der er maksimalt belastet fra trafiklasten, regnes som dimensiongivende, se appendiks B. Dette medfører at trafiklasten for brodækket bliver:

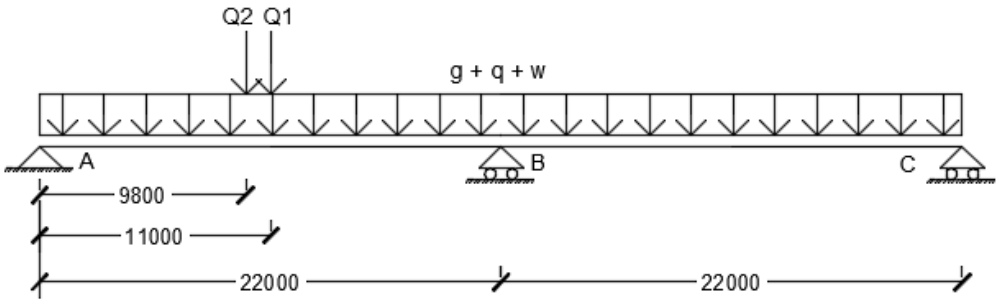
$$q_k = 14,372\frac{kN}{m} \cdot 7,998 = 114,947\frac{kN}{m}$$

Punktlasten fra trafiklasten en last der ikke kan antages at virke over hele brodækket, modsat egenlasten og den ensfordelte trafiklast. Derfor antages det er der anvendes en middelværdi for punktlasterne. Den teoretiske kørebane er belastet med en punktlast på $300kN$. For kørebane 2 er dette $200kN$, og for kørebane 3, $100kN$. De øvrige kørebaner er ikke belastet med en punktlast. Det antages derfor at en middelværdi af punktlasten på brodækket må være tilstrækkelig. De tre teoretiske kørebaner der er belastet bliver $\frac{300kN+200kN+100kN}{3} = 200kN$. Dvs.

$$Q_{k1} = Q_{k2} = 200kN$$

Vindlasten laves om til en linjelast:

$$w_k = \frac{329,868kN}{44m} = 7,497\frac{kN}{m}$$



Figur 8.1: Statisk model for kompositdækket

Den regningsmæssige linjelast bliver:

$$p_d = 1,1 \cdot 200,346\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 114,947\frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 7,497\frac{kN}{m} = 407,790\frac{kN}{m}$$

De regningsmæssige punktlaster bliver:

$$Q_{d1} = Q_{d2} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 200kN = 308kN$$

De regningsmæssige belastninger indsættet i Trusslabb, og følgende reaktioner fra udregning bestemmes til, se tabel 8.1:

Punkt	Regningsmæssige reaktion
A	3632 kN
B	11618,16 kN
C	3307,90 kN

Tabel 8.1: Reaktioner for kompositdækket, beregnet i Trusslab

Ved dimensionering af væggene, er det midterunderstøtningen der er hårdest belastet. Det vil derfor være den væg der blive dimensioneret. De to andre vægge vil ikke bliver dimensioneret, da det antages at disse har samme armeringsmængde.

I Eurocode 1992-1-1 skelnes der mellem søjler og vægge. Det er en søjle hvis tværsnitshøjden er mindre end fire gange dens bredde. Da det regnes med at væggen skal understøtte hele brodækket ud til sidste HEB800 bjælke, vil bredden være $15,7m$ og tværsnitshøjden regnes til at være $600mm$. Dvs.
$\frac{15700mm}{600mm} = 26,17 >> 4$. Da forholdet er meget større end fire, betragtes dette som en væg.
Vægge beregnes i princippet som søjler, den eneste forskel er at der ikke kan forekomme bøjning om begge akser af væggen, som ved søjler.

Dimensionering af væggen er foretaget af to omgange. I første del er det i forhold til de regningsmæssige laster, hvor der tages højde for imperfektioner.

I anden del beregnes søjlen for ulykkelast. Her er alle lastkombinationer karakteristiske. Excentriciteten i ulykkedimensionering er på baggrund af det moment, der opstår ved påkørsel.

8.1.1 Tværsnitsdata for væggen

Væggen er indspændt i fundamentet. Der regnes ligeledes for lasterne pr. m. Væggens geometri er:

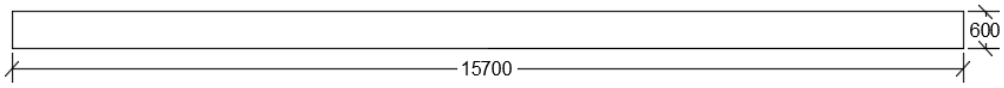
$$l = 5000mm$$

$$l_0 = 1 \cdot l = 5000mm$$

$$h = 600mm$$

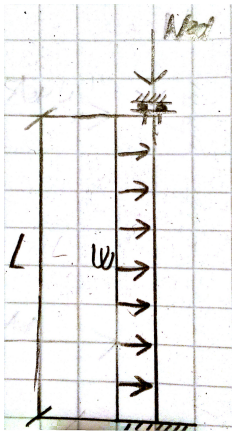
$$b = 1000mm$$

Da væggen regnes pr. m., regnes normalkraften for en kraft pr. m. Dvs. at væggens dimension er 15,5 m og reaktionen fra brodækket er 11618,16 kN, bliver normalkraften $N_{ed} = \frac{11618,16kN}{15,5m} = 749,559\frac{kN}{m}m$



Figur 8.2: Tværsnit af væggen

8.2 Brudgrænsetilstand - dimensionering af væggen



Figur 8.3: Lastskitse af søjle

Da peakhastighedstrykket på brodækket er $0,476\frac{kN}{m^2}$, findes linjelasten for brodækket:

$$w_k = 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot 15700mm = 7,473\frac{kN}{m}$$

Der regnes at trafiklasten er dominerende for normalkraften. Den regningsmæssige vindlast bliver derfor:

$$w_d = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 7,437\frac{kN}{m} = 10,308\frac{kN}{m}$$

Fra tabel 8.1 er den maksimale regningsmæssige normalkraft er $N_{ed} = 11618,16kN$

Ved støbning af betonvæggen, kan der opstå geometriske imperfektioner. Disse medregnes ifg. Eurocode 1992-1-1 at give excentricitet i væggen. Det gælder for vægge og enkeltstående søjler at:

$$e = \frac{l_0}{400} \tag{8.1}$$

Dvs. at excentriciteten for søjlen bliver:

$$e = \frac{5000mm}{400} = 12,5mm$$

Der skal ifg. Eurocode 1992-1-1 undersøges om der skal tages hensyn til stabilitet vha. 2.-ordenseffekter. Der kan ses bort fra 2.-ordenseffekter hvis slankheden er $\lambda < \lambda_{lim}$. Hvor slankheden er givet ved:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \tag{8.2}$$

Hvor:

l_0 : er den frie søjlelængde på $5000mm$

i : er inertiradius, se formel 8.3

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{8.3}$$

Hvor A er betontværsnittets areal, og I er inertimomentet for betontværsnittet. Arealet for betontværsnittet er $A = b \cdot h = 1000mm \cdot 600mm = 600000mm^2$ og inertimomenter er $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1000mm \cdot (600mm)^3 = 1,8 \cdot 10^{10}mm^4$
Dvs. at inertiradius bliver:

$$i = \sqrt{\frac{1,8 \cdot 10^{10}mm^4}{600000mm^2}} = 173,205mm$$

Slankeheden for søjlen bliver:

$$\lambda = \frac{5000mm}{173,205mm} = 28,868$$

Grænseværdien for slankhedsforholdet er givet ved:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \sqrt{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_{ed}}} \tag{8.4}$$

Hvor:

A_c : er søjlens tværsnitsareal

f_{cd} : er den regningsmæssige trykspænding, $f_{cd} = 25,362MPa$

N_{ed} : er den regningsmæssige last

A, B og C : er en faktor der bestemmes ud fra det effektive krybetal, armeringsgraden og forholdet mellem de regningsmæssige 1. ordens momenter

Eurocode 1992-1-1 skriver at hvis størrelserne på A, B og C ikke kendes, kan der med fordel anvendes $A = 0,7$, $B = 1,1$ og $C = 0,7$. $A_c = A = 600000mm^2$.
Grænseværdien for slankhedsforholdet bliver:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{\frac{600000mm^2 \cdot 25,362MPa}{749,559\frac{kN}{m}m}} = 48,608$$

Dvs. at $\lambda < \lambda_{lim}$. Der skal derfor ikke tages højde for 2.-ordenseffekter.

8.2.1 Armeringsbestemmelse for væggen

Armering bestemmes ud fra kravet fra Eurocode 1992-1-1 afsnit 9.6 for vægge. Armeringsbestemmelserne bliver foretaget ud fra betontværsnittet.
$A_c = 600000mm^2$

Lodret armering

I Eurocode 1992-1-1 anbefales det at overholde følgende interval for armering, bestemt ud fra betontværsnittet, $A_{s,vmin}$ og $A_{s,vmax}$.
Den anbefaldede værdi ligger i intervallet:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c \leq A_s \leq A_{s,vmax} = 0,04 \cdot A_c$$

Hvis konstruktionsdelen kan være udsat for ulykkelast, kan den maksimale armering fordobles så $A_{s,vmax} = 0,08 \cdot A_c$.

Dvs. at armeringen skal ligge imellem $A_{s,vmin} = 0,002 \cdot 600000mm^2 = 1200mm^2$ og $A_{s,vmax} = 0,08 \cdot 600000mm^2 = 48000mm^2$.

Der vælges derfor $Ø20/105mm$ svarende til at $A_s = 2990mm^2$
Disse skal placeres på begge sidder af væggen, så den samlede armering i væggen er $A_s = 2 \cdot 2990mm^2 = 5980mm^2$.

Bøjlearmering

For bøjlearmering gælder det at minimum armering $A_{s,hmin}$ enten skal være 25% af den lodrette armering eller $0,001 \cdot A_c$, hvor den største værdi vælges. De 25% af den lodrette armering giver $0,25 \cdot 5980mm^2 = 1495mm^2$ og for det andet tilfælde $0,001 \cdot 600000mm^2 = 600mm^2$.

Dvs. at armeringsarealet skal være større end $1495mm^2$. Der vælges derfor en bøjlearmering på $Ø12/75mm$, svarende til at arealet bliver $A_s = 1510mm^2$.

Armeringsforholdet bestemmes ud fra den lodrette armering.
Forholdet skal være mellem $0,2\% - 4\%$:

$$\rho = \frac{a_s}{a_c} \tag{8.5}$$

Dvs. at armeringsforholdet bliver:

$$\rho = \frac{5980mm^2}{600000mm^2} \cdot 100 = 1,0\%$$

Armeringsforholdet er overholdt.

8.2.2 Væggens regningsmæssige belastninger

Da det er en indspændt væg og simpelt understøttet, kan der anvendes et standard tilfælde fra "Teknisk ståbi" 21 udgave formel 3.9, der angiver det største moment i den indspændte del. Dette er givet ved:

$$M_{0ed} = \frac{1}{2} \cdot w_d \cdot l^2 \tag{8.6}$$

Det regningsmæssige 1. ordensmoment er derfor:

$$M_{0ed} = \frac{1}{2} \cdot 10,308 \frac{kN}{m} \cdot (5m)^2 = 128,85kN \cdot m$$

Det regningsmæssige moment er givet ved:

$$M_{ed} = M_{0ed} + N_{ed} \cdot e_{tot} \tag{8.7}$$

Dvs. M_{ed} er:

$$M_{ed} = 128,85kN \cdot m + 749,559 \frac{kN}{m} m \cdot \frac{12,5}{1000} m = 138,219kN \cdot m$$

Momentbæreevne for væggen

Når momentbæreevnen kontrolleres, beregnes trækkraften i armering og trykkraften i betonen. Dette gøres ved projektion af kræfterne.

Nyttehøjden for betonsøjlen er $d = 600mm - 30mm - 12mm - 10mm = 548mm$. For betonsøjlen er der følgende data til bestemmelse af momentbæreevnen:

$$\begin{aligned} d &= 548mm \\ \lambda &= 0,8 \\ \eta &= 1 \\ f_{cd} &= 25,362MPa \\ f_{yd} &= 438,596MPa \end{aligned}$$

Momentbæreeven kontrolleres for søjlen, hvor $M_{ed} < M_{Rd}$. Momentbæreevnen er givet ved:

$$M_{Rd} = F_c \left(d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x \right) - N_{ed} \left(d - \frac{h}{2} \right) \tag{8.8}$$

Hvor trykkraften i betonen er:

$$f_c = F_s + N_{ed} \tag{8.9}$$

Hvor trækkraften i armeringen er:

$$f_s = A_s \cdot f_{yd} \tag{8.10}$$

Yderligere findes højden for trykzonen i betonen:

$$x \cdot \lambda = \frac{f_c}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b} \tag{8.11}$$

Først bestemmes trækkraften i armeringen:

$$f_s = 2990mm^2 \cdot 438,596MPa = 1311,321kN$$

Trykkraften bestemmes:

$$f_c = 1311,321kN + 749.559kN = 2060,88kN$$

Højden af trykzonen beregnes:

$$x \cdot 0,8 = \frac{2060,88kN}{1 \cdot 25,362MPa \cdot 1000mm} \Rightarrow x = 101,573mm$$

Momentbæreevnen bliver:

$$M_{Rd} = 2060,88kN\left(548mm - \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 101,573mm\right)$$
$$-749,559kN\left(548mm - \frac{600mm}{2}\right) = 859,74kN \cdot m$$

Dvs. at $M_{ed} < M_{Rd}$.
Der kontrolleres for om der sker flydning i armeringen ud fra følgende udtryk:
$x \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu}+\epsilon_{yd}} \cdot d$.

$$\frac{0,35}{0,35+0,22} \cdot 556mm = 341,404mm$$

Da $\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu}+\epsilon_{yd}} \cdot d > x$ vil der opstå flydning i armeringen, før der opstår revner i betonen.

8.3 Ulykkelast - dimensionering af væggen

I dette afsnit beregnes søjlen for ulykkelast. Der regnes derfor med at søjlen skal optage ulykkelasten på $500kN$ $1,5m$ oppe af søjlen.
Ved dimensionering af søjlen, regnes der med en lastkombination for ulykkelasten. Igen bliver reaktionerne for brodækket beregnet i Trusslab.

$$p_{ulykke} = g_k + A_d + \psi_1 \cdot q_k \tag{8.12}$$

$$p_{ulykke} = 200,346\frac{kN}{m} + 0,4 \cdot 114,947\frac{kN}{m} = 246,325\frac{kN}{m}$$

For punktlasterne gælder:

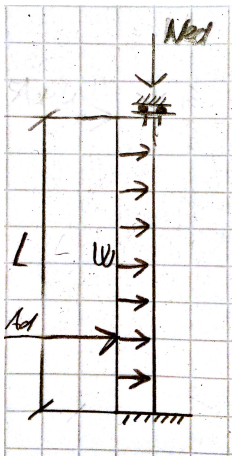
$$P_{ulykke} = 0,4 \cdot 200kN = 80kN$$

Dette indsættes i Trusslab og reaktionerne bliver:

Punkt	Regningsmæssige reaktioner
A	$2101,90kN$
B	$6878,86kN$
C	$2017,54kN$

Tabel 8.2: Reaktioner for kompositdækket, beregnet i Trusslab

På samme måde som i afsnit 8.2, bliver søjlen dimensioneret. Lastkombinationen for vindlasten er $w = 0,2 \cdot 7,473\frac{kN}{m} = 1,495\frac{kN}{m}$



Figur 8.4: Lastskitse af søjle

Ulykkelasten er:

$$A_d = 500kN$$

Der anvendes stadig samme armering og tværsnit som i afsnit 8.2, ved dimensionering af søjlen. Igen skal reaktionen fra brodækket regnes pr. m. Derfor bliver normalkraften på væggen $\frac{6878,86kN}{15,5m} = 443,797\frac{kN}{m}m$.

8.3.1 Væggens belastninger i ulykke

Der skal ikke tages højde for 2.-ordensmomentet da $\lambda = 28,686 < \lambda_{lim} = 63,53$. Da det er en indspændt søjle og simpelt understøttet, kan der anvendes flere standard tilfælde. Ved summering af reaktionerne findes 1.-ordensmomentet:

$$M_{0ed} = 500kN \cdot 1,5m + \frac{1}{2} \cdot 1,495\frac{kN}{m} \cdot (5m)^2 = 768,688kN \cdot m$$

Det regningsmæssige moment er givet ved:

$$M_{ed} = M_{0ed} + N_{ed} \cdot e \tag{8.13}$$

Dvs. M_{ed} er:

$$M_{ed} = 768,688kN \cdot m + 443,797\frac{kN}{m}m \cdot \frac{12,5}{1000}m = 774,235kN \cdot m$$

Momentbæreevne for søjlen

Først bestemmes trækkraften i armeringen:

$$f_s = 2990mm^2 \cdot 438,596MPa = 1311,321kN$$

Trykkraften bestemmes:

$$f_c = 1755,118kN + 443,797kN = 1755,118kN$$

Højden af trykzonen beregnes:

$$x \cdot 0,8 = \frac{1755,118kN}{1 \cdot 25,362MPa \cdot 1000mm} \Rightarrow x = 86,503mm$$

Momentbæreevnen bliver:

$$M_{Rd} = 1755,118kN\left(552mm - \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 86,503mm\right)$$
$$-443,797\frac{kN}{m}m\left(552mm - \frac{600mm}{2}\right) = 796,259kN \cdot m$$

Dvs. at $M_{ed} < M_{Rd}$ og kan derfor optage ulykkelasten.

8.4 Fundering

Ved fundering af brokonstruktionen skal der opføres tre punktfundamenter. Ifg. Geoteknisk rapport for området, skal endesøjlerne funderes i indbygget komprimeret dæmningsfyld. Midterfundamentet skal funderes direkte på bæredygtigt lag, der består af vekslende sand og ler.

Under boringerne ved Gunnerupmosevej, blev der ikke truffet grundvand. Der antages derfor at grundvandet er dybere end de foretagede boringer, hvorfor grundvandet ikke vil have indflydelse på punktfundamenterne.

Der vil i dette afsnit kun fokuseres på midterfundamentet, da den har de største belastninger og er udsat for ulykkelast. Samtidig er fundamentet placeret på både ler og sand og det er derfor nødvendigt at undersøge bæreevenen for disse tilfælde.

De karakteristiske jordparametre til bæreveneberegninger, er i den Geotekniske rapport givet til, se figur 8.5:

Tabel 1.3: Karakteristiske jordparametre til bæreevneberegninger

Jordart	γ/γ' (kN/m³)	Udrænede forhold	Drænede forhold	
		c_{uk} (kPa)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)
Sandfyld	18/10	-	38	0
Smeltevandssand	18/10	-	38	0
Moræenesand	20/10	-	38	0
Moræneler/flydejordsler	20/10	150	30	15

Figur 8.5: Uddrag fra Geoteknisk rapport.

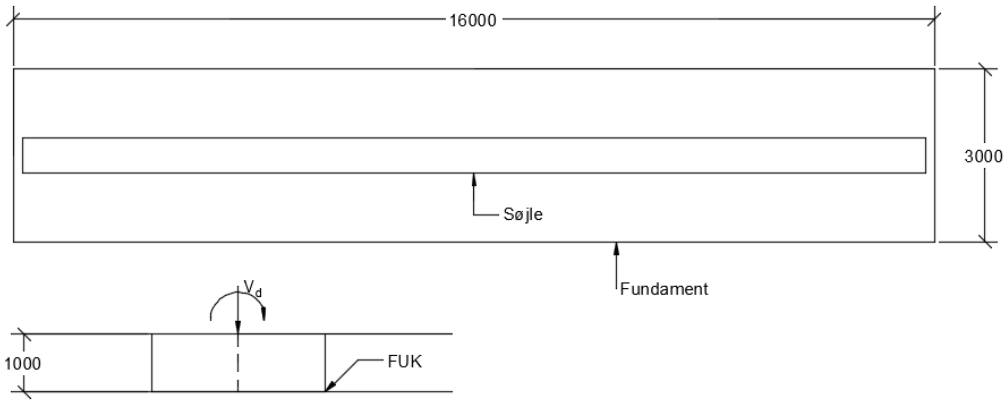
Der skal ifg. den Geotekniske rapport bortgraves $1,3m$ muld for at ramme oversiden af det bæredygtige lag, inden direkte fundering.
Fundamentet skal placeres $1,2m$ under terræn, for at sikre at fundamentetsunderkanten (FUK) er i frostfri dybde.

Da søjlen er indspændt i fundamentet vil der forekomme en momentforøgelse fra bæreevneberegning af søjlen og ned i fundamentet. Til sidst i afsnittet bliver fundamentet undersøgt for glidning, i form af påkørsel af søjlen.

Fundamentet dimensioneres som excentrisk belastet, da der i fundamentsoverkanten (FOK) forekommer moment fra søjlen. Dette bevirker at fundamentet skal beregnes excentrisk. I "Lærebog i geoteknik" 2.udgave er excentriciteten givet ved:

$$e = \frac{M}{V} \tag{8.14}$$

Der antages følgende geometri for fundamentet, se figur 8.6.



Figur 8.6: Fundamentsplan (top), tværsnit af fundament (bund)

Følgende mål for fundamentet er:

$$\begin{aligned} \text{l} &= 16000mm \\ \text{b} &= 3000mm \\ \text{h} &= 1000mm \end{aligned}$$

Det skal dog bemærkes at fundamentet beregnes pr. m.

De regningsmæssige laster fra væggen til FUK:

$$V_{FUK} = 749,599\frac{kN}{m}m + \cdot 25\frac{kN}{m^2} \cdot 1m \cdot 3m \cdot 1m = 824,599\frac{kN}{m}m$$

$$M_{FUK} = 138,219kN \cdot m/m$$

Excentriciteten beregnes:

$$e = \frac{138kN \cdot m/m}{824,599\frac{kN}{m}m} = 0,167m$$

Der skal ifg. "Lærebog i geoteknik" undersøges for om fundamentet er stærk excentrisk. Det gælder at:

$$e \geq 0,3b \tag{8.15}$$

Bredden på fundamenter er $3m$, dvs. $0,3 \cdot 3m = 0,9m$ og fundamentet er derfor ikke stærkt excentrisk. Der kan derfor regnes med at fundamentsdækket er normal excentrisk.

8.4.1 Generelle bæreevneformel

Ved dimensionering af fundamentets bæreevne i brudgrænsetilstanden, er der udviklet en generel bæreevne formel for tre dimensionstilfælde. Denne gælder for ler i langtidstilstand, ler i korttidstilstand og sand. Den generelle formel er givet ved:

$$R' = A'\left(\frac{1}{2}\cdot\gamma'\cdot b'\cdot N_\gamma\cdot s_\gamma\cdot i_\gamma + q'\cdot N_q\cdot s_q\cdot i_q\cdot d_q + c'\cdot N_c\cdot s_c\cdot i_c\cdot d_c\right) \tag{8.16}$$

Hvor:

R'	:	er den effektive lodrette bæreevne ved FUK
A'	:	er det effektive areal, se formel 8.19
γ'	:	er den effektive rumvægt under FUK
b'	:	er den effektive fundamentsbredde, se formel 8.17
q'	:	er det effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK
c'	:	er den effektive kohæsion
N_γ, N_q, N_c	:	er en dimensionsløs bæreevnefaktor, se formel 8.20, 8.21 og 8.22
s_γ, s_q, s_c	:	er formfaktorer, se formel 8.23 og 8.24
i_γ, i_q, i_c	:	er hældningsfaktorer, se formel 8.25 og 8.26
d_q, d_c	:	er dybdefaktorer, se formel 8.28

Da fundamentet er excentrisk påvirket, er det ikke hele bredden der kan optage spændingsfordelingen. Der skal beregnes en effektiv bredde og længde. Da der kun er excentricitet ved bredden, og længden er lig den aktuelle længde, er den effektive bredde givet ved:

$$b' = b - 2\cdot e \tag{8.17}$$

Den effektive bredde er:

$$b' = 3m - 2\cdot 0,167m = 2,666m \tag{8.18}$$

Det effektive areal bestemmes ud fra den effektive bredde og længde af fundamentet.

$$A' = l' \cdot b' \tag{8.19}$$

Det effektive areal bliver:

$$A' = 1m \cdot 2,666m = 2.666mm^2$$

De dimensionsgivende bæreevnefaktorer er afhængige af jordens friktionsvinkel φ og i Danmark er de givet ved:

$$N_q = \frac{1 + sin(\varphi)}{1 - sin(\varphi)} \cdot e^{\pi \cdot tan(\varphi)} \tag{8.20}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4}\Big((N_q - 1) \cdot cos(\varphi)\Big)^{\frac{3}{2}} \tag{8.21}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tan(\varphi)} \tag{8.22}$$

Formfaktorerne er bestemt simiimperisk og er givet ved:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} \tag{8.23}$$

$$s_q \approx s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} \tag{8.24}$$

Her gælder det at $b' \leq l'$ for overstående formel.
Hældningsfaktorerne er givet ved:

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot cot(\varphi)}\right)^2 \tag{8.25}$$

$$i_\gamma = i_q^2 \tag{8.26}$$

Ved udrænet brud gælder det dog at hældningsfaktoren i_c er:

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - \frac{H}{A' \cdot c_u}} \tag{8.27}$$

Dybdefaktoren indføres for at tage hensyn til forskydningsmodstanden og er givet ved:

$$d_q \approx d_c = 1 + 0,35 \cdot \frac{d'}{b'} \tag{8.28}$$

Der ses dog normalt bort fra dette, da det ikke umiddelbart kan sikres at jorden omkring fundamentet forbliver intakt. Dybdefaktoren sættes derfor til $d_q = d_c = 1$.

Ved bæreevneberegning af ler i korttidstilstand, beregnes det for det mest kritiske tilfælde. Dette forekommer ved udrænet brudtilstand, hvor $\varphi = 0$. Dette betyder at $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ og $N_c = 2 + \pi$. Den generelle bæreevneformel bliver derfor reduceret til:

$$R' = A'\left(q' + c_u \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot i_c^0\right) \tag{8.29}$$

Ler i korttidstilstand er derfor oftest den dimensionsgivende.

For sand er det den drænede brudtilstand der er dimensionsgivende, uanset om det er over eller under grundvandsspejlet. Dette skyldes at det er et grovkornet materiale og poreovertryk vil udlignes med det samme. Fordi sandet er friktionsjord, skal der anvendes effektive spændinger. Der er ingen kohæsive kræfter i sand og dybdefaktoren ses der bort fra. Derfor bliver den generelle bæreevneformel reduceret til:

$$R' = A'\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q\right) \tag{8.30}$$

Der regnes ikke på glidning her i brudgrænsetilstanden, da der ikke forekommer nogen større enkeltkraft fra væggen.

Før beregning af sandet findes den regningsmæssige friktionsvinkel. Den er givet ved:

$$\gamma_d' = tan^{-1}\left(\frac{tan(\varphi)}{\gamma_\varphi}\right) \tag{8.31}$$

8.4.2 Direkte fundering på ler, korttidstilstand

Under beregningen af direkte fundering på ler, findes den lodrette bæreevne vha. formel 8.29. De forskellige led beregnes hver for sig og sammensættes.
Den effektive overlejringtryk er:

$$q' = 20\frac{kN}{m^3} \cdot 1m = 20\frac{kN}{m}$$

c_u er angivet til $150kPa$ i Geoteknisk rapport. Den regningsmæssige udrænede kohæsion er:

$$c_u = \frac{150kPa}{1,8} = 83,33kPa$$

Udrænede dimensionsløs bæreevnefaktore:

$$N_c^0 = 2 + \pi = 5,14$$

Udrænede formfaktorer:

$$s_c^0 = 1 + 0,2\frac{1m}{2,666m} = 1,075$$

Udrænet hældningsfaktor:

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - \frac{0}{2,666m^2 \cdot 83,33kPa}} = 1$$

$$R' = 2,666m^2\Big(20\frac{kN}{m^2} + 83,33kPa \cdot 5,14 \cdot 1,075 \cdot 1\Big) = 1280,835\frac{kN}{m}m$$

Bæreevnen er tilstrækkelig, da $V < R'$ og udnyttelsen er :

$$\frac{824,599\frac{kN}{m}m}{1280,835\frac{kN}{m}m} \cdot 100 = 64,4\%$$

8.4.3 Direkte fundering på sand

Under beregningen af direkte fundering på sand, findes den lodrette bæreevne vha. formel 8.30. De forskellige led beregnes hver for sig og sammensættes. Den regningsmæssige friktionsvinkel for sand er:

$$\gamma_d' = tan^{-1}\left(\frac{tan(38°)}{1,2}\right) = 33,07°$$

Rumvægten for smeltevandssand er $\gamma = 18\frac{kN}{m^3}$.
Det effektive lodrette overlejringstryk ved fundaments underkant:

$$q' = 18\frac{kN}{m^3} \cdot 1m = 18\frac{kN}{m^2}$$

De dimensionsløse bæreevnefaktorer er:

$$N_q = \frac{1 + sin(33,07°)}{1 - sin(33,07°)} \cdot e^{\pi \cdot tan(33,07°)} = 26,311$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4}\Big((26,311 - 1) \cdot cos(33,07°)\Big)^{\frac{3}{2}} = 24,423$$

Formfaktorerne er:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{1m}{2,666m} = 0,85$$

$$s_q \approx s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{1m}{2,666m} = 1,075$$

Hældningsfaktorerne er:

$$i_q = (1-0)^2 = 1$$

$$i_\gamma = i_q^2 = 1^2 = 1$$

Bæreevnen bliver:

$$R' = 2,666m^2\left(\frac{1}{2}\cdot 18\frac{kN}{m^3}\cdot 2,666m\cdot 24,423\cdot 0,85\cdot 1 \right.$$
$$\left. +18\frac{kN}{m^2}\cdot 26,311\cdot 1,075\cdot 1\right) = 2685,255\frac{kN}{m}m$$

Bæreevnen er tilstrækkelig, da $V < R'$ og udnyttelsen er :

$$\frac{824,599\frac{kN}{m}m}{2685,255\frac{kN}{m}m}\cdot 100 = 30,708\%$$

8.4.4 Ulykkelast

I dette afsnit undersøges fundamentet for optagelse af ulykkelasten. Ulykkelasten bliver undersøgt for om der sker glidning i fundamentet, når en lastbil koliderer med søjlen. Der regnes med at søjlen har en kolisionskraft på $500kN$.

Der undersøges for ler i kortidstilstand og for sand, vha. følgende ligninger.
Det gælder at fundamentet er støbt på vandret underlag og undersøges i forhold til Coulombs brudbetingelse, og er givet ved:

$$H \leq V\cdot tan(\varphi) + A'\cdot c' \tag{8.32}$$

For udrænet brud gælder:

$$H \leq A'\cdot c_u \tag{8.33}$$

$$H \leq 0,4\cdot V \tag{8.34}$$

Lasterne fra søjlen

Lasterne kommer fra søjlen og regnes til at virke i fundamentets underkant.

$$\begin{aligned} \text{V} &= 8078,86kN \\ \text{H} &= 500kN \\ \text{M} &= 1537,37kNm \end{aligned}$$

Der ses bort fra den lodrette bæreevne, da konstruktionen er undersøgt for større belastninger i brudgrænsetilstanden. Der ses derfor kun på glidning.

Ler i kortidstilstand

$$47,008m^2 \cdot 150kPa = 7051,2kN$$

Dvs. $H < 7051,2kN$ og er derfor tilstrækkelig.

$$0,4 \cdot 8078,86kN = 3231,54kN$$

Dvs. $H < 3231,54kN$ og er derfor tilstrækkelig.

Sand

$$8078,86kN \cdot tan(30) = 4664,33kN$$

Dvs. $H < 4664,33kN$ og er derfor tilstrækkelig.
Alle tilfælde for glidning er tilstrækkelig og fundamentet kan holde til påkørsel.

Der ses her bort fra sætninger af fundamentet, da de i Geoteknisk rapport skriver at sætninger der skulle komme ved fundamentet er relativt små.

8.4.5 Armering af punktfundament

Armering i fundamentet beregens ud fra jordens reaktion. Da ler i korttidstilstand er dimensionsgivende, vil det være dette armeringen beregnes efter.

Spændingen i jorden bestemmes ved forskydningspændingen og den effektive bredde, pr. m.:

$$\sigma_{jord} = \frac{V}{b'} = \frac{824,599\frac{kN}{m}/m}{2,666m} = 309,302\frac{kN}{m}m \tag{8.35}$$

Der tages moment i snit A-A:

$$M_{A-A} = \frac{1}{2} \cdot 309,302\frac{kN}{m}/m \cdot (1,2m)^2 = 222,697kN \cdot m/m \tag{8.36}$$

Der regnes med samme betonstyrke som for dækket, og fundamentet har en højde på $1000mm$. Dvs. at den effektive højde er:

$$d = 0,9 \cdot 1000mm = 900mm$$

Den halve bredde på fundamentet er $1500mm$ og den regningsmæssige spænding er $f_{cd} = 25,362MPa$. Den dimensionsløse størrelse μ kan nu bestemmes:

$$\mu = \frac{M_{A-A}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{8.37}$$

$$\mu = \frac{222,697kN \cdot m/m}{1,5m \cdot (0,9m)^2 \cdot 25,362 \cdot 10^3 \frac{kN}{m^2}} = 0,007$$

Ameringsgraden er:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \tag{8.38}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007} = 0,007$$

Det vil sige at armeringsgraden $\omega < \omega_{min} = 0,022$. Der regnes derfor med at armeringsgraden skal være $\omega = 0,022$.
Minimum armering hvor den regningsmæssige flydespænding er $f_{yd} = 359,7MPa$ i fundamentet:

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \tag{8.39}$$

$$A_s = 0,022 \cdot \frac{1500mm \cdot 900mm \cdot 25,362MPa}{438,596MPa} = 1717,415mm^2$$

Der vælges derfor Ø14/85 stænger, dvs. $A_s = 1810mm^2$.
Momentbæreevnen bestemmes:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1810mm^2 \cdot 438,596MPa}{1500mm \cdot 900mm \cdot 25,362MPa} = 0,023 \tag{8.40}$$

$$M_{Rd} = \omega(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \tag{8.41}$$

$$M_{Rd} = 0,023(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,023) \cdot 1500mm \cdot (900mm)^2 \cdot 25,362MPa = 701,64kN \cdot m/m$$

Dvs. $M_{A-A} < M_{Rd}$ er derfor ok.
Den samme armeringsmængde skal være i toppen, for at tage momentet fra søjlen. Søjlen er dog et mindre moment og det vil derfor være fordelagtigt at anvende dette armeringsareal.

8.5 Temperaturpåvirkninger

Da brodækket er valgt til at have rullelejer på to af søjlerne, sker der en længdeudvidelse på grund af temperaturpåvirkningerne på brodækket. I afsnit 5.4 blev den maksimale længdeudvidelse og sammentrækning beregnet til:

Maksimal udvidelse	:	$18,0mm$
Maksimal sammentrækning	:	$7,4mm$

I stedet for rullelejer er der valgt gummilejer fra Maurer. Disse lejer kan udvide og sammentrække sig ud fra disse kriterier. Lejerne er opbygget af forskellige lag gummi og mellemliggende forstærket stål. Ud fra længdeudvidelsen og sammentrækningen i længderetningen, er der valgt et leje der har følgende dimension: 250 x $400mm$ med tre lag gummi. Denne kan tage op til $20,3mm$ længdeudvidelse og sammentrækning, og modstå en vertikal last på $1250kN$. Derved kan den optage temperaturlasten og lasterne fra brodækket.

Ved udvidelse eller sammentrækning af brodækket, kan der opstå revner i asfalten mellem brodæk og vejdæmning. Der skal derfor laves en dilatationsfuge, for at optage de flytninger der kan forekomme. Der er derfor valgt en Polyflex PA 20 fra Mageba, der er beregnet til brokonstruktioner. Fordelen ved denne dilatationsfuge er at den er støjsvag og vandtæt. Polyflex kan klare en længdeudvidelse og sammentrækning på $20mm$.

9 | Konklusion

I den første del af projektet dimensioneres brodækket for stål og komposit. Her efter bliver der valgt den mest optimale dækkonstruktion til projektet. Dækkonstruktionen der er mest optimal skal både være et økonomisk og æstetisk valg, således at brodækket falder naturligt ind i landskabet.

Ved dimensionering af ståldækket bliver der valgt opsvejsede I-profiler med konstruktionstål S450. Valget af den høje flydespænding er for at holde højden af brodækket så lavt som muligt. Dette vil dog fordyre brokonstruktionen betydeligt. For kompositdækket bliver bjælkerne valgt til valsede HEB800 profiler, med konstruktionstål S355. Ved anvendelse af komposit materiale af stål og beton, kan højden af betondækket holdes på $1100mm$, dog kun $50mm$ mindre end for ståldækket. Men da flydespændingen er betydelig lavere for kompositdækket end ståldækket, bliver kompositdækket valgt som den mest optimale konstruktion. Når vejdirektoratets krav er at konstruktionen skal falde ind i landskabet, er det også oplagt at tage den konstruktion med den laveste tværsnitshøjde.

Efter valget af brodæk skal konstruktionens øvrige bærende dele dimensioneres. Her bliver søjlen dimensionet for almindelige laster, og der bliver eftervist at søjlen kan holde til påkørsel.

Der bliver under dimensionering af ulykkelasten ikke foretaget beregning af påkørsel på brodækket, da det antages at kraften kan optages af dækskiven. Dæksskiven er $17,5mx22m$. Det samme bliver antaget for vindlasten og for den vandrette masselast.

Efterfølgende bliver fundamentet dimensioneret, både for almindelige laster og ulykkelast. Ved ulykkelasten bliver der kun undersøgt for glidning. Grunden til dette er at fundamentet er dimensioneret for dens bæreevne i brudgrænsetilstanden, hvor den maksimale udnyttelse af fundamentet er 58,6 %.

Litteratur

[1] Vejdirektoratet,
Pressemeddelse fra Vejdirektoratet, Besøgt d. 18.12.2015,
http://vejdirektoratet.dk/DA/om-os/nyheder-og-presse/pressemeddelelser/Sider/Vejdirektoratet-%C3%A5bner-motortrafikvejen-mellem-Sdr.-Borup-og-Assentoft-syd-for-Randers.aspx

[2] Vejdirektoratet,
Vejprojektet, Besøgt d. 18.12.2015,
http://www.vejdirektoratet.dk/DA/vejprojekter/Motortrafikvejen%20Sdr.%20Borup-Assentoft/Visualisering/Documents/Plancher_%C3%85bent-hus_Sdr-borup-assentoft_til-NETTET.pdf

[3] Vejdirektoratet,
Vejprojektet, Besøgt d. 17.1.2016,
http://www.vejdirektoratet.dk/DA/vejprojekter/Motortrafikvejen%20Sdr.%20Borup-Assentoft/Dokumenter/Documents/VVM%20Sdr.%20borup%20.pdf

[4] Eurocode,
Eurocode 3 - Stålkonstruktioner Del 2: broer, Årgang 2007-01-08, 1. Udgave.

[5] Eurocode,
Eurocode 1 - Last på bygværker Del 2: trafiklast på broer, Årgang 2003-11-24, 1. Udgave.

[6] Eurocode,
Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner Del 1-5: Termiske laster, Årgang 2007-01-08, 1. Udgave.

[7] Eurocode,
Eurocode 4 - Kompositkonstruktioner - Stål og Beton Del 2: Generelle regler og regler for kompositbroer., Årgang 2006-04-18, 1. Udgave.

[8] www.waagner-biro,
kipning, Besøgt d. 16.5.2016,
http://www.waagner-biro.com/en/divisions/bridge-construction/references/reference/road-bridge-oberthalheim

Appendices

A | Vindlast

Vindlast på brokonstruktion er beregnet ud fra Eurocode 1991-1-4. For broer hvor trafiklast fungerer samtidig med vindlast, er grundværdien for basisvindhastigheden $V_{b,0} = 23\frac{m}{s}$.
Bestemmelse af basisvindhastigheden:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \tag{A.1}$$

Hvor:

c_{dir} : er retningsfaktoren for forskellige vindretninger, sættes til 1

c_{season} : er årstidsfaktoren, sættes til 1

$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 23\frac{m}{s} = 23\frac{m}{s}$

Yderlige skal der tages højde for 10 minutters middelvindshastighed der overskrider denne basisvinhastighed. Denne 10 minutters middalhastighed c_{prob} skal multipliseres med basisvindhastigheden, og er utrykt ved:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot ln(-ln(1-p))}{1 - K \cdot ln(-ln[0,98))} \right)^n \tag{A.2}$$

Hvor:

K : er formparameter der afhænger af ekstremværdifordelingens variationskoefficient, sættes til 0,2

n : er eksponenten, sættes til 0,5

p : er sandsynligheden for årlig overskridelse, da brokonstruktioner forventede levetid er 100 år bliver $p = 0,01$

$c_{prob} = \left(\frac{1-0,2 \cdot ln(-ln(1-0,01))}{1-0,2 \cdot ln(-ln(0,98))} \right)^{0,5} = 1,04$

Basis vindhastigheden bliver i dette tilfælde:

$V_b = 1,04 \cdot 23\frac{m}{s} = 23,92\frac{m}{s}$

Figur A.1: Motertrafikvej og gunnerupmosevej [krak.dk]

Herefter bestemmes middelvindhastigheden $V_m(z)$ der afhænger af terrænets ruhed og orografi og basisvindhastighed. Middelvindshastigheden er udtrygt ved:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot V_b \tag{A.3}$$

Hvor:

$c_r(z)$: er ruhedsfaktoren, se formel A.4

c_{season} : er orografifaktoren, der regnes til 1

Bestemmelse af ruhedsfaktoren er udtrykt ved:

$$c_r(z) = k_r \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{A.4}$$

Hvor:

z_0 : er ruhedslængden

k_r : er terrænfaktor udtrykt ved formel A.5

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \tag{A.5}$$

Hvor:

$z_{0,II}$: er terrænkategori II, svarende til $0,05m$

Det ses på nedenstående foto fra krak figur A.1, at der er et større område med skov, derfor vælges terrænkategorien til III. Der skønnes at med en frihøjde på $4,5$ m og at brodækket ca. får en tykkelse på omtrent 1 m vil konstruktionen få en samlet højde på $5,5m$. udfra ovenstående formel A.5 kan middelvindshastigheden beregnes til.

$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$
og
$c_r(5,5m) = 0,215 \cdot ln\left(\frac{5,5}{0,3}\right) = 0.625$

Middelvindhastigheden bliver derfor:
$V_m(5,5m) = 0,625 \cdot 1 \cdot 23.92\frac{m}{s} = 14,95\frac{m}{s}$

For at finde frem til peakhastighedstrykket på konstruktionen skal vindens turbulens bestemmes og den er utrykt ved:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \tag{A.6}$$

Hvor:

σ_v : er turbulensens standardafvigelse, se formel A.7

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l \tag{A.7}$$

Hvor:

k_l : er turbolensfaktoren, sættes til 1

$\sigma_v = 0,215 \cdot 23,92\frac{m}{s} \cdot 1 = 5,143\frac{m}{s}$

Derved blive vindens turbolens
$I_v(5,5m) = \frac{5,143}{14,95} = 0,344$

Vindens peakhastighedstryk kan nu bestemmes, og er utrykt ved:

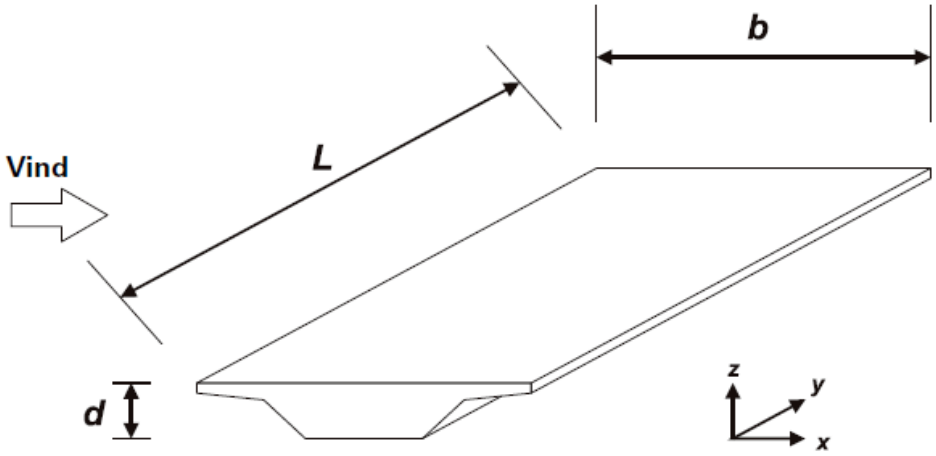
$$q_p(z) = \Big(1 + 7 \cdot I_v(z)\Big) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \tag{A.8}$$

Hvor:

ρ : er luftens densitet, svarende til $1,25\frac{kg}{m^3}$

Peakhastighedstrykket bliver derfor
$q_p(5,5m) = \left(1 + 7 \cdot 0,344\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25\frac{kg}{m^3} \cdot (14,95\frac{m}{s})^2 = 0,476\frac{kN}{m^2}$

Vindkraften på brokonstruktionen virker i vilkårlig retning. Ved beregning af vindlasten på brodækket betragetes vindlasten at virke i x-, y- og z-retningen.
x-retningen følger paranelt med dækbreddet, y-retningen er langs brodækket og z-retningen er vinkelret på brodækket svarende til tryk på underside eller overside af dækket.



Figur A.2: diffination af vindretningen [Eurocode 1991-1-4:2007]

For brodæk hvor spændvidden er mindre end $40m$ er det ikke nødvendigt at regne for dynamisk respons på brokonstruktioner. Da denne brokonstruktion har en spændvidde på 22 m ses der bort fra dynamisk respons.
Formfaktoreren $c_{fx,0}$ for brokonstruktionen sættes til 1,3, da der regnes med åbne brystninger, der er mere en 50% åbne. Vindkraften i x-retning er utrykt ved:

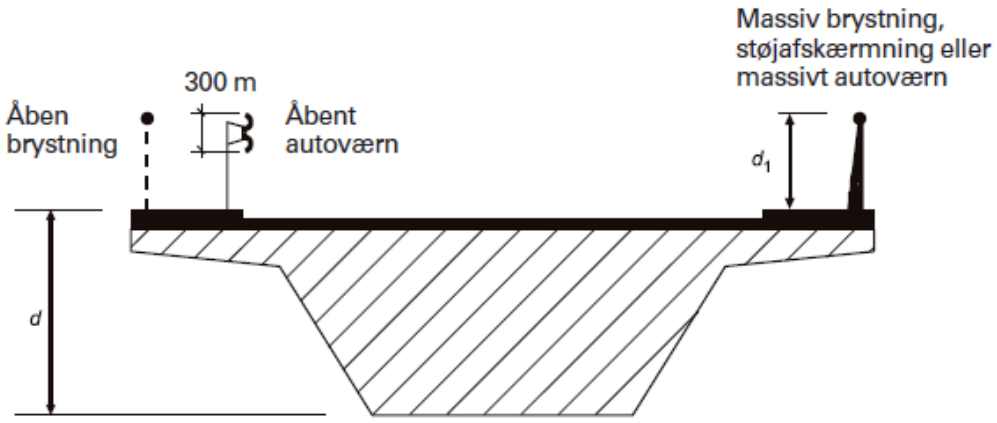
$$F_{w,x} = q_p(z) \cdot c_{fx,0} \cdot A_{ref,x} \tag{A.9}$$

Hvor:

$A_{ref,x}$: er referencearealet udtrykt ved $d_{tot} \cdot L$

Figur A.3 viser at den totale højde for brokonstruktionen. Højden er fra bunden til toppen af brodækket, samt de brystninger der er på brokonstruktionen. Da broen bliver udstyret med autoværn på begge sider af dækket, og der regnens med at både ståldækket og kompositetdækket ca. har en højde på en meter, så bliver den samlet højde på:

$d_{tot} = 1m + 0,6m = 1,6m$



Figur A.3: Broens højde plus brystninger = d_{tot} [Eurocode 1991-1-4:2007]

Den totale længde er $L = 44m$ for brodækket:
$A_{ref,x} = 1,6m \cdot 44m = 70,4m^2$

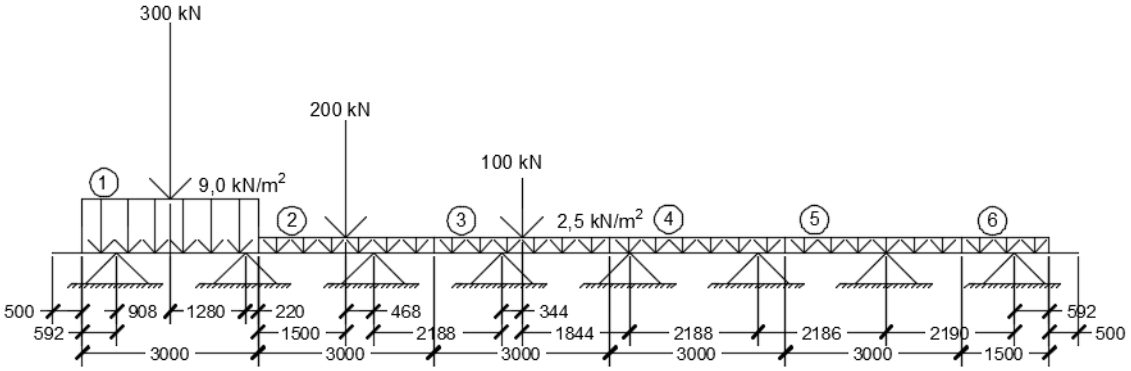
vindkraften i x-retningen bliver derfor:
$F_{w,x} = 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot 1,3 \cdot 70,4m^2 = 43,564kN$

Vindkraften i z-retningen bestemmes på samme måde som vindretningen i x-retningen, dog er $c_{fz,0} = \pm 0.9$. Arealet er for brodækkets bredde og længde
$A_{ref,z} = 17,5m \cdot 44m = 770m^2$
$F_{w,z} = 0,476\frac{kN}{m^2} \cdot \pm 0,9 \cdot 770m^2 = \pm 329,868kN$

Da y-retningen er langgående vejstrækningen, og brokonstruktionen er beskyttet af vejdæmningen ses der bort fra vindkraften i y-retning.

B | trafiklaster

Som nævnt i afstnit 5.2 er brokontruktionen udsat for en række forskellige trafiklaster. For punktlasterne på brokonstruktionen er det tilladt at tage summen af tandem systemmet og dele med 0,5 og herved antages det at denne punktlast fungerer midt på den teoretiske kørebane. Den største punktlast forekommer i den teoretiske kørebane nr. 1, den anden største i nr. 2 og den sidste punktlast forekommer i nr.3.
For linjelasten forekommer den største værdi for trafiklasten i den teoretiske kørebane nr.1, i de andre kørebaner er lasten identiske, se figur B.1.



Figur B.1: Oversigt over trafiklasterne

Disse beregninger af linjelast og punktlast bliver bedregnet individuelt, da punktlasterne fra akseltrykket kun forekommer midt imellem understøtningerne, i dette tilfælde mellem A og B, se figur 7.1 i kapitel 7, og resten af konstruktionen er belastet af den ens fordelte last.
Da denne statiske model er statisk ubestemt, vil der sættes charnier i hver understøtning for at gøre konstruktionen statisk bestemt. De reaktioner der forekommer ved hver udregning vil derefter summeres med hinanden.

Punktlasterne

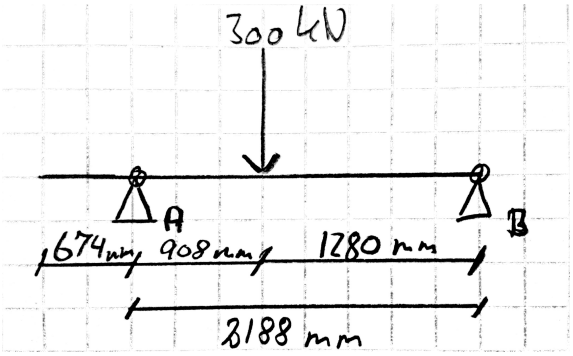
Den første understøtning er fra venstre og har betegnelsene A og næstefter B og så videre til H yderst til højre.
Først bestemmes reaktionen i A ved at tage moment om B:

$$-R_A \cdot 2188mm + 300kN \cdot 1280mm = 0$$

Herefter isoleres R_A:

$$R_A = \frac{300kN \cdot 1280mm}{2188mm} = 175,503kN$$

Herefter kan R_B bestemmes ved lodret projektion:

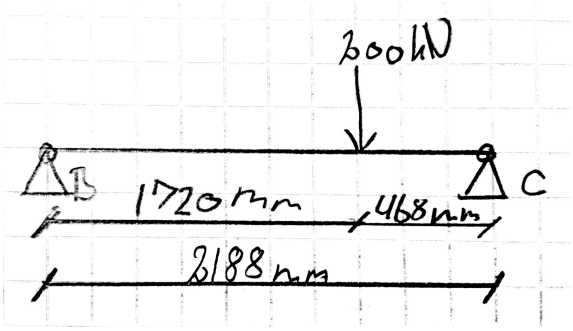


Figur B.2: Punktlast 300 kN

$$R_B + R_A - 300kN = 0$$

R_B isoleres:

$$R_B = -R_A + 300kN = 124,497kN$$



Figur B.3: Punktlast 200 kN

Først bestemmes reaktionen i B ved at tage moment om C:

$$-R_B \cdot 2188mm + 200kN \cdot 468mm = 0$$

Herefter isoleres R_B:

$$R_B = \frac{200kN \cdot 468mm}{2188mm} = 42,779kN$$

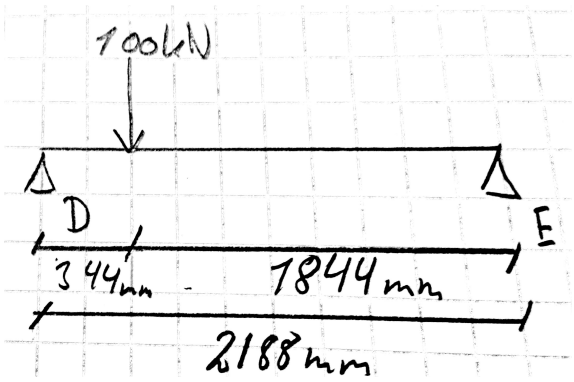
Herefter kan R_C bestemmes ved lodret projektion:

$$R_C + R_B - 200kN = 0$$

R_C isoleres:

$$R_C = -R_C + 200kN = 157,221kN$$

Mellem C og D er der ingen punktlast, derfor bliver reaktionerne i disse punkter lig 0.



Figur B.4: Punktlast 100 kN

Først bestemmes reaktionen i D ved at tage moment om E:

$$-R_D \cdot 2188mm + 100kN \cdot 1844mm = 0$$

Herefter isoleres R_D:

$$R_D = \frac{100kN \cdot 1844mm}{2188mm} = 84,278kN$$

Herefter kan R_E bestemmes ved lodret projektion:

$$R_E + R_D - 100kN = 0$$

R_E isoleres:

$$R_E = -R_D + 100kN = 15,722kN$$

Da brokonstruktionen ikke er udsat for flere punktlaster, vil de resterende understøtninger have en reaktion på 0.
For de reaktioner der er bestemt skal nu summeres sammen, og følgende reaktioner på bjælkerne er:

$$R_A = 175,503kN$$

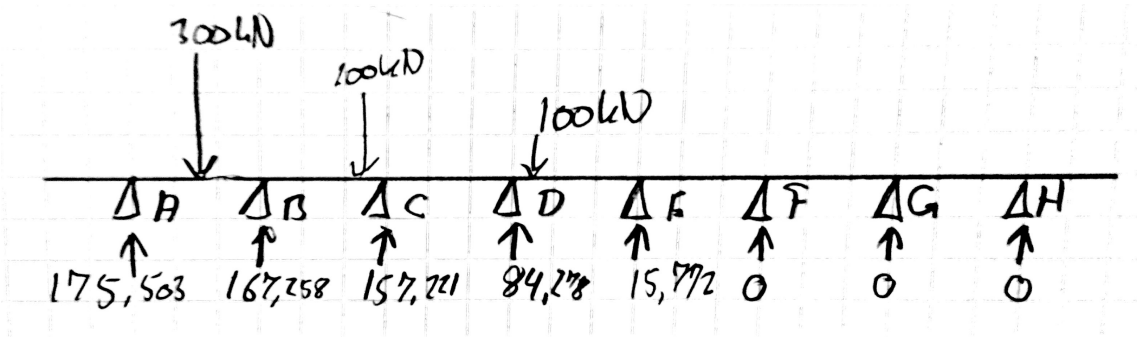
$$R_B = 167,258kN$$

$$R_C = 157,221kN$$

$$R_D = 84,278kN$$

$$R_E = 15,772kN$$

$R_F = R_G = R_H = 0kN$

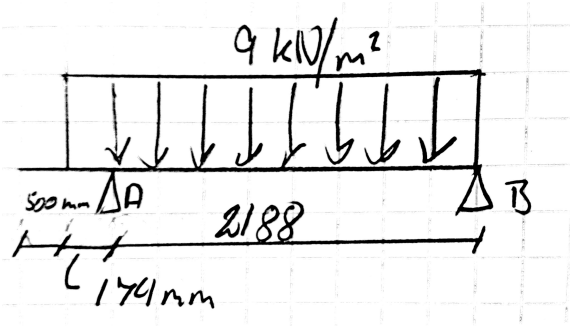


Figur B.5: Reaktioner

Der regnes derfor med at den største punktlast der kommer på Bjælkerne svare til 175,503 kN.

Linjelasterne

På samme måde som punktlasterne er beregnet, regnes linjelasterne se figur B.1.



Figur B.6: Linjelast $9\frac{kN}{m^2}$ kørebane 1.

Først bestemmes reaktionen i A ved at tage moment om B:

$$-R_A \cdot 2188mm + 9\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) \cdot \frac{(2188mm + 174mm)}{2} = 0$$

Herefter isoleres R_A:

$$R_A = \frac{9\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) \cdot \frac{(2188mm+174mm)}{2}}{2188mm} = 11,474\frac{kN}{m}$$

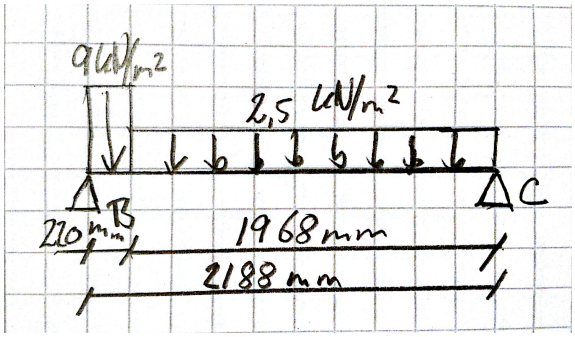
Herefter kan R_B bestemmes ved lodret projektion:

$$R_B + R_A - 9\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) = 0$$

R_B isoleres:

$$R_B = -R_A + 9\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) = 9,784\frac{kN}{m}$$

Først bestemmes reaktionen i C ved at tage moment om B:



Figur B.7: Linjelast $9\frac{kN}{m^2}$ kørebane 1. og $2,5\frac{kN}{m^2}$ kørebane 2.

$$-R_C \cdot 2188mm + 9\frac{kN}{m^2} \cdot 220mm \cdot \frac{220}{2} + 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 1968mm \cdot \frac{1968}{2} = 0$$

Herefter isoleres R_C:

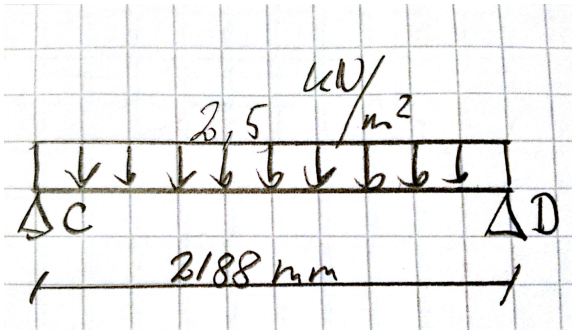
$$R_C = \frac{2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 1968mm \cdot \frac{1968}{2} + 9\frac{kN}{m^2} \cdot 220mm \cdot \frac{220}{2} = 0}{2188mm} = 2.312\frac{kN}{m}$$

Herefter kan R_B bestemmes ved lodret projektion:

$$R_B + R_C - 9\frac{kN}{m^2} \cdot 220mm - 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 1968mm = 0$$

R_B isoleres:

$$R_B = -R_C + 9\frac{kN}{m^2} \cdot 220mm + 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 1968mm = 4,588\frac{kN}{m}$$

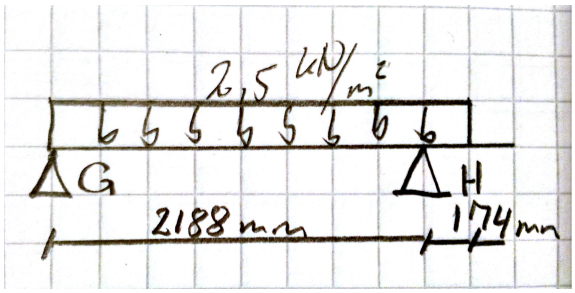


Figur B.8: Linjelast $2,5\frac{kN}{m^2}$ vejbane 2, 3, 4 og 5

Linjelasten for R_C og R_D bestemmes ud fra "teknisk ståbi" 21. udgave, side 101:

$$R_C = R_D = \frac{1}{2} \cdot 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot 2188mm = 2,735\frac{kN}{m}$$

Linjelasterne $R_E + R_F + R_G$ er identiske med overstående udregning $2,735\frac{kN}{m}$.



Figur B.9: Linjelast $2,5\frac{kN}{m^2}$ for resterende stykke, 6

Først bestemmes reaktionen i H ved at tage moment om G:

$$-R_H \cdot 2188mm + 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) \cdot \frac{(2188mm + 174mm)}{2} = 0$$

Herefter isoleres R_H:

$$R_H = \frac{2,5\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) \cdot \frac{(2188mm+174mm)}{2}}{2188mm} = 3.187\frac{kN}{m}$$

Herefter kan R_G bestemmes ved lodret projektion:

$$R_G + R_H - 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) = 0$$

R_G isoleres:

$$R_G = -R_H + 2,5\frac{kN}{m^2} \cdot (2188mm + 174mm) = 2,718\frac{kN}{m}$$

Igen skal tilhørende reaktioner summeres, og reaktionerne på bjælken bliver:

$$R_A = 11,474 \frac{kN}{m}$$

$$R_B = 14,372 \frac{kN}{m}$$

$$R_C = 5,047 \frac{kN}{m}$$

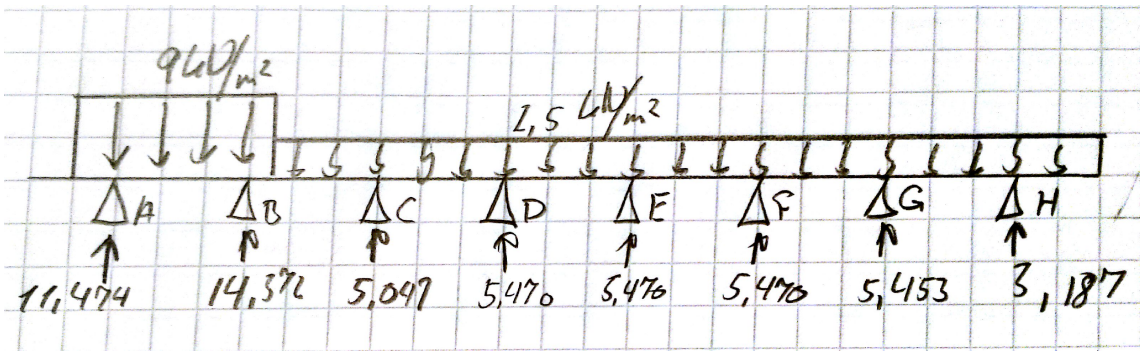
$$R_D = 5,470 \frac{kN}{m}$$

$$R_E = 5,470 \frac{kN}{m}$$

$$R_F = 5,470 \frac{kN}{m}$$

$$R_G = 5,453 \frac{kN}{m}$$

$$R_H = 3,187 \frac{kN}{m}$$



Figur B.10: Reaktioner

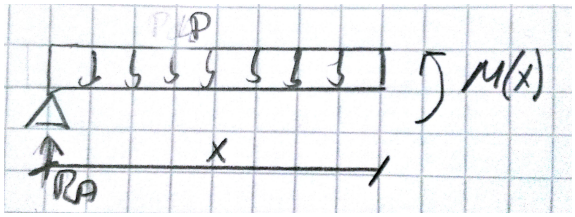
Profilet ved punkt B dimensioneres.

C | Udbøjningsbestemmelse

Udbøjningen af brodækket hvor der er en ensfordelt last og to punktlaster, er ikke angivet i "Teknisk ståbi" 21.udgave. Derfor beregnes udbøjningen ud fra følgende ligning:

$$u(x) = \int \int \frac{M(x)}{E \cdot I} dxdx \tag{C.1}$$

For at bestemme udbøjningen, skal der intergreres over momentet ved punktlast Q_2, Q_1 og ved midterunderstøtningen B. For alle udregninger indgår elastisitets modulet og inertimomentet ved at multipliceres ligningen med $\frac{1}{E \cdot I}$, det vises dog ikke i udregningerne.



Figur C.1: Moment om x til venstre for første punktlast

Momentet bestemmes ved første punktlast, x henne fra understøtningen:

$$M_1(x) = -\frac{1}{2} p \cdot x^2 + R_a \cdot x \tag{C.2}$$

C.2 differenceres for at få krumningen:

$$\kappa_1 = \int \Big(M_1(x) \Big) dx \tag{C.3}$$

Efter κ er differenceret bliver krumningen:

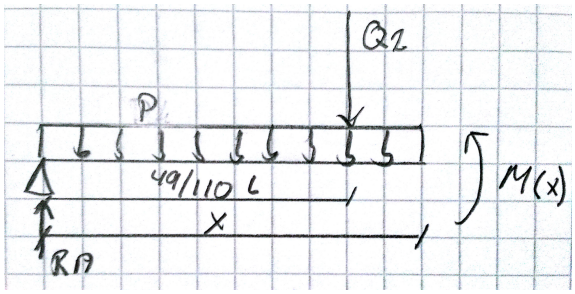
$$\kappa_1 = \frac{R_a \cdot x^2}{2} - \frac{p \cdot x^3}{6} + C_1$$

Differenceres C.3 fås udbøjningen i punktet:

$$y_1 = \int (\kappa_1) dx \tag{C.4}$$

Efter y_1 er differenceret bliver udbøjningen:

$$y_1 = \frac{R_a \cdot x^3}{6} - \frac{p \cdot x^4}{24} + C_1 \cdot x + C_2$$



Figur C.2: Moment om x til venstre for anden punktlast

Momentet bestemmes ved anden punktlast, x henne fra understøtningen:

$$M_2(x) - \frac{1}{2}p \cdot x^2 - Q_2 \cdot x + Q_2 \cdot \frac{49}{110} \cdot l + R_a \cdot x \tag{C.5}$$

C.5 differenceres for at få krumningen:

$$\kappa_2 = \int \Big(M_2(x)\Big)dx \tag{C.6}$$

Efter κ er differenceret bliver krumningen:

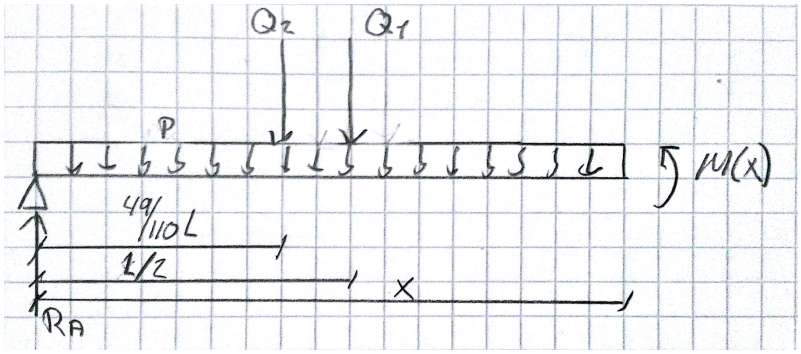
$$\kappa_2 = \Big(\frac{R_2}{2} - \frac{Q_2}{2}\Big) \cdot x^2 - \frac{p \cdot x^3}{6} + \frac{Q_2 \cdot 49 \cdot l \cdot x}{110} + C_3$$

Differenceres C.6 fås udbøjningen i punktet:

$$y_2 = \int (\kappa_2)dx \tag{C.7}$$

Efter y_2 er differenceret bliver udbøjningen:

$$y_2 = \Big(\frac{R_2}{6} - \frac{Q_2}{6}\Big) \cdot x^3 - \frac{p \cdot x^4}{24} + \frac{Q_2 \cdot 49 \cdot l \cdot x^2}{220} + C_3 \cdot x + C_4$$



Figur C.3: Moment om x til venstre for understøtning B

Momentet bestemmes ved understøtning B:

$$M_3(x) - \frac{1}{2}p \cdot x^2 - Q_2 \cdot x + Q_2 \cdot \frac{49}{110} \cdot l + R_a \cdot x \tag{C.8}$$

C.8 differenceres for at få krumningen:

$$\kappa_3 = \int \Big(M_3(x)\Big)dx \tag{C.9}$$

Efter κ er differenceret bliver krumningen:

$$\kappa_3 = \Big(\frac{R_2}{2} - \frac{Q_2}{2} - \frac{Q_1}{2}\Big) \cdot x^2 - \frac{p \cdot x^3}{6} + \Big(\frac{Q_1 \cdot l}{2} + \frac{Q_2 \cdot 49 \cdot l \cdot x}{110}\Big) \cdot x + C_5$$

Differenceres C.9 fås udbøjningen i punktet:

$$y_3 = \int (\kappa_3)dx \tag{C.10}$$

Efter y_3 er differenceret bliver udbøjningen:

$$y_3 = \Big(\frac{R_2}{6} - \frac{Q_2}{6} - \frac{Q_1}{6}\Big) \cdot x^3 - \frac{p \cdot x^4}{24} + \Big(\frac{Q_1 \cdot l}{4} + \frac{Q_2 \cdot 49 \cdot l}{220}\Big) \cdot x^2 + C_5 \cdot x + C_6$$

Der er nu 6 konstanter der skal bestemmmes ud fra nogle randbetingelser. Først startes der med at finde konstanterne for C_1 og C_2 Disse konstanter findes ved at antage at $x = 0$ og $y_1 = 0$:

$$0 = \frac{R_a \cdot 0^3}{6} - \frac{p \cdot 0^4}{24} + C_1 \cdot 0 + C_2$$

$C_2 = 0$:

Her efter undersøges det for hvis $x = l$ og $y_3 = 0$:

$$0 = \Big(\frac{R_2}{6} - \frac{Q_2}{6} - \frac{Q_1}{6}\Big) \cdot l^3 - \frac{p \cdot l^4}{24} + \Big(\frac{Q_1 \cdot l}{4} + \frac{Q_2 \cdot 49 \cdot l}{220}\Big) \cdot l^2 + C_5 \cdot l + C_6$$

Herefter skal der undersøges for krumningen ved første punktlast, her gælder det at krumningen $\kappa_1 = \kappa_2$ og $x = \frac{49 \cdot l}{110}$.
Udbøjningerne i dette punkt hvor $x = \frac{49 \cdot l}{110}$ gælder det at $y_1 = y_2$:

Det samme undersøges for krumningen ved anden punktlast, her gælder det at krumningen $\kappa_2 = \kappa_3$ og $x = \frac{l}{2}$
Udbøjningerne i dette punkt hvor $x = \frac{l}{2}$ gælder det at $y_2 = y_3$.

Da C_2 er kendt, kan systemet løses. Ud fra overstående afgrænsninger er der 5 ubekendt med 5 ligninger. Disse ligninger løses samtidigt og konstanterne bliver følgende:

$$C_1 = \frac{l^3 \cdot p}{24} + \frac{l^2 \cdot Q_1}{48} + \frac{226981 \cdot l^2 \cdot Q_2}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6}$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = \frac{l^3 \cdot p}{24} + \frac{l^2 \cdot Q_1}{48} - \frac{565349 \cdot l^2 \cdot Q_2}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6}$$

$$C_4 = \frac{117649 \cdot l^3 \cdot Q_2}{7986000}$$

$$C_5 = \frac{l^3 \cdot p}{24} - \frac{5 \cdot l^2 \cdot Q_1}{48} - \frac{565349 \cdot l^2 \cdot Q_2}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6}$$

$$C_6 = \frac{l^3 \cdot Q_1}{48} - \frac{117649 \cdot l^3 \cdot Q_2}{7986000}$$

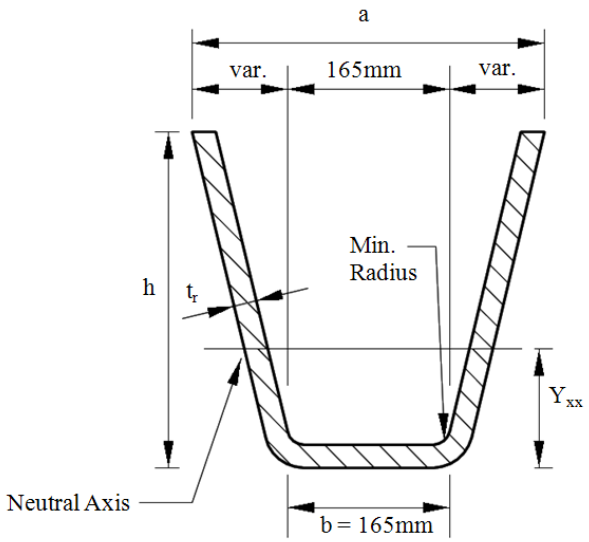
Den maksimale udbøjning forventes at ligge ved den første punktlast omkring $9,8m$ fra understøtning A. Vi kan derfor indsætte C_1 ind i formel C.4. Udbøjningsformlen bliver multiplicere med $\frac{-1}{E \cdot I}$:

$$u(x) = -\frac{\frac{R_A \cdot x^3}{6} - \frac{p_k \cdot x^4}{24} + \left(\frac{l^3 \cdot p_k}{24} + \frac{l^2 \cdot Q_{k1}}{48} + \frac{226981 \cdot l^2 \cdot Q_{k2}}{7986000} - \frac{l^2 \cdot R_A}{6} \right) \cdot x}{E \cdot I} \tag{C.11}$$

D | trapez forstærkning for stålpladen

STANDARD ORTHOTROPIC PANEL DETAILS AND SECTION PROPERTIES

The standard shape details in this appendix originated in the out-of-print design aid titled *Orthotropic Bridge Decks Using Bethlehem Standard Ribs* published by the Bethlehem Steel Corporation, Bethlehem, PA (unknown date) and have been converted to metric with updated sketches.



Standard Rib Designation	Depth of Rib, d (mm)	Width at Top, a (mm)	Rib Thickness, t_r (mm)	Weight per meter (kN)	I_{xx} (mm^4)	Y_{xx} (mm)
85	196	282	8	342	$1.67x10^7$	76
86			9	408	$1.97x10^7$	76
87			11	473	$2.26x10^7$	77
95	221	297	8	374	$2.30x10^7$	87
96			9	447	$2.72x10^7$	88
97			11	519	$3.13x10^7$	88
105	245	312	8	407	$3.07x10^7$	99
106			9	486	$3.63x10^7$	99
107			11	564	$4.15x10^7$	100
115	270	328	8	439	$3.98x10^7$	111
116			9	525	$4.72x10^7$	111
117			11	609	$5.44x10^7$	112

Figure A-1 Typical Rib Dimensions for Standardized Trapezoidal Shapes