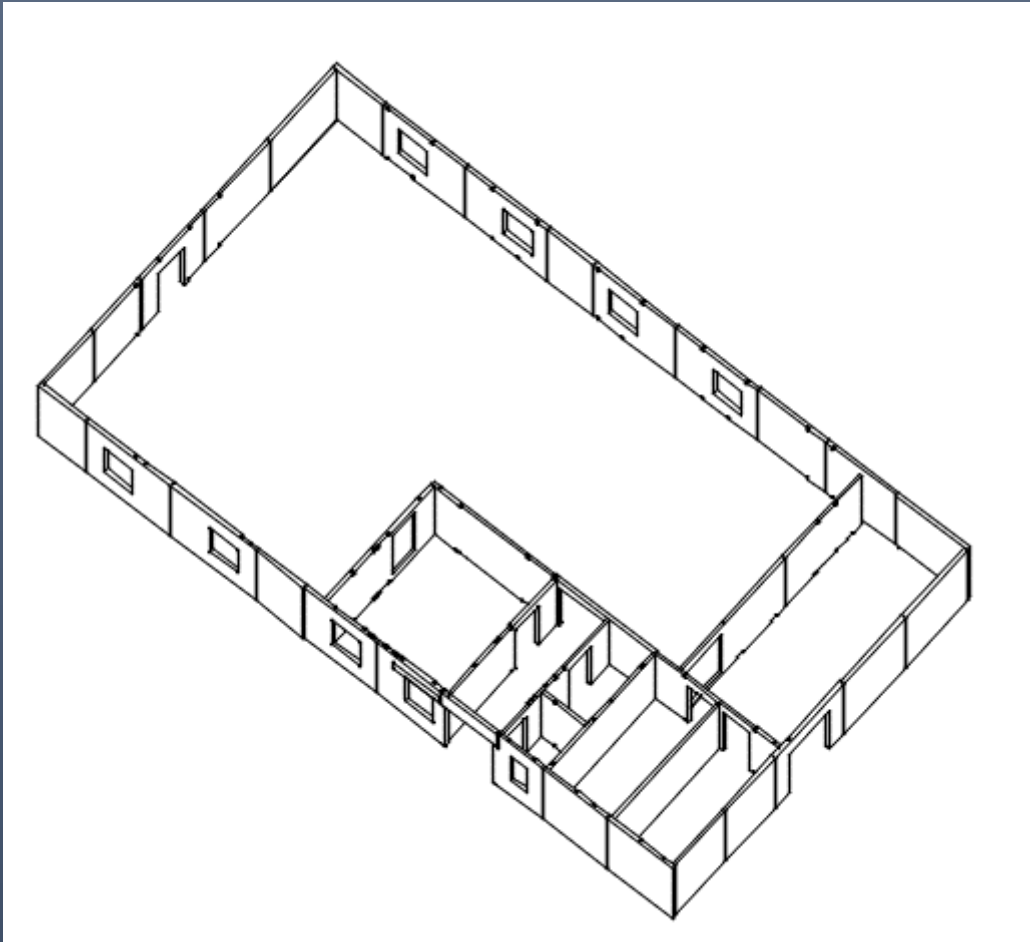




AC Bygning

A2. STATISKE BEREGNINGER
BRIAN HEDEGAARD JENSEN

Titelblad

Projekttitel: AC Bygning

Adresse: Endrup
Brorsensvej 2
6740 Bramming

Bygherre: Energinet.dk
Tonne Kjærvej 65
7000 Fredericia

Projektperiode: 07.09.2015 til 13.11.2015

Vejleder: Lars Hjortskov Larsen

Abstract

Energinet wishes in connection with the establishment of Horns Rev 3 offshore wind farm, to expand the substation in Endrup. In connection with the expansion requested built a new service building. The project concerns the design and dimensioning of the service building, built of lightweight aggregate concrete and steel profiles. The report consists of assumptions, which are based on different standards / Eurocodes, vertical and horizontal loads are led to the foundation, selected structural elements is dimensioned. Drawings of plans, sections, facades and details illustrating the calculated solutions

Udarbejdet af: Brian Hedegaard Jensen

Underskrift

Forord

Afgangsprojektet er udarbejdet af ingeniørstuderende Brian Hedegaard Jensen i perioden 07.09.2015 til 13.11.2015. Projektet er udarbejdet i samarbejde med Expan Brørup sammen med Lars Hjortskov Larsen som vejleder.

Projektet er inddelt i to rapporter, samt bilag/appendiksmappe og tegningsmappe.

- A1. Projektgrundlag
- A2. Statiske beregninger
- Bilag/appendiksmappe
- Tegningsmappe

Projektet er udarbejdet efter studieordningen omkring Bachelorprojekt.

Rapporten henvender sig til læsere med et grundlæggende kendskab til dimensionering og projektering inden for bygninger.

Projektet er udarbejdet efter arkitekt- og ingeniørtegninger, samt placering af bygningen som har været udleveret til Expan Brørup.

En stor tak til Expan Brørup samt ingeniør Lars Hjortskov Larsen for et godt samarbejde og værdifulde faglige viden undervejs i projektarbejdet.

Læsevejledning

Projektet er opdelt i to rapporter, som hver især omhandler forskellige dele af projektet

A1. Projektgrundlag indeholder de generelle forudsætninger for konstruktionen. Herunder beskrivelse af konstruktionen, normer og standarder, konstruktionsmaterialer, styrkeparameter, sikkerhed og laster på konstruktionen.

A2. Statiske beregninger indeholder statisk dokumentation iht. lodret lastnedføring, stabilitet. Derudover vil her også være dimensionering af enkelte konstruktionselementer heraf stål, letklinker beton, fundament og samlinger.

slutnoter i de respektive rapporter anvendes til kildeangivelser.

Projektets bilag/appendiks medfølger i en bilag/appendiks mappe og tegninger medfølger i en tegningsmappe.

Indholdsfortegnelse

1. Lodret lastnedføring	4
1.2 Løft på tag	6
1.3 Excentricitet	7
2. Vandret lastnedføring – stabilitet	9
3. Dimensionering af en letbeton væg.....	16
3.1 Valg af elementer til kontrol af bæreevne	17
3.2 Håndberegning af Letbeton væg LB102	18
3.3 Beregning af letbeton bjælke 1.....	24
3.4 Tyngdepunkt for element	31
3.5 Valg af løft	33
4. Bestemmelse af stålbjælke i modul 2	34
5. Dimensionering af stålsøjlerne	36
6. Fundament.....	38
6.1 Linjefundament under ydervæggene	39
6.2 Linjefundament under indervægge.....	42
6.3 Punktfundament under søjle	45
7. Samlinger	47
7.1 Samling mellem tag/væg.....	47
7.2 glidningsbeslag.....	50
7.3 Samling mellem stålbjælke/stålsøjle	52
7.4 Samling mellem væg/væg	54
7.5 Samling mellem væg/fundament.....	54
7.6 Samling mellem stålsøjle/punktfundament	56

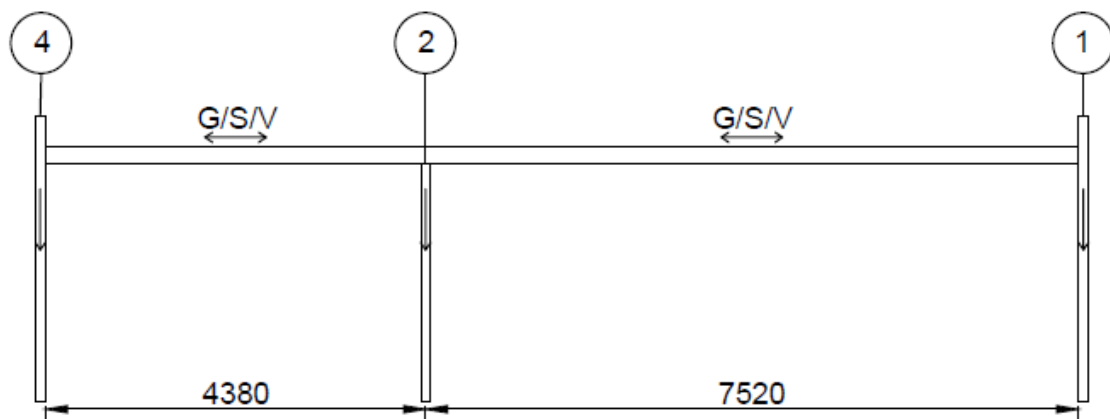
1. Lodret lastnedføring

Lasterne fundet i A1 projektgrundlag anvendes til lodret lastnedføring. Alle lodrette laster vil blive regnet efter de tre lastkombinationer maksimallast, reduceret last og minimallast som beskrevet i A1 projektgrundlag. Snelasten er den dominerende variable i dette tilfælde.

Lastart	Permanent	Variable last Dominerende	Variable last Ikke dominerende	I alt
Maksimallast	$1,0 \cdot 1,0 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \cdot 0,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2}$	$= 2,26 \frac{kN}{m^2}$
Reduceret last	$1,0 \cdot 1,0 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2}$	$= 1,42 \frac{kN}{m^2}$
Minimallast	$0,9 \cdot 1,0 \frac{kN}{m^2}$	0	0	$= 0,90 \frac{kN}{m^2}$
Egenlast	$1,0 \frac{kN}{m^2}$	0	0	$= 1,0 \frac{kN}{m^2}$

Tabel 1: regningsmæssige laster

For at finde linjelasterne over elementerne, skal længderne ud til de bærende vægge bestemmes. På figur 1 kan længderne til facaden ses. For gavl anvendes 1,2 m som spæn.



Figur 1: oversigt over lodretlast nedføring

Linjelast fra modulline 1 til modullinje 2

For maksimallast

$$0,5 \cdot 7,52m \cdot 2,26 \frac{kN}{m^2} = 8,50 \frac{kN}{m}$$

For reduceret last

$$0,5 \cdot 7,52m \cdot 1,42 \frac{kN}{m^2} = 5,34 \frac{kN}{m}$$

For minimallast

$$0,5 \cdot 7,52m \cdot 0,90 \frac{kN}{m^2} = 3,38 \frac{kN}{m}$$

For egenvægt

$$0,5 \cdot 7,52m \cdot 1,0 \frac{kN}{m^2} = 3,76 \frac{kN}{m}$$

Linjelast fra modullinje 2 til modullinje 4

For maksimallast

$$0,5 \cdot 4,38m \cdot 2,26 \frac{kN}{m^2} = 4,95 \frac{kN}{m}$$

For reduceret last

$$0,5 \cdot 4,38m \cdot 1,42 \frac{kN}{m^2} = 3,11 \frac{kN}{m}$$

For minimallast

$$0,5 \cdot 4,38m \cdot 0,90 \frac{kN}{m^2} = 1,97 \frac{kN}{m}$$

For egenvægt

$$0,5 \cdot 4,38m \cdot 1,0 \frac{kN}{m^2} = 2,19 \frac{kN}{m}$$

Linjelasten for modullinje 2

For maksimallast

$$8,50 \frac{kN}{m} + 4,95 \frac{kN}{m} = 13,45 \frac{kN}{m}$$

For reduceret last

$$5,34 \frac{kN}{m} + 3,11 \frac{kN}{m} = 8,45 \frac{kN}{m}$$

For minimallast

$$3,38 \frac{kN}{m} + 1,97 \frac{kN}{m} = 5,35 \frac{kN}{m}$$

For egenvægt

$$3,76 \frac{kN}{m} + 2,19 \frac{kN}{m} = 5,95 \frac{kN}{m}$$

Linjelast for modul A og H

For maksimallast

$$1,2m \cdot 2,26 \frac{kN}{m^2} = 2,71 \frac{kN}{m}$$

For reduceret last

$$1,2m \cdot 1,42 \frac{kN}{m^2} = 1,70 \frac{kN}{m}$$

$$1,2m \cdot 0,90 \frac{kN}{m^2} = 1,08 \frac{kN}{m}$$

For egenvægt

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

1.2 Løft på tag

Der skal tjekkes for løft på taget fra den sug og tryk der reager. Der tjekkes for vind ind på facade da det giver det største løft på taget.

Der skal bestemmes den gennemsnitlige løft på taget og tjekkes om det er mindre end minimallasten på taget.

$$minimallast \geq \frac{\sum A_i \cdot q_{løft,i}}{\sum A_i}$$

Zone F

$$A_1 = 2 \cdot 1,65m \cdot 0,66m = 2,18 m^2$$

$$q_{løft,1} = (-1,2 - 0,2) \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} = -0,97 \frac{kN}{m^2}$$

Zone G

$$A_2 = 18,89m \cdot 0,66m = 12,47 m^2$$

$$q_{løft,2} = (-0,8 - 0,2) \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} = -0,69 \frac{kN}{m^2}$$

Zone H

$$A_3 = 22,2m \cdot 2,64m = 58,61 m^2$$

$$q_{løft,3} = (-0,7 - 0,2) \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} = -0,62 \frac{kN}{m^2}$$

Zone I

$$A_4 = 22,2m \cdot 9,3m = 206,46 m^2$$

$$q_{løft,4} = (-0,5 - 0,2) \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} = -0,48 \frac{kN}{m^2}$$

Den gennemsnitlige løft bliver

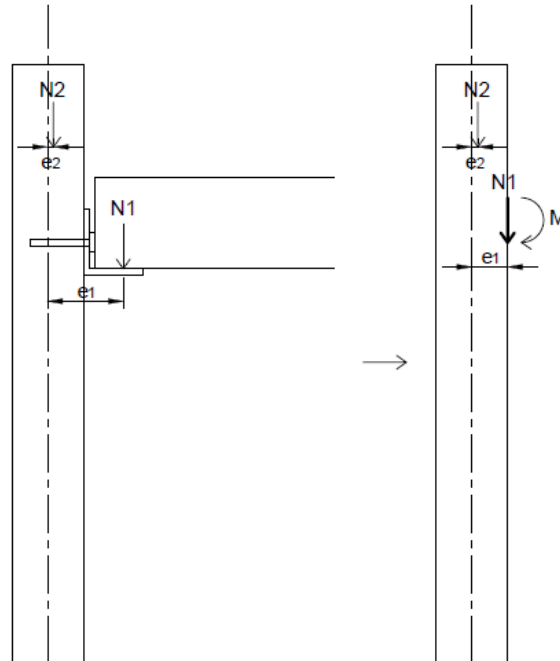
$$\frac{2,18m^2 \cdot (-0,97) \frac{kN}{m^2} + 12,47m^2 \cdot (-0,69) \frac{kN}{m^2} + 58,61m^2 \cdot (-0,62) \frac{kN}{m^2} + 206,46m^2 \cdot (-0,48) \frac{kN}{m^2}}{22,2m \cdot 12,6m}$$

$$= -0,52 \frac{kN}{m^2}$$

Da $0,9 \frac{kN}{m^2} > 0,52 \frac{kN}{m^2}$ vil der ikke forekomme løft på taget.

1.3 Excentricitet

Da et stålprofil er monteret på siden af elementet vil excentriciteten ligge langt ude fra centrum af elementet, ved at bruge egenvægten af elementet kan excentriciteten trækkes længere ind til centrum. Da lasten ligger ude for væggen vælges forskydningen at blive flyttet fra angrebs punktet til yder kanten af væggen. Herved afleveres der en forskydnings og moment ind i væggen.



Figur 2: excentricitet på ydervæggene

Ved letbeton findes excentriciteten 1/3 nede i væggen. For at flytte excentriciteten ind i væggen bruges 1/3 af væggens egenvægt.

1/3 af egenvægten af væggen

$$N_2 = \frac{1}{3} \cdot 18,50 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,759m \cdot 0,120m = 2,04 \frac{kN}{m}$$

Da elementen kan afvige fra sin plane form er $e_2 = 10 \text{ mm}$

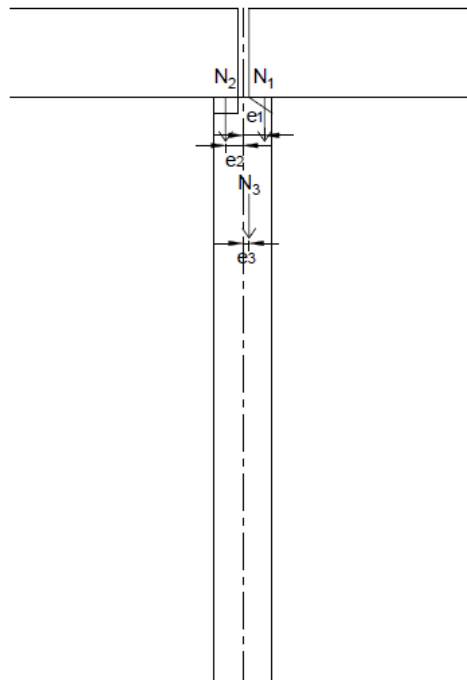
Nu kan excentricitet bestemmes i toppen af væggen

$$e_0 = \frac{60mm \cdot 8,50 \text{ kN/m} + 10mm \cdot 2,04 \text{ kN/m}}{8,50 \text{ kN/m} + 2,04 \text{ kN/m}} = 50 \text{ mm}$$

Excentriciteten skal findes 1/3 nede i væggen ved letbeton. Dette gøres ved at gange excentriciteten i toppen med 2/3, samt lægges excentriciteten af afvigelsen fra sin plane form, som er minimum 5 mm eller L/500.

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot 49mm + \left(\frac{2759}{500}\right)mm = 38 \text{ mm}$$

Excentriciteten i modul 2



Figur 3: excentricitet på indervæggene

Excentriciteten skal findes 1/3 nede i væggen først findes egenvægten

$$N_3 = \frac{1}{3} \cdot 18,50 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,759m \cdot 0,120m = 2,04 \frac{kN}{m}$$

$$e_1 = \frac{2 \cdot (50 - 10)mm}{3} + 10mm = 37 mm$$

$$e_2 = \frac{(50 - 10)mm}{2} + 10mm = 30 mm$$

$$e_3 = 10 mm$$

Nu kan excentriciteten findes i toppen

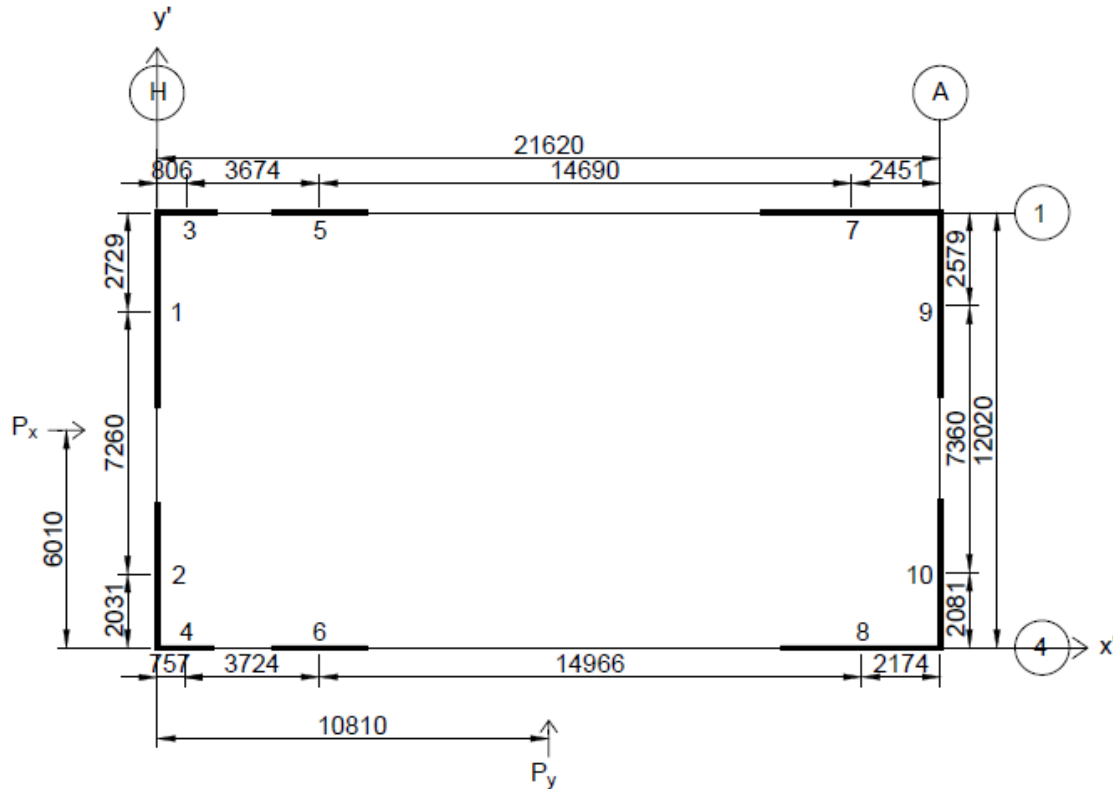
$$e_0 = \frac{37mm \cdot 8,50 \frac{kN}{m} - 30mm \cdot 4,95 \frac{kN}{m} + 10mm \cdot 2,04 \frac{kN}{m}}{8,50 \frac{kN}{m} + 4,95 \frac{kN}{m} + 2,30 \frac{kN}{m}} = 12 mm$$

Excentriciteten 1/3 nede i væggen

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot 12mm + \frac{2759mm}{500} = 13 mm$$

2. Vandret lastnedføring – stabilitet

Stabiliteten bestemmes ved hjælp af en elastisk fordeling af lasten, så der forekommer ligevægt i konstruktionen. På billede kan de valgte vægge ses, samt er der lagt en x' ; y' -koordinatsystem med begyndelsespunkt i nederste venstre hjørne.



Figur 4: oversigt over valgte stabiliserende vægge

Skiven angribes af en vandret last P_y når det blæser ind på facaden og en vandret last P_x når det blæser ind på gavlen.

Først skal forskydningscentrummet findes. Det er det punkt i den vandrette skive som resultanten af de ydre kræfter skal gå igennem, for at der ikke forekommer drejning i den vandrette skive. Forskydningscentrummet findes ved

For x-akslen

$$x_F = \frac{\sum x_i S_{ix}}{S_x}$$

Hvor

x_i = Er afstanden fra y-akslen til midt væg

S_{ix} = Væggens stivhed i y-akslens retning

$$S_x = \sum S_{ix}$$

For y-akslen findes den på tilsvarende måde

$$y_F = \frac{\sum y_i S_{iy}}{S_y}$$

Brian Hedegaard Jensen

Hvor

y_i = Er afstanden fra x-akslen til midt væg

S_{ix} = Væggens stivhed i x-akslens retning

$$S_y = \sum S_{iy}$$

Beregning af stivheden og længden ind til væggene er opstillet i tabel 2. For stivheden antages det at væggen ikke har nogen stivhed på tværs af væggen.

Understøtning i	Længde m	Tykkelse m	S_{ix}	S_{iy}	x'_i m	y'_i m	$S_{ix}x'_i$	$S_{iy}y'_i$
1	5,338	0,120	26,47	0	0	9,291	0	0
2	3,942	0,120	10,66	0	0	2,031	0	0
3	1,732	0,120	0	0,90	0,806	12,020	0	10,87
4	1,633	0,120	0	0,76	0,757	0	0	0
5	2,638	0,120	0	3,19	4,480	12,020	0	38,40
6	2,638	0,120	0	3,19	4,480	0	0	0
7	5,021	0,120	0	22,03	19,170	12,020	0	264,74
8	4,468	0,120	0	15,52	19,447	0	0	0
9	5,038	0,120	22,25	0	21,620	9,441	481,04	0
10	4,042	0,120	11,49	0	21,620	2,081	248,42	0
I alt			70,86	45,60			729,46	314,01

Tabel 2: oversigt over længder, stivheder, og placering i koordinatsystemet

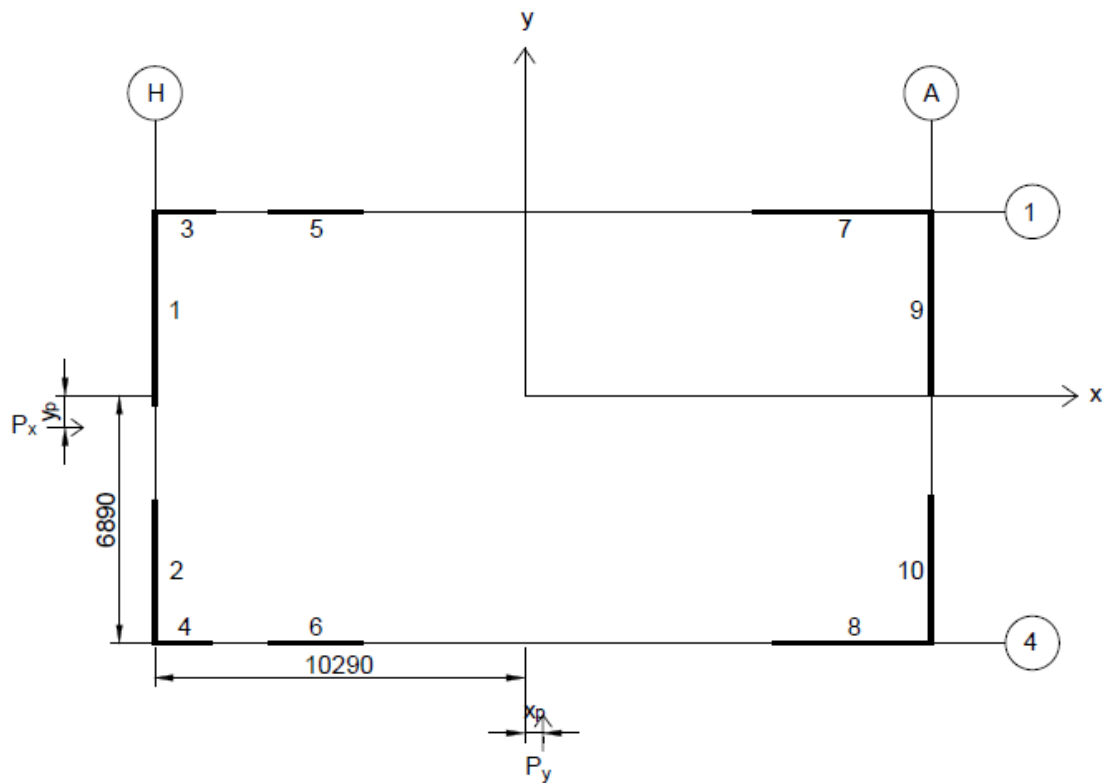
Forskydningscentrum for x-retningen

$$x_F = \frac{729,46}{70,86} = 10,29 \text{ m}$$

Forskydningscentrum for y-retningen

$$y_F = \frac{314,01}{45,60} = 6,89 \text{ m}$$

Der indlægges et nyt x;y-koordinatsystem med begyndelsespunkt i forskydningscentrum.



Figur 5: oversigt over det nye indlagte koordinatsystem

Til fordeling af lasterne ud på understøtningerne anvendes

For x-retningen

$$P_{ix} = S_{iy} \left(\frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} y_i \right)$$

For y-retningen

$$P_{iy} = S_{ix} \left(\frac{P_y}{S_x} - \frac{T}{V} x_i \right)$$

Hvor

T = Moment

V = Systemets vridningsstivhed

x_i/y_i = Understøtningernes tyngdepunkt i det nye koordinatsystem

Kraften P_x

$$P_x = \left(\frac{2,759m}{2} + 0,541m \right) \cdot 1,5 \cdot (0,7 + 0,3) \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 12,6m = 21,51 kN$$

Kraften P_y

$$P_y = \left(\frac{2,759m}{2} + 0,541m \right) \cdot 1,5 \cdot (0,7 + 0,3) \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 22,2m = 37,51 kN$$

Kræfterne P_x og P_y reager ikke på samme tid. Momentet fra de to kræfter er

$$T_x = P_y x_p = 37,51 \text{ kN} \cdot (10,81 \text{ m} - 10,29 \text{ m}) = 19,36 \text{ kNm}$$

$$T_y = -P_x y_p = -21,51 \text{ kN} \cdot (6,01 - 6,89) \text{ m} = 18,86 \text{ kNm}$$

Vridningens stivhed af konstruktionen er summen af den samlede vridnings stivhed af væggene i x-retningen og i y-retningen. Første to kolonner er understøtningernes tyngdepunkter i det nye koordinatsystem. De næste to kolonner er vridningsstivheden for hhv. x-,y-retningen. Sidste kolonne er summen af vridningsstivheden

Understøtning i	x_i $x'_i - x_F$	y_i $y'_i - y_F$	V_x $S_{ix}x_i^2$	V_y $S_{iy}y_i^2$	$\sum S_{ix}x_i^2 + \sum S_{iy}y_i^2$
1	-10,29	2,40	2804,35	0	2804,35
2	-10,29	-4,86	1129,40	0	1129,40
3	-9,49	5,13	0	23,82	23,82
4	-9,54	-6,89	0	35,94	35,94
5	-5,81	5,13	0	84,17	84,17
6	-5,81	-6,89	0	151,50	151,50
7	6,88	-5,13	0	580,37	580,37
8	9,18	-6,89	0	736,07	736,07
9	11,33	2,26	2854,27	0	2854,27
10	11,33	-4,50	1474,04	0	1474,04
I alt					9873,93

Tabel 3: oversigt over den samlede stivhed

Vind på facaden.

Understøtning i	P_{ix} kN	P_{iy} kN
1	0	14,54
2	0	5,86
3	-0,01	0
4	0,01	0
5	-0,03	0
6	0,04	0
7	-0,22	0
8	0,21	0
9	0	11,28
10	0	5,83
I alt	0	37,51

Tabel 4: oversigt over kræfterne iht. x retningen og y retningen med vind på facaden

Vind ind på gavl

Understøtning i	P_{ix} kN	P_{iy} kN
1	0	0,52
2	0	0,21
3	0,42	0
4	0,37	0
5	1,48	0



6	1,55	0
7	10,17	0
8	7,53	0
9	0	-0,48
10	0	-0,25
I alt	21,51	0

Tabel 5: oversigt over kræfterne iht. x retningen og y retningen med vind på gavl

Der skal tjekkes for løft, glidning og knusning. Først tjekkes for vind på facaden. For glidning anvendes friktionskoefficienten $\mu_d = 0,288$.

Vind på facade

Understøtning i	$M_{vælt}$ $hP_{ix/iy}$	G $\gamma_{inf}hltp + min. lastl$	M_{stab} $Gl/2$	g_{stab} $G\mu_d$	e M/N	L_{eff} $l - 2e$	σ $N/l_{eff}t$
1	46,54	34,13	91,09	9,83	1,23	2,88	0,11
2	18,74	25,20	49,68	7,26	0,67	2,60	0,09
3	0,03	16,91	14,66	4,88	0	1,73	0,06
4	0,03	15,96	13,03	4,60	0	1,63	0,06
5	0,10	25,78	34,01	7,43	0,01	2,63	0,06
6	0,14	25,78	34,01	7,43	0,01	2,62	0,06
7	0,71	49,07	123,20	14,13	0,02	4,98	0,06
8	0,67	43,67	97,56	12,58	0,02	4,43	0,06
9	36,11	32,21	81,14	9,28	1,01	3,02	0,10
10	18,65	25,84	52,23	7,44	0,65	2,74	0,09

Tabel 6: oversigt over løft, glidning og knusning med vind på facaden

Det kan ses at der er to elementer der glider, der skal findes ud af hvad glidningssikring der skal anvendes

Understøtning i	P_{iy}	g_{stab}	glidningssikring
1	14,54	9,83	4,71
9	11,28	9,28	2

Tabel 7: oversigt over vægge der glider

Der anvendes en standard vinkelbeslag med dimensionerne 200x100x14. stålprofilet er dimensioneret i afsnit 7.2.

Vind på gavl

Understøtning i	$M_{vælt}$ $hP_{ix/iy}$	G $\gamma_{inf}hltp + min. lastl$	M_{stab} $Gl/2$	g_{stab} $G\mu_d$	e M/N	L_{eff} $l - 2e$	σ $N/l_{eff}t$
1	1,67	34,13	91,09	9,83	0,04	5,25	0,06
2	0,67	25,20	49,68	7,26	0,02	3,89	0,06
3	1,34	16,93	14,66	4,88	0,11	1,51	0,07
4	1,18	15,96	13,03	4,60	0,10	1,43	0,07
5	4,72	25,78	34,01	7,43	0,25	2,13	0,07
6	4,96	25,78	34,01	7,43	0,26	2,11	0,07
7	32,56	49,07	123,20	14,13	0,91	3,20	0,09
8	24,08	43,67	97,56	12,58	0,76	2,95	0,09
9	1,54	32,21	81,14	9,28	0,04	4,95	0,06
10	0,8	25,84	52,23	7,44	0,03	3,99	0,06

Tabel 8: oversigt over løft, glidning og knusning med vind på gavl



Der kigges på lasten op i væggen, ved letbeton kan lasten brede sig op til 1/3 af højden plus den effektive længde dette giver en linjelast i væggen. Der skal tjekkes om den er større end den lodrette last fra lastnedføringen. Hvis den er større end den lodrette last skal der tjekkes for to tilfælde fordi excentriciteterne er anderledes.

$$Q = \frac{N}{6h + l_{eff}}$$

Understøtning i	Q_{Px}	Q_{Py}
1	5,9	9,99
2	5,69	8,03
3	8,27	7,49
4	8,13	7,39
5	9,67	8,16
6	9,76	8,17
7	13,16	8,90
8	12,53	8,81
9	5,87	9,06
10	5,72	7,89

Tabel 9: overdigt over linjelaster i elementerne

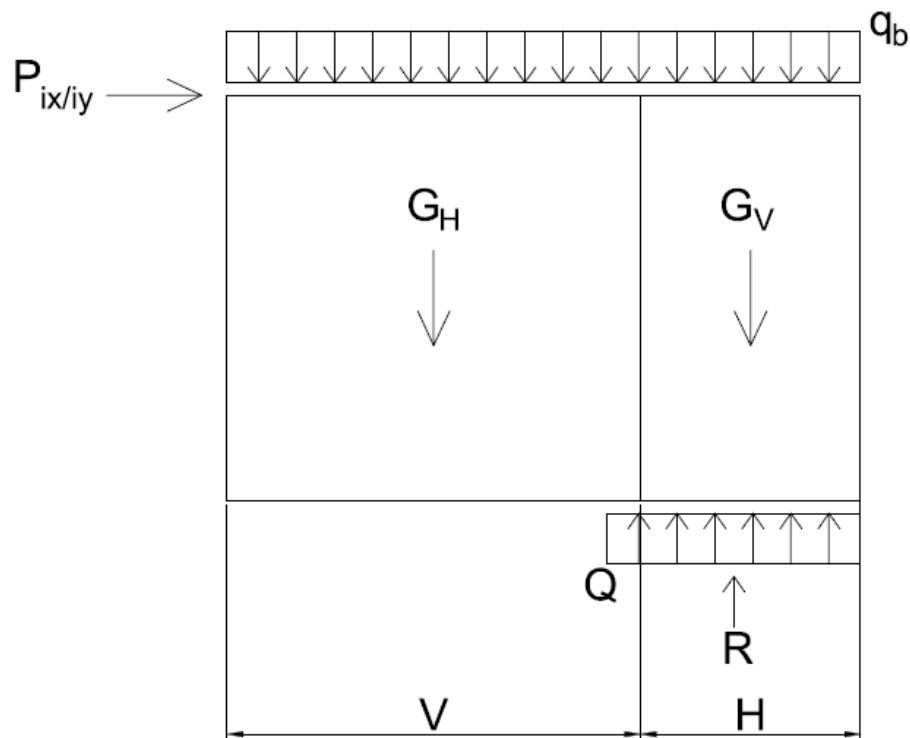
Der er samlinger i mellem mange af de valgte elementer, der skal findes hvilken forskydning der forekommer mellem samlingerne. Der tjekkes for højre og venstre side. Der er samlinger i understøtning 1,2,5,6,7,8,9 og 10

Først skal der findes afstanden fra højre og venstre ind til samlingen i de forskellige understøtninger

Understøtninger i	V	H
1	2686	2653
2	1953	1990
5	1319	1319
6	1319	1319
7	2486	2353
8	2271	2198
9	2536	2503
10	2040	2003

Tabel 10: oversigt over længder til samlinger iht. højre og venstre side

For at finde forskydningen i elementet skal der bestemmes hvad den samlede kraft der går igennem forskydningen er.



Figur 6: skitse af samling i elementet

Først findes egenvægten af stykket

Understøtning i	Egenvægt V	Egenvægt H
	$bhtpy + qb$	
1	17,17	16,96
2	12,49	12,72
5	12,89	12,89
6	12,89	12,89
7	24,30	23,00
8	22,20	21,48
9	16,21	16,00
10	13,04	12,81

Tabel 11: oversigt over egenvægt iht. højre og venstre side

Herefter findes reaktionen under elementet, samt skal den fordeles ud på trykzonen

Understøtning i	R	Q
	$qb + bhtpy$	R/l_{eff}
1	34,13	11,84
2	25,20	9,68
5	25,78	12,08
6	25,78	12,22
7	49,07	15,36
8	43,67	14,80
9	32,21	10,66
10	24,84	9,42

Tabel 12: oversigt over reaktion samt linjelasten for den effektive længde

Linjelasten er bestemt under elementet, der skal findes hvad forskydningen ud til samlingen blive. Herefter skal egenvægten trækkes fra og den samlede forskydningen i samlingen er fundet

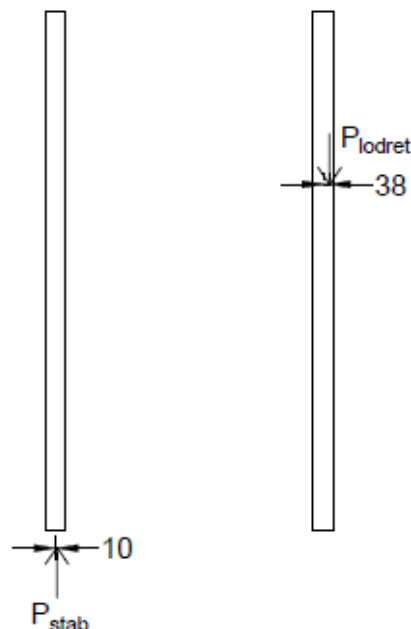
Understøtning i	Reaktion V	Reaktion H	Forskydning V	Forskydning H
1	31,79	31,40	14,62	14,44
2	18,91	19,26	6,42	6,54
5	15,94	15,94	3,04	3,04
6	16,12	16,12	3,23	3,23
7	38,18	36,14	13,88	13,14
8	33,61	32,53	11,42	11,05
9	27,05	26,69	10,83	10,69
10	19,22	18,87	6,17	6,06

Tabel 13: oversigt over forskydningskraften elementet udsættes for

Som det kan ses så er den største forskydningskraft er på 14,44 kN. Forskydningssamlingen er bestemt i afsnit 7.4

3. Dimensionering af en letbeton væg

I dette afsnit vil alle de nødvendige letbetons vægge blive bestemt. Her vil også være udført en håndberegning af en letbetons væg og herefter eftervises den med beregningsprogrammer fra betonelement foreningen som kan ses i bilag 2. Lasterne på elementet er regnet i A2 statiskberegninger elementet påføres et moment fra flytningen af forskydningen. Materiale styrkerne kan findes i A1 projektgrundlag. Først skal der tjekkes for hvad der er værst for konstruktionen om der er stabilitetslasten med en lille excentricitet eller om der er den lodrette lastnedføring med en større excentricitet. Dette gøres da excentriciteten har en stor indvirkning på letbetonen, da den regnes uarmeret. Der tjekkes for en meter væg

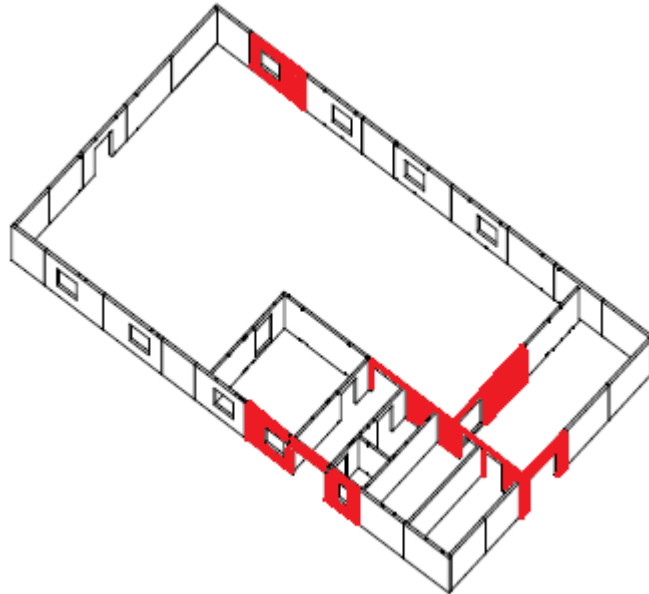


Figur 7: til venstre ses lasten fra stabiliteten og til højre ses lasten fra lodretlastnedføring

I bilag 1 kan det ses at det værste tilfælde er ved den lodrette lastnedføring med en større excentricitet. Der henvises til bilag 3 – bilag 14 for standarder i letbeton vægge.

3.1 Valg af elementer til kontrol af bæreevne

Der skal vælges hvilken elementer der skal tjekkes for bæreevnen for elementet. Til valget kigges der på hvilken laster der vil være i elementet, vindlastet og hvor store åbninger der er i elementet. På billede XX kan ses de valgte elementer som er markeret med rød.



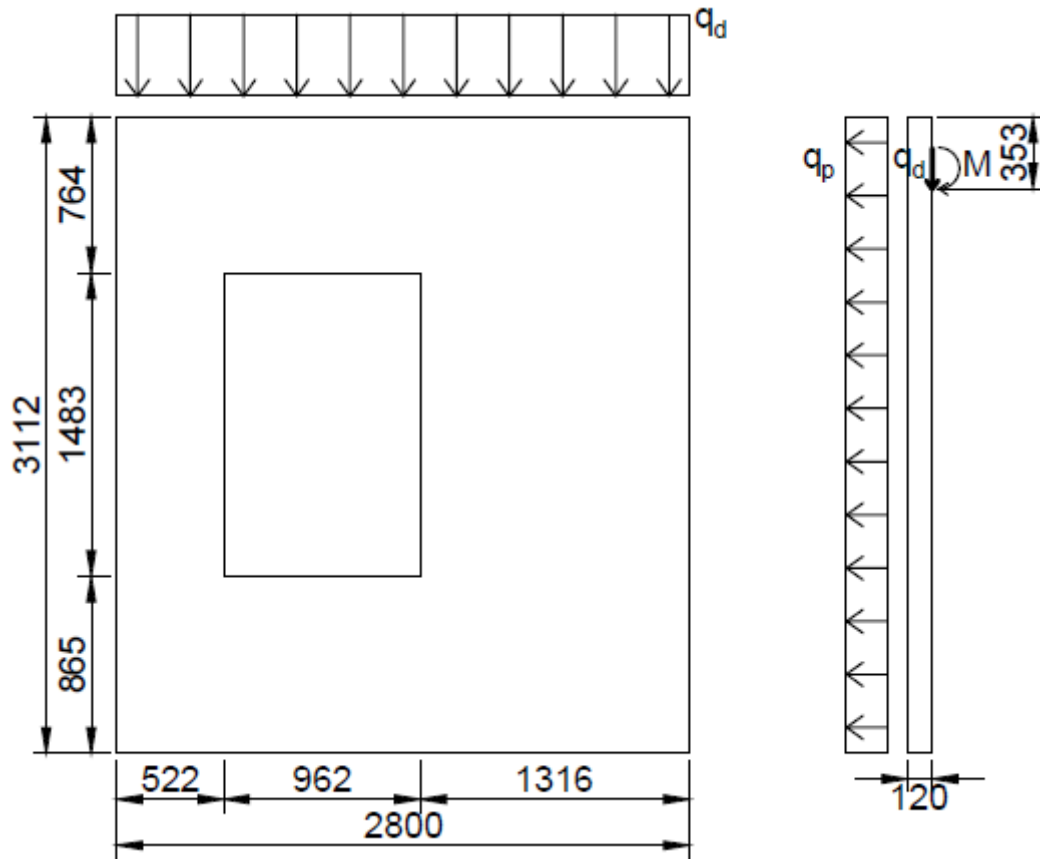
Figur 8: elementer markeret med rød anvendes til beregningerne

Oversigt over valgte elementer. De valgte elementer kan findes i tegningsmappen.

LB102
LB112
LB116
LB118
LE102
LE104
LE105
LO101

3.2 Håndberegning af Letbeton væg LB102

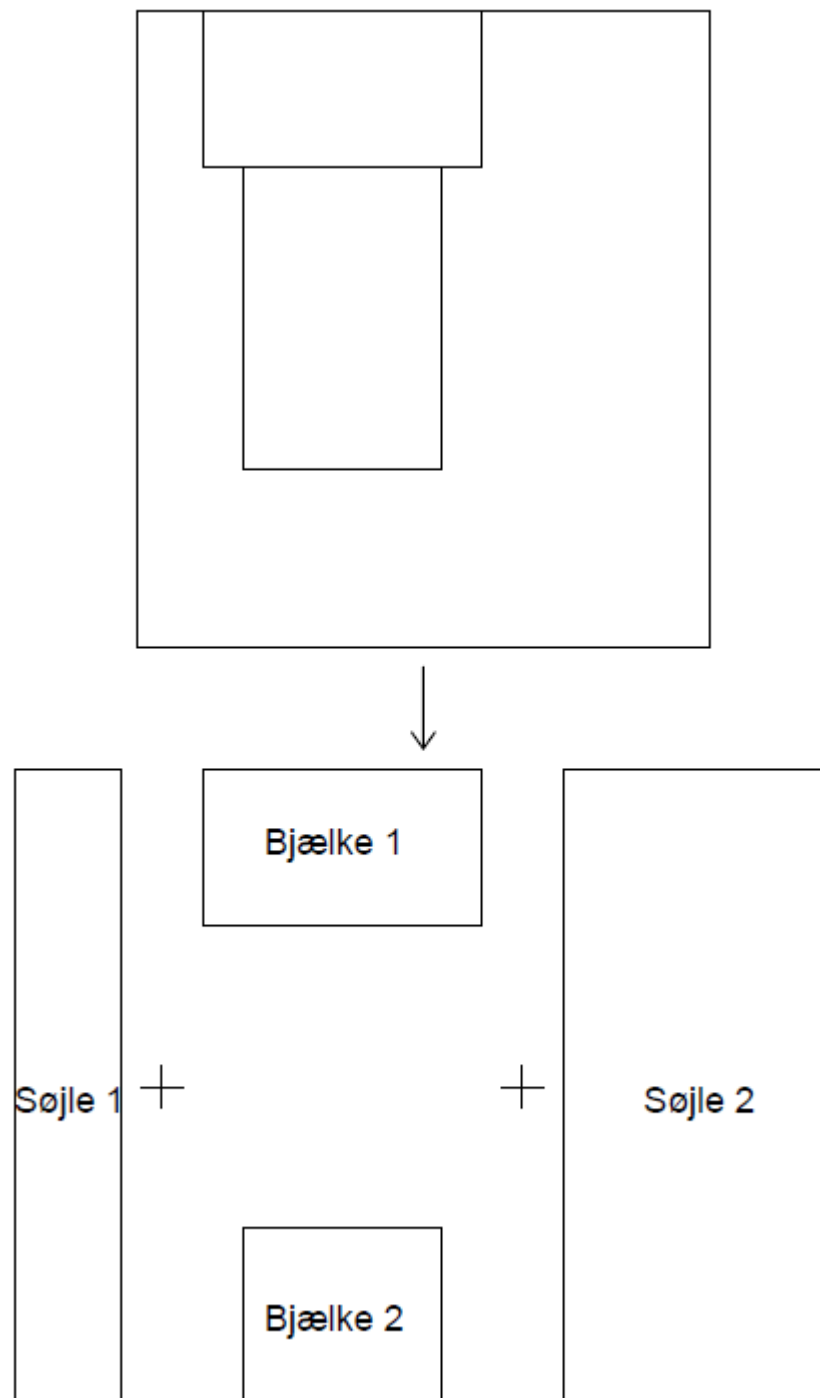
I dette afsnit vil der blive bestemt en letbeton vægelement ved hjælp af håndberegninger herefter vil væggen blive regnet med statikprogrammer fra betonelement foreningen og Expan



Figur 9: skitse af element LB102

Da væggen er understøttet 353 mm nede i elementet vælges dette punkt som top af væg, hvilket giver en søjlelængde på 2,759 m. dette gøre da programmet ikke kan tage højde for en understøtning nede i væggen.

Elementet deles op i søjler og bjælker som vist på billede herunder.



Figur 10: skitse over fordeling af søjler og bjælker

Beregning af middelelasticitetsmodul.

$$E_{cm} = 10000 f_{ck}^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$$

Hvor

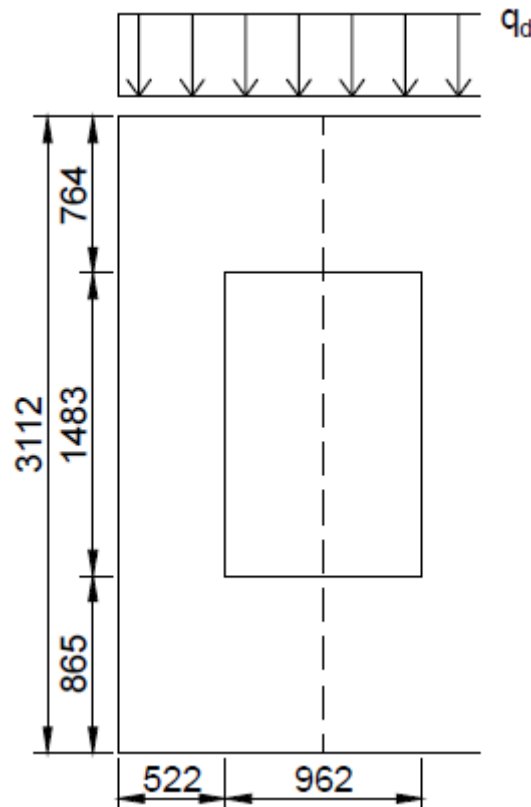
ρ = Middeldensiteten

$$E_{cm} = 10000 \cdot 15^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1850}{2200}\right)^2 = 17439 \text{ MPa}$$

Der vælges at beregne for søjle 1 da det er den smalleste søjle af de to søjler og herved har den laveste bæreevne. Da søjlen er simpelunderstøttes vil søjlelængden være den samme som søjlelængden. Excentriciteten er fundet til 38 i A2 afsnit XX. Excentriciteten er fundet ved at flytte forskydningen hvilket giver et moment i toppen på

$$M_{flyt} = 8,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,067\text{m} = 0,57 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Der vil forekomme en lastforøgelse faktor, da halvdelen af vinduet aflevere lasten ud til søjlen.



Figur 11: skitse af fordeling af last på søjle

Lastforøgelsesfaktor

$$f = \frac{\frac{962\text{mm}}{2} + 522\text{mm}}{522\text{mm}} = 1,92$$

Til lasterne bliver der anvendt lasterne maksimallast, reduceret last og minimallast, hvor de sammensættes med egenvægten af bjælken, samt bliver der anvendt vindlasten til at finde momentet i søjlen.

Egenvægt af bjælke

$$g_b = 0,12m \cdot 0,764m \cdot 18,5 \frac{kN}{m^3} = 1,7 \frac{kN}{m}$$

De samlede laster ved max belastning og reduceret vind

$$N_d = (g_b + max)f$$

$$N_d = (1,7 + 8,50) \frac{kN}{m} \cdot 1,92 = 19,59 \frac{kN}{m}$$

$$M_0 = N_d e_t + \left(\frac{1}{8} q_d L^2 + \frac{1}{2} M_{flyt} \right) f$$

$$M_0 = 19,59 \frac{kN}{m} \cdot 0,038m + \left(\frac{1}{8} \cdot 1,5 \cdot 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot (2,759m)^2 + \frac{1}{2} \cdot 0,57 \frac{kNm}{m} \right) \cdot 1,92 = 1,99 \frac{kNm}{m}$$

Den samlet last ved reduceret last og max vind

$$N_d = (g_b + red)f$$

$$N_d = (1,7 + 5,34) \frac{kN}{m} \cdot 1,92 = 13,52 \frac{kN}{m}$$

$$M_0 = N_d e_t + \left(\frac{1}{8} q_d L^2 + \frac{1}{2} M_{flyt} \right) f$$

$$M_0 = 13,52 \frac{kN}{m} \cdot 0,038m + \left(\frac{1}{8} \cdot 1,5 \cdot 1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot (2,759m)^2 + \frac{1}{2} \cdot 0,57 \frac{kNm}{m} \right) \cdot 1,92 = 3,12 \frac{kNm}{m}$$

Den samlet last ved minimallast og max vind

$$N_d = (g_b + min)f$$

$$N_d = (1,7 + 3,38) \frac{kN}{m} \cdot 1,92 = 9,75 \frac{kN}{m}$$

$$M_0 = N_d e_t + \left(\frac{1}{8} q_d L^2 + \frac{1}{2} M_{flyt} \right) f$$

$$M_0 = 9,75 \frac{kN}{m} \cdot 0,038m + \left(\frac{1}{8} \cdot 1,5 \cdot 1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot (2,759m)^2 + \frac{1}{2} \cdot 0,57 \frac{kNm}{m} \right) \cdot 1,92 = 2,85 \frac{kNm}{m}$$

Bæreevne bestemmes ved hjælp af ritters formel, som tager højde for at søjlen er uarmeret. Bæreevnen bestemmes ved

$$R_d = K_s f_{cd} A_c$$

Hvor

$$A_c = b_e(t - 2e_t)$$

k_s = Søjlefaktor

Søjlefaktoren findes ved hjælp af følgende formel

$$K_s = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{f_{ck}}{E_{cm}\pi^2} \right) \left(\frac{l_s}{t - 2e_t} \right)^2}$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{15MPa}{17439MPa \cdot \pi^2} \right) \left(\frac{2759mm}{120mm - 2 \cdot 38mm} \right)^2} = 0,196$$

$$R_d = 0,196 \cdot 9,68MPa \cdot (120 - 2 \cdot 38) = 83,32 \frac{kN}{m}$$

Det ses at den lodrette bæreevne er tilstrækkelig. Nu skal de forskellige spændinger i letbetonen bestemmes.

Spændinger kan findes ved

$$\sigma_{td} = -\frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \leq f_{td}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \leq f_{cd}$$

Hvor

e_t = Excentriciteten fra lodret og vandret last

N_{cr} = Kritisk normalkraft

Kritisk normalkraft

$$N_{cr} = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{f_{ck}}{E_{cm}\pi^2} \right) \left(\frac{l_s}{t - 2e_{cr}} \right)^2} \cdot f_{cd} \cdot (t - 2e_{cr})$$

Hvor

e_{cr} = Excentriciteten fra afvigelsen af den plane form, hvor det mindste er 5 mm eller L/500

$$N_{cr} = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{15}{17439\pi^2} \right) \left(\frac{2759}{120 - 2 \cdot 5,52} \right)^2} \cdot 9,68 \cdot (120 - 2 \cdot 5,52) = 631,42 \frac{kN}{m}$$

Spændinger ved max last og reduceret vind

$$\sigma_{td} = -\frac{19,59 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 19,59} \cdot \frac{19,59 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,99 \cdot 10^3}{19,59}}{1000 \cdot 120^2} = 0,69 \leq 1,56$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \leq f_{cd}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{19,59 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 19,59} \cdot \frac{19,59 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,99 \cdot 10^3}{19,59}}{1000 \cdot 120^2} = 1,02 \leq 9,68$$

Spændinger ved reduceret last og max vind

$$\sigma_{td} = -\frac{13,52 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 13,52} \cdot \frac{13,52 \cdot 10^3 \cdot \frac{3,12 \cdot 10^3}{13,52}}{1000 \cdot 120^2} = 1,22 \leq 1,56$$

$$\sigma_{cd} = \frac{13,52 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 13,52} \cdot \frac{13,52 \cdot 10^3 \cdot \frac{3,12 \cdot 10^3}{13,52}}{1000 \cdot 120^2} = 1,44 \leq 9,68$$

Spændinger ved minimal last og max vind

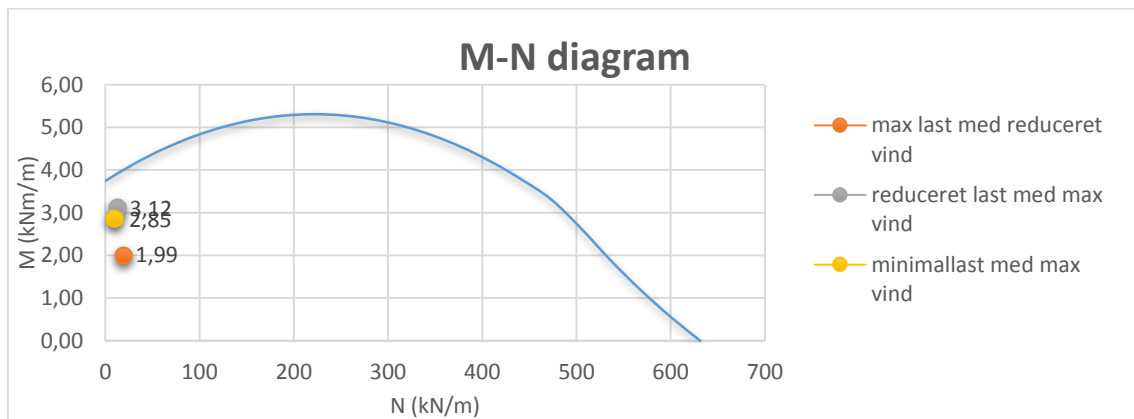
$$\sigma_{td} = -\frac{9,75 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 9,75} \cdot \frac{9,75 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,85 \cdot 10^3}{9,75}}{1000 \cdot 120^2} = 1,12 \leq 1,56$$

$$\sigma_{cd} = \frac{9,75 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 631,42}{631,42 \cdot 9,75} \cdot \frac{9,75 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,85 \cdot 10^3}{9,75}}{1000 \cdot 120^2} = 1,29 \leq 9,68$$

Ved at omskrive $N_d e_t = M_b$ kan man optegne et M-N diagram. Momentet findes ved

$$M_b = \frac{(N_{cr} - N_d) \cdot b_e \cdot t^2}{6 \cdot N_{cr}} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{tk}}{\gamma_{tm}} + \frac{N_d}{b_e \cdot t} \\ \frac{f_{ck}}{\gamma_{tm}} - \frac{N_d}{b_e \cdot t} \end{array} \right.$$

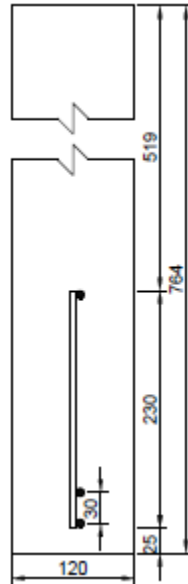
Når N_d går fra 0 til den kritiske normalkraft bliver M-N diagrammet som figur XX punkterne fra momenterne bliver samtidig plottet ind



Figur 12: M-N diagram for letbeton med en tykkelse på 120 mm

3.3 Beregning af letbeton bjælke 1

Bjælken ønskes at blive armeret med en TA-armering. TA-armering her en længde armering på 8 mm og tværarmeringen med en diameter på 6 mm der ligger pr 150 mm. Armeringen kan ses herunder. Der tages ikke højde for hvor armeringen ligger i tværsnittes tykkelse men kun i tværsnittes højde.



Figur 13: snit af bjælke

Geometri

Lysvidde

$$l_y = 962 \text{ mm}$$

Vederlagsdybde

$$l_v = 200 \text{ mm}$$

Teoretisk spændvidde

$$l_d = \frac{1}{2}l_v + l_y + \frac{1}{2}l_v$$

$$l_d = \frac{1}{2} \cdot 200 + 962 + \frac{1}{2} \cdot 200 = 1162 \text{ mm}$$

Beregning af bjælken

Nyttehøjde

$$d = h - c_u - \frac{\emptyset}{2} - \frac{c_c}{2}$$

$$d = 764 - 25 - \frac{8}{2} - \frac{30}{2} = 720 \text{ mm}$$

Brudtøjning

$$\varepsilon_{cu} = 3,15\text{‰} \left(0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \right)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,15\text{‰} \left(0,4 + 0,6 \frac{1850}{2200} \right) = 2,85 \text{‰}$$

Ved armeringsgraden skal der tjekkes for $\varphi_{min} \leq \varphi \leq \varphi_{bal}$

Minimumsarmeringsgrad

$$\varphi_{min1} = 0,2 \cdot \frac{\gamma_c f_{tk}}{\gamma_s f_{ck}}$$

$$\varphi_{min1} = 0,2 \cdot \frac{1,4 \cdot 2,5}{1,2 \cdot 15} = 0,039$$

$$\varphi_{min2} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}$$

$$\varphi_{min2} = 0,8 \frac{2,85\text{‰}}{2,85\text{‰} + 0,10} = 0,022$$

Den største værdi af φ_{min} anvendes

Balanceret armeringsgrad

$$\varphi_{bal} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}$$

$$\varphi_{bal} = 0,8 \frac{2,85\text{‰}}{2,85\text{‰} + \frac{417}{2 \cdot 10^5}} = 0,462$$

Armeringsgrad

$$\varphi = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}}$$

$$\varphi = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (8\text{mm})^2 \cdot 417\text{MPa}}{120\text{mm} \cdot 720\text{mm} \cdot 9,68\text{MPa}} = 0,050$$

Er kravet opfyldt

$$0,039 \leq 0,050 \leq 0,462$$

Kravet er opfyldt

Kontrol af momentbæreevne

$$M_d = \left(1 - \frac{1}{2} \varphi \right) d A_s f_{yd}$$

$$M_d = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,050 \right) \cdot 720\text{mm} \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (8\text{mm})^2 \cdot 417\text{MPa} \cdot 10^{-6} = 29,43 \text{ kNm}$$

Moment påvirkning

$$M = \frac{1}{8} q_d l_d^2$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 8,50 \frac{kN}{m} \cdot (1,16m)^2 = 1,43 kNm$$

Da $M_d > M$ er betingelserne opfyldt.

Kontrol af forskydningsbæreevnen

Forskydnings styrke

$$\tau_{rd} = 0,125 f_{td}$$

$$\tau_{rd} = 0,125 \cdot 1,56 MPa = 0,195 MPa$$

Højdefaktor

$$k = \max \left\{ 1,6 - \frac{1}{1000} d \right.$$

$$k = \max \left\{ 1,6 - \frac{1}{1000} 720mm \right. = \max \left\{ 0,88 \right.$$

Armeringsforhold

$$\varphi = \frac{A_s}{bd}$$

$$\varphi = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (8mm)^2}{120mm \cdot 720mm} = 0,0012$$

Indre momentarm

$$z = d \left(1 - \frac{1}{2} \varphi \right)$$

$$z = 720mm \cdot \left(1 - \frac{1}{2} 0,050 \right) = 702 mm$$

Betonbidrag

$$V_1 = \tau_{rd} k (1,4 + 40\varphi) bd$$

$$V_1 = 0,195 MPa \cdot 1 \cdot (1,4 + 40 \cdot 0,0012) \cdot 120mm \cdot 720mm \cdot 10^{-3} = 24,4 kN$$

Armeringsbidrag

$$V_2 = 0,8 \frac{A_{sw} f_{ydw}}{a} \min \left\{ \frac{h_t}{z} \right.$$

$$V_2 = 0,8 \frac{28 \cdot 196}{150} \min \left\{ \frac{230}{702} \cdot 10^{-3} \right. = 6,79 kN$$

Forskydningskapacitet

$$V_{d,f} = V_1 + V_2$$

$$V_{d,f} = 24,4kN + 6,79kN = 31,20 kN$$

Skrå trykstringer

$$V_{d,s} = 0,5f_{cd}bd$$

$$V_{d,s} = 0,5 \cdot 9,68 \cdot 120 \cdot 720 \cdot 10^{-3} = 418,18 kN$$

Vridningsinertimoment

$$I_t = \frac{1}{12}b(h_t + 2C_u)^3 + \frac{1}{12}(h_t + 2C_u)b^3$$

$$I_t = \frac{1}{12} \cdot 120 \cdot (230 + 2 \cdot 25)^3 + \frac{1}{12} \cdot (230 + 2 \cdot 25) \cdot 120^3 = 2,6 \cdot 10^8 mm^4$$

$$r_{max} = \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \left(\frac{h_t + 2C_u}{2}\right)^2}$$

$$r_{max} = \sqrt{\left(\frac{120}{2}\right)^2 + \left(\frac{230 + 2 \cdot 25}{2}\right)^2} = 152 mm$$

En aksel trækstyrke

$$f_{ctd} = 0,1f_{cd}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctd} = 0,1 \cdot 9,68^{\frac{2}{3}} = 0,39 MPa$$

Vridningsbæreevne for beton

$$T_{R,c} = \frac{f_{ctd}I_t}{r_{max}}$$

$$T_{R,c} = \frac{0,39MPa \cdot 2,6 \cdot 10^8 mm^4}{152mm} \cdot 10^{-6} = 0,67 kNm$$

Dorn bæreevne

$$T_{R,dorn} = 1,3\phi^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}h_t}$$

$$T_{R,dorn} = 1,3 \cdot (8mm)^2 \sqrt{9,68MPa \cdot 417MPa \cdot 230mm} \cdot 10^{-6} = 1,22 kNm$$

Vridningsmoment

$$T = e_t R$$

$$T = 38 \cdot 0,5 \cdot 8,50 \frac{kN}{m} \cdot 1,164m \cdot 10^{-3} = 0,19 kNm$$

Forskydningskapaciteten kan nu bestemmes

$$V_{d,max} = \left(1 - \frac{T}{\min \left\{ \begin{matrix} T_{R,c} \\ T_{r,dorn} \end{matrix} \right\}} \right) \min \left\{ \begin{matrix} V_{d,f} \\ V_{d,s} \end{matrix} \right\}$$

$$V_{d,max} = \left(1 - \frac{0,19kNm}{\min \left\{ \begin{matrix} 0,67kNm \\ 1,22kNm \end{matrix} \right\}} \right) \min \left\{ \begin{matrix} 31,20kN \\ 418,18kN \end{matrix} \right\} = 22,3 kN$$

Reaktion

$$R = \frac{1}{2} q_d l_d$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 8,50 \frac{kN}{m} \cdot 1,162m = 4,94 kN$$

Da $V_{d,max} > R$ er bjælken ok

Kontrol af afskalning

Regningsmæssigkapacitet

$$\tau_{d,max} = \frac{f_{td}}{2}$$

$$\tau_{d,max} = \frac{1,56MPa}{2} = 0,78 MPa$$

Forskydningsspænding

$$\tau_{Ed,max} = \frac{(l_y + 2l_v)q_d}{5bl_v}$$

$$\tau_{Ed,max} = \frac{(962mm + 2 \cdot 200mm) \cdot 8,50 \frac{kN}{m}}{5 \cdot 120mm \cdot 200mm} = 0,10 MPa$$

Da $\tau_{d,max} > \tau_{Ed,max}$ forekommer der ingen afskalning

Kontrol af vederlagstryk

Effektive vederlagsbredde

$$t_{eff} = b - 2e_t$$

$$t_{eff} = 120mm - 2 \cdot 38mm = 44 mm$$

Areal for vederlag

$$A_1 = t_{eff} l_v$$

$$A_1 = 44mm \cdot 200mm = 8800 mm^2$$

$$A_1 = A_2$$

$$k = 0,2 + 0,6 \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$$

$$k = 0,2 + 0,6 \cdot \sqrt{\frac{8800mm^2}{8800mm^2}} = 0,8$$

Regningsmæssigkapacitet

$$R_d = f_{cd} A_1 k$$

$$R_d = 9,68MPa \cdot 8800mm^2 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} = 68,14 kN$$

Da $R_d > R$ er vederlagstrykket ok

Kontrol af nedbøjning

Stivhedsforhold

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm} \cdot \text{lagtidsdeformation}}$$

Langtidsdeformationen er den % del af belastningen som er langtidslasten

$$\alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{17439 \cdot \left(\frac{3,76}{8,50}\right)} = 18,8$$

Armeringsforhold

$$\alpha\phi = \alpha \cdot \frac{A_s}{db}$$

$$\alpha\phi = 18,8 \cdot \frac{101mm^2}{720mm \cdot 120mm} = 0,022$$

Nullinjefaktor

$$\beta = \alpha\phi \cdot \left(\left(\left(\frac{2}{\alpha\phi} + 1 \right)^{0,5} \right) - 1 \right)$$

$$\beta = 0,022 \cdot \left(\left(\left(\frac{2}{0,022} + 1 \right)^{0,5} \right) - 1 \right) = 0,188$$

Betontrykfaktor

$$\varphi_b = \frac{\beta \cdot (3 - \beta)}{6}$$

$$\varphi_b = \frac{0,188 \cdot (3 - 0,188)}{6} = 0,088$$

Armerings trækfaktor

$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta}$$

$$\gamma = \frac{1 - 0,188}{0,188} = 4,31$$

Stivhedstal

$$EI = E_{cm} \text{langtidsdeformation} \varphi_b b d^3 \beta$$

$$EI = 17439 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{3,76}{8,50} \right) \cdot 0,088 \cdot 120 \text{ mm} \cdot (720 \text{ mm})^3 \cdot 0,161 = 4,9 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Betonkantspænding

$$s_c = \frac{(q_k + g) \cdot (l_d)^2}{8 \cdot \varphi_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$s_c = \frac{(3,76 + 1,7) \cdot (1,162 \text{ m})^2}{8 \cdot 0,088 \cdot 120 \text{ mm} \cdot (720 \text{ mm})^2} \cdot 10^6 = 0,17 \text{ MPa}$$

Armerings trækspænding

$$s_s = \alpha \gamma s_c$$

$$s_s = 18,8 \cdot 4,31 \cdot 0,17 \text{ MPa} = 13,77 \text{ MPa}$$

Nedbøjning for aktuel langtidslast

$$u = \frac{5}{384 EI} (q_k + g) l_d^4$$

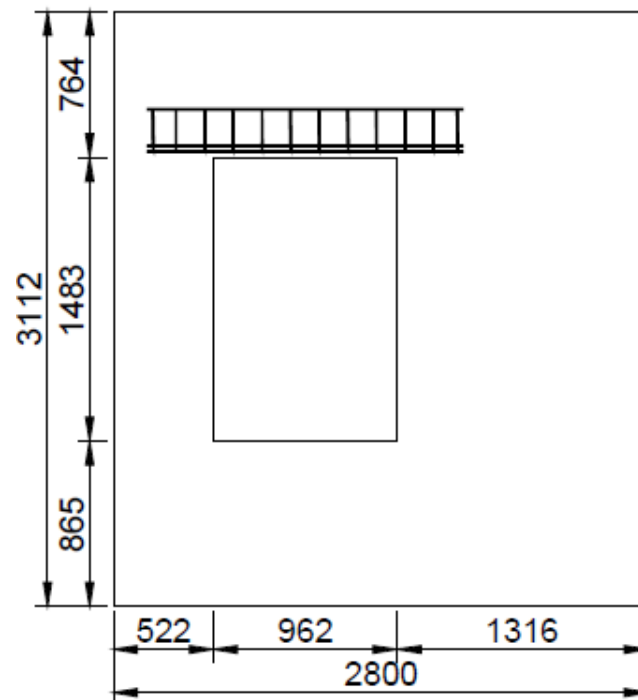
$$u = \frac{5}{384 \cdot 4,9 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} \cdot (3,76 + 1,7) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1162 \text{ mm})^4 = 0,03 \text{ mm}$$

Max nedbøjning sættes til L/500 da der ikke ønskes en for stor nedbøjning over et vindue

$$u_{max} = \frac{l_d}{500}$$

$$u_{max} = \frac{1162 \text{ mm}}{500} = 2,3 \text{ mm}$$

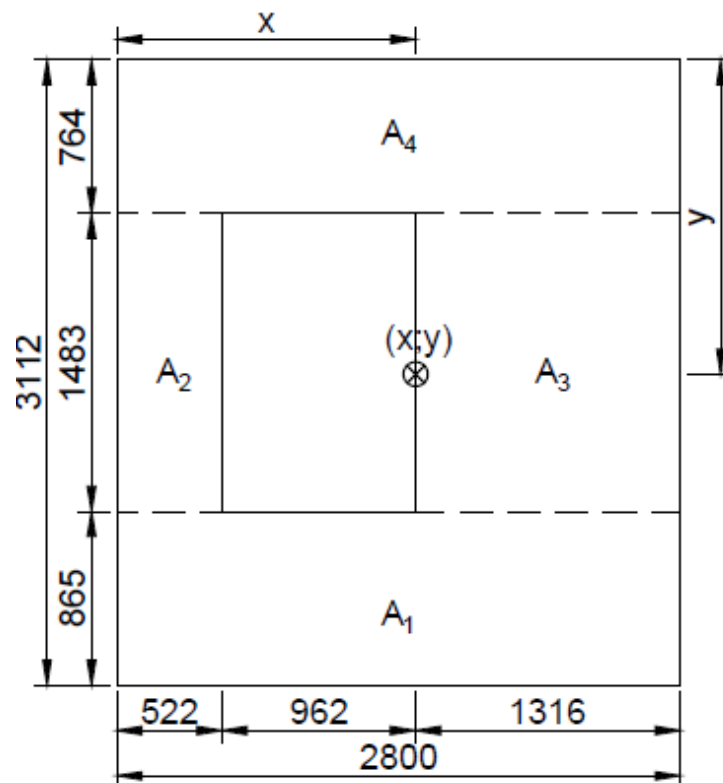
Da $u < u_{max}$ er nedbøjningen ok



Figur 14: skitse af TA-armering

3.4 Tyngdepunkt for element

Tyngdepunktet findes ved at dele elementet op i simple rektangler, hvor der efterfølgende findes arealerne og statiske momenter af det.



Figur 15: opdeling af arealer

Følgende ligninger skal være opfyldt

$$A = \sum A_i$$

$$S(x) = \sum \eta_i A_i$$

Der udnyttes at det statiske moment om hver dels tyngdepunkt er nul $s_i = 0$ det samlede statiske moment som summen af delarealet gange deres afstand til det samlede tværsnits tyngdepunkt.

Arealerne

$$A_1 = 865mm \cdot 2800mm = 2,42 \cdot 10^6 mm^2$$

$$A_2 = 522mm \cdot 1483mm = 0,77 \cdot 10^6 mm^2$$

$$A_3 = 1316mm \cdot 1483mm = 1,95 \cdot 10^6 mm^2$$

$$A_4 = 764mm \cdot 2800mm = 2,13 \cdot 10^6 mm^2$$

Tyngdepunktet i x-retning

$$n_1 = (x - 1400mm)$$

$$n_2 = (x - 261mm)$$

$$n_3 = (x - 2172mm)$$

$$n_4 = (x - 1400mm)$$

Til at løse ligningen sættes det statiske moment lig med 0

$$s(x) = (x - 1400mm) \cdot 2,42 \cdot 10^6 mm^2 + (x - 261mm) \cdot 0,77 \cdot 10^6 mm^2 + \\ (x - 2172mm) \cdot 1,95 \cdot 10^6 mm^2 + (x - 1400mm) \cdot 2,13 \cdot 10^6 mm^2 = 0$$

$$x = 1485 mm$$

Tyngdepunkt i y-retningen

$$n_1 = (y - 2679,5mm)$$

$$n_2 = (y - 1505,5mm)$$

$$n_3 = (y - 1505,5mm)$$

$$n_4 = (y - 382mm)$$

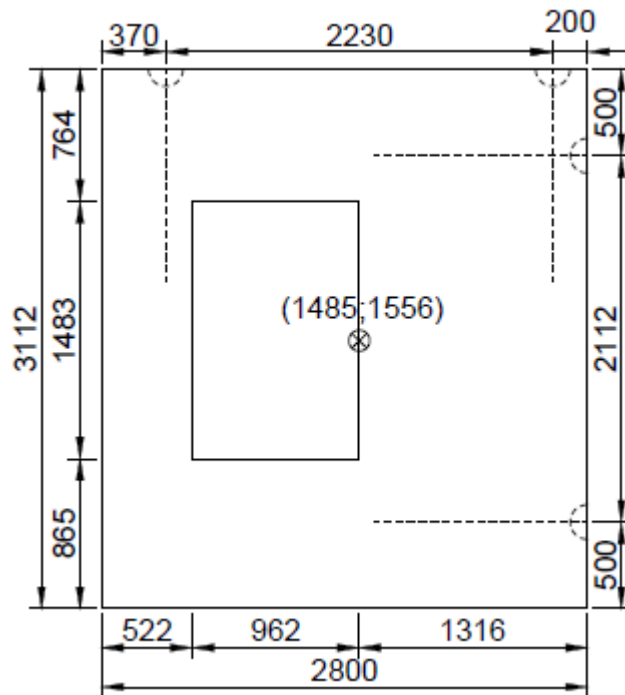
Til at løse ligningen sættes det statiske moment lig med 0

$$s(y) = (y - 2679,5mm) \cdot 2,42 \cdot 10^6 mm^2 + (y - 1505,5mm) \cdot 0,77 \cdot 10^6 mm^2 + \\ (y - 1505,5mm) \cdot 1,95 \cdot 10^6 mm^2 + (y - 382mm) \cdot 2,13 \cdot 10^6 mm^2 = 0$$

$$y = 1566 mm$$

3.5 Valg af løft

Da den største højde på en letbeton element i Brørup er 3050 mm og elementet er 3112 mm høj og 2800 mm bred bliver elementet et vendelement dvs. at der skal bruges 4 løft, to i hver side som vist på billede herunder. Løftene sættes ud fra tyngdepunktet og at bæreevnen for løftet er fuld ved 200 mm inde i elementet og aftager lineært fra 200 mm til 50 mm hvor bæreevnen er 0. Løftet til højre sættes 200 mm fra kanten. Da det er et vendelement vil der også blive indlagt et transportnet.



Figur 16: placering af løft

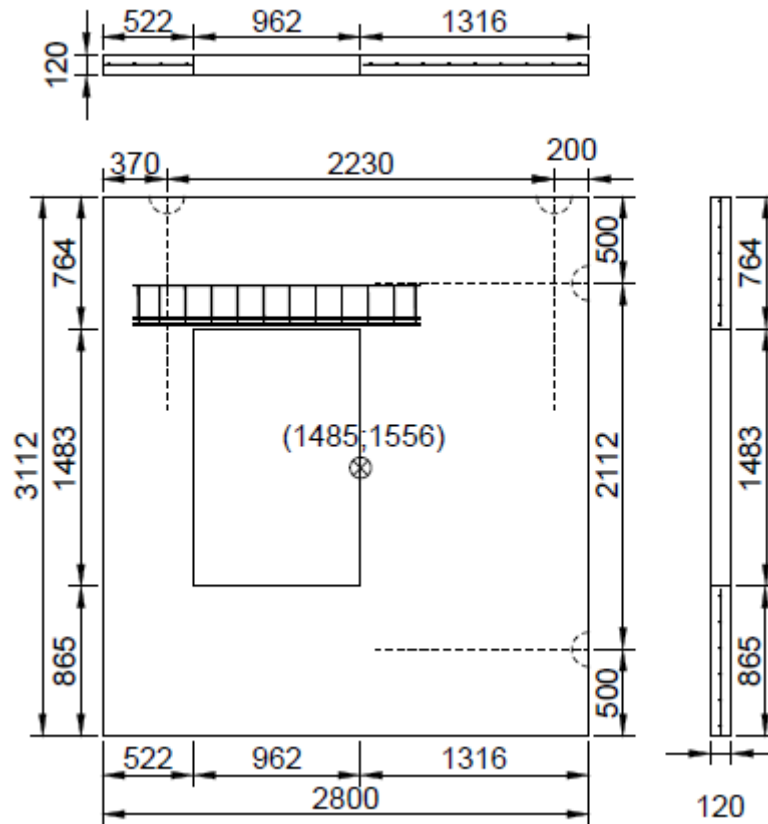
Egenvægt af element

$$G = \sum A_i t \rho$$

$$\begin{aligned}
 G &= (2,42 \cdot 10^6 + 0,77 \cdot 10^6 + 1,95 \cdot 10^6 + 2,13 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \cdot 120 \text{ mm} \cdot 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 10^{-9} \\
 &= 1618 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Løftene vælges ud fra bilag 9 til en ø10 langløft.

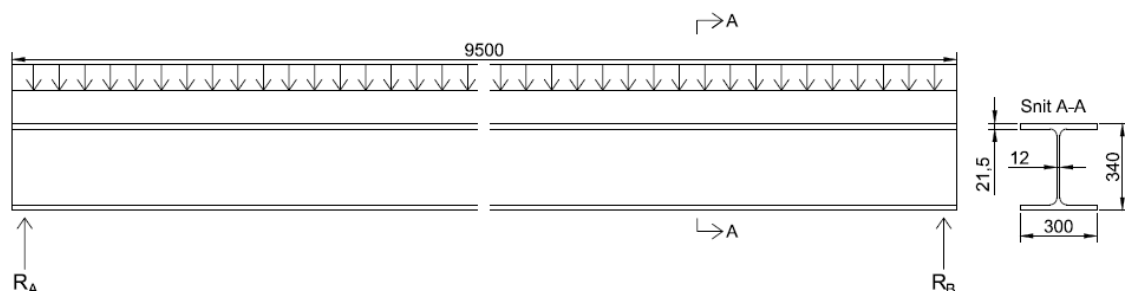
Nu er elementet bestemt som kan ses på billede her under.



Figur 17: skitse af færdig element

4. Bestemmelse af stålbjælke i modul 2

Der ønskes at blive opført en stålbjælke i modul 2 mellem modul G og modul H, som understøtter taget og sender lasten fra bjælken i stålsøjler, der afleverer lasten til et punktfundament. Da bjælken kun bliver udsat for et minimal excentricitet bliver momentet så lille at der ikke tages højde for vridning i profilet. Herunder kan stålbjælken ses.



Figur 18: skitse af stålbjælke

Tværsnitklassen for profilet er opslået til tabel 6,25 i tekniskståbi 21. udgave til at være klasse 1. dvs. at elementet kan regnes til at gå i flydning.

Der anvendes en HEB340 med S235

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$I_y = 366,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el} = 2160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl} = 2400 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Da flangetykkelsen ligger i $16\text{mm} \leq 19\text{mm} \leq 40\text{mm}$, reduceres den karakteriske styrken til

$$f_y = 225 \text{ MPa}$$

Linjelasten på stålprofilet er

$$q_d = 13,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 14,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med et spænd på 9,6 m fås momentet til

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 14,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (9,5\text{m})^2 = 166,85 \text{ kNm}$$

Brudgrænsetilstanden

Det regningsmæssige momentbæreevne er for tværsnittet

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{1,1} = \frac{2400 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 225 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} = 490,9 \text{ kNm}$$

Da $M_{Ed} < M_{Rd}$ er bæreevnen tilstrækkelig

Anvendelsesgrænsetilstand

Den maksimale nedbøjning af bjælken vil være

$$\frac{l}{400} = \frac{9500\text{mm}}{400} = 24 \text{ mm}$$

Der skal undersøges om stålprofilet går i flydning, eller om den forbliver elastisk. Det elastiske moment bæreevne er

$$M_{el} = \frac{2160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 225 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} = 441,8 \text{ kNm}$$

Da dette er større end det regningsmæssige momentpåvirkning, vil der ikke forekomme plastiske deformationer i profilet, den elastiske deformation bliver:

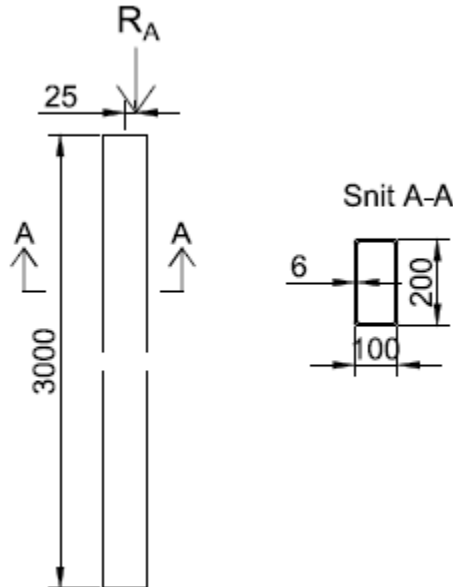
$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k l^4}{EI}$$

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1,34 + 5,95) \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (9500\text{mm})^4}{210000 \text{ MPa} \cdot 366,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 10 \text{ mm}$$

Dimensionen af bjælken er ok

5. Dimensionering af stålsøjlerne

Der vælges at anvende en RHS 100x200x6, der regnes med at der fra bjælken til søjlen er en excentricitet på 25 mm.



Figur 19: skitse af stålsøjle

Tværsnitsdata

$$A = 3,42 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_z = 5,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,z} = 118 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 134 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Tværsnitsklasse for et trykpåvirket tværsnit

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{200\text{mm} - 2 \cdot 6\text{mm}}{6\text{mm}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$31 < 33$$

Tværsnitsklassen er herved 1

Lasten fra stålbjælken.

$$q_d = \frac{1}{2} \cdot 14,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9,5\text{m} = 70,25 \text{ kN}$$

Momentet som søjlen udsættes for fra lasten afvigelse fra centerlinjen

AC Bygning
 $M = 70,25 \text{ kN} \cdot 25 \text{ mm} \cdot 10^{-3} = 1,76 \text{ kNm}$

Brian Hedegaard Jensen

Undersøges som søjle

Den kritiske last

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_s^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(3000 \text{ mm})^2} \cdot 10^{-3} = 1356 \text{ kN}$$

Den relative slankhedsforhold

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_{yd}}{N_{cr}}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{3,42 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 214 \text{ MPa}}{902,74 \cdot 10^3 \text{ N}}} = 0,74$$

I tabel 9,32 i teknisk ståbi findes søjletilfældet til a hvilket giver $\alpha = 0,21$

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

$$\varphi = 0,5(1 + 0,21(0,74 - 0,2) + 0,74^2) = 0,838$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{0,838 + \sqrt{0,838^2 - 0,74^2}} = 0,812$$

Bæreevnen findes til

$$N_{b,R} = \frac{\chi Af_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,R} = \frac{0,812 \cdot 3,42 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 214 \text{ MPa}}{1,2} \cdot 10^{-3} = 495,2 \text{ kN}$$

Undersøgelse som momentpåvirket trykstang

Momentfordelingsfaktoren C_{mz} findes af tabel 6,47 teknisk ståbi med $M = M$ og $\psi = 0$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4\psi$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6$$

Interaktionsfaktoren k_{zz} findes i tabel 6,46 i teknisk ståbi

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (\lambda - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,R}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,6 \left(1 + (0,74 - 0,2) \frac{70,25kN}{495,2kN} \right) = 0,65$$

Undersøgelse af bæreevnen ved plan udknækning

$$\frac{N_{Ed}}{\chi A f_{yd}} + k_{zz} \frac{M_{Ed}}{W_{plz} f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{70,25kN}{495,2kN} + 0,65 \frac{1,76 \cdot 10^6 Nmm}{134 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 214 MPa} = 0,18 < 1$$

Bæreevnen af søjlen er tilstrækkelig

6. Fundament

I dette afsnit ønskes der at dimensioner for tre tilfælde af fundamenter. To linjefundamenterne der er under alle ydervægge samt alle indervægge. Et punktfundament under søjlerne. Fundamentet bliver lagt på et sandleje med direkte fundering på sandet. Under skal der tjekkes for bæreevnen på ler.

Den regningsmæssige friktionsvinkel.

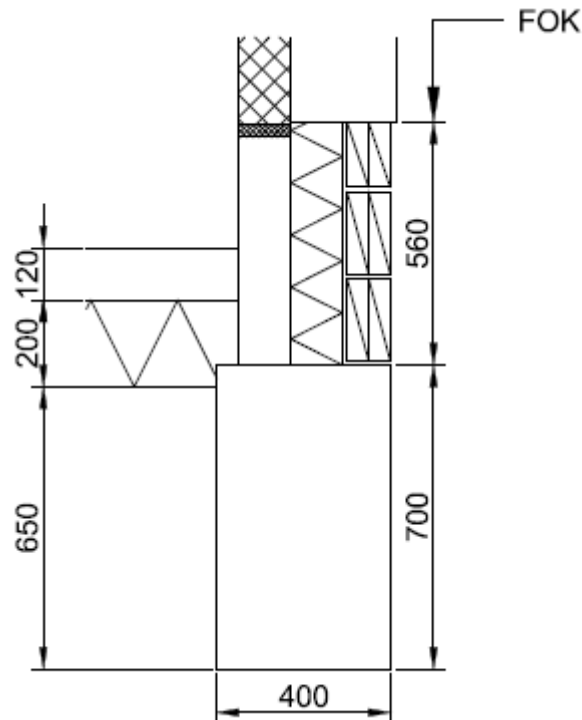
$$\varphi_{pl,d} = \tan \left(\frac{\tan(\varphi_{pl,k})}{\gamma_\varphi} \right)^{-1} = \tan \left(\frac{\tan(36^\circ)}{1,2} \right)^{-1} = 31,19^\circ$$

Den regningsmæssige udrænedede forskydningsstyrke

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} = \frac{50 \frac{kN}{m^2}}{1,8} = 27,78 \frac{kN}{m^2}$$

6.1 Linjefundament under ydervæggene

Linjefundamentet under ydervæggene bliver belastet af to kræfter en fra egenlasten af ydervæggen og en fra egenlasten af bagmur og egenlasten fra tag.



Figur 20: skitse af linjefundament under ydervæggene

Lodret last på fundament

$$\begin{aligned}
 V_{k,væg} &= 3,76 \frac{kN}{m} + 0,12m \cdot 3,2m \cdot 18,5 \frac{kN}{m^3} + 0,560m \cdot 0,12m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} + 3,2m \cdot 2,3 \frac{kN}{m^2} \\
 &= 19,84 \frac{kN}{m}
 \end{aligned}$$

Egenvægten af fundamentet

$$V_{k,fundament} = 0,7m \cdot 0,4m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 6,72 \frac{kN}{m}$$

Den samlede regningsmæssige last bliver

$$V_d = (V_{k,væg} + V_{k,fundament}) \cdot \gamma_{G,sup} = (19,8 + 6,72) \frac{kN}{m} \cdot 1,2 = 31,9 \frac{kN}{m}$$

Vandret last på fundament, der regnes med sug på væggen da dette giver den værste tilfælde

$$H_d = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,2m \cdot 0,50 = 1,97 \frac{kN}{m}$$

Eftervisning af bæreevnen på sand

Den regningsmæssige bæreevne for sand kan bestemmes ud fra følgende formel.

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + q' N_q s_q i_q d_q$$

Hvor

R' = Den effektive lodrette bæreevne ved FUK

A' = Den effektive areal ved FUK

γ' = Den effektive rumvægt under FUK

b' = Den effektive bredde ved FUK

q' = Den effektive lodrette overlejringstryk ved FUK, regnes for begge sider

N_{γ}, N_q = Bæreevnefaktor

s_{γ}, s_q = Formfaktor

i_{γ}, i_q = Hældningsfaktor

d_q = Dybdefaktor, sættes til 1

Der skal bestemmes hvad excentriciteten er i FOK

$$e_0 = \frac{19,84 \frac{kN}{m} \cdot 0,08m - \left(3,2m \cdot 2,3 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot 0,12m}{19,84 \frac{kN}{m} + 3,2m \cdot 2,3 \frac{kN}{m^2}} \approx 0m$$

Nu skal excentriciteten i FUK bestemmes

$$e = \frac{M}{V_d}$$

$$e = \frac{1,97 \frac{kN}{m} \cdot 1,260m}{31,9 \frac{kN}{m}} = 0,078 m$$

Der skal tjekkes for om fundamentet er stærk excentrisk belastet

$$e \geq 0,3 b$$

$$0,3 \cdot 0,4m = 0,12m$$

Dvs. at fundamentet ikke er stærk excentrisk belastet.

Bæreevnefaktorerne

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

$$N_q = \frac{1 + \sin(31,19)}{1 - \sin(31,19)} e^{\pi \tan(31,19)} = 21,1$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cos(\varphi) \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} \left((21,1 - 1) \cos(31,19) \right)^{\frac{3}{2}} = 17,83$$

Formfaktorerne s_{γ} og s_q sættes til 1 da det er en linjefundament

Hældningsfaktoren findes som

$$i_q = 1 - \frac{H}{V}$$

$$i_q = 1 - \frac{1,97 \frac{kN}{m}}{31,9 \frac{kN}{m}} = 0,94$$

$$i_\gamma = i_q^2 = 0,94^2 = 0,88$$

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK findes for den ene og den anden side til

$$q'_{ude} = 1,225m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 21,3 \frac{kN}{m^2}$$

$$q'_{inde} = 0,12 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} + 0,2m \cdot 0 + 0,650m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 13,93 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige bæreevne kan nu bestemmes

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot 17 \frac{kN}{m^3} \cdot (0,4 - 2 \cdot 0,077)m \cdot 17,83 \cdot 1 \cdot 0,94 + 13,93 \frac{kN}{m^2} \cdot 21,1 \cdot 1 \cdot 0,88 = 293,7 \frac{kN}{m^2}$$

Bæreevnen pr. meter

$$\frac{R'}{l'} = \frac{R'}{A'} \cdot b' = 293,7 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,4 - 2 \cdot 0,077)m = 72,3 \frac{kN}{m}$$

Bæreevne på ler

Den regningsmæssige bæreevne for ler i korttidstilstand kan bestemmes ud fra følgende ligning

$$\frac{R'}{A'} = N_c^0 c_u^0 s_c^0 i_c^0 + q'$$

R' = Den effektive lodrette bæreevne ved FUK

A' = Den effektive areal

c_u^0 = Udrænet forskydningsstyrke

N_c^0 = Bæreevnefaktor

s_c^0 = Formfaktor

i_c^0 = Hældningsfaktor

q' = Den effektive lodrette overlejringstryk ved FUK, regnes for begge sider

Bæreevnefaktoren N_c^0 findes til

$$N_c^0 = 2 + \pi = 5,14$$

Formfaktoren s_c^0 sættes til 1 da det er en linjefundament

Hældningsfaktoren

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}}$$

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{1,97 \frac{kN}{m}}{1m \cdot (0,4m - 2 \cdot 0,077m) \cdot 27,78 \frac{kN}{m^2}}} = 0,92$$

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK er fundet til $q' = 13,93 \text{ kN/m}^2$

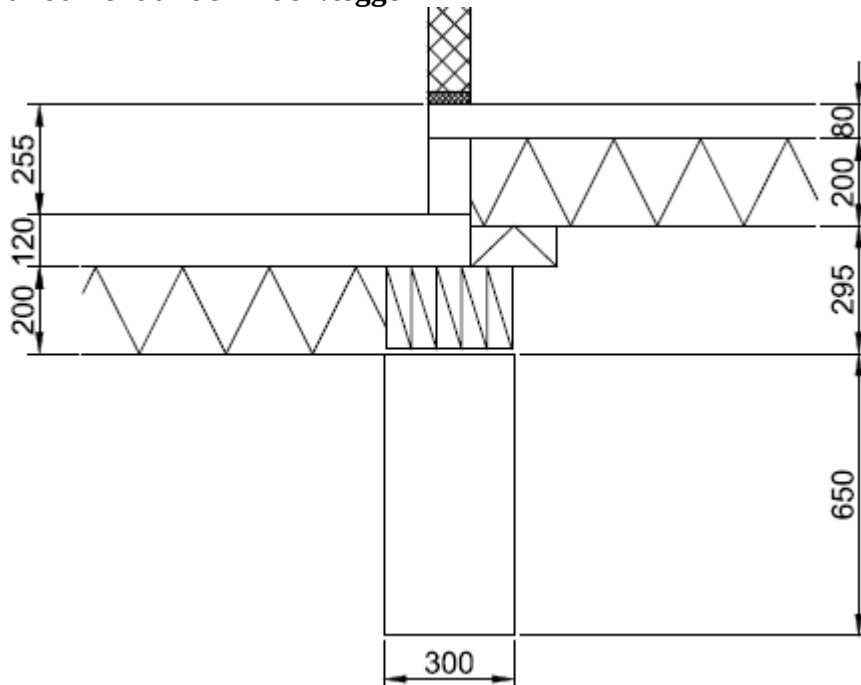
Fundamentet regningsmæssige bæreevne for fundamentet bliver herved

$$\frac{R'}{A'} = 5,14 \cdot 27,78 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \cdot 0,92 + 13,93 \frac{kN}{m^2} = 145,3 \frac{kN}{m^2}$$

$$\frac{R'}{l'} = \frac{R'}{A'} \cdot b' = 145,3 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,4 - 2 \cdot 0,077)m = 35,7 \frac{kN}{m}$$

Bæreevnen for linjefundamentet er tilstrækkelig

6.2 Linjefundament under indervægge



Figur 21: skitse af linjefundament under indervægge

Lodretlast på fundament

$$V_{k,væg} = 5,95 \frac{kN}{m} + 0,1m \cdot 2,8m \cdot 18,5 \frac{kN}{m^3} + 0,575m \cdot 0,1m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 12,51 \frac{kN}{m}$$

Egenvægten af fundamentet

$$V_{k,fundament} = 0,650m \cdot 0,3m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 4,68 \frac{kN}{m}$$

Den samlede regningsmæssige last bliver

$$V_d = (V_{k,væg} + V_{k,fundament}) \cdot \gamma_{G,sup} = (12,51 + 4,68) \frac{kN}{m} \cdot 1,2 = 20,6 \frac{kN}{m}$$

Vandret last på fundament fra indvendig vindtryk

$$H_d = 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,8m \cdot 0,50 = 0,37 \frac{kN}{m}$$

Eftervisning af bæreevnen på sand

Den regningsmæssige bæreevne for sand kan bestemmes ud fra følgende formel.

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \gamma' b' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q i_q$$

Nu skal excentriciteten i FUK bestemmes

$$e = \frac{M}{V_d}$$

$$e = \frac{0,37 \frac{kN}{m} \cdot 1,255m}{20,6 \frac{kN}{m}} = 0,02 m$$

Bæreevnefaktorerne

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

$$N_q = \frac{1 + \sin(31,19)}{1 - \sin(31,19)} e^{\pi \tan(31,19)} = 21,1$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cos(\varphi) \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left((21,1 - 1) \cos(31,19) \right)^{\frac{3}{2}} = 17,83$$

Formfaktorerne s_γ og s_q sættes til 1 da det er en linjefundament

Hældningsfaktoren findes som

$$i_q = 1 - \frac{H}{V}$$

$$i_q = 1 - \frac{0,37 \frac{kN}{m}}{20,6 \frac{kN}{m}} = 0,98$$

$$i_\gamma = i_q^2 = 0,98^2 = 0,96$$

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK findes for den ene og den anden side til

$$q'_{inde,1} = 0,12m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} + 0,2m \cdot 0 + 0,650m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 13,93 \frac{kN}{m^2}$$

$$q'_{inde,2} = 0,08m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} + 0,2m \cdot 0 + 0,945m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 17,99 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige bæreevne kan nu bestemmes

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot 17 \frac{kN}{m^3} \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,02)m \cdot 17,83 \cdot 1 \cdot 0,98 + 13,93 \frac{kN}{m} \cdot 21,1 \cdot 1 \cdot 0,96 = 320,8 \frac{kN}{m^2}$$

Bæreevnen pr. meter

$$\frac{R'}{l'} = \frac{R'}{A'} \cdot b' = 320,8 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,02)m = 83,4 \frac{kN}{m}$$

Bæreevne på ler

Den regningsmæssige bæreevne for ler i korttidstilstand kan bestemmes ud fra følgende ligning

$$\frac{R'}{A'} = N_c^0 c_u^0 s_c^0 i_c^0 + q'$$

Bæreevnefaktoren N_c^0 findes til

$$N_c^0 = 2 + \pi = 5,14$$

Formfaktoren s_c^0 sættes til 1 da det er en linjefundament

Hældningsfaktoren

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}}$$

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{0,37 \frac{kN}{m}}{1m \cdot (0,3m - 2 \cdot 0,02m) \cdot 27,78 \frac{kN}{m^2}}} = 0,99$$

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK er fundet til $q' = 13,93 \text{ kN/m}^2$

Fundamentet regningsmæssige bæreevne for fundamentet bliver herved

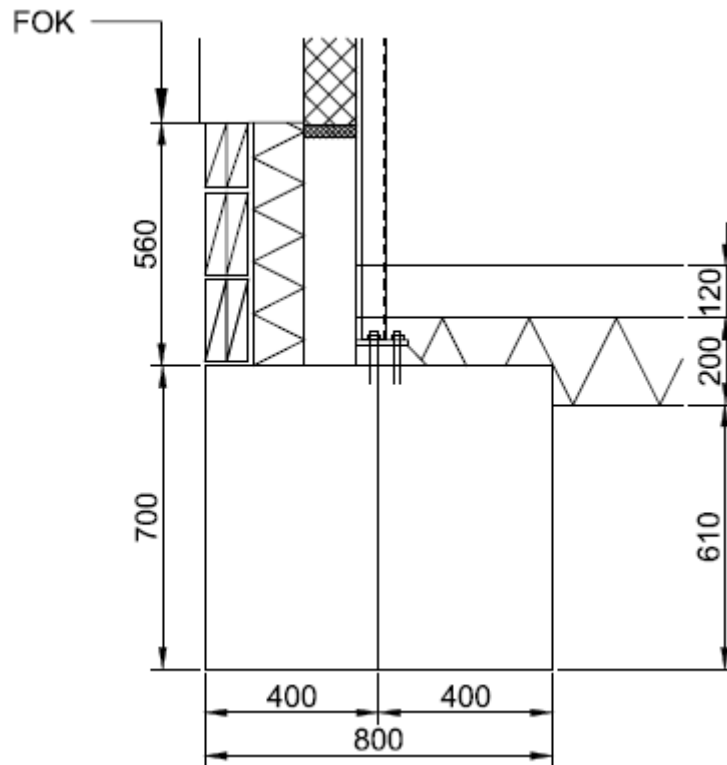
$$\frac{R'}{A'} = 5,14 \cdot 27,78 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \cdot 0,99 + 13,93 \frac{kN}{m^2} = 155,3 \frac{kN}{m^2}$$

$$\frac{R'}{l'} = \frac{R'}{A'} \cdot b' = 155,3 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,02)m = 40,4 \frac{kN}{m}$$

Bæreevnen for linjefundamentet er tilstrækkelig

6.3 Punktfundament under søjle

Der ønskes at blive bestemt en punktfundament under stålsøjlerne



Figur 22: skitse af punktfundament under stålsøjle

Lodrette laster på fundament

$$V_{k,søjle} = 0,5 \cdot (1,34 + 5,95) \frac{kN}{m} \cdot 9,5m + 0,268 \frac{kN}{m} \cdot 3m = 35,4 kN$$

Egenvægten af fundamentet

$$V_{k,fundament} = 0,8m \cdot 0,8m \cdot 0,7m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 10,8 kN$$

Den samlede regningsmæssige last bliver

$$V_d = (V_{k,søjle} + V_{k,fundament}) \cdot \gamma_{G,sup} = (35,4 + 10,8)kN \cdot 1,2 = 55,4 kN$$

Eftervisning af bæreevnen på sand

Den regningsmæssige bæreevne for sand kan bestemmes ud fra følgende formel.

$$R' = A' \left(\frac{1}{2} \gamma' b' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q i_q \right)$$

Bæreevnefaktorerne

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

$$N_q = \frac{1 + \sin(31,19)}{1 - \sin(31,19)} e^{\pi \tan(31,19)} = 21,1$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cos(\varphi) \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left((21,1 - 1) \cos(31,19) \right)^{\frac{3}{2}} = 17,83$$

Formfaktorerne

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} = 1 - 0,4 \cdot \frac{0,8m}{0,8m} = 0,6$$

$$s_q = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{0,8m}{0,8m} = 1,2$$

Hældningsfaktoren i_γ og i_q sættes til 1 da der ingen excentricitet er i fundamentet.

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK findes for den ene og den anden side til

$$q'_{ude} = 1,260m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 21,3 \frac{kN}{m^2}$$

$$q'_{inde} = 0,12m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} + 0,2m \cdot 0 + 0,610m \cdot 17 \frac{kN}{m^3} = 13,25 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige bæreevne kan nu bestemmes

$$R' = 0,8m \cdot 0,8m \left(\frac{1}{2} \cdot 17 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,8m \cdot 17,83 \cdot 0,6 \cdot 1 + 13,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 21,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \right) = 261,3 kN$$

Bæreevne på ler

Den regningsmæssige bæreevne for ler i korttidstilstand kan bestemmes ud fra følgende ligning

$$R' = A'(N_c^0 c_u^0 s_c^0 i_c^0 + q')$$

Bæreevnefaktoren N_c^0 findes til

$$N_c^0 = 2 + \pi = 5,14$$

Formfaktoren

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{0,8m}{0,8m} = 1,2$$

Hældningsfaktoren i_c^0 sættes til 1 da der vandret last er i konstruktionen.

Den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af FUK er fundet til $q' = 13,25 kN/m^2$

Fundamentet regningsmæssige bæreevne for fundamentet bliver herved

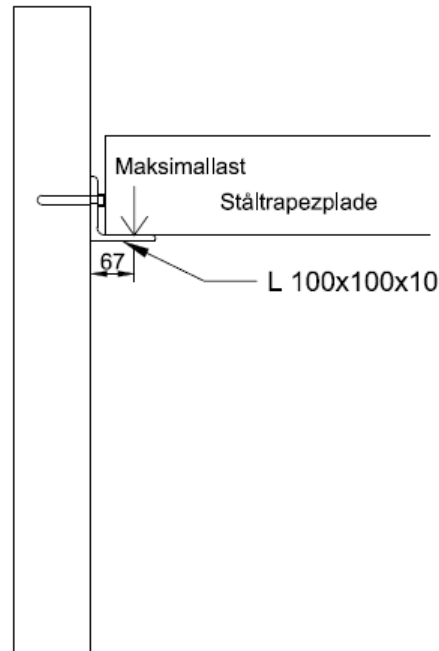
$$R' = 0,8m \cdot 0,8m \left(5,14 \cdot 27,78 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,2 \cdot 1 + 13,25 \frac{kN}{m^2} \right) = 118,1 kN$$

Bæreevnen for linjefundamentet er tilstrækkelig

7. Samlinger

7.1 Samling mellem tag/væg

Samlingen mellem taget og ydervæggen ønskes at blive bestemt, samlingen kan ses herunder



Figur 23: skitse af samling ved tag

Vinkelbeslaget bliver udsat for en forskydning og et moment

$$V_{Ed} = 8,50 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = 8,50 \frac{kN}{m} \cdot 0,067m = 0,57 \frac{kNm}{m}$$

For beregningerne bliver der set på 1 m af vinkelprofilet

Modstandsmomentet er

$$W_{el} = \frac{1}{6} \cdot 1000mm \cdot (14mm)^2 = 32,7 \cdot 10^3 mm^3$$

Der undersøges brudgrænsetilstanden for ren bøjning

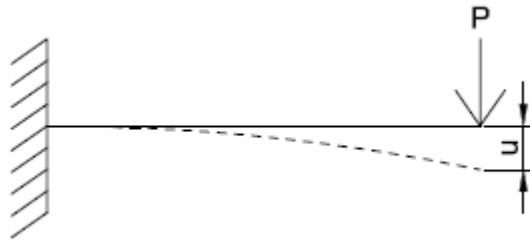
$$M_{Rd} = W_{el} f_{yd} = 32,7 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 214MPa \cdot 10^{-6} = 7 kNm$$

Flangen er tilstrækkelig

Der undersøges for nedbøjningen af flanges, der tages udgangspunkt i en indspændt bjælke med en enkelkraft. Den maksimale deformation er

$$u_{maks} = \frac{l}{400} = \frac{100mm}{400} = 0,25 mm$$

Deformationsfiguren kan ses herunder



Figur 24: skitse af nedbøjning

For en konservativ løsning regnes der med at lasten er på enden af flangen

$$u = \frac{1}{3} \frac{Ql^3}{EI}$$

$$u = \frac{1}{3} \frac{8,12 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot (100 \text{ mm})^3}{2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^3} = 0,16 \text{ mm}$$

Nedbøjningen er ok

Der skal findes ud af hvad lasten på boltene er. For at finde trækket i boltene løses moment ligevægt. Der vælges en ø10 bolt med stål kvalitet 8,8. for at pladen har fuld bæreevne skal boltene være 3 gange diameteren fra kanten dvs. 30 mm.

$$8,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,067 \text{ m} = R_A \cdot 0,070 \text{ m} \Rightarrow R_A = \frac{8,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,067 \text{ m}}{0,070 \text{ m}} = 8,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Der ønskes at være en bolt for hver 400 mm kraft pr bolt bliver

$$R_A = 8,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,4 \text{ m} = 3,24 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 8,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,4 \text{ m} = 3,4 \text{ kN}$$

Der tjekkes for overlappingsbæreevnen, gennemlokningsbæreevne og hulrandsbæreevne.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

α_v = reduktionsfaktor

Da boltene er af kvalitet 8,8 og der er gevind i snittet bliver $\alpha_v = 0,6$. overlappings bæreevnen bliver. Dimensioner af bolt er fra TS tabel 6.6.2

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (8,38 \text{ mm})^2}{1,35} \cdot 10^{-3} = 19,6 \text{ kN}$$

Herefter skal der tjekkes for træk bæreevnen

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

k_2 = kærnfaktor som sættes til 0,9

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot 59,5 mm^2}{1,35} \cdot 10^{-3} = 31,73 kN$$

Da der er kombineret forskydning og træk skal følgende være overholdt

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{3,56 kN}{19,60 kN} + \frac{3,40 kN}{31,73 kN} = 0,29 \leq 1$$

Nu skal der tjekkes for gennemlokningsbæreevne, der vælges en plade på 10 mm

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_{ud}}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

d_m = Middelværdi af hjørnemål e og nøglevidde s for bolthoved eller møtrik

t_p = pladetykkelse

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 17 mm \cdot 10 mm \cdot 360 \frac{N}{mm^2}}{1,35} = 92,0 kN$$

Der skal tjekkes for hulrandsbæreevne for kun en bolt

$$F_{b,Rd} = 1,5 d t \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 8,38 mm \cdot 10 mm \cdot 360 MPa}{1,35} \cdot 10^{-3} = 33,5 kN$$

Boltens bæreevne i betonen er beregnet i Expandets beregningsprogram hvor der er valgt ESI 8.8 – varmgalvaniseret – M10 beregning kan ses i bilag 15.

Da beregningerne er foretaget med en betonstyrke på C20/25 er bæreevnen højere end den reelle bæreevne. Bæreevnen reduceres for forskellen mellem den regningsmæssige styrke for letbeton og for den regningsmæssige forholdt til beton

$$\frac{\frac{15 MPa}{1,55}}{\frac{25 MPa}{1,55}} = 0,6$$

Dvs. at bæreevnen reduceres med 40 %

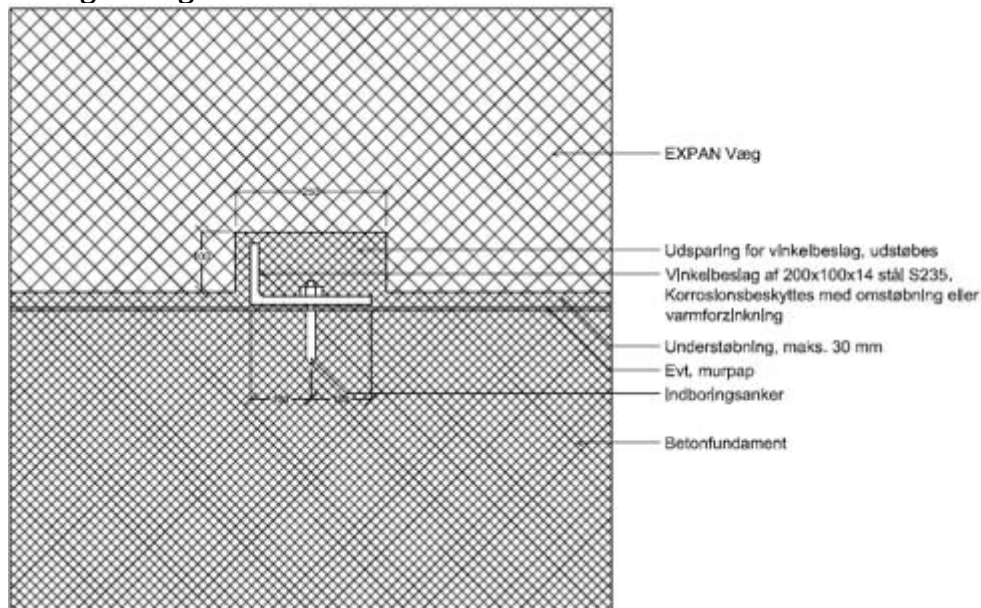
Der tjekkes for det værste tilfælde. Direkte træk – kombineret udtræk og keglebrud

$$N_{Rd,p} = 14,176 \text{ kN} \cdot 0,6 = 8,5 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden bliver herved

$$\beta_{N,kombineret \text{ bryd}} = \frac{3,56 \text{ kN}}{8,5 \text{ kN}} = 0,418$$

7.2 glidningsbeslag



Figur 25: skitse af glidningsbeslag

Der skal tjekkes for vederlagstrykket på letbetonen for at tjekke bæreevnen.

Maksimal regningsmæssig vederlagsbæreevne

$$R_d = f_d b_e a_e k$$

$$R_d = 9,7 \text{ MPa} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} = 54,3 \text{ kN}$$

Da $R_d > 4,71 \text{ kN}$ er vederlagstrykket ok

Der skal nu tjekkes for afskalning af letbetonen

Den regningsmæssige forskydningsstyrke

$$\tau_d = 0,5 F_{td}$$

$$\tau_d = 0,5 \cdot 1,56 \text{ MPa} = 0,78 \text{ MPa}$$

Den regningsmæssige forskydningsspænding

$$\tau = \frac{2Q}{5ab}$$

$$\tau = \frac{2 \cdot 4,71 \cdot 10^{-3} \text{ N}}{5 \cdot 70 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 0,27 \text{ MPa}$$

Da $\tau_d > \tau$ sker der ingen afskalning. Nu er letbetonen tjekket, og nu skal L-profilet tjekkes. Der skal først findes ud af hvad det maksimale moment profilet kan optage

Modstandsmomentet

$$W_{el} = \frac{1}{6} \cdot 100mm \cdot (14mm)^2 = 3267 mm^3$$

Den maksimale moment bliver herved

$$M_{max} = \frac{235MPa}{1,1} \cdot 3267mm^3 \cdot 10^{-6} = 0,7 kNm$$

Momentet som profilet bliver udsat for

$$M = 4,71kN \cdot 0,065m = 0,31 kNm$$

Herved er profilet tilstrækkelig.

Trækket i bolten findes ved hjælp af moment ligevægt

$$4,71kN \cdot 0,065m = R_A \cdot 0,1m \Rightarrow R_A = \frac{4,71kN \cdot 0,065m}{0,1m} = 3,05 kN$$

Der vælges en ø12 bolt med stål kvalitet 8,8. der tjekkes for overklipningsbæreevnen, gennemlokningsbæreevne og hulrandsbæreevne.

Da bolten er af kvalitet 8,8 og der er gevind i snittet bliver $\alpha_v = 0,6$. overklipnings bæreevnen bliver

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (10,1mm)^2}{1,35} \cdot 10^{-3} = 28,49 kN$$

Herefter skal der tjekkes for træk bæreevnen

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot 86,3mm^2}{1,35} \cdot 10^3 = 47,80 kN$$

Da der er kombineret forskydning og træk skal følgende være overholdt

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4,71kN}{28,49 kN} + \frac{3,05kN}{47,80 kN} = 0,23 \leq 1$$

Nu skal der tjekkes for gennemlokningsbæreevne, der vælges en plade på 14 mm

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_{ud}}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 19mm \cdot 14mm \cdot 360 \frac{N}{mm^2}}{1,35} = 144,00 kN$$

Der skal tjekkes for hulrandsbæreevne for kun en bolt

$$F_{b,Rd} = 1,5dt \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

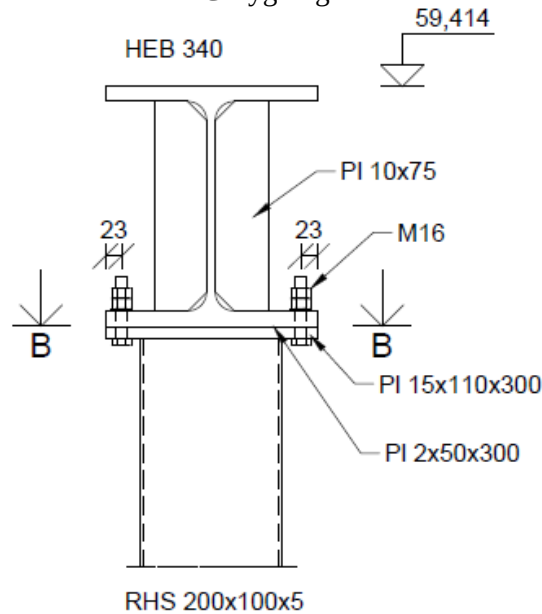
$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 10,1mm \cdot 14mm \cdot 360MPa}{1,35} \cdot 10^{-3} = 56,56 kN$$

Herved er boltsamlingen ok

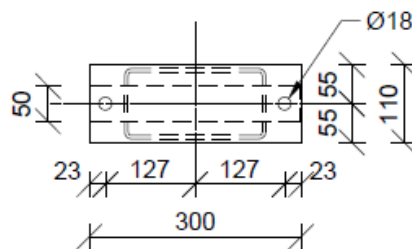
Boltens bæreevne i betonen er beregnet i Expandets beregningsprogram hvor der er valgt ESI 8.8 – varmgalvaniseret – M12 beregning kan ses i bilag 16.

7.3 Samling mellem stålbjælke/stålsøjle

Samlingen mellem stålbjælken er en bolt samling.



Snit 2-2



Snit B-B

Figur 26: skitse af samling mellem stålbjælke og stålsøjle

Da søjlen er excentrisk belastet fra bjælken vil der forekomme en forskydning i toppen på. Lasterne er fundet i afsnit 5.

$$V_d = \frac{1,76 \text{ kNm}}{3 \text{ m}} = 0,56 \text{ kN}$$

Pladen vil være udsat for et tryk på

$$N_d = 70,25 \text{ kN}$$

Der tjekkes først for boltene i samlingen, da boltene ikke er særlig lange regnes der med gevind igennem hele snittet. Forskydnings bæreevnen kan herved bestemmes ved

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Da boltene er af kvalitet 8,8 og der er gevind i snittet bliver $\alpha_v = 0,6$. Forskydnings/overklipnings bæreevnen bliver

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (13,8mm)^2}{1,35} \cdot 10^{-3} = 53,2 \text{ kN}$$

Der vælges en plade på 10 mm, der skal tjekkes for hulrandsbæreevne

$$F_{b,Rd} = 2,5dt \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 13,8mm \cdot 10mm \cdot 360MPa}{1,35} \cdot 10^{-3} = 92 \text{ kN}$$

Herved er boltsamlingen ok

Pladen ønskes svejst på stålsøjlen med en svejsesømmens a-mål er 4 mm.

Der skal finde ud af om svejsningen kan optage trækket fra momentet. Først regnes for længderetningen

Sømlængden bliver

$$l = 100mm - 8mm = 92 \text{ mm}$$

Korrelationsfaktoren findes i tabel 9.4

$$\beta_w = 0,8$$

Forskydningsspændingen

$$\tau_{||} = \frac{F_s}{2 l a} = \frac{0,56 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 92mm \cdot 4mm} = 0,76 \text{ MPa}$$

Spændingen kan herefter findes ved

$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{3 \tau_{||}^2} = \sqrt{3 \cdot (0,76MPa)^2} = 1,32 \text{ MPa}$$

Dette skal være mindre eller lig med

$$\frac{f_{ud}}{\gamma_{M2} \beta_w} = \frac{360MPa}{1,35 \cdot 0,8} = 333 \text{ MPa}$$

Bæreevnen af svejsningen er tilstrækkelig, det er ikke nødvendigt at tjekke for tværsvejsningen.

7.4 Samling mellem væg/væg

For samlingen mellem væggene skal der tjekkes for den forskydning der forekommer fra stabiliteten da der er samlinger imellem dem. Der tjekkes for alle vægge og den værste bliver anvendt til bestemmelse af her. Der anvendes SE samlinger og for LAC15 har de en styrke på 7 kN pr stk. forskydningen er fundet i afsnit 2 tabel 13.

Da forskydningen er 14,44 kN skal der anvendes 3 SE samlinger der er en afstand på 450 mm fra bunden og herefter en afstand på 1000 mm mellem dem.

7.5 Samling mellem væg/fundament

Der skal tjekkes for om væggen bliver på fundamentet ved max sug og tryk inde fra bygningen

Kraft i bunden af væg

$$V_d = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,2m = 1,97 \frac{kN}{m}$$

Der skal tjekkes om egenvægten er tilstrækkelig til at holde væggen

$$G = 0,9 \cdot 0,12m \cdot 3,2m \cdot 18,5 \frac{kN}{m^3} + 1,08 \frac{kN}{m} = 7,47 \frac{kN}{m}$$

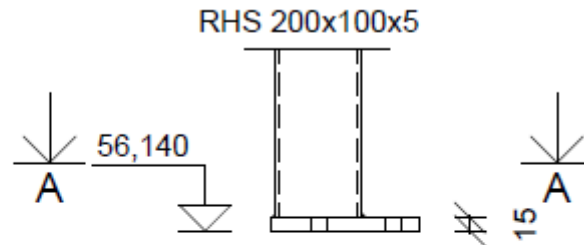
Dette skal ganges med friktionskoefficienten

$$g_{stab} = 0,288 \cdot 7,47 \frac{kN}{m} = 2,15 \frac{kN}{m}$$

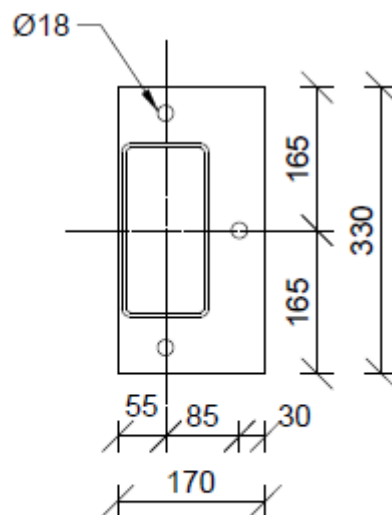
Det ses at friktionens bæreevnen er større en lasten.

7.6 Samling mellem stålsøjle/punktfundament

Der anvendes samme samling som i top da lasterne er de samme, der anvendes dog en bredder profil da der skal være plads til 3 bolte for at holde den stabil under montage.



Detalje 1



Snit A-A

Figur 27: skitse af samling mellem fundament og stålsøjle

ⁱ <http://www.expan.dk/projektering/statik/stabilitet/stabilitets-baereevne-for-letbeton-og-betonvaegge/>