

21-12-2023

Udfærdiget af: Peter Boye

Projektnummer: 41010424

Projekt: CC3 dimensionering af blokmurværk

Kunde: Birch Projektudvikling ApS

Projektleder: Anton Møller Christensen

Notat – Brug af værktøjer til eftervisning af robusthed

Indeværende notat skal læses i sammenhæng med A2.1.3: Teknisk-faglig redegørelse udarbejdet af en eksempelbygning muret i blokmurværk i CC3.

Notatet vil indeholde kommentarer, tiltag og randbetingelser til løsningsmodeller fremlagt i notat Robusthed – RealDania.

1 Bortfald af vægstykke - Scenarie 1

Bortfald af vægstykke sker i bygværkets væg A1y, navngivet i den lodrette lastnedføring af projektet. Et facadestykke mellem to vinduespartier fjernes og efterlader et hul i facaden på 4872mm. Tages dæktykkelsen med i regning er vinduesoverliger 922mm.

Kollapsomfanget er mindre end det tilladelige. Det er derfor tilladeligt at to etager kollapse. Iht. til den lodrette lastnedføring er der ved denne bærende facade $25^{kN}/m$ ved bunden af hver etage etager. Bygværket menes stabilt, hvis en bue kan optræde på hver etage og sammen bære denne last efter kollaps af én underliggende etage.

Murværkets buevirkning kan ikke eftervises med 200mm porebeton, med et spænd svarende til lysningsvidden på 4872mm og en overligger højde på 922mm. Til videre forudsætning antages overliggerhøjden 1022mm.

Designkriterier for denne løsning:

200mm porebeton

3,1m etagehøjde

fuld sammenhæng mellem væg og kantstøbning

Det kan optræde ens buer pr etage i facaden, hvilket betyder vindues huller er placeret over hinanden.

Lysningsvidde på: vindue +3m+vindue=maks 4,9m.

Minimum 3m ballastgivende vægstykke til hver side.

2 Bortfald af vægstykke - Scenarie 2

Der er forudsat 2Y16 i kantstøbningen. Armeringen har tilstrækkelig deformationskapacitet til at danne tovvirkning og bære dækkene. Iht. til kommende notat af Poul Dupont er dette tilstrækkeligt.

Der er udført en supplerende eftervisning, hvor en asymmetrisk bue med en lysningsvidde på 8900mm og en højde svarende til en etage højde på 3,2m. bærende murværk er opbygget i kalksandsten. Eftervisningen er maks'et helt til grænsen.

Designkriterier for denne løsning:

150mm kalksandstens bagmur

3,2m etagehøjde for stue og 1.sal

Fuld sammenhæng mellem væg og kantstøbning

Lysningsvidde på: indgangsparti+3m+vindue=maks 8,9m helst 8,5m.

Lysningsvidder af den bredde kræver 2,8m resterende murværk mod hjørne

3 Bortfald af vægstykke - Scenarie 3

Vægstykke ved hjørne bortfalder og ved bortfald fjernes hele hjørnet, således at dækket her skal bæres af to udkragende bjælke. Bjælker regnes som murværksoverliggere, hvor træk optages i armering i kantstøbningen og trykzonen. Det er forudsat at samlingen støbeskellet som minimum har samme forskydningsstyrke som murværket, hvilket er $f_{vk} = 0,5 \text{ MPa}$, hvor murværket eftervises med en tykkelse på 150mm.

Design kriterier for denne løsning:

150mm bagmur med $f_{vk} = 0,5 \text{ MPa}$
3,2m etagehøjde, overliggerhøjde på 1120mm

Samlet overliggerlængde: 3m+vindue=4,8m og 2,5m på modsatte side af hjørnet.

Fuld sammenhæng mellem væg og kantstøbning, Lim-pap-lim ved overkant væg er derved ikke mulig.

note - $f_{vk} = 0,5 \text{ MPa}$ skal deklareres af leverandør førend denne værdi retmæssigt kan anvendes.

4 Opsummering af robusthedstiltag

Bygværkets små spændvidder tillader at en etage må kollapse, idet de tilladelige kollapsomfang overholdes. Dette tillader at bruge ovenliggende etager til at understøtte resterende etager og derved undgå nøgleelementer.

Der er i robusthedseftervisningerne antaget understående materialeparametre:

Kalksandsten:	$f_k = 12,2 \text{ MPa}$	$f_{vk0} = 0,35 \text{ MPa} *$
	*ved hjørnefrafald $f_{vk} = 0,5 \text{ MPa}$ – ikke-deklareret værdi	
Porebeton:	$f_k = 3,4 \text{ MPa}$	$f_{vk0} = 0,63 \text{ MPa}$

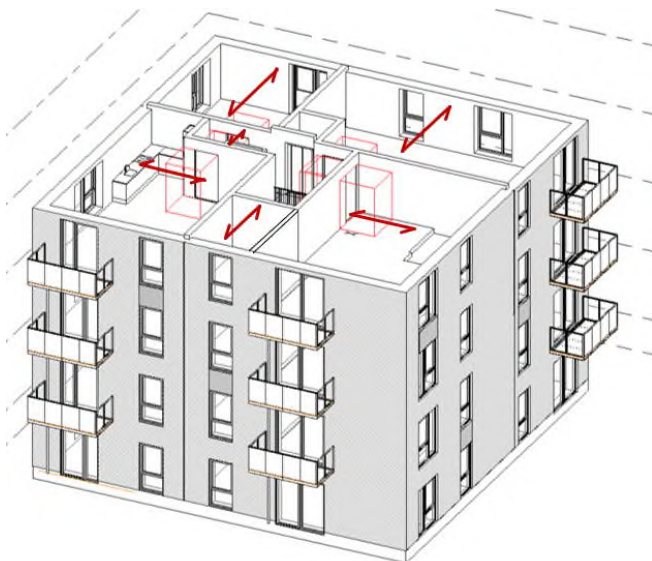
Stueetagen og 1.sal bør udføres med en etagehøjde på 3,2m og i 150mm kalksandstens bagmur, hvis samme samlede lysningsvidde ved indgangsdøren bibeholdes. Øvrige etager 3,1m høje i 200 porebeton.

Vinduesplaceringer er placeret over hinanden, hvilket tillader bueberegninger med ensfordelte laster per etage. Asymmetriske placeringer vil reducere mulige lysningsvidder.

Sweco A/S
Willemoesgade 13
8200 Aarhus N

Del A2.1.3: Teknisk-faglig redegørelse

For bygningen:
CC3 Blokmurværk



Udgivelsesdato	:	21.12.2023
Projekt	:	4108882
Dokument nr.	:	K09_C05_A2.1.3
Rev.	:	
Udarbejdet	:	BOPE
Kontrolleret	:	ANCT
Godkendt	:	ANCT

w0ëL{ lh b{ . 9{ YwLë9[{9

Revision	Dato	Beskrivelse
----------	------	-------------

Revisioner er angivet med blå tekst.

1	GRUNDLAG	3
2	ROBUSTHED AF DÆKSKIVE	3
3	ROBUSTHED – PROGRESSIVE KOLLAPS	4
	3.1 Scenarie 1	6
	3.2 Scenarie 2	7
	3.3 Scenarie 3	9
	3.4 Opsummering af robusthedstiltag	10
4	BILAG	11

1 GRUNDLAG

Nærværende teknisk-faglige redegørelse for robusthed tager udgangspunkt i sikkerhedsnormen DS/EN 1990 DK NA, annek E omhandlende supplerende regler om robusthed samt betonnormen DS/EN 1992-1-1, afsnit 9.10. Reglerne i begge skal være overholdt for sikring af den fornødne robusthed. Tilstrækkelig bæreevne eftervises i en ulykkesdimensioneringstilstand ved formel (6.11a/b) tabel A1.3 DKNA

Det præciseres at robusthed ikke er en ulykkeslast, hvor påvirkninger skal føres til fundamentet, men en egenskab ved konstruktionen. Ved eftervisning af robusthed er der ikke tale om en dimensionering mod de påvirkninger, som fører til bortfald af en konstruktionsdel, men derimod en vurdering af en passende sammenhæng og et begrænset kollapsomfang i en situation, hvor dele af konstruktionen mangler. Det er denne vurdering, der resulterer i en konstruktion med den ønskede robusthed.

2 ROBUSTHED AF DÆKSKIVE

Denne teknisk-faglige redegørelse forudsætter at sammenhæng af konstruktionsdele er eftervist ved trækforbindelser som overholder de krav der opstilles i DS/EN 1992-1-1 afsnit 9.10.

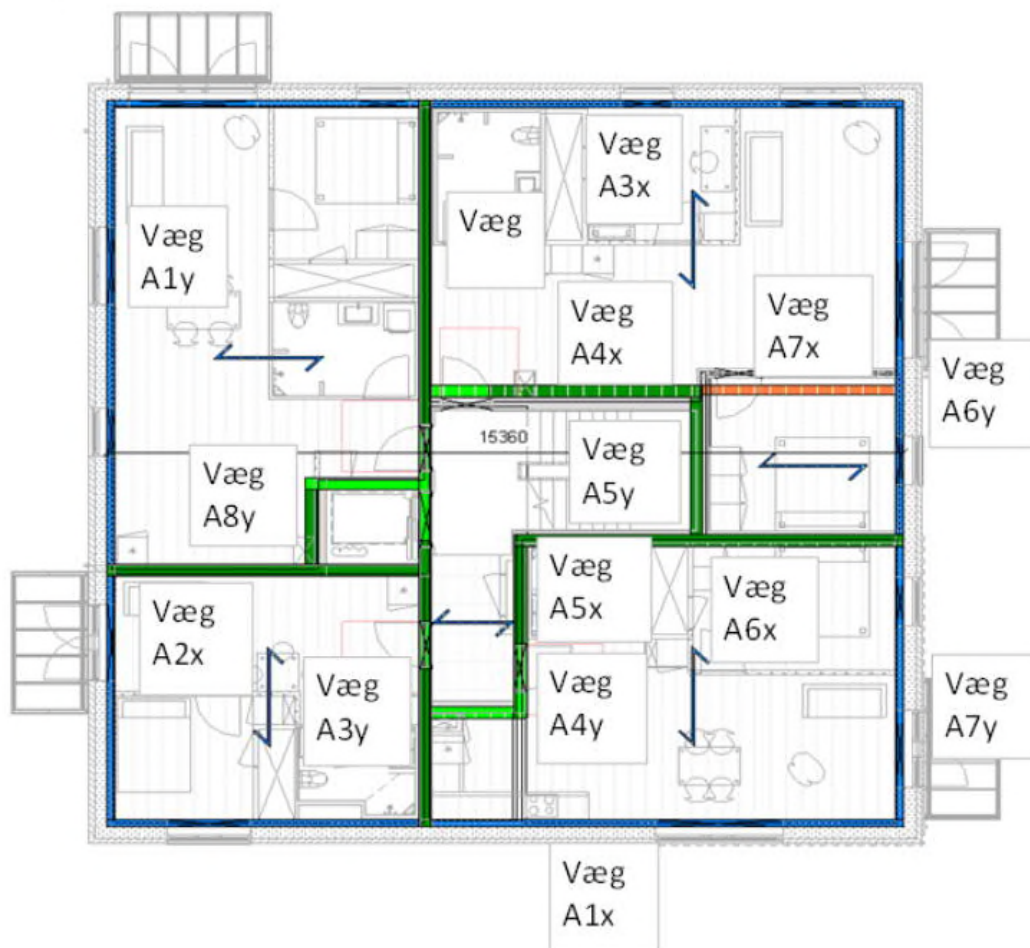
Et trækforbindelsessystem til 'sammenhæng af konstruktionsdele' i CC3 indeholder følgende forbindelse en minimumskapacitet som følger:

- | | |
|---|----------------------------|
| - periferi-trækforbindelser (randarmering) | 80kN / 15 ^{kN} /m |
| - interne trækforbindelser (indre fugearmering) | 80kN / 15 ^{kN} /m |

Iht. betonnormen DS/EN 1992-1-1 afsnit 9.10 skal der ved dimensionering af trækforbindelsessystemet regnes med den karakteristiske trækstyrke for armering. Trækforbindelsessystemet betragtes som minimumsarmering og således ikke et supplement til den statiske armering. Det betyder samtidig også at armering, der benyttes til at opfylde et krav til trækforbindelsessystemet også kan benyttes til at opfylde et andet krav.

3 ROBUSTHED – PROGRESSIVE KOLLAPS

Vægoversigt type A

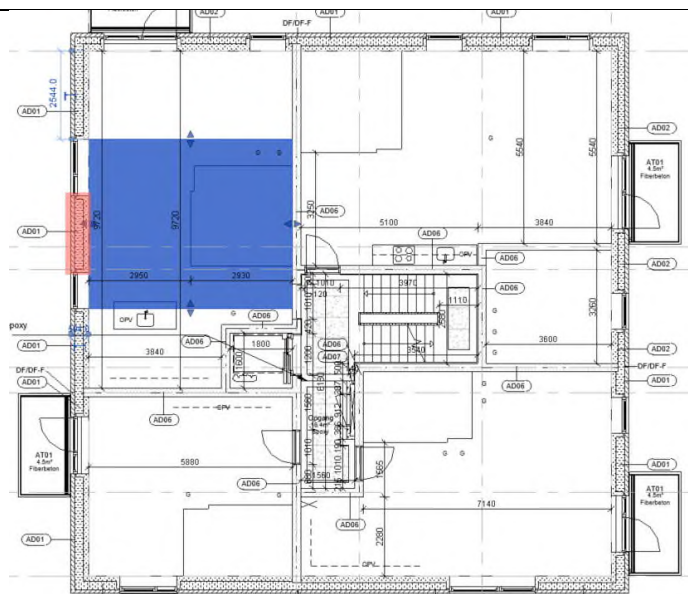


Bygværket udgøres af facadevægge med bagmure i kalksandsten og indvendige lejlighedsskel i kalksandsten. Bygværkets modstandsdygtighed overfor progressive kollaps eftervises ved kontrol af tilladelige kollapsomfang, hvor laster i vægopstalter er lastnedført i A2.1.

Kollapsomfanget findes var at fjerne et nominelt 3m vægstykke kritiske steder.

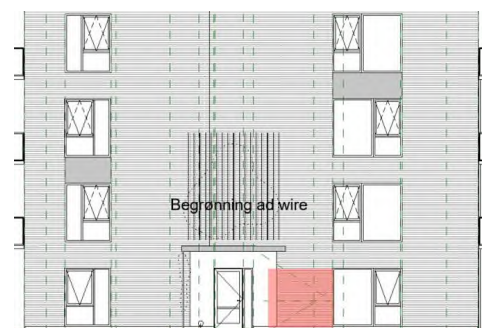
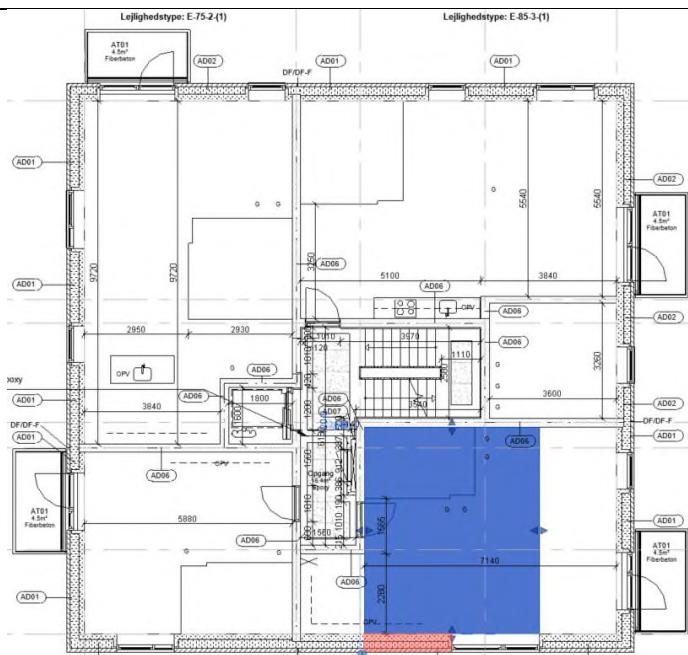
Netto etageareal af bygværket er:	227,7m ²
Tilladeligt kollapsomfang pr. etage:15%	34,2m ²

Scenarie 1

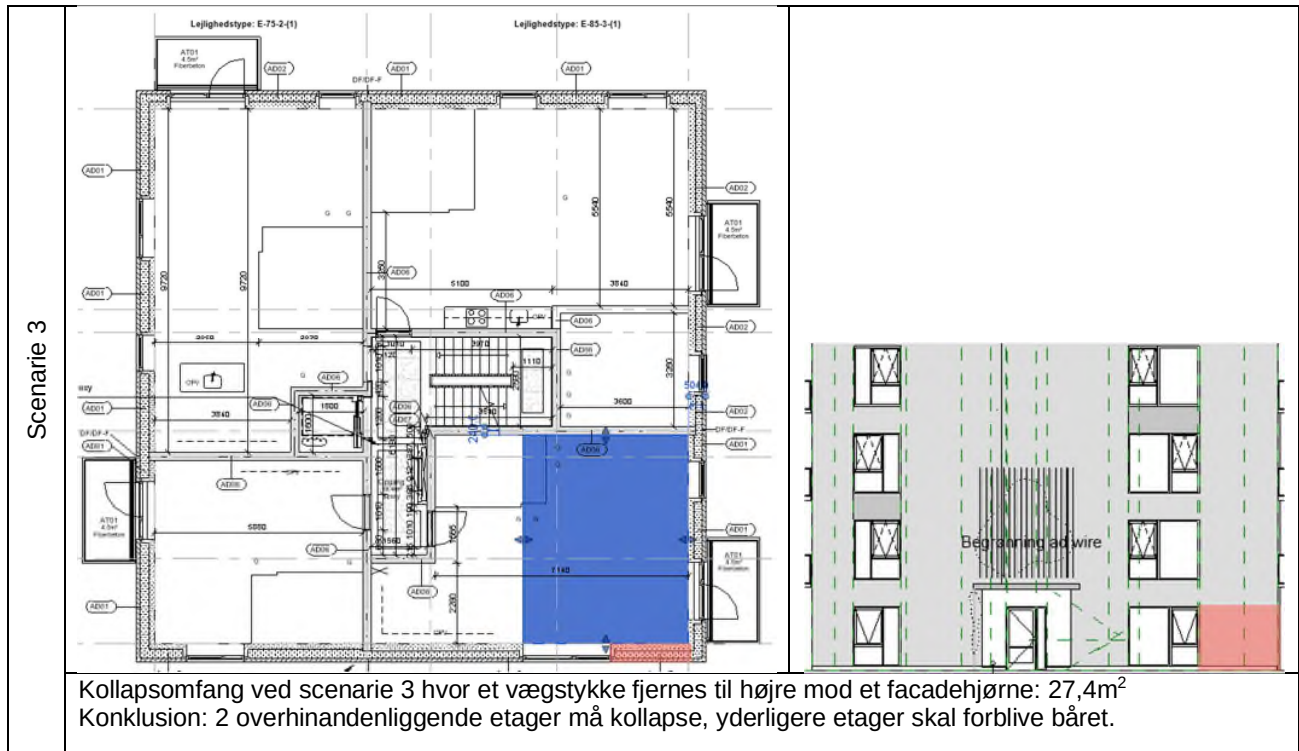


Kollapsomfang ved scenarie 1 hvor et vægstykke fjernes mellem to vinduer i facaden: 28,6m²
Konklusion: 2 overhinandenliggende etager må kollapse, yderligere etager skal forblive båret.

Scenarie 2



Kollapsomfang ved scenarie 2 hvor et vægstykke fjernes til venstre for et bredt vinduesparti: 29,1m²
Konklusion: 2 overhinandenliggende etager må kollapse, yderligere etager skal forblive båret.



3.1 Scenario 1

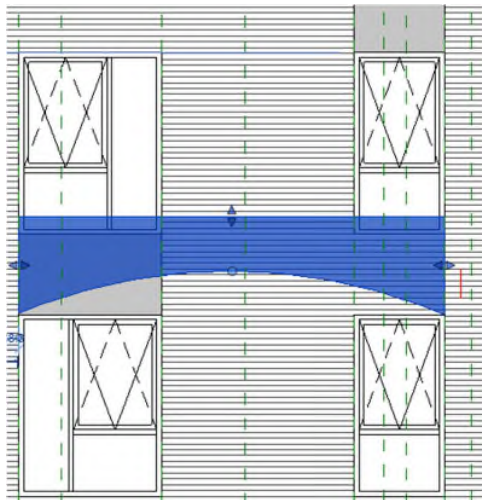
Facadens tilstrækkelige bæreevne eftervises med en bueberegning ved brug af EC6-design, hvor bæreevnen eftervises for 200mm porebetonbagvæg, hvor buen dannes mellem yderpunkterne af de to vindueshuller. Buen kræver ballast for en vandret reaktion på 124,7kN.

Tilbageværende murstykke på 3m undersøges som ballastgiver.

$$P_{\text{Vandret}} = L_{\text{væg}} \cdot (\rho_{\text{Ed}} + f_{\text{vd0}} \cdot t_{\text{væg}}) = 3\text{m} \cdot (25\text{kN/m} + 0,63\text{MPa} \cdot 200\text{mm}) = 453\text{kN}$$

->OK!

Nabopille har tilstrækkeligt forskydningskapacitet, brud vil ikke optræde i liggefuge. Armering i kantstøbning over og under pillen kan hver tage 221kN i træk, svarende til kapaciteten af 2Y16, hvorfor pillen er fastholdt mod væltning.



3.2 Scenarie 2

Robustheden ved bortfald af et vægstykke mellem indgangsparti og stort vinduesparti eftervises ved tovvirkning i dækskivens randarmering iht. bilag 10 Tovvirkning. Eftervisningen kræver store deformationer, som kan skabe utryghed for brugeren.

Det forudsættes at der anvendes 2Y16 som randarmering

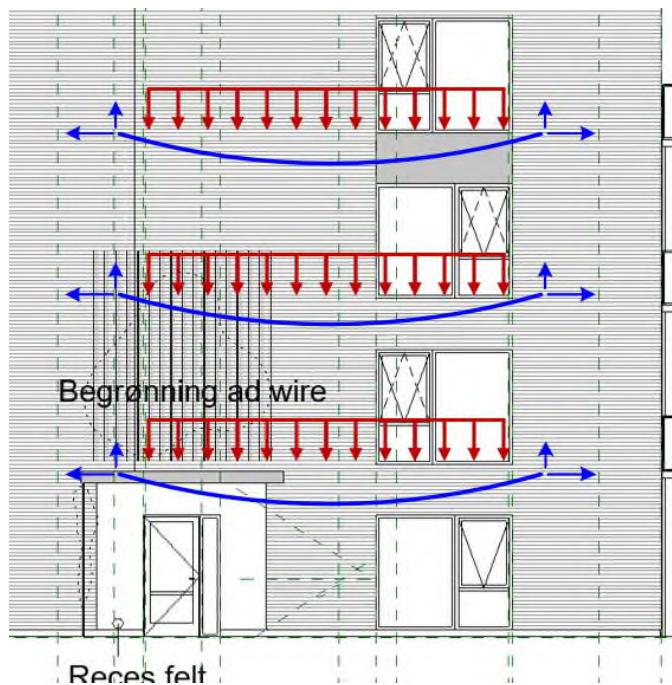
Lysningsvidde: $L = 6683\text{mm}$

Last pr. etage: $q = 25\text{ kN/m}$

Trækkapacitet: $T_{Rd} = 2 \cdot \pi / 4 \cdot (16\text{mm})^2 \cdot 550\text{MPa} = 221\text{kN}$

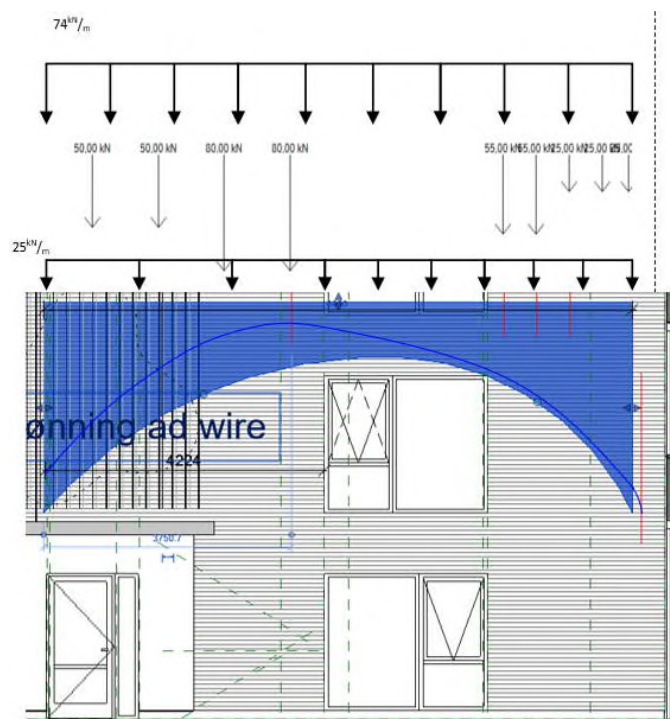
Krævet deformation last: $f = (q \cdot l^2) / (8T_{Rd}) = 631\text{mm}$
Ved antagelse af parabelformet tov

Tilladelig deformation: $f_{maks} = (3/8 \cdot 0,5 \cdot 0,05)^{0,5} \cdot L = 647\text{mm}$



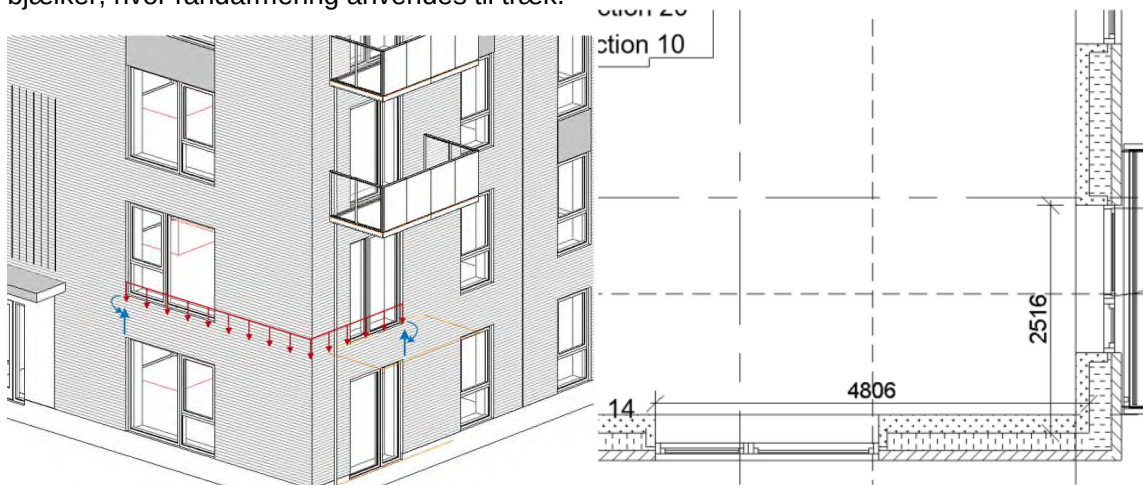
Alternativ løsning, Asymmetrisk bue:

Buens højde er svarende til etagehøjden på de antagede 3,2m og med en lysningsvidde på 8,9m som vist med blå på understående figur. Laster i niveauet er 74 kN/m , hvoraf 25 kN/m er fra etagedæk på den pågældende etage. Rundt om døråbningen koncentrerer lasterne fra de overstående etage. Eftervisningen udføres i bilag A2.1.3-2 Murværksbue, scenarie 2. Som den optegnede tryklinje viser kan en bue optræde, hvis bagmuren udføres i 150mm kalksandsten og med en overliggerhøjde på 834mm svarende til en etagehøjde på 3200mm.



3.3 Scenarie 3

Robustheden ved bortfald af et vægstykke og hjørne eftervises ved hjælp af indspændte bjælker, hvor randarmring anvendes til træk.



Kantstøbning med stringere antages at kunne virke sammen med murværket og forme en indspændt bjælke, hvor trækzonen vil være i armeringen kantstøbning. Beregningsmetoden tilsvarende den for murværksoverligger, blot med et snit moment fra en udkraget bjælke. I understående beregning er murværkets forskydningskapacitet antaget at være 0,5MPa.

Armering		
fy		550 MPa
Areal	2Y16	401,92 mm ²
Fy	$f_y \cdot A_s$	221,056 kN
f_vk		0,5 MPa
L1		4,806 m
L2		2,516 m
P1		25 kN/m
P2	$20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 2,8 \text{ m}$	8,4 kN/m
t		0,15 m
hi	0,85 · 1120 mm	0,952 m
Qh	abitrær last	49,7 kN
M_Ek1	$0,5 \cdot L1^2 \cdot P1 - L1 \cdot Qh$	49,86225 kNm
M_Ek2	$0,5 \cdot L2^2 \cdot P2 + L2 \cdot Qh$	151,6322752 kNm
Q_Ek1	$L1 \cdot P1 - Qh$	70,45 kN
Q_Ek2	$L2 \cdot P2 + Qh$	70,8344 kN
Q_Rk	$f_{vk} \cdot t \cdot h_i$	71,4 kN
M_Rk	$h_i \cdot F_y$	210 kNm

Alternativ løsning, nøgleelement

Vægstykke og hjørne udpeges som et nøgleelement, og ULS eftervisninger af nøgleelementet samt understøttende konstruktioner af nøgleelementet udføres med øget materiale sikkerhed svarende til 1,20.

Materialepartialkoefficienter - nøgleelementer

N.A. Faktorer - Nøgleelementer

Partialkoefficienter

Murværk (EN 1996-1-1)

γ_M	=	1,92	γ_3	Murværks trykstyrke og elasticitetsmodul
γ_M	=	2,04	γ_3	Murværks bøjningstrækstyrke
γ_M	=	2,04	γ_3	Murværks kohæsion
γ_M	=	1,44	γ_3	Trådbinderes flydespænding, f_{yk}
γ_M	=	1,44	γ_3	Trådbinderes elasticitetsmodul
γ_M	=	2,04	γ_3	Trådbinderes forankring
γ_M	=	1,74	γ_3	Armeret murværks trykstyrke
γ_M	=	1,56	γ_3	Friktionskoefficienter
γ_M	=	1,44	γ_3	Armeringens flydespænding og elasticitetsmodul

Materialepartialkoefficienter – ikke-nøgleelementer

N.A. Faktorer - DK-All

Partialkoefficienter

Murværk (EN 1996-1-1)

γ_M	=	1,60	γ_3	Murværks trykstyrke og elasticitetsmodul
γ_M	=	1,70	γ_3	Murværks bøjningstrækstyrke
γ_M	=	1,70	γ_3	Murværks kohæsion
γ_M	=	1,20	γ_3	Trådbinderes flydespænding, f_{yk}
γ_M	=	1,20	γ_3	Trådbinderes elasticitetsmodul
γ_M	=	1,70	γ_3	Trådbinderes forankring
γ_M	=	1,45	γ_3	Armeret murværks trykstyrke
γ_M	=	1,30	γ_3	Friktionskoefficienter
γ_M	=	1,20	γ_3	Armeringens flydespænding og elasticitetsmodul

3.4 Opsummering af robusthedstiltag

Robusthedseftervisninger udført i ovenstående afsnit resulterer i følgende robusthedstiltag:

Stueetagen og 1.salen udføres i 150mm kalksandstens bagmur med en etagehøjde på 3,2m. Bagmuren udføres med en karakteristisk basistrykstyrke på $f_k = 12,2\text{MPa}$ og en karakteristisk kohæsion $f_{vk0} = 0,35\text{MPa}$. Hvor udkragede murværksoverligger skal fungere som indspændte bjælker, skal disse som minimum udføres med en forskydningsstyrke $0,5\text{MPa}$.

Øvrige etager 3,1m høje i 200 porebeton.

4 BILAG

Bilag A2.1.3-1 Murværksbue, scenarie 1 Bilag A2.1.3-2 Murværksbue, scenarie 2

Bilag A2.1.3-10 Tovvirkning (Se "Vejledning til Robusthed i Murværk" bilag 5).

Bilag A2.1.3-11 Robusthedsnotat (Se "Vejledning til Robusthed i Murværk" afsnit 5-11).

Bilag A2.1.3-12 Buevirkning i dæk (Se "Vejledning til Robusthed i Murværk" bilag 2).

Bilag A2.1.3-1 Murværksbue Scenarie 1

Sweco Danmark A/S
Granskoven 8
2600 Glostrup
Projekt navn: CC3_blokmurværk
Komponent: Kopi af Murbuer#1

Sagsansvarlig: BOPE
Dato: 29-11-2023
Tid: 14:26
Sagsnummer: 41008882
Modul: Bue / EC6design v.8.0

Specifikke forudsætninger

Buens dimensioner:

Lysningsvidde	$L = 4872 \text{ mm}$	Total højde	$h = 1022 \text{ mm}$
Buehøjde ved understøtning	$t_b = 1022 \text{ mm}$	Pilhøjde	$p = 250 \text{ mm}$
		Murtykkelse	$t_m = 200 \text{ mm}$

Materialeparametre:

Konsekvensklasse	= Normal	Kontrolklasse	= Normal
Kar. basistrykst.	$f_k = 3,40 \text{ MPa}$	Skønnet E-modul	$E_{0d} = 1255 \text{ MPa}$
Kar. kohæsion	$f_{vk0} = 0,63 \text{ MPa}$	Kar. friktion	$\mu_k = 1,00$
Part.koeff. for f_k	= 1,00	Regn.mæss. trykstyrke	$f_d = 3,40 \text{ MPa}$
Part.koeff. for f_{vk0}	= 1,00	Regn.mæss. kohæsion	$f_{vd0} = 0,63 \text{ MPa}$
Part.koeff. for μ_k	= 1,00	Regn.mæss. friktion	$\mu_d = 1,00$

Buen beregnes som en skjult bue.

Regningsmæssige lodrette laster:

Jævnt fordelt last, inkl egenlast:	$q = 25,00 \text{ kN/m}$
------------------------------------	--------------------------

Generelle forudsætninger

Bæreevneeftersvisningen foretages på grundlag af en tryklinie som indlægges i murværket.

Understøtninger er forudsat faste, således at en vandret reaktion kan optages. Denne forudsætning er helt essentiel for buer, idet en flytning/forskydning/deformation ved den vandrette understøtning kan medføre revner i murværket!

Murværket regnes afgrænset af en nedre og øvre begrænsningsflade.

Begrænsningsfladerne regnes vandrette eller parabelformet, geometrisk bestemt ved pilhøjde, længde, etc.

Understøtningerne regnes placeret på en lodret linie ved lysningskanterne.

Trykzonen er en symmetrisk zone omkring tryklinien hvor udstrækningen overalt er 2 * den mindste afstand fra tryklinien til begrænsningsfladerne.

Den lodrette placering af understøtninger og midterste punkt af tryklinien bestemmes normalt ved iteration, således at udnyttelsesgraden minimeres.

Både for stik og skjulte buer undersøges forskydningskapaciteten ved understøtningerne. Her tages hensyn til den vandrette reaktions friktionsbidrag på en del af strækningen.

Ved stik regnes liggefugen orienteret vinkelret på den nedre begrænsningsflade. Udnyttelsesgraden defineres her som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/f_d \text{ og } \tau_{\text{liggefuge}}/(\mu_d \cdot \sigma_{\text{liggefuge}} + f_{vd0}))$ målt i ethvert snit.

Her er $\sigma_{\text{liggefuge}}$ og $\tau_{\text{liggefuge}}$ hhv. normal- og forskydningspænding i liggefugen

Ved skjulte buer skelnes mellem buer understøttet i vandret retning overalt og buer kun understøttet i vandret retning ved de to understøtninger.

Når buehøjden ved understøtningen angives lig den totale højde ($t_b = h$) defineres udnyttelsesgraden som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/(\frac{1}{2} \cdot f_d))$ målt i ethvert snit.

Når buehøjden ved understøtningen angives mindre end den totale højde ($t_b < h$) defineres udnyttelsesgraden som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/(\frac{1}{2} \cdot f_d) \text{ og } \tau_{\text{liggefuge}}/(\mu_d \cdot \sigma_{\text{liggefuge}} + f_{vd0}))$ målt i ethvert snit.

Til beskrivelse af placeringer etc, indlægges et xy-koordinatsystem startende ved venstre lysningskant i nedre begrænsningsflade.

E-modulet anvendes til beregning af den elastiske udbøjning og kipningsmomentet. En præcis værdi er ikke afgørende for bæreevnen.

Kipningsmomentet er bestemt for en bue uden afstivninger vinkelret på bueplanet mellem understøtningerne.

Resultat

Hovedresultat: Buen har tilstrækkelig bæreevne !!!

Max. udnyttelsesgrad = 0,99
Udn.grad mht forskydningen
ved understøtninger, = 0,00

Min. afstand fra tryklinie til
begrænsningsflade = 206 mm

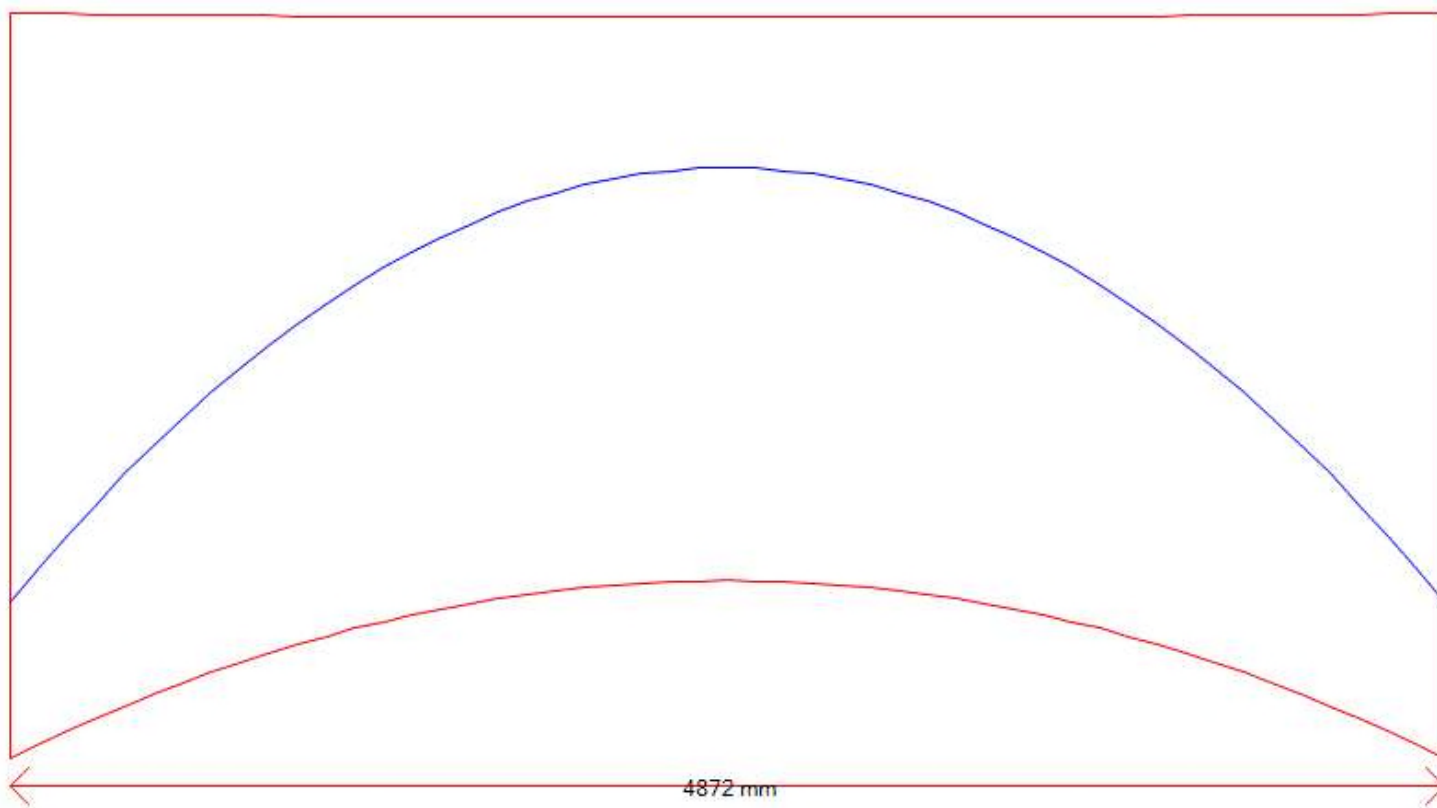
Lodret reaktion ved:
Venstre understøtning: = 60,90 kN
Højre understøtning: = 60,90 kN

Placering af tryklinie ved:
Venstre understøtning: = 215 mm
Højre understøtning: = 215 mm
Midten: = 810 mm

Vandret reaktion: = 124,67 kN

Placering af tryklinie ved understøtninger og i midten er bestemt af bruger og ikke ved iteration.

Den lodrette højde er reduceret med den elastisk bestemte udbøjning - U_d : 6 mm
Red. højde: 1016 mm
 M_{midt}/M_{kip} = 0,14



Bilag A2.1.3-2 Murværksbue scenarie 2

Specifikke forudsætninger

Buens dimensioner:

Lysningsvidde	L = 8900 mm	Total højde	h = 3200 mm
Buehøjde ved understøtning	t_b = 3200 mm	Pilhøjde	p = 2366 mm
		Murtykkelse	t_m = 150 mm

Materialeparametre:

Konsekvensklasse	= Normal	Kontrolklasse	= Normal
Kar. basistrykst.	f_k = 12,20 MPa	Skønnet E-modul	E_{0d} = 4505 MPa
Kar. kohæsion	f_{vk0} = 0,35 MPa	Kar. friktion	μ_k = 1,00
Part.koeff. for f_k	= 1,00	Regn.mæss. trykstyrke	f_d = 12,20 MPa
Part.koeff. for f_{vk0}	= 1,00	Regn.mæss. kohæsion	f_{vd0} = 0,35 MPa
Part.koeff. for μ_k	= 1,00	Regn.mæss. friktion	μ_d = 1,00

Buen beregnes som en skjult bue.

Regningsmæssige lodrette laster:

Jævnt fordelt last, inkl egenlast:	q = 25,00 kN/m
------------------------------------	----------------

Enkeltkræfter P i afstanden x fra venstre lysningskant:

P = 50,00 kN	x = 720 mm
P = 50,00 kN	x = 1720 mm
P = 80,00 kN	x = 2720 mm
P = 80,00 kN	x = 3720 mm
P = 55,00 kN	x = 6950 mm
P = 55,00 kN	x = 7450 mm
P = 25,00 kN	x = 7950 mm
P = 25,00 kN	x = 8450 mm
P = 25,00 kN	x = 8850 mm

Generelle forudsætninger

Bæreevneeftervisningen foretages på grundlag af en tryklinie som indlægges i murværket.

Understøtninger er forudsat faste, således at en vandret reaktion kan optages. Denne forudsætning er helt essentiel for buer, idet en flytning/forskydning/deformation ved den vandrette understøtning kan medføre revner i murværket!

Murværket regnes afgrænset af en nedre og øvre begrænsningsflade.

Begrænsningsfladerne regnes vandrette eller parabelformet, geometrisk bestemt ved pilhøjde, længde, etc.

Understøtningerne regnes placeret på en lodret linie ved lysningskanterne.

Trykzonen er en symmetrisk zone omkring tryklinien hvor udstrækningen overalt er $2 \cdot$ den mindste afstand fra tryklinien til begrænsningsfladerne.

Den lodrette placering af understøtninger og midterste punkt af tryklinien bestemmes normalt ved iteration, således at udnyttelsesgraden minimeres.

Både for stik og skjulte buer undersøges forskydningskapaciteten ved understøtningerne. Her tages hensyn til den vandrette reaktions friktionsbidrag på en del af strækningen.

Ved stik regnes liggefugen orienteret vinkelret på den nedre begrænsningsflade. Udnyttelsesgraden defineres her som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/f_d \text{ og } \tau_{\text{liggefuge}}/(\mu_d \cdot \sigma_{\text{liggefuge}} + f_{vd0}))$ målt i ethvert snit.

Her er $\sigma_{\text{liggefuge}}$ og $\tau_{\text{liggefuge}}$ hhv. normal- og forskydningsspænding i liggefugen

Ved skjulte buer skelnes mellem buer understøttet i vandret retning overalt og buer kun understøttet i vandret retning ved de to understøtninger.

Når buehøjden ved understøtningen angives lig den totale højde ($t_b = h$) defineres udnyttelsesgraden som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/(\frac{1}{2} \cdot f_d))$ målt i ethvert snit.

Når buehøjden ved understøtningen angives mindre end den totale højde ($t_b < h$) defineres udnyttelsesgraden som maksimumsværdien af:

$(\sigma_{\text{liggefuge}}/(\frac{1}{2} \cdot f_d) \text{ og } \tau_{\text{liggefuge}}/(\mu_d \cdot \sigma_{\text{liggefuge}} + f_{vd0}))$ målt i ethvert snit.

Til beskrivelse af placeringer etc, indlægges et xy-koordinatsystem startende ved venstre lysningskant i nedre begrænsningsflade.

E-modulet anvendes til beregning af den elastiske udbøjning og kipningsmomentet. En præcis værdi er ikke afgørende for bæreevnen.

Kipningsmomentet er bestemt for en bue uden afstivninger vinkelret på bueplanet mellem understøtningerne.

Resultat

Hovedresultat: Buen har tilstrækkelig bæreevne !!!

Max. udnyttelsesgrad = 0,98
 Udn.grad mht forskydningen = 0,28
 ved understøtninger.

Min. afstand fra tryklinie til
 begrænsningsflade = 248 mm

Lodret reaktion ved:
 Venstre understøtning: = 317,49 kN
 Højre understøtning: = 350,01 kN
 Vandret reaktion: = 293,40 kN

Placering af tryklinie ved:
 Venstre understøtning: = 590 mm
 Højre understøtning: = 370 mm
 Midten: = 2790 mm

Placering af tryklinie ved understøtninger og i midten er bestemt af bruger og ikke ved iteration.

Den lodrette højde er reduceret med den elastisk bestemte udbøjning - U_d :

Red. højde:

55 mm
 3145 mm

NB. M_{midt}/M_{kip}

= 1,42

Buen skal fastholdes langs trykzonen vinkelret på murplanet.

Der kan regnes med en påvirkning ($f_{vinkelret}$):

1,65 kN/m

50,00 kN

50,00 kN

80,00 kN

80,00 kN

55,00 kN

55,00 kN

25,00 kN

25,00 kN

25,00 kN

