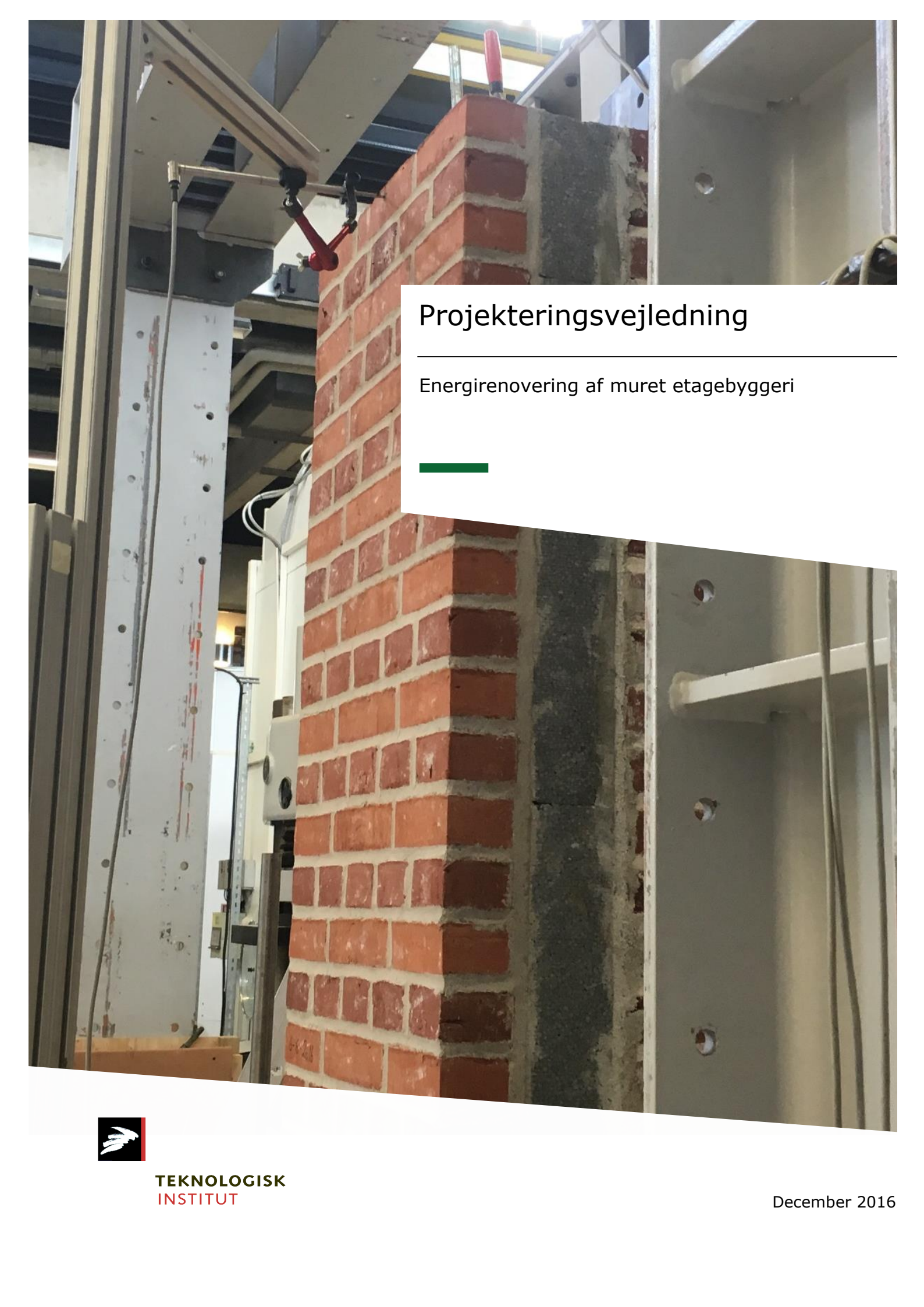




Projekteringsvejledning

Energirenovering af muret etagebyggeri



TEKNOLOGISK
INSTITUT

December 2016

Titel:

Projekteringsvejledning
Energirenovering af muret etagebyggeri

Rekvirent:

EUDP-sekretariatet
Energistyrelsen
Amaliegade 44
1256 København K

Udarbejdet af:

Teknologisk Institut
Kongsvang Allé 29
8000 Aarhus C
Tlf. 7220 2000
Byggeri og Anlæg
Murværk
Arash Ehtesham, Abeline Køster, Linda J. Peitersen, Poul Christiansen

Kvalitetssikring:

Sagsansvarlig: Arash Ehtesham, tlf. 7220 1481, areh@teknologisk.dk

Godkendt af: Linda Jill Peitersen, tlf. 7220 2331, lip@teknologisk.dk

Opgave nr.: 2002857

Version nr.: 01

Dato: 31. december 2016

Resultater af Instituttets opgaveløsning beskrevet i denne rapport, herunder fx vurderinger, analyser og udbedringsforslag, må kun anvendes eller gengives i sin helhed, og må alene anvendes i denne sag.

Instituttets navn eller logo eller medarbejderens navn må ikke bruges i markedsføringsøjemed, medmindre der foreligger en forudgående, skriftlig tilladelse hertil fra Teknologisk Institut, Direktionssekretariatet.

Indholdsfortegnelse

1.	Indledning	6
2.	Benævnelser og definitioner	6
3.	Forundersøgelser	8
4.	Forudsætninger	10
5.	Styrkeparametre for det eksisterende murværk	10
6.	Lastberegninger	10
6.1.	Bymæssig bebyggelse	11
6.2.	Under opførelsen/renoveringen	11
6.3.	Permanente laster	11
6.3.1.	Partialkoefficient	11
6.3.2.	Øverste dæk	11
6.3.3.	Tagbeklædning	11
6.3.4.	Skillevægge	11
7.	Minimums tværsnit	12
8.	Ækvivalente tværsnit	12
9.	Afstivende tværvægge	15
10.	Konstruktive afstivninger	15
10.1.	Permanente	15
10.2.	Interimskonstruktioner	15
11.	Stålsøjler	17
11.1.	Afstivning af hovedsagelig lodret belastet murværk	17
11.2.	Eksempel på beregning	18
11.2.1.	Elasticitetsmodul af den afstivende væg	18
11.2.2.	Tykkelse af væg med faste binderkolonner	18
11.2.3.	Stivhed af væg/stålsøjler	18
11.3.	Afstivning af hovedsagelig vandret belastet murværk	19
11.4.	Korrosion	19
12.	Aluminiumssøjler	19

13.	EPS-søjler.....	19
14.	Afstivende etageadskillelse	20
14.1.1.	Randmoment	21
15.	Bindere	21
16.	Geometri	22
17.	Statiske beregninger	22
17.1.	Hovedsageligt vandret belastede vægge	22
17.2.	Hovedsageligt lodret belastede vægge.....	22
17.3.	Ændrede påvirkninger på sokkel ved konsolløsning	22
18.	Genanvendelse af gamle/eksisterende mursten	25
19.	Afskrælningstider	26
Bilag 1:	Styrkeparametre	27
	Trykstyrke og elasticitetsmodul. Minimumsstyrkeparametre.....	27
	In-situ måling af stentrykstyrken (f_b)	27
	In-situ måling af mørteltrykstyrken (f_m)	27
	Bestemmelse af murværkets styrkeparametre ud fra in-situ målinger af f_m og f_b ..	29
	Vedhæftningsstyrker	29
	Partialkoefficienter	30
	Værdierne $f_{xk1,app}$ og $f_{xk2,app}$	30
	Parameteren $f_{xd1,app}$	31
	Parameteren $f_{xk2,app}$	31
Bilag 2:	Reduktion af vindlast i bymæssig bebyggelse	33
	Eksempel	34
Bilag 3:	Vindlast i byggeperioden	35
	Grundprincip	35
	Vindlasten for korterevarende tidsperioder.....	35
	Vindlasten i renoveringssituationen.....	36
	Renoveringsperioder	37
Bilag 4:	Afstivende tværvægge. Vindlast på mur. Kapacitet af lodret samling	39
Bilag 5:	Afstivende tværvægge. Vindlast på ydermur. Nødvendig længde	41

Friktion	41
Tryklinje inden for tværsnittet	42
Bilag 6: Beregning af lodret belastede vægge	44
Eksempel	44
Bilag 7: Beregning af EPS-søjler	46
Beskrivelse af koncept.....	46
Specifikation af anvendte materialer til forsøg	47
Forudsætninger	47
Beregningsværktøj	47
Hovedsageligt vandret belastet murværk.....	47
Metode	48
Eksempel 1	49
Hovedsageligt lodret belastet murværk	50
Bilag 8: Udførelse af EPS-søjler	51
Anvendelse	51
Funktion	51
Afskrælning og opmuring.....	52
Forsøg med etagehøje EPS-søjler	60
Bilag 9: Forankringsstyrke af bindere i en 78 mm formur	63
Indledning	63
Metode	63
Karakteristiske forankringsstyrker i kN for trådbindere i murværk.....	63
Litteraturliste	65

1. Indledning

Målgruppen for denne anvisning er rådgivende ingeniører og andre, der er beskæftiget med projektering af bærende konstruktioner i forbindelse med energirenovering af murede facader.

Denne anvisning er relevant for ældre etagebyggeri af murværk, hvor:

- Formuren afskrælles for at få plads til isolering og bryde kuldebroer
- Hulrummet eventuelt forøges fx ved hjælp af konsoller på sokkel, hvorved også soklen kan isoleres
- Formuren opmures på ny, typisk med smallere sten
- Muren afstives i nødvendig grad med stål-, alu- eller EPS-søjler.

Ældre etagebyggeri er karakteriseret ved primært at være opført af massive 1/1- eller 1½-stensvægge i de nederste etager og vægge med faste lodrette binderkolonner i øverste etage. Mange variationer over denne type kan dog forekomme.

En anvisning for projektering af murværk i forbindelse med energirenovering af parcelhuse og andet mindre byggeri, hovedsageligt opført som hulumskonstruktioner, er angivet i selvstændigt notat. Når der er tale om hulumskonstruktioner, kan projekteringen rimelig enkelt udføres ved at indsætte enkelte afstivninger, der kompenserer for de smallere sten i formuren.

Dette er ikke muligt ved projektering af etagebyggeri, da bæreevnen kan blive markant forringet ved at reducere den massive vægtykkelse fra 1½ sten til 1/1 sten. I nogle tilfælde kan den lodrette bæreevne blive reduceret fra 50 kN/m til 0 kN/m.

De statiske beregninger i forbindelse med projekteringen skal derfor udføres svarende til et nybyggeri. Det vil sige de skal udføres efter de gældende Eurocodes (og ikke efter de normer, der var gældende på opførelsestidspunktet).

Der skal udføres statiske beregninger både for udførelsesfasen og det færdige byggeri.

- Erfaringen viser, at det oftest går galt i udførelsestilstanden, hvorfor analyse af denne fase skal udføres omhyggeligt og ikke overlades til intuitive fornemmelser på byggepladsen, hvor den ene hånd ikke altid ved, hvad den anden håndværker laver.

2. Benævnelser og definitioner

Bærende vægge: Ved bærende vægge forstås her vægge, som er bærende overfor lodrette og/eller vandrette belastninger. Disse vægge kan opdeles i de 2 efterfølgende betegnelser:

Lodret bærende vægge: Vægge der bærer lodret last. Såfremt væggen "blot" bærer sig selv i maksimalt én etagehøjde, benævnes den ikke lodret bærende.

Vandret bærende vægge: Vægge der "bærer" vandret last (normalt vindlast) enten vinkelret på væggens plan eller i væggens plan. Den sidste type benævnes også:

Stabiliserende vægge: Vægge der bærer vandret last i væggens plan (skiver).

Andre vægge:

Ikke-bærende vægge: Vægge, der ikke opfylder nogen af de ovenstående kriterier. Der er således meget få "ikke-bærende vægge", da stort set alle indvendige tunge vægge med en vis udstrækning vil fungere som stabiliserende vægge i forbindelse med optagelse af vindlasten. Der kan dog være enkelte smalle udfyldningsvægge, der kun har en adskillende funktion.

3. Forundersøgelser

I nedenstående tabel er angivet en række punkter, der kan tjene til inspiration i forbindelse med forundersøgelsen (der vil i det enkelte projekt naturligvis være en række andre specifikke punkter relevant for forundersøgelsen). Alle punkterne er relateret til de statiske beregninger.

Tabel 1. Punkter til forundersøgelse

ID	Punkt	Formål/bemærkninger	Yderligere oplysninger
1	Aktuel terrænkategori	Anvendes ifm. bestemmelse af vindlasten (Bemærk: Lastkategorien skal være rimeligt dækkende i mindst 1,0 km omkreds).	Se EN 1991-1-4 (4.3.2 og A.2) samt tilhørende NA
	Afstande til nabobyggeri	Der er mulighed for en reduktion af vindlasten i terrænkategori IV (bymæssig bebyggelse), såfremt det aktuelle byggeri er placeret med kort afstand i alle retninger til nabobyggerier. Se bilag 2.	EN 1991-1-4, Anneks A.5
2	Generel tilstand af konstruktion	Dette punkt lader sig vanskeligt beskrive i underpunkter, men det er væsentligt at understrege, at såfremt konstruktionen vurderes som værende gennemgående "faldefærdig", er en løsning, hvor formuren fjernes, nok ikke realistisk.	
3	Overordnet geometri (længde, bredde, højde, etagehøjder, tagvinkel, etc.)	Målinger foretages på stedet for at sikre, at tegningsmateriale er i rimelig overensstemmelse med det aktuelle byggeri.	
4	Materialer (tagbelægning, etagedæk, etc.)	Til bestemmelse af laster (egenvægt, mm). Øverste dæk kan være et betondæk, hvor den stabiliserende lodrette last er væsentlig at medregne (typisk for byggeri opført efter 1945).	
5	Bæreretning af tag	Relevant for fordelingen af den lodrette last på facader, gavle og indvendige hovedskillevægge.	
6	Bæreretning af etageadskillelser		
7	Indvendige hovedskillevægge		
8	Integritet af stabiliserende vægge	Eksistensen af væggene i det aktuelle byggeri ift. tegningsmaterialet kan variere en del, da der kan være udført åbninger mm., hvis væggene fejlagtigt har været betragtet som "ikke bærende".	
9	Sammenhæng/forbandt mellem ydervægge og stabiliserende tværvægge	Der skal være en vis sammenhæng mellem ydervægge og de tværvægge, der regnes at give en lodret understøtning. Dvs. min. ¼-stensforbandt og ikke kun en mørtelfuge.	Se afsnit "Afstivende tværvægge"
10	Sammenhæng mellem stabiliserende etagedæk og ydervægge	Dækket har typisk en fri kant og en bærende kant. Sammenhængen/styrken vurderes/klarlægges i begge retninger. Vederlagslængden ved den bærende kant klarlægges.	Se afsnit "Afstivende etageadskillelser"

11	Detailgeometri. Murtykkelser, etc.	Målinger foretages på stedet for at sikre, at tegningsmateriale er i overensstemmelse med det aktuelle byggeri. Såfremt fx tykkelsen varierer på en væg, skal en rimelig sikker fraktil-værdi anvendes.	Se afsnit "Geometri"
12	Forbandtet	1/1- og 1½-stens vægge kan i nogen tilfælde (fx gavlvægge) (og i nogle områder) være opbygget med gennemgående lodret fuge, hvorved væggen må regnes som (½ + ½ eller 1 + ½-stens væg). Med indborede bindere kan væggen beregnes som én væg.	
13	Eksisterende konstruktions styrkeparametre	Såfremt konstruktionen har en vis størrelse, kan det være relevant at måle styrkeparametrene som et alternativ til minimumsstyrkeparametrene beskrevet af Københavns Kommune. De aktuelle fyldningsgrader i fugerne skal lægges til grund for bestemmelse af styrkeparametrene således, at der ikke kun tages prøver fra intakte fuger. Bemærk: Det er væsentligt at forholde sig kritisk til styrkeparametrene og ikke kun tage udgangspunkt i specifikationer angivet i de gamle beskrivelser/tegningsmateriale.	Se afsnit "Styrkeparametre"
	Mørteltype	Såfremt der er anvendt andet end en ren kalkmørtel vil afskrælningstiderne for formuren forøges markant.	Se afsnit "Afskrælningstider"
14	Kvalitet af bagmuren (det blivende murværk)	Fugefyldningsgraden vurderes. Såfremt mørtelfugerne har for lav udfyldningsgrad (85 %), skal disse re-etableres. Er der gennemgående huller i bagmuren, skal disse fyldes.	
15	Murtypen i højden	Typisk er ydermuren: - I de nederste etager 1½-stens massive vægge (348 mm + puds) - De mellemste etager 1/1-stens vægge (228 mm + puds) - Vær opmærksom på at store variationer kan forekomme, også i den samme bebyggelse og bygning. Der skal tages stikprøver flere steder.	
		Øverste etage 1/1-stens hulmur med faste bindere (228 mm + puds)	Se afsnit "Ækvivalente tværsnit"
16	Stentypen	Til fastlæggelse af de lodrette laster til gunst bestemmes stentypen (stentyperne). Stentypen kan variere i højden, i tykkelsen og for de forskellige facader. Stentypen kan være massiv, hulsten, teglsten, molersten, letklinkerbetonsten, cementsten, etc. Alle med forskellig egenvægt, og ved forundersøgelsen skal disse typer indkredses.	

4. Forudsætninger

I forbindelse med en energirenovierung, hvor formuren afskrælles og hvor det er væsentligt at gennemregne en række mellemtilstande af kortere og længere varighed, skal der opstilles en række forudsætninger, eventuelt i samarbejde med bygherren, fx:

- *Arbejdet må ikke udføres, såfremt der ligger sne på taget*
Denne forholdsregel kan introduceres, såfremt der er udfordringer med hensyn til den lodrette bæreevne, og arbejdet må derved planlægges efter denne forudsætning.

Andre forudsætninger er af mere traditionel art, fx:

- Den ny formur opmures med KC 50/50/700 eller stærkere.
- Den ny formur har en min. tykkelse på 78 mm (evt. min. 48 mm uden på EPS-søjler). Skal udføres med skærpet kontrolklasse.
(Det anbefales ikke at anvende mindre tykkelser, da dette vil give problemer med vandgennemtrængning, forankringsstyrker af bindere, rationel udførelse, etc.)
- Nye murbindere skrues ind i bagmuren og indmures i den nye formur. Mere information om forankringsstyrker for bindere i smalle formure kan findes på side 22.

5. Styrkeparametre for det eksisterende murværk

Københavns Kommune har angivet minimums styrkeparametre for murværk som umiddelbart kan anvendes.

Endvidere er der muligheder for in-situ bestemmelse af styrkeparametre, hvor der eventuelt kan bestemmes større styrkeparametre end minimums styrkeparametrene.

Forhold omkring styrkeparametre er angivet i bilag 1, hvor metoderne og andre forhold er uddybet.

Man kan ikke som udgangspunkt basere styrkeparametrene på gamle betegnelser, som er angivet enten på tegningerne og/eller i den oprindelige murbeskrivelse. Der findes eksempler på murværk, der oprindeligt er angivet i beskrivelser som kalkcement- eller bastardmørtel; men i praksis er ren kalkmørtel med "spor" af cement, som ikke har nogen styrkeforbedrende effekt.

Styrkeparametrene kan heller ikke fastlægges ud fra hårdheden af fugen betragtet fra synsfladen, da ældre muret byggeri ofte er udført med en hård fuge i de yderste få mm som klimabeskyttelse. Denne hårde fuge har ingen effekt på styrkeparametrene.

6. Lastberegninger

I dette afsnit behandles ikke de normale metoder og procedurer, som anvendes ved sædvanlig lastopstilling. Disse forudsættes kendt. Kun enkelte forhold specielle for renoveringssituationen behandles her:

6.1. Bymæssig bebyggelse

Ældre murede etageboliger er ofte placeret i bymæssig bebyggelse, hvilket er den laveste lastkategori i lastnormen. Denne lastkategori giver anledning til en relativt lav vindlast.

For byggerier i kraftig læ af andre bygninger kan der tillige regnes med en ekstra reduceret vindlast i højden iht. (1991-1-4, Anneks A-5). Metoden gennemgås i bilag 2.

I områder i bymæssige bebyggelse med høje lastkategorier, såsom ved kystnære områder eller havnearealer, skal der tages højde for dette.

6.2. Under opførelsen/renoveringen

Den midlertidige vindbelastning under opførelsen/renoveringen bestemmes iht. EN 1991-1-6. Her skal der tages hensyn til vejrprognoser og terrænkategori, og en del af det samlede byggeprojekt er forberedelse af en interimskonstruktion, der kan etableres, såfremt der uventet varsles kraftigere vind end oprindeligt angivet. Forholdet er uddybet i bilag 3.

6.3. Permanente laster

Ved projekteringen er bestemmelse af de permanente laster vigtige, da de udgør en stabiliserende lodret last på de bærende vægge som i mange tilfælde er murværk opmuret med kalkmørtel, hvor vedhæftningsstyrker normalt er 0 MPa.

6.3.1. Partialkoefficient

Husk at partialkoefficienten for permanent last til ugunst sættes til $\gamma_{Gj,inf} = 0,9$.

6.3.2. Øverste dæk

For nogle byggerier, typisk efter 1945, er øverste dæk udført som et (tungt) jernbetondæk for at gøre konstruktionen bombesikker. Ved forundersøgelsen bør sådanne eventuelle forhold klarlægges og tykkelser og anden geometri fastlægges.

6.3.3. Tagbeklædning

Tagbeklædning fra fx tegltagsten kan normalt betragtes som værende en permanent last.

Ved en eventuel ændring af den permanente last fra tagstenene, fx i forbindelse med en renovering, hvor tagstenene nedtages, må det i den aktuelle situation eftervises, at der er tilstrækkelig bæreevne med de ændrede laster.

6.3.4. Skillevægge

Lette skillevægge (fx gipsvægge på træskelet, etc.) kan ikke medregnes som stabiliserende lodret last. Lette skillevægge skal dog medregnes som lodret last til ugunst, hvor de danske regler pt. er angivet i NA 1991-1-1:2013, 5.2.2 (2)P.

Tunge hovedskillevægge og andre permanente (normalt murede) skillevægge kan i sagens natur regnes permanente. Dog bør det vurderes, om de aktuelle permanente skillevægge senere vil blive fjernet ifm. sammenlægninger af lejligheder, etablering af større og lysere rum, etc.

Såfremt enkelte lejligheder i en ejendom med succes har fjernet en vægtype, der for eksempel åbner op mellem køkken og stue, vil det ikke være hensigtsmæssigt at medregne egenvægt eller stabiliserende virkning til gunst af de øvrige tilsvarende (endnu-ikke-fjernede) vægge i andre etager.

7. Minimums tværsnit

I henhold til EN 1996-1-1, afsnit 1.1.2 og 8.1.3 skal et bærende tværsnit af murværk være mindst $0,04 \text{ m}^2$.

Det vil sige:

- Hvis tværsnittet er mindre end $0,04 \text{ m}^2$ kan det således ikke regnes bærende.

Skal muren regnes bærende, skal tværsnittet som minimum være (murmål):

- $108 \times 408 \text{ mm}^2$
- $78 \times 528 \text{ mm}^2$

En skalmur regnes også bærende, såfremt murpiller i skalmuren skal bære flere etager.

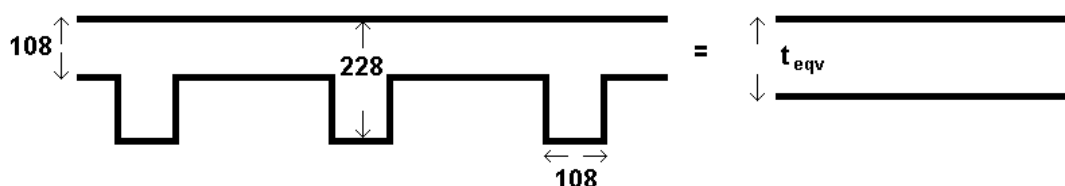
Dette er væsentligt at erindre i forbindelse med projekteringen. Skal der fx mellem 2 større åbninger indlægges dilatationsfuge, skal der på begge sider af dilatationsfugen og hen til åbningen være minimum 408/528 mm.

Bemærk endvidere, at murværket ikke bør belastes i en grad, der umuliggør udskiftning af en enkelt sten.

8. Ækvivalente tværsnit

For at forenkle beregningerne angives efterfølgende tabeller, som kan anvendes ifm. beregning af vægfeltet med faste binderkolonner, hvor formuren er skrællet af.

I tabellerne er den ækvivalente tykkelse angivet. Beregningerne gennemføres derefter på sædvanlig vis som et rektangulært tværsnit med den ækvivalente tykkelse (t_{eqv}).



Figur 1. Illustration af den ækvivalente tykkelse

Tabel 2. Bestemmelse af ækvivalent tykkelse (t_{eqv}) for hovedsagelig lodret belastede vægge

Faste binderkolonner pr:	$\geq 280 \text{ mm og}$ $\leq 600 \text{ mm}$	900 mm	1200 mm
Ækvivalent tykkelse	$1,466 \times 108 =$ 158 mm	$1,324 \times 108 =$ 143 mm	$1,197 \times 108 =$ 129 mm

Ovenstående tabel 2 er udformet ud fra EN 1996-1-1, tabel 5.1, der er gældende for hovedsageligt lodret belastede vægge.

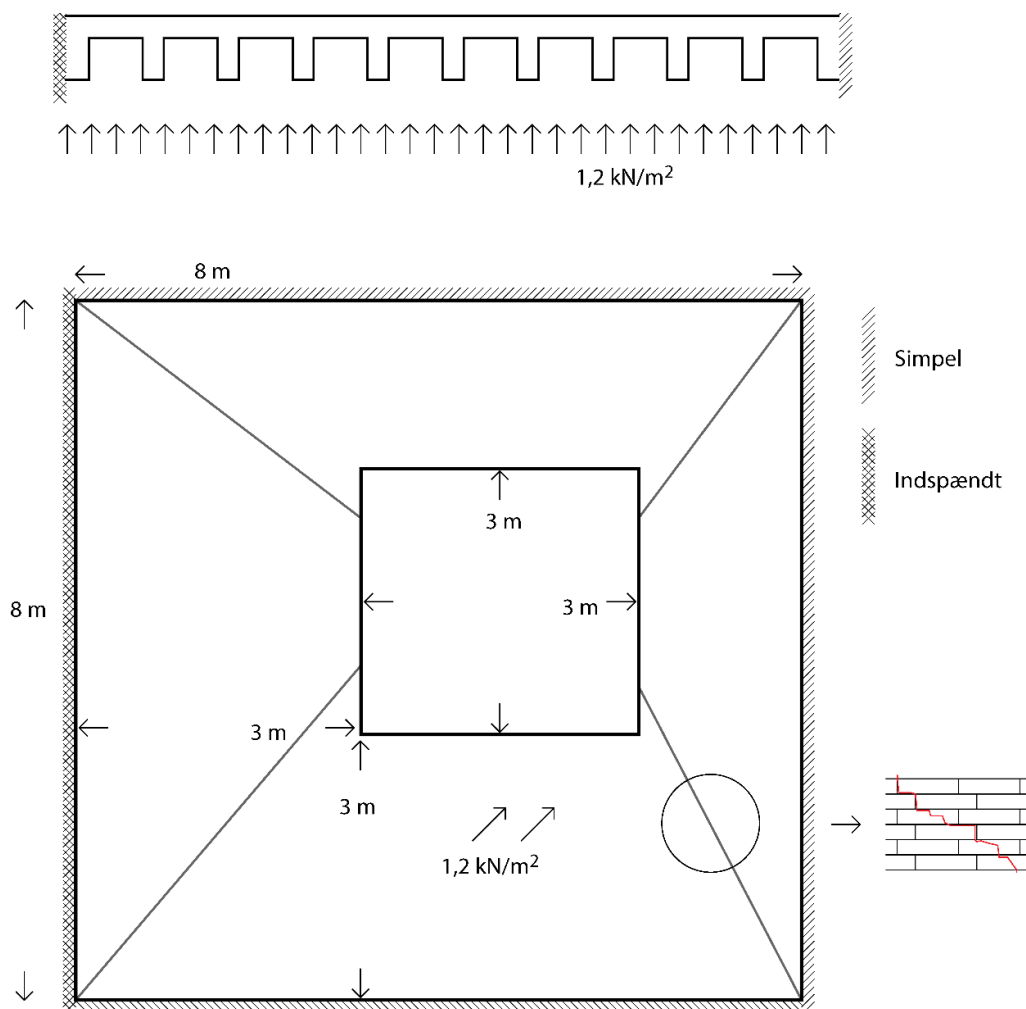
For hovedsageligt vandret belastede vægge skal væggen beregnes som et komplekst tværsnit, (<http://www.mur-tag.dk/index.php?id=632>), hvilket er gjort nedenstående:

Tabel 3. Bestemmelse af ækvivalent tykkelse (t_{eqv}) for hovedsageligt vandret belastede vægge.

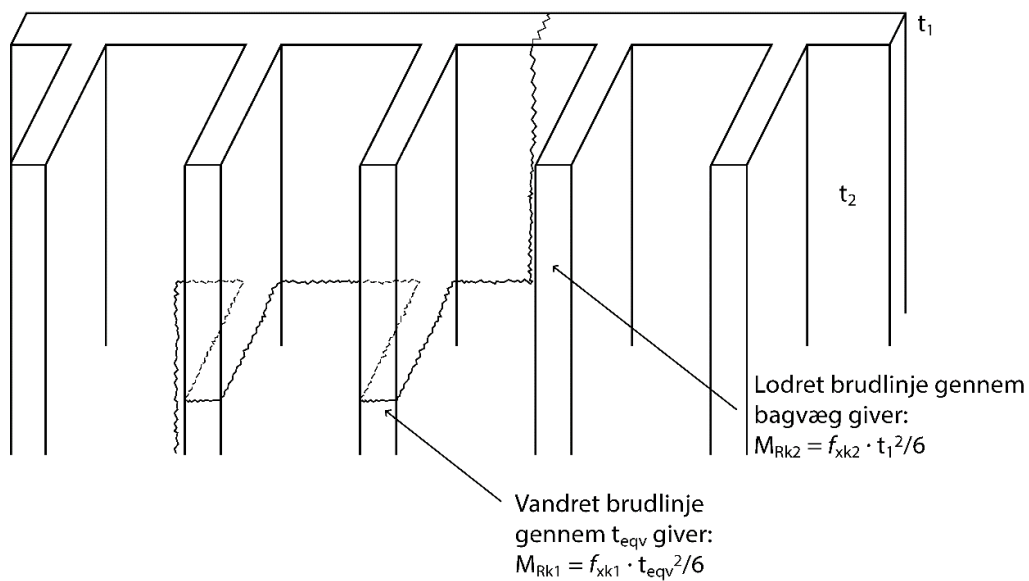
Faste binderkolonner pr:	200 mm	300 mm	600	$\geq 900 \text{ mm}$
Ækvivalent tykkelse	180 mm	154 mm	119 mm	108 mm

Tabel 2 er således gældende, når væggen undergår 2. ordens effekter og er etableret ud fra en (engelsk) forsøgsrække, mens tabel 3 er beregnet ud fra modstandsmoment og inertimoment.

Det ækvivalente tværsnit kan også anvendes i forbindelse med en brudlinjeberegning, som illustreret på figur 2 og 3.



Figur 2. Illustration af brudlinjeberegning med varierende tykkelse i vandret og lodret retning



Figur 3. Illustration af brudlinjeberegning med varierende tykkelse i vandret og lodret retning

9. Afstivende tværvægge

Betragtes en skillevæg/tværvæg som afstivende for:

- En vindpåvirket mur og/eller
- En mur, der ønskes understøttet for søjlevirkninger

er der flere forhold, der skal være opfyldt:

- Muren og den afstivende tværvæg skal være muret i forbandt (minimum $\frac{1}{4}$ -stensforbandt). I bilag 4 er angivet en metode til bestemmelse af kapaciteten af den lodrette samling mellem mur og den afstivende tværvæg. Består samlingen kun af en mørtelfuge, kan der ikke regnes med nogen sammenhæng mellem de 2 vægge.
- Udstrækningen af væggen skal være tilstrækkelig. Udstrækningen er typisk væggenes længde (eller afstand til nærmeste døråbning). Såfremt væggen skal afstives for lodret last (søjlevirkning) kræves der iht. EN 1996-1-1 en udstrækning (L) på $h/5$ for at tværvæggen kan regnes som værende afstivende (dvs. $L = 0,6$ m for et $3,0$ m højt vægfelt). Der kræves endvidere en tykkelse på $0,3 \times t$, hvor t er tykkelsen på den mur der afstives.
- For afstivende tværvægge, der understøtter mure eksponeret for vandret last (vindlast), skal disse have en udstrækning, der gør, at tryklinjen ikke løber uden for tværvæggen og forskydningen kan overføres. Se bilag 5 for et eksempel. Her bestemmes en nødvendig udstrækning af væggen til $2,0$ m (for en vandret linjelast langs randen på $1,62$ kN/m), for at denne har tilstrækkelig kapacitet (i øverste etage). Det vil sige afstanden til dørhul eller afslutning på den stabiliserende væg skal være minimum $2,0$ m.
- Skillevæggen skal være permanent og ikke i risiko for at blive fjernet. Se ovenstående afsnit "skillevægge".

10. Konstruktive afstivninger

10.1. Permanente

Permanente afstivninger etableres, når vægfeltet ikke har tilstrækkelig bæreevne, fordi det kun er understøttet i top og bund. Afstivningen virker sædvanligvis som en lodret linjeunderstøtning, og det understøttede vægfelt kan dimensioneres på denne måde. Det vil sige som 3- eller 4-sidet understøttet (top, bund og sider) i stedet for 2-sidet understøttet (top og bund).

10.2. Interimskonstruktioner

Midlertidige understøtninger kan etableres, hvis der i renoveringsprocessen er manglende bæreevne i en periode.

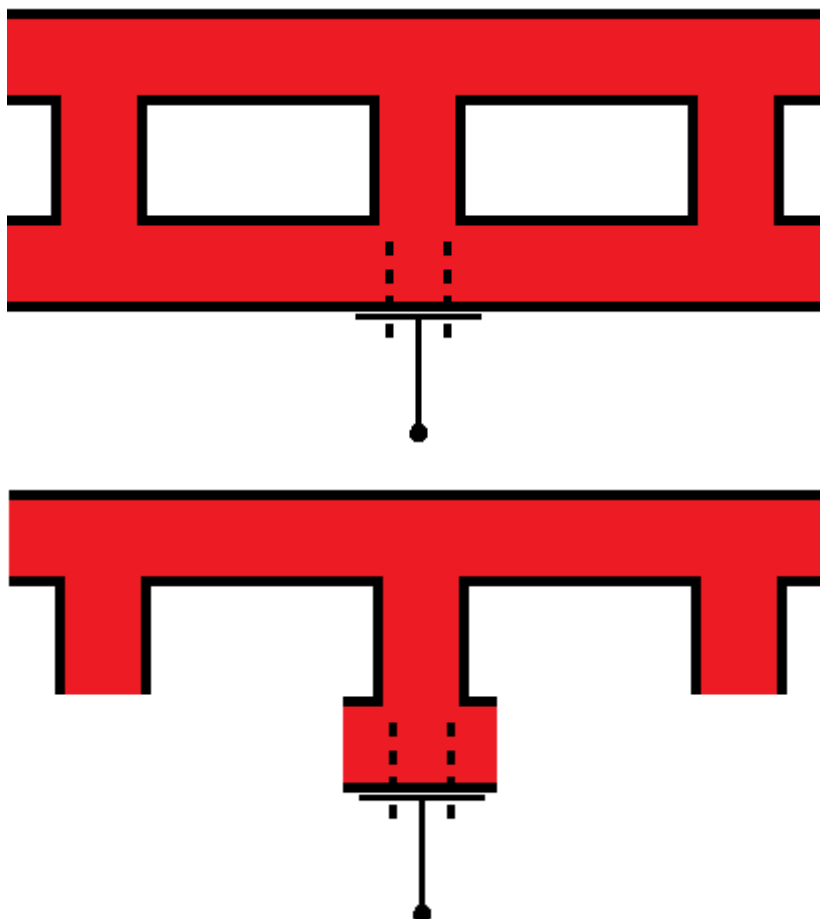
Et eksempel er givet i bilag 3, tabel B.3.2, hvor der monteres midlertidige understøtninger efter formuren er fjernet, således at der er "god" tid til at etablere de permanente afstivninger.

Når de midlertidige afstivninger etableres umiddelbart efter at formuren er fjernet, kan der regnes med reducerede vindlaste som angivet i bilag 3.

Såfremt vægfeltet efter afskrælningen af formuren ikke har tilstrækkelig bæreevne, selv ikke med de reducerede vindlaster, må de midlertidige afstivninger påsættes før afskrælningen. De 2 situationer er illustreret på efterfølgende stilistiske skitser:

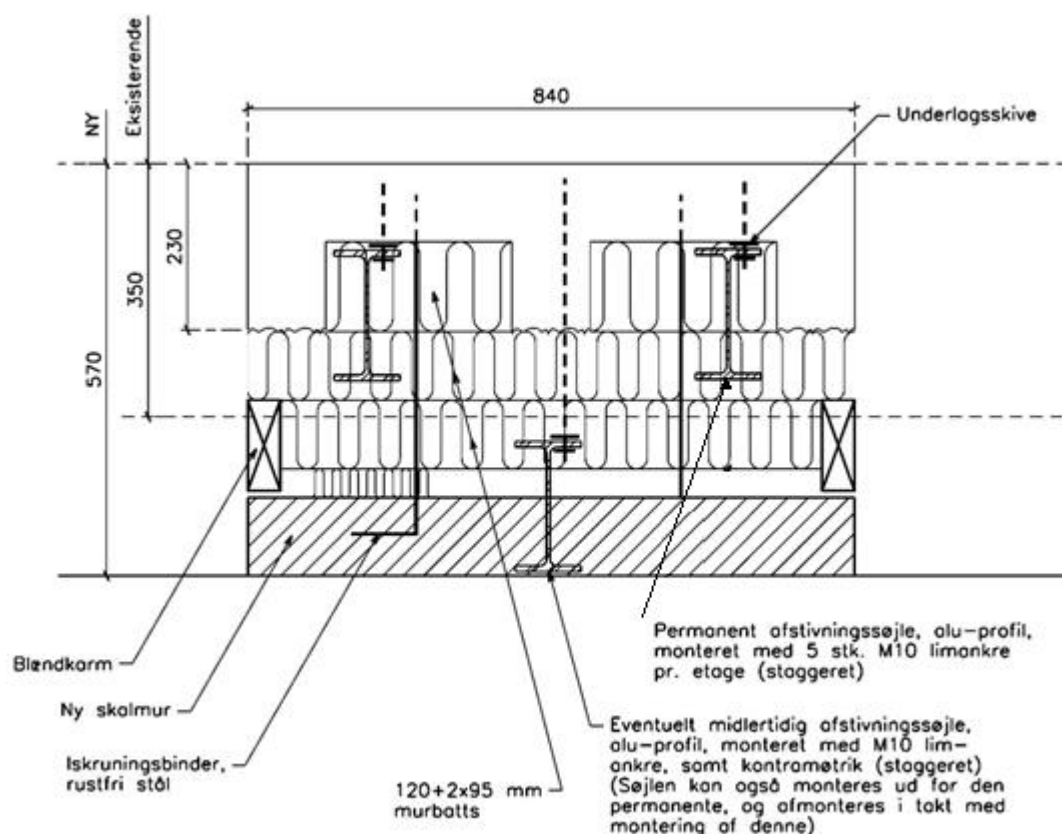


Figur 4. Midlertidig afstivning efter afskrælning af formur



Figur 5. Midlertidig afstivning før afskrælning af formur

Eksempel på konstruktionstegning, hvor en relativt smal mursøjle bliver midlertidig afstivet før afskrælning af formur, er vist på efterfølgende figur:



Figur 6. Plan snit af afstivning af kritisk murepille.

Efter afskrælningen monteres her 2 permanente afstivninger, og den midlertidige afstivning kan fjernes og det resterende murværk afskrælles.

11. Stålsøjler

Stålsøjler monteres, hvor bæreevnen overfor lodret- og/eller vandret last ikke er tilstrækkelig.

11.1. Afstivning af hovedsagelig lodret belastet murværk

Beregning af den nødvendige stivhed af stålsøjler, der afstiver hovedsageligt lodret belastet murværk, er via et eksempel beskrevet selvstændigt i bilag 6.

I efterfølgende eksempel beregnes de 2 permanente afstivende søjler i figur 6, hvor det dog forudsættes at disse er stålsøjler.

11.2. Eksempel på beregning

Stålsøjlerne er placeret så tæt, at de betragtes som værende én afstivende enhed.

Stålsøjlerne skal svare til en afstivende væg med tilstrækkelig stivhed.

Højden af væggen sættes i eksemplet til 3,0 m.

11.2.1. Elasticitetsmodul af den afstivende væg

Elasticitetsmodulet af det aktuelle murværk sættes her til:

$$E_{ok} = 2000 \text{ MPa}$$

Bemærk, denne værdi skal være rimelig konservativ (til ugunst), da en for høj værdi af murværkets E-modul vil reducere det nødvendige inertimoment af stålprofilet. Dette skyldes at jo lavere E-modulet er for murværket, des større bliver udbøjningen.

11.2.2. Tykkelse af væg med faste binderkolonner

Indledningsvis bestemmes det ækvivalente tværsnit for den aktuelle væg.

Væggen svarer til faste bindere pr $840 \text{ mm}/3 = 280 \text{ mm}$, hvilket giver en effektiv tykkelse t_{ef} på (se evt. tabel 2):

$$t_{ef} = 158 \text{ mm}$$

11.2.3. Stivhed af væg/stålsøjler

Tykkelsen af en "tænkt" stabiliserende væg skal således være:

$$\begin{aligned} t_{\text{stabiliserende væg}} &= 0,3 \times 158 \text{ mm} \\ &= 47,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{\text{stabiliserende væg}} &= 3000/5 \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Heraf fås:

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{tværvæg}} &= 2000 \times (1/12) \times 47,4 \times 600^3 \\ &= 1.706 \times 10^{12} \end{aligned}$$

Heraf kan et minimumsinertimoment for de 2 stålsøjler bestemmes:

$$\begin{aligned} 2 \times (EI)_{\text{stålsøjle}} &= 1.706 \times 10^{12} \\ I_{\text{stålsøjle}} &= 1.706 \times 10^{12} / 200.000 \times 2 \\ &= 4.27 \times 10^6 \\ I_{HE100B} &= 4.50 \times 10^6 \end{aligned}$$

Der skal således anvendes $2 \times \text{HE100B}$ for den aktuelle væg til at give en lodret afstivning med samme stivhed som muren.

Ved anvendelse af aluminiumsprofiler ændres E-modulet i beregningerne.

11.3. Afstivning af hovedsagelig vandret belastet murværk

Styrkeberegning af stålprofilet er normalt rimelig problemløst og gennemgås ikke her.

Beregnes udbøjningen, kan følgende tommelfingerregel anvendes: For etagehøjt murværk må udbøjningen maksimalt være:

$$u/L = 1/1000$$

For murværk i dobbelt etagehøjde må udbøjningen maksimalt være:

$$u/L = 1/500$$

11.4. Korrosion

Dette punkt er beskrevet her: <http://www.mur-tag.dk/index.php?id=120>

12. Aluminiumssøjler

Aluminiums massefylde er 2.700 kg/m^3 hvilket er ca. $1/3$ af ståls på 7.850 kg/m^3 .

Det betyder dog ikke, at aluminiumssøjler kun vejer $1/3$ af den tilsvarende stålsøjle, da der i geometrien skal kompenseres for aluminiums lavere stivhed og styrke.

I praksis ender det normalt med, at en aluminiumssøjle vejer ca. det halve af en tilsvarende stålsøjle. Aluminiumssøjler er dyrere, men kan med fordel anvendes som midlertidige søjler, da de på grund af vægten er enklere at håndtere på stillads, montere, etc.

Elasticitetsmodulet for aluminium er ca. $7 \times 10^4 \text{ MPa}$, hvilket kun er ca. $1/3$ af ståls på $2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Styrken af aluminium (flyde- og brudspænding) er også generelt mindre end stål, men svinger meget afhængig af legering.

Aluminiumssøjler beregnes stort set som stålsøjler, blot med de aktuelle styrkeparametre.

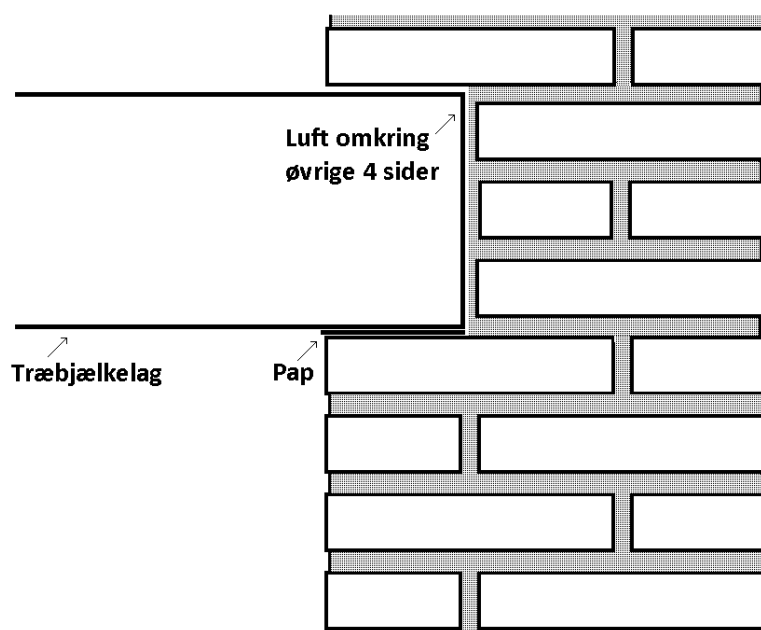
13. EPS-søjler

Beregning af EPS-søjler er angivet i bilag 7.

Udførelse af EPS-søjler i forbindelse med energirenovering er angivet i bilag 8.

14. Afstivende etageadskillelse

Såfremt den afstivende etageadskillelse blot består af et træbjælkelag med vederlag på pap på den yderste $\frac{1}{2}$ -sten, kan der ikke regnes med større reaktion end svarende til friktionen ved vederlaget svarende til egenlasten (til gunst). Det forudsættes således implicit, at der rundt om bjælken er "luft", selvom hulrummet sædvanligvis er fyldt med mørtel. Dette kan dog ikke tages i regning på nogen måde, men udgør blot en ekstra sikkerhed i forbindelse med forankring i etageadskillelsen.



Figur 7. Afstivende etageadskillelse. Konservativ antagelse om samling

Såfremt der er behov for reaktionskapacitet ved etageadskillelsen i form af træk, kan i første omgang Københavns Kommunes "Altannotat" anvendes. Her står bl.a.:

"Ved trækpåvirkning lokalt i murværket skal der redegøres for hvordan murværket kan overføre trækraften til etageadskillelsen. Hvor trækraften via murværket kan fordeles til mindst 3 etagebjælker kan det højst forventes, at der kan overføres 4 kN i træk".

Såfremt den regningsmæssige trækraft er større end 4 kN, vil det være relevant at åbne ind til træbjælkelaget udefra for at konstatere, om løsningen er udformet anderledes end forudsat. Såfremt samlingen er løst anderledes, kan det være relevant at beregne den eventuelt større kapacitet for den aktuelle samling.

Alternativt kan der åbnes ind til træbjælkelaget udefra og forankres hertil via egnet stålbeslag. For denne procedure findes der færdigudviklede metoder, der i stor stil anvendes af fx altanproducenter.

14.1.1. Randmoment

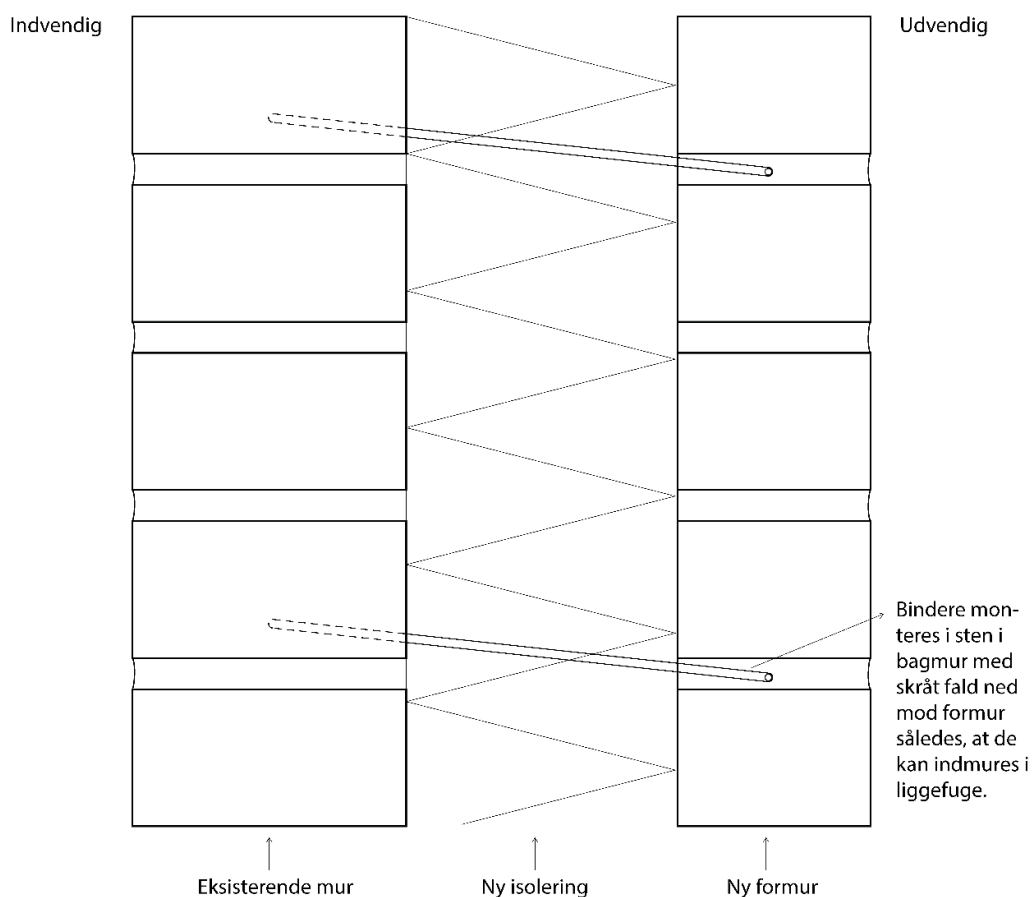
Ved beregning af vægfeltet, hvor det er fastlagt, at den lodrette last fra dækket er placeret excentrisk, fx som vist på ovenstående figur 7, medtages randmomentet ved beregning af vægfeltet.

15. Bindere

Bindere monteres:

- Således, at der ikke er bagfald (indtrængende vand)
- Således, at de er retlinede (tilstrækkelig trykstyrke)
- I murstenene (og ikke fugen) på den eksisterende bagmur (forankringsstyrke).

Se nedenstående figur.



Figur 8. Placering af renoveringsbindere

Forankringsstyrker for Z-bindere indstøbt i mørtel af KC 50/50/700 imellem 2 stk. 78 mm mursten er tidligere i EUDP I bestemt eksperimentelt og resultatet er angivet i bilag 9.

16. Geometri

Det kan være overordentlig risikabelt kun at anvende tegningsmaterialet i forbindelse med bestemmelse af vægtyper, vægtykkelser etc.

Kritiske geometriske størrelser (fx vægtykkelsen) bør måles flere steder, da denne ofte kan variere. Såfremt variationen i målingerne er markant ($\pm 10\%$) bør ud fra de målte værdier bestemmes en forsigtig nedre fraktil. I beregningerne anvendes derefter denne fraktil-værdi og parameteren regnes deterministisk.

17. Statiske beregninger

Konstruktionen skal beregnes for de midlertidige situationer i forbindelse med renoveringen samt for det færdige byggeri. De midlertidige situationer kan være mange og strække sig over forskellige stadier i renoveringen, typisk med anvendelse af forskellige partialkoefficienter, vindlaster etc.

Se tabel B3.1 i bilag 3 for eksempel på forskellige situationer i renoveringsforløbet.

17.1. Hovedsageligt vandret belastede vægge

Kritiske vægfelter og situationer udvælges til dimensioneringen. Vægfelt ved hjørnet i øverste etage er typisk kritisk, da vindlasten er størst i hjørneområderne, og da der i mange tilfælde ikke er anden last på vægfeltet end egenlasten.

Som styrkeparametre anvendes $f_{xd1,app}$ og $f_{xd2,app}$ som beskrevet i bilag 1 i afsnittet "Værdierne $f_{xd1,app}$ og $f_{xd2,app}$ ".

17.2. Hovedsageligt lodret belastede vægge

Kritiske vægfelter og belastningssituationer udvælges til dimensioneringen. Dette er normalt i nederste etage ved det smalleste vægfelt.

Eksempler på praktisk beregning af både hovedsageligt vandret og lodret belastede vægfelter i de forskellige renoveringssituationer ses i Notatet: "2002857 Beregning af prøvehus mht. energirenovering".

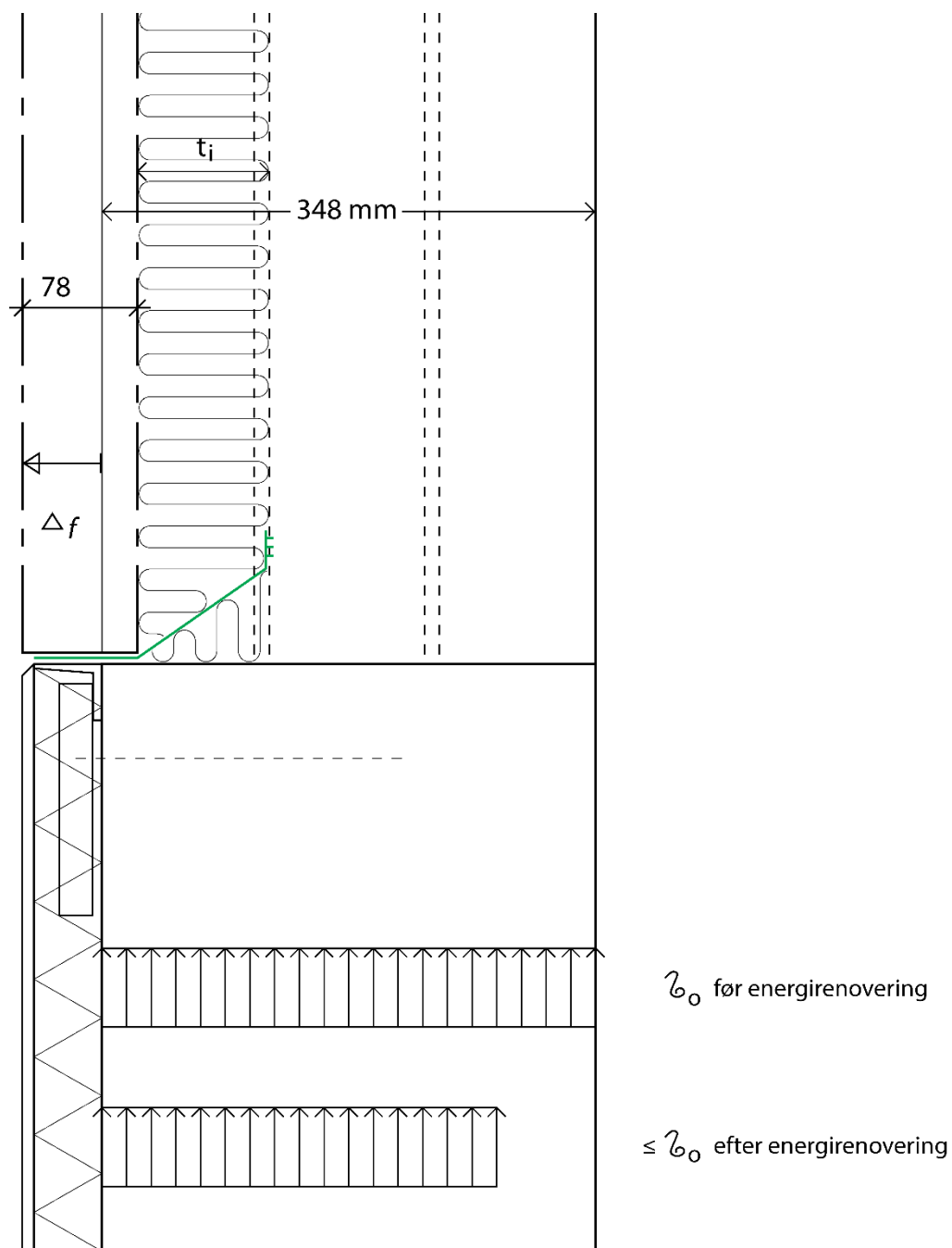
17.3. Ændrede påvirkninger på sokkel ved konsolløsning

Såfremt der ved soklen etableres konsoller, vil fundamentet i mange situationer være upåvirket, dog er en fornyet geoteknisk undersøgelse nødvendig.

Ved afskrælning af formuren fjernes 108 mm tegl + bagvedliggende fuge (12 mm), dvs. cirka 120 mm murværk og dette erstattes af en 78 mm formur. Vægten reduceres dermed og formuren kan være rimelig udkraget, før de effektive spændinger i fundament-sunderkant overstiger de oprindelige spændinger (her benævnt σ_0). Se efterfølgende figur, hvor:

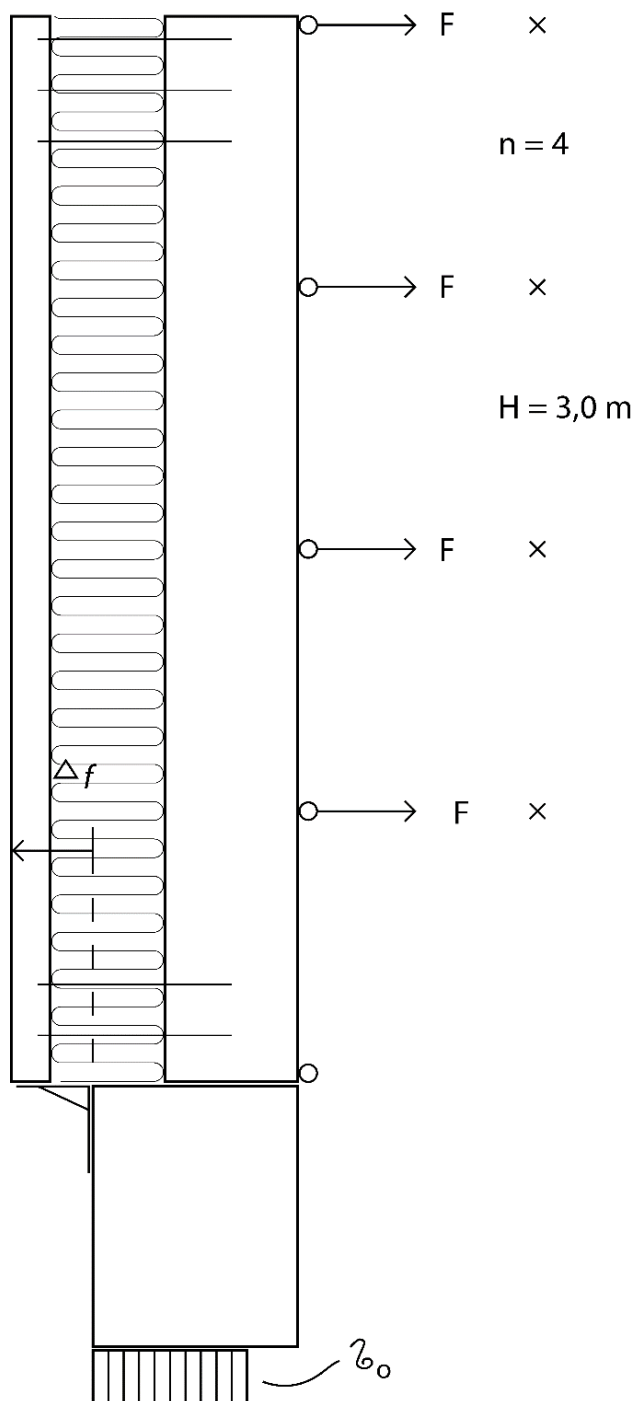
- Δf angiver forskydningen af formuren i forhold til den eksisterende formur:
- t_i angiver isoleringstykkelsen

$$\begin{aligned} t_i &= \Delta f + (120 - 78) \\ &= \Delta f + 42 \text{ mm} \end{aligned}$$



Figur 9. Forløb af spændinger ved sokkelunderkant ifm. med afskrælning af formur og etablering af ny formur

Såfremt udkragningen af formuren er af en størrelse, der medfører, at spændingerne i det excentriske område under fundamentsunderkant overstiger σ_0 , vil der i praksis komme en svag vandret reaktion fra etagedækkene som illustreret efterfølgende.



Figur 10. Ligevægt i ydermur etableret ved små reaktioner i etagedæk, hvorved sokkel/"bæredygtig jord" ikke belastes yderligere efter energirenoeringen

I efterfølgende tabel er angivet den nødvendige forankringskraft i etagedækkene som funktion af antal etager og forskydningen af formuren Δ_f .

Andre forudsætninger:

- Oprindelig vægtykkelse: 348 mm væg (1½ sten)
- Massive sten anvendt
- Tykkelse af ny formur: 78 mm

Tabel 4. Nødvendig forankringskraft i etagedæk (kN/m)

Antal etager	Δ_f		
	≤ 120 mm	180 mm	240 mm
2	0	0,052	0,104
3	0	0,039	0,078
4	0	0,031	0,062
5	0	0,026	0,052
6	0	0,022	0,045

Det ses at den største værdi er 0,104 kN/m, hvilket ikke er meget, men trods alt skal værdien adderes til reaktionen fra vindlasten, som typisk er en faktor 10 større.

Det ses, at vælges $\Delta_f = 120$ mm fås $t_i = 162$ mm, hvilket i de fleste situationer er rigeligt og medfører, at der i projekteringen ikke skal tages hensyn, reaktioner i dækkonstruktioner etc., hvilket forenkler projekteringen.

Forskellige løsninger for EPS-vægge i top og bund er angivet i "Beregning af prøvehus mht. energirenovering", bilag 13.

18. Genanvendelse af gamle/eksisterende mursten

De gamle mursten kan med fordel genanvendes for at bevare det oprindelige udtryk for murværket. Der bør foretages en forundersøgelse af de gamle murstens kvalitet, dernæst renses murstenene for mørtelrester og skæres ud i 78 mm tykkelse. Følgende bør bestemmes i forundersøgelsen:

- Murstenenes trykstyrke bør undersøges således at det sikres, at den fornødne trykstyrke er til stede i den nye ydre skal.
- Murstenenes minutsug bør undersøges, således at der kan udvælges en mørtel med egenskaber, som arbejder sammen med murstenene.
- Vedhæftningsstyrken bør bestemmes således at det sikres, at den fornødne bøjnings-trækstyrke er til stede i murværket.
- De anvendte murbinderes forankringsstyrke bør bestemmes i relation til den anvendte mørtel og mursten således at det sikres, at den fornødne forankringsstyrke er til stede.
- Murstenenes frosthæthed vurderes ud fra porefyldningstal.

19. Afskrælningstider

Til vurdering af økonomi mm. vurderes indledningsvis formurens mørtelsammensætning. Her skelnes groft mellem:

- En ren kalkmørtel
- En kalkcementmørtel af middel styrke/kvalitet.

Der ses bort fra en eventuel hård fuge i de yderste 1-4 mm.

En række forsøg viser rimelig entydigt, at forholdet mellem afskrælningstiden af en 1/2-stens formur, enten som massiv væg eller fra en væg med faste bindere, er cirka en faktor 7,5. Dvs. hvis der påregnes 20 minutter pr. kvm mur, når der er tale om kalkmørtel, må der påregnes 2,5 time pr. kvm mur, når der er anvendt cementrige mørtler. Dette forhold er væsentligt at tage med i betragtning ved vurdering af økonomien for energirenoveringen.

Bilag

Bilag 1: Styrkeparametre

Bilag 2: Reduktion af vindlast i bymæssig bebyggelse

Bilag 3: Vindlast i byggeperioden

Bilag 4: Afstivende tværvægge. Vindlast på mur. Kapacitet af lodret samling

Bilag 5: Afstivende tværvægge. Vindlast på ydermur. Nødvendig længde

Bilag 6: Beregning af lodret belastede vægge

Bilag 7: Beregning af EPS-søjler

Bilag 8: Udførelse af EPS-søjler

Bilag 9: Forankringsstyrke af bindere i en 78 mm formur

Bilag 1: Styrkeparametre

Trykstyrke og elasticitetsmodul. Minimumsstyrkeparametre

For murværk opmuret med kalkmørtel kan der normalt altid regnes med følgende minimumsværdier:

$$f_k = 2,4 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$E_{0k} = 355 \text{ MPa}$$

Disse værdier er oprindeligt angivet i Københavns Kommunes "Altannotat".

Yderligere informationer om eksisterende murværk kan findes på mur-tag.dk, i SBI-anvisning 248 – Ældre murværks styrkeegenskaber og SBI-anvisning 251 – Vurdering af eksisterende konstruktioners bæreevne.

In-situ måling af stentrykstyrken (f_b)

Dette foretages iht. EN 772-1.

Der udtages minimum 6 sten spredt repræsentativt over det aktuelle område.

Såfremt der er tale om flere bebyggelser, hvor det vurderes, at stentypen afviger, skal der foretages tilsvarende flere prøvninger.

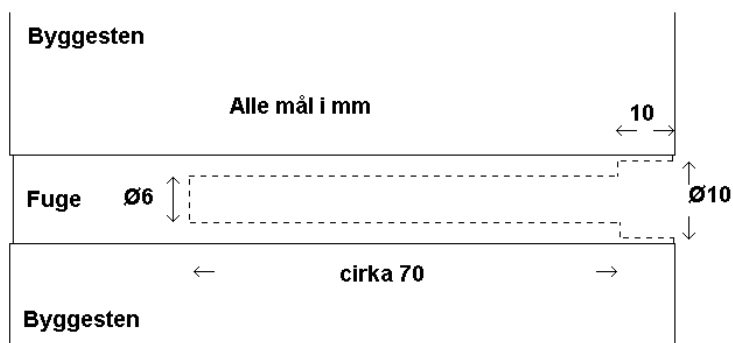
Såfremt der i samme facade er foretaget et tydeligt skift i sten, foretages også tilsvarende flere prøvninger.

Det skal også her vurderes, om bagmur og formur kan henregnes til samme sæt af prøvninger, eller der skal foretages separate prøvninger af bagmuren. Bagmuren kan være opbygget af en anden stentype end formuren, hvilket i sagens natur medfører, at der skal foretages supplerende prøvninger.

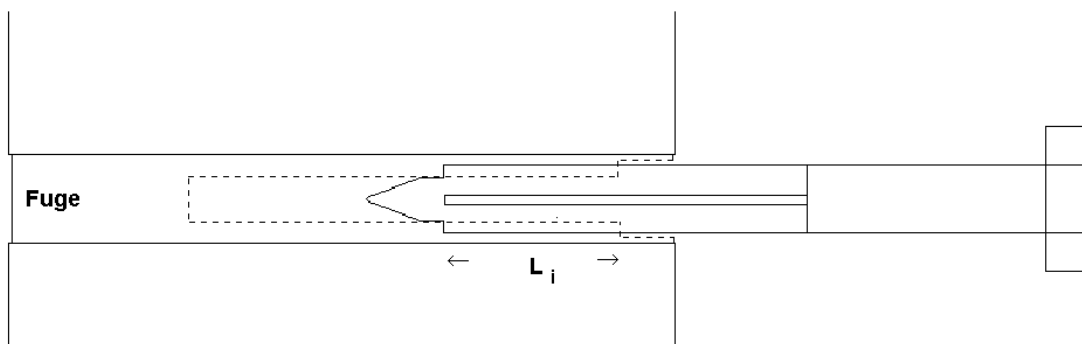
Antallet af nødvendige prøvninger fastlægges i det enkelte projekt ud fra en ingeniørmæssig vurdering. I mange tilfælde bliver det endelige antal afprøvninger fastlagt i forbindelse med selve prøveudtagningen, da der her kan vise sig nye forhold, der er relevante at medtage i vurderingen.

In-situ måling af mørteltrykstyrken (f_m)

Mørteltrykstyrken kan specifikt bestemmes via X-bors-metoden. Denne metode fungerer ved, at et 10 mm "vingebor" indbankes i en 6 mm fuge som skitseret på efterfølgende figurer. Vridningsmomentet ved brud måles, og forsøg har eftervist, at vridningsmomentet ved brud (pr. mm indbankningsdybde) er rimelig proportional med mørtelfugens styrke.



Figur B.1.1. Skitse af huller i fuge før indbankning af krydsbor



Figur B.1.2. Skitse af fuge efter indbankning af krydsbor

Metoden er kalibreret til at give en konservativ værdi for f_m .



Figur B.1.3. Bestemmelse af mørteltrykstyrken med X-bor

Der foretages som minimum 10 prøvninger. Såfremt fugen i områder skønnes nedbrudt i fuld dybde medtages dette i resultaterne (som forholdsmæssigt sættes til 0). Dette er nøjere beskrevet i metodebeskrivelsen til apparaturet.

Ved prøvningen skal byggeriets omfang og fugernes eventuelt varierende tilstand fra facade til facade vurderes. Såfremt byggeriet fx er flere karréer bygget på forskellige tidspunkter, skal der også her foretages flere sæt af forsøg. Det skal, som med stentrykstyrken, vurderes, om bag- og formur kan henregnes til samme sæt af prøvninger eller der skal tages separate prøvninger.

Bestemmelse af murværkets styrkeparametre ud fra in-situ målinger af f_m og f_b

Med en eksperimentelt bestemt værdi for f_b og f_m bestemmes f_k på sædvanlig vis ud fra EN 1996-1-1 til:

$$f_k = 0,55 \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (3)$$

Elasticitetsmodulet beregnes ud fra DS/INF 167.

For fx kalkmurværk fås:

$$E_{0k} = 150 \times f_m \times f_k$$

Vedhæftningsstyrker

Såfremt mørtlen i det aktuelle murværk er ren kalkmørtel, kan der normalt ikke regnes med nogen vedhæftning. Det vil sige, for murværk opmuret med ren kalkmørtel gælder:

$$f_{xk1} = 0 \text{ MPa}$$

$$f_{xk2} = 0 \text{ MPa}$$

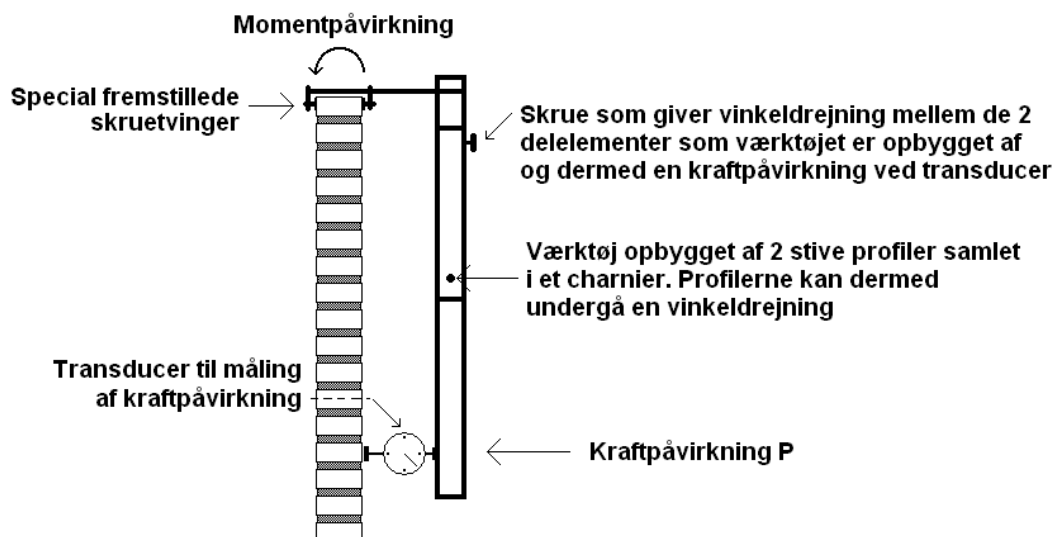
$$f_{vk0} = 0 \text{ MPa}$$

Den manglende vedhæftning ses tydeligt, når der skæres ud til huller i gammelt kalkmurværk. Sten og mørtel falder simpelthen fra hinanden under processen, hvilket illustrerer den manglende vedhæftning. Såfremt der skæres ud i murværk, hvori der er anvendt cement, sidder stenene normalt fast i større felter, hvilket omvendt viser, at der kan regnes med en vis vedhæftning.

Værdier for vedhæftningsstyrker i eksisterende murværk, der kan anvendes til noget fornuftigt i den praktiske projektering, kan næsten kun bestemmes via forsøg.

Enkleste metode er at bestemme f_{xk1} på stedet og f_b som beskrevet ovenstående, og via formlerne i DS/INF 167 (afsnit 3.7.2 (2), tabel 3 og tabel 4d) bestemme f_{xk2} og f_{vk0} .

Værdien for f_{xk1} bestemmes via mobil fugeknækker som illustreret efterfølgende:



Figur B.1.4. Bestemmelse af f_{xk1} via mobil fugeknækker

Omfanget af denne prøvning følger de samme retningslinjer som for X-boret, angivet i foregående afsnit.

Partialkoefficienter

Partialkoefficienter for styrkeparametre baseret på in-situ målinger foretaget på det aktuelle byggeri, der er under projektering, kan i henhold til beslutning i S 1996 (normudvalget) reduceres med en faktor 0,9. Det vil fx sige, at partialkoefficienten for trykstyrken (f_k) bestemt på baggrund af målinger for f_b og f_m bliver:

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 0,9 \times 1,6 \\ &= 1,44\end{aligned}$$

Værdierne $f_{xk1,app}$ og $f_{xk2,app}$

Såfremt vedhæftningsstyrkerne er 0, er der kun den permanente lodrette last fra egenvægten til at stabilisere vægfeltene for horisontal last. Den lodrette last tages i regning ved hjælp af de "tilsyneladende" (apparent) styrker: $f_{xk1,app}$ og $f_{xk2,app}$, som er beskrevet efterfølgende:

Parameteren $f_{xd1,app}$

For bøjningstrækstyrken om liggefugen er udtrykket angivet i EN 1996-1-1 (6.16):

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (6.16)$$

hvor:

f_{xd1} er den regningsmæssige bøjningstrækstyrke af murværk med brudplanet parallelt med liggefugerne (for murværk opmuret med ren kalkmørtel: 0 MPa).

σ_d er den regningsmæssige trykspænding på muren for det aktuelle lasttilfælde. Såfremt σ_d svarer til en værdi, hvor normalkraften er større end $0,15 \times N_{Rd}$, skal vægfeltet tillige undersøges for søjlevirkning. Dette er dog sjældent nødvendigt for ældre murværk, hvor væggene er relativt tykke eller udført med faste bindere.

Parameteren $f_{xk2,app}$

Parameteren $f_{xk2,app}$ er den tilsyneladende bøjningstrækstyrke om studsfulgen, som fremkommer ved, at normalspændingen introducerer friktion i liggefugerne ved brud om lodret akse.

Parameteren $f_{xk2,app}$, kan bestemmes iht. DS/INF 167, tabel 4.d som beskrevet i 2. note:

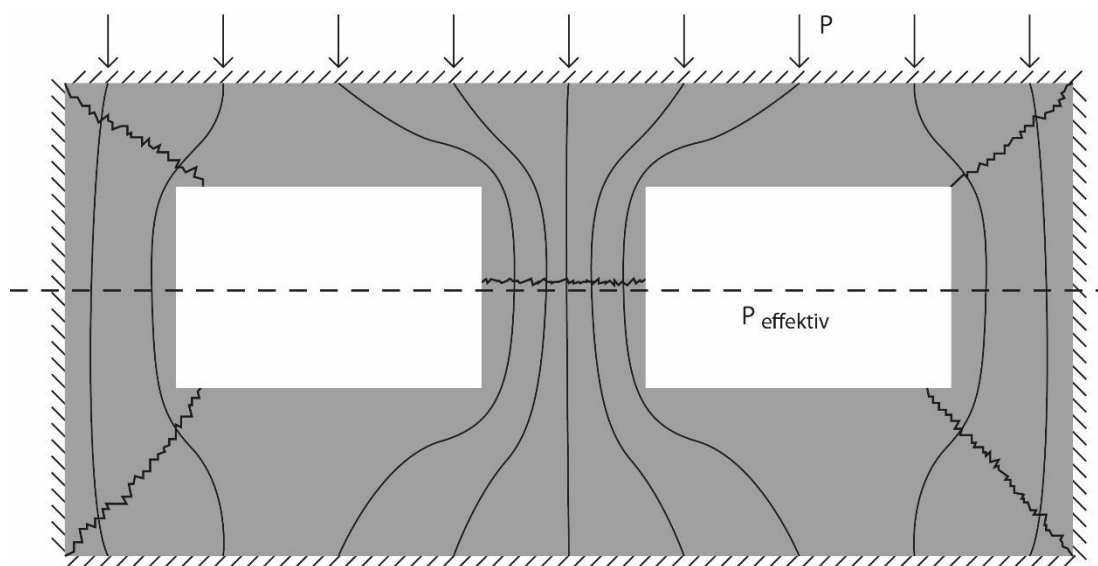
Tabel 4.d. Basisbøjningstrækstyrken f_{xk2} i MPa bestemt ud fra bøjningstrækstyrken f_{xk1} og byggestenenes normaliserede trykstyrke f_b .

f_{xk1}	Byggestenenes normaliserede trykstyrke f_b MPa								
MPa	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
0,10	0,29	0,32	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
0,15	0,32	0,39	0,44	0,49	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,20	0,36	0,43	0,48	0,54	0,60	0,64	0,66	0,66	0,66
0,25	0,40	0,47	0,52	0,59	0,64	0,69	0,74	0,79	0,82
0,30	0,44	0,51	0,57	0,63	0,68	0,73	0,78	0,84	0,89
0,35	0,49	0,56	0,61	0,67	0,73	0,77	0,82	0,88	0,93
$\geq 0,40$	0,53	0,60	0,65	0,71	0,77	0,82	0,87	0,92	0,98

2. Note:

Ved lodret belastning på murværket kan som indgangsværdi i stedet for f_{xk1} anvendes ($f_{xk1} + 0,25 \sigma_d$), hvor σ_d er en eventuel regningsmæssig trykspænding i snit parallel med liggefugerne fra den aktuelle lastkombination, som konstruktionen undersøges for.

Ved bestemmelse af σ_d tages normalt udgangspunkt i $p_{effektiv}$, hvor $p_{effektiv}$ er spændingen i det effektive tværsnit fraregnet døre og vinduer. Se efterfølgende skitse.



Figur B.1.5. Illustration af effektivt tværsnit

Parameteren σ_d bestemmes som p_{effektiv}/t .

Såfremt fx $\sigma_d = 0,40$ MPa anvendes som indgangsværdi:

$$\begin{aligned} f_{xk1,app} &= 0 + 0,4 \times 0,25 \\ &= 0,1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

I tabel 4.d aflæses med fx $f_b = 30$ MPa og $f_{xk1} = 0,10$ MPa:

$$f_{xk2,app} \text{ til } 0,34 \text{ MPa (highlightet værdi i tabel 4.d)}$$

I tabel 4.d kan der interpoleres mellem værdierne.

Bemærk, ved bestemmelse af p_{effektiv} (2. note) og dermed σ_d (6.16) kan kun medregnes permanente laster. Sikkerhedsfaktoren ved bestemmelse af de regningsmæssige permanente laster er normalt $\gamma_{Gj,inf} = 0,9$.

Bilag 2: Reduktion af vindlast i bymæssig bebyggelse

Mht. projektering i tæt bymæssig bebyggelse kan fænomenet "displacement height" tages i regning. Dette betyder i praksis, at når bygningerne står tæt, så reduceres den formelle højde, ud fra hvilken vindlasten beregnes.

Metoden er beskrevet i EN 1991-1-4, Anneks A.5, som er gengivet nedenstående.

EN 1991-1-4:2005 (E)

A.5 Displacement height

(1) For buildings in terrain category IV, closely spaced buildings and other obstructions causes the wind to behave as if the ground level was raised to a displacement height, h_{dis} . h_{dis} may be determined by Expression (A.15), see Figure A.5. The profile of peak velocity pressure over height (see Figure 4.2) may be lifted by a height h_{dis} .

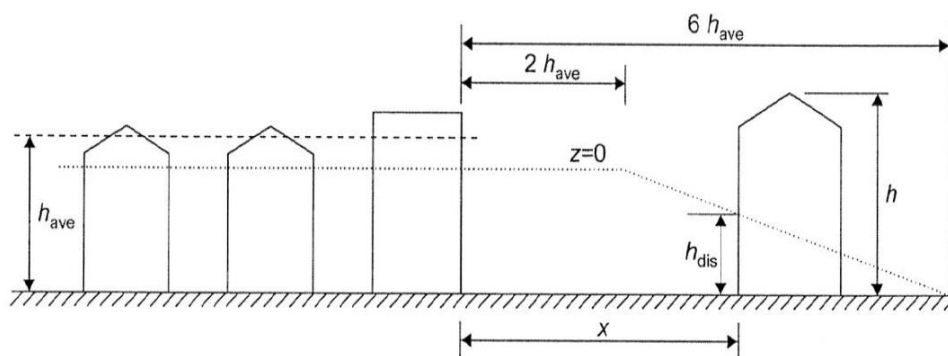


Figure A.5 — Obstruction height and upwind spacing

$x \leq 2 \cdot h_{ave}$	h_{dis} is the lesser of $0,8 \cdot h_{ave}$ or $0,6 \cdot h$	
$2 \cdot h_{ave} < x < 6 \cdot h_{ave}$	h_{dis} is the lesser of $1,2 \cdot h_{ave} - 0,2 \cdot x$ or $0,6 \cdot h$	(A.15)
$x \geq 6 \cdot h_{ave}$	$h_{dis} = 0$	

In the absence of more accurate information the obstruction height may be taken as $h_{ave} = 15$ m for terrain category IV.

Figur B.2.1. Fra EN 1991-1-4 (Anneks A-5)

Eksempel

Et aktuelt byggeri i bymæssig bebyggelse (Lastkategori IV) undergår en renovering, hvor der opbygges en ekstra etage. Byggeriet får derved en højde på $h = 22$ m.

Byggeriet er placeret maksimalt 20 m fra det øvrige nærliggende byggeri. De 20 m svarer til bredden af veje, gård etc.

For bygningerne i umiddelbar nærhed af det aktuelle byggeri måles/skønnes/vurderes gennemsnitshøjden til:

$$h_{ave} = 16 \text{ m}$$

Heraf fås:

$$x = 20 \text{ m} < 2 \times h_{ave} = 2 \times 16 \text{ m} = 32 \text{ m}$$

og dermed

$$\begin{aligned} h_{dis} &= \min (0,8 \times 16 \text{ m}; 0,6 \times 22 \text{ m}) \\ &= \min (12,8; 13,2) \\ &= 12,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Huset kan derved betragtes som havende en højde h_{eff} på:

$$\begin{aligned} h_{eff} &= 22 - 12,8 \text{ m} \\ &= \underline{9,2 \text{ m}} \end{aligned}$$

da terrænet kan betragtes som værende hævet 12,8 m.

Dette medfører en reduceret vindlast, som er relevant at medtage i de statiske beregninger.

Bilag 3: Vindlast i byggeperioden

Grundprincip

Grundprincippet i etableringen af bæreevnen under renovering er, at denne i nogle situationer er tidsbegrænset således, at vindlasten kan regnes reduceret.

Såfremt der ikke er problemer med bæreevnen, anvendes blot de sædvanlige vindlaster, men er konstruktionen følsom over for vindlaster i renoveringssituationen, bør arbejdet planlægges således, at kritiske vægfelter kun er eksponeret for vindlast i "korterevarende tidsperioder".

Det kan være nødvendigt at etablere midlertidig afstivning i form af fx aluminiumssøjler, når vægfelterne i fx de øverste etager ved hjørnerne renoveres.

Vindlasten for korterevarende tidsperioder

Den karakteristiske vindlast kan iht. EN 1996-1-6, NA:2007, side 3, for korterevarende tidsperioder bestemmes iht. vejruddigten. Det karakteristiske hastighedstryk kan dog ikke sættes lavere end 0,2 kN/m².

Note:

I det nationale annekst til EN 1996-1-6 er det ikke helt tydeligt angivet, om minimumsværdien på 0,2 kN/m² er den karakteristiske vindlast eller det karakteristiske hastighedstryk således, at formfaktorer efterfølgende skal multipliceres på påvirkningen. Dette forhold har ikke kunnet afklares gennem de danske deltagere i SC 250/SC 1 (Den europæiske arbejdsgruppe for lastnormen). Det antages (da dette virker mest rimeligt og er konservativt), at grænsen på 0,2 kN/m² refererer til det karakteristiske hastighedstryk.

I det efterfølgende regnes således med, at der i denne lastkombination er et maksimalt hastighedstryk på 0,2 kN/m².

Tilladte prognoser for vindhastigheden ifm. renoveringen bestemmes her detaljeret som svarende til kategori I (søer, fladt terræn). Beregninger for de øvrige lastkategorier foretages på tilsvarende måde, men er ikke angivet her.

Vindhastigheden svarende til et karakteristisk hastighedstryk på 0,20 kN/m² bestemmes iht. (4.10) i EN 1991-1-4 til:

$$\begin{aligned}
 q_p(z) &= 0,20 \text{ kN/m}^2 \\
 &= [1 + 7 I_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho v_m^2 \\
 &= 4,04 \times \frac{1}{2} \rho v_m^2 \\
 v_m &= 8,9 \text{ m/s} \\
 v_b &= v_m / c_r(z): \\
 v_b &= v_m / 1,04
 \end{aligned}$$

Værdien 1,04 for $c_r(z)$ svarer til kategori I

$$v_b = 8,6 \text{ m/s}$$

$$v_{b0} = v_b$$

$$v_{b0} = 8,6 \text{ m/s}$$

Det vil sige, 5-døgnsvejrudsigten må ikke indeholde prognoser for vindhastigheder på $v_{b0} \geq 8,6 \text{ m/s}$, som 10 minutters middelvindhastighed.

Grænsen sættes ved "Frisk vind" svarende til: 8,0 m/s.

Værdierne for alle lastkategorier er bestemt nedenstående:

Tabel B.3.1. Vindhastigheder svarende til hastighedstryk på 0,2 kN/m²

Lastkategori	Maksimal vindlast (varslet) (m/s)	Beaufort-skala (konservativ angivelse)
0: Hav	7,8	Jævn vind
I: Søer/fladt terræn	8,6	Frisk vind
II: Landbrugsland	10,4	Frisk vind
III: Forstad/industri	14,7	Hård vind
IV: Cityområde	16,5	Stiv kuling

Bemærk: Det kan være vanskeligt i praksis at basere sig på en vejrudsigt, hvor der ikke varsles jævn/frisk vind, hvilket i praksis betyder, at for byggerier i fx lastkategori I vil det være relevant at anvende større minimums hastighedstryk end 0,2 kN/m².

De fleste ældre murede etageejendomme er dog placeret i Lastkategori IV, hvor det er enklere at forudsætte varslede vindlaster mindre end stiv kuling.

Vindlasten i renoveringssituationen

Ifm. renoveringen er der mange situationer, hvor bærevnen ændres og hvor tidsperioden er meget forskellige.

Det er muligt at bestemme vindlaster for mellemliggende perioder af fx nogle få måneders varighed ved i beregningerne at anvende udtrykket for normens sikkerhedsindeks Beta (β).

Det anbefales dog, at der kun introduceres 2 lastsituationer, da beregningerne ellers vil blive for komplicerede og omfattende:

- Korterevarende perioder baseret på vejrudsigten (hvor hastighedstrykket som minimum skal være 0,2 kN/m²).
- Situationen for det færdige byggeri, hvor de regningsmæssige laster bestemmes på sædvanlig vis.

Renoveringsperioder

Selve renoveringssituationen defineres til perioden:

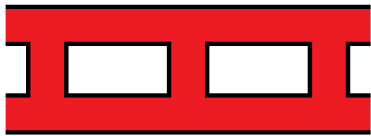
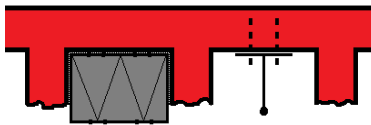
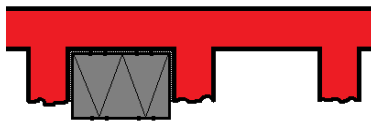
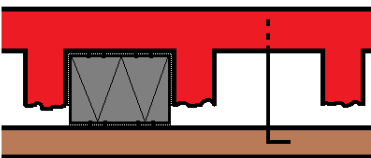
- Fra "fjernelse af formuren"
- Til og med "færdig montage af afstivninger og hærdning af facademurværk".

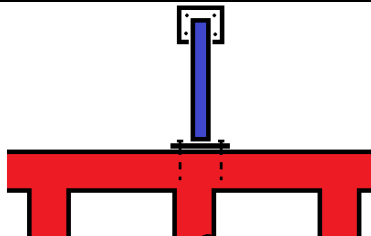
Denne periode kan vare fra en eller mange måneder.

Perioden kan i mange tilfælde opdeles i flere underperioder, fx hvis der monteres planlagte midlertidige afstivninger i form af fx aluminiumssøjler, fordi arbejdet forventes at trække længe ud eller fordi bæreevnen ikke er tilstrækkelig – selv under de gunstigste forhold. Et eksempel på opdeling i tidsperioder er vist i tabel B.3.2.

Tidsperioder uden for selve renoveringssituationen er markeret *med kursiv* og er kun medtaget for fuldstændighedens skyld.

Tabel B.3.2. Eksempel på renoveringsforløb for murværk (i lastkategori IV) opført med faste binderkolonner

ID	Fase	Ex. tidsperiode	Vindlast. Hastigheds- tryk	Bemærknin- ger	Murværk
1	<i>Før renovering</i>	50-100 år	Ikke relevant	Perioden før renoveringen er ikke interessant i lastmæssig sammenhæng	
2	Fjernelse af formur. Inden midlertidig afstivning	Få dage. Fjernelse af formur og opsætning af midlertidige afstivninger udføres normalt successivt i samme arbejdsoperation	Minimum 0,2 kN/m ²		
3	Renoveringssituationen med planlagt midlertidig afstivning	Flere måneder	Aktuelle iht. EN 1991-4	Her anvendes fx specialfremstillede aluminiumssøjler	
4	Montage af permanente afstivninger	Flere måneder	Aktuelle iht. EN 1991-4	Se evt. afsnit "Konstruktive afstivninger"	
5	Efter fjernelse af planlagt midlertidig afstivning. Inden opbygning af formur	Få dage. Udføres successivt	Minimum 0,2 kN/m ²		
6	<i>Efter renovering</i>	50-100 år	Aktuelle iht. EN 1991-4	Færdigt byggeri	

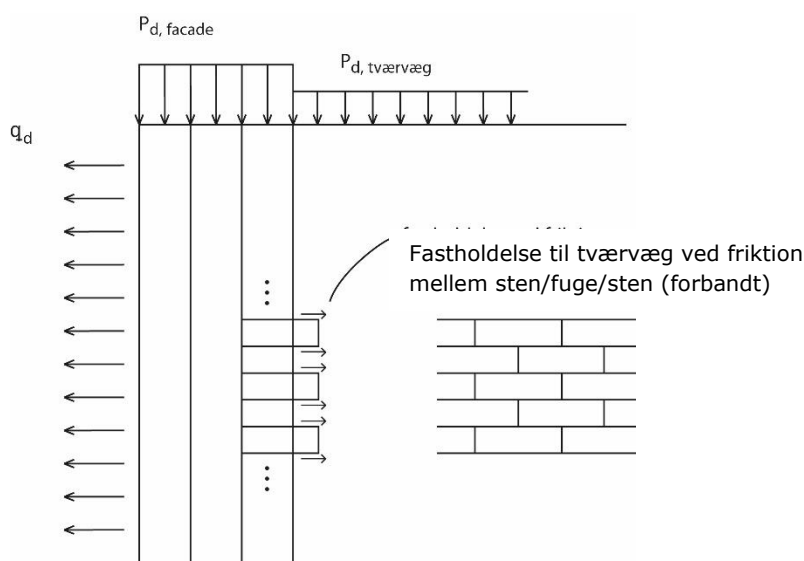
Ikke planlagt midlertidig afstivning	Såfremt en renovering ikke er tilendebragt efter "en korterevarende periode" og der uventet varsles vindhastigheder, der overstiger de forudsatte, skal der på de ikke-færdige, eksponerede vægge påmonteres afstivninger (blådrænge el.lign.) iht. Byg-Erfa blad (21) 01 12 28. Der skal således ifm. projektet altid foreligge et "afstivningsprojekt", således at de fornødne materialer, placeringer etc. er rimelig parate.	
--------------------------------------	---	---

Bilag 4: Afstivende tværvægge. Vindlast på mur. Kapacitet af lodret samling

Reaktionskapaciteten kan bestemmes som

$$R_{d, \text{cap}} = 0,85 \times p_{d, \text{tværvæg}} \times \mu_d$$

Se efterfølgende for uddybning af udtrykket.



Figur B.4.1. Afstivende tværvægge. Reaktionskapacitet. 1/4-stens forbandt

I dette eksempel regnes $p_{d, \text{facade}} > p_{d, \text{tværvæg}}$, hvilket er den typiske situation.

Tværvægge er normalt muret i 1/4-stens forbandt med facaden og reaktionskapaciteten bestemmes af friktionsbidraget i tværvæggen.

Det ses, at der i hvert skifte er en længde på $228/4 = 57$ mm, hvor den aktuelle friktion bidrager til reaktionskapaciteten. Højde af hvert skifte er 67 mm, hvilket medfører, at den samlede højde, hvor der kan regnes friktion, fås til: $57/67 \times h = 0,85 h$.

Værdien for $p_{d, \text{tværvæg}}$ kan inkludere skillevæggens egenvægt til midt væg. Ved bestemmelse af $p_{d, \text{tværvæg}}$ skal der regnes med til gunst virkende permanente laster.

For følgende værdier:

$$p_{d, \text{tværvæg}} = 10 \text{ kN/m}$$

$$\mu_d = 0,6/1,2$$

fås:

$$\begin{aligned} R_{d, \text{cap}} &= 0,85 \times 10 \text{ kN/m} \times 0,6/1,2 \\ &= 4,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Typisk er reaktionen langs de lodrette og vandrette linjeunderstøtninger i samme størrelsesorden som vindlasten (dvs. er vindlasten $1,5 \text{ kN/m}^2$ er lasten på understøtninger cirka $1,5 \text{ kN/m}$).

Kommer bidraget til $p_{d, \text{tværvæg}}$ kun fra $\frac{1}{2}$ overliggende etage (med højden $2,8 \text{ m}$) fås for en 108 mm væg:

$$\begin{aligned} p_{d, \text{tværvæg}} &= 0,9 \times 1,8 \text{ kN/m}^2 \times 2,8/2 \\ &= 2,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

og dermed

$$\begin{aligned} R_{d, \text{cap}} &= 0,85 \times 2,27 \times 0,6/1,2 \\ &= 0,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dette vil sige, at forholdene i øverste etage, specielt ved hjørnerne, skal undersøges nøje. Vægfeltene længere nede i konstruktionen er normalt mindre problematiske.

Bilag 5: Afstivende tværvægge. Vindlast på ydermur. Nødvendig længde

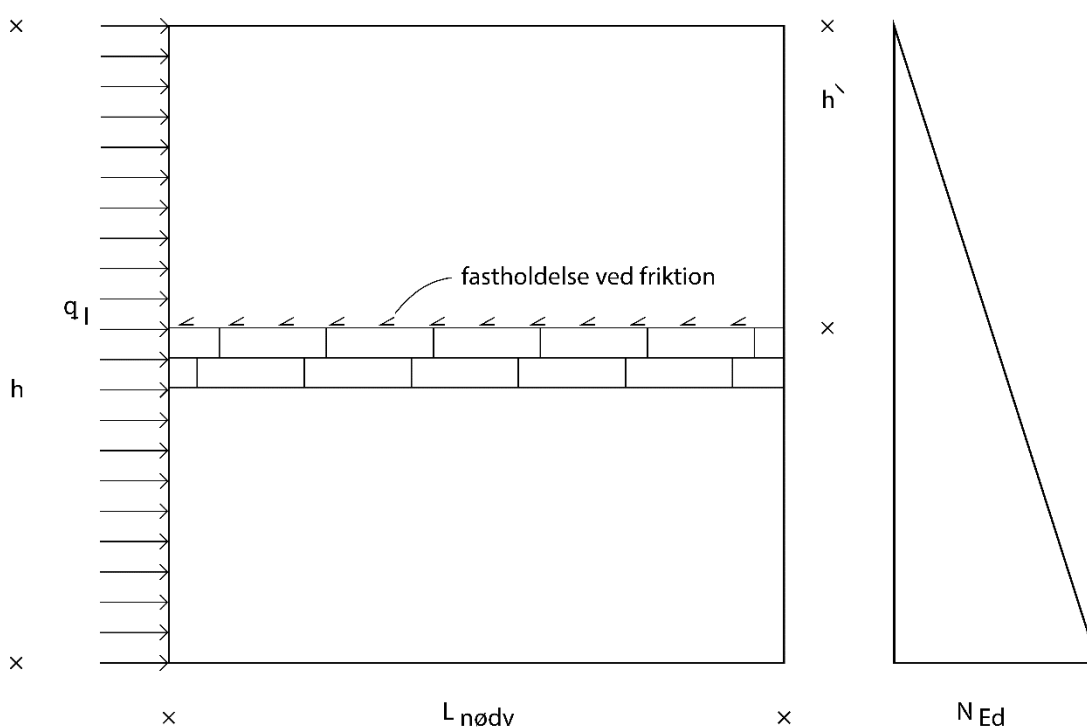
I det følgende antages, at der er anvendt murværk opmuret med kalkmørtel (dvs. uden vedhæftning) med en tykkelse på 108 mm samt at der er anvendt massive sten med en samlet rumvægt på $1,8 \text{ kN/m}^2$.

Væggen regnes ikke påvirket af nogen lodret last andet end egenvægt.

Der regnes således ikke med overførsel af kræfter i toppen af væggen (da der ikke kan etableres nogen forskydningskapacitet).

Friktion

Den nødvendige længde bestemmes som illustreret i nedenstående eksempel:



Figur B.5.1. Friktion

Følgende friktionskapacitet i højden h' fås:

$$V_{Rd} = 0,9 \times 1,8 \text{ kN/m}^2 \times L_{\text{nødv}} \times h' \times \mu_d$$

Lasten der skal fastholdes bestemmes til:

$$V_{Ed} = q_l \times h'$$

hvor q_l er linjelasten på det afstivende vægfelt.

Heraf fås, idet V_{Ed} sættes lig V_{Rd}

$$q_l = 0,9 \times 1,8 \text{ kN/m}^2 \times L_{n\odot dv} \times \mu_d$$

$$L_{n\odot dv} = q_l / (0,9 \times 1,8 \times 0,6 / 1,2)$$

$$= q_l / 0,81$$

Sættes q_l eksempelvis til 1.62 kN/m fås

$$L_{n\odot dv} = 2 \text{ m}$$

Tryklinje inden for tværsnittet

Endvidere skal tryklinjen være inden for vægfeltet

$$N_{Ed} \times X = \frac{1}{2} \times q_l \times h^2$$

Sættes

$$N_{Ed} = L_{n\odot dv} \times h \times 1,8 \text{ kN/m}^2$$

fås

$$L_{n\odot dv} \times h \times 1,8 \times X = \frac{1}{2} \times q_l \times h^2$$

X sættes indledningsvist lig $\frac{1}{2} \times L_{n\odot dv}$, hvoraf fås:

$$L_{n\odot dv}^2 \times h \times 0,9 = \frac{1}{2} \times q_l \times h^2 \quad [\text{enheder, kN og m}]$$

$$L_{n\odot dv} = \sqrt{(0,556 \times h \times q_l)}$$

Indsættes

$$h = 3,0 \text{ m}$$

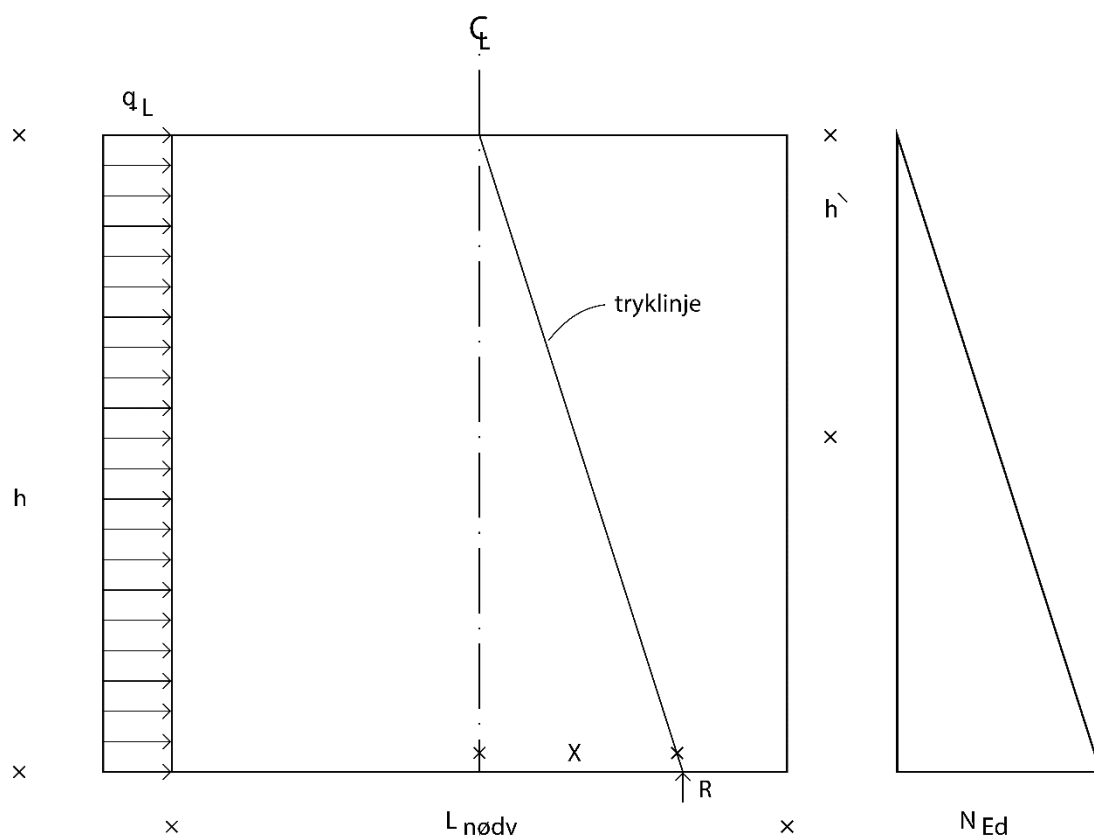
$$q_l = 1,62 \text{ kN/m}$$

fås

$$L_{n\odot dv} = \sqrt{(0,556 \times h \times q_l)}$$

$$= 1,64 \text{ m}$$

Skal tryklinjen ramme rimeligt inden for væggen sættes også her $L_{n\odot dv} = 2,0 \text{ m}$



Figur B.5.2. Tryklinje

Bilag 6: Beregning af lodret belastede vægge

I forbindelse med beregning af vægfeltet som hovedsagelig lodret belastede vægge betragtes stålsøjler som en lodret linjeunderstøtning.

Den nødvendige stivhed af stålsøjlen kan findes som vist i efterfølgende eksempel:

Stivhedskravet til en afstivende væg er angivet i EN 1996-1-1, afsnit 5.5.1.2 (4):

- Tykkelsen af den stabiliserende tværvæg skal som minimum være $0,3 \times t$, hvor t er tykkelsen på den væg der afstives
- Længden af den stabiliserende tværvæg skal som minimum være $h/5$, hvor h er højden på den væg der afstives.

Stålsøjlen skal som minimum besidde en stivhed, som svarer til ovenstående. I disse beregninger skal forholdet mellem elasticitetsmodulerne naturligvis også medregnes.

Bemærk: Det aktuelle krav i EN 1996-1-1 afviger en del fra det tidligere krav i den danske Murværksnorm, hvor den afstivende væg skulle have et inertimoment, der var $3 \times$ inertimomentet af den væg den understøttede. Dette krav er i mange tilfælde for konservativt, da der kun skal minimale kræfter til at sikre, at der ikke optræder 2. ordens effekter i et vægfelt, der er trykpåvirket

(3I-kravet kan dog anvendes i de tilfælde, hvor reglen i EN 1996-1-1 er utilstrækkelig, fx ved et L-tværsnit, hvor højden er 3,0 m og længden af vangerne er 0,5 m. Længden af vangerne er således kortere end $h/5 = 0,6$ m, hvorved der i henhold til EN 1996-1-1 ikke kan regnes med nogen stabiliserende effekt, hvilket naturligvis er forkert. Et sådant L-tværsnit kan alternativt beregnes vha. 3I-kravet eller som et komplekst tværsnit).

Eksempel

Et vægfelt har dimensionerne:

Tykkelsen: 108 mm

Højde: 2,8 m

Bredde: 6,0 m

Vægfeltet er understøttet i begge lodrette ender af en stålsøjle HE120B, da vægfeltet ønskes regnet 4-sidet understøttet.

Såfremt vægfeltet var understøttet af en tværvæg, skulle tværvæggen iht. EN 1996-1-1 have følgende minimums dimensioner:

Tykkelse: $0,3 \times 108 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$

Længde: $2800/5 = 560 \text{ mm}$

Elasticitetsmodulet af tværvæggen sættes her til 3000 MPa.

$$\begin{aligned}(EI)_{\text{tværvæg}} &= 3000 \times (1/12) \times 32 \times 560^3 \\ &= 1,405 \times 10^{12}\end{aligned}$$

Heraf kan et minimumsinertimoment for stålsøjlen bestemmes:

$$\begin{aligned}(EI)_{\text{stålsøjle}} &= 1,405 \times 10^{12} \\ I_{\text{stålsøjle}} &= 1,405 \times 10^{12} / 200.000 \\ &= 7,03 \times 10^6 \\ I_{\text{HE120B}} &= 8,64 \times 10^6\end{aligned}$$

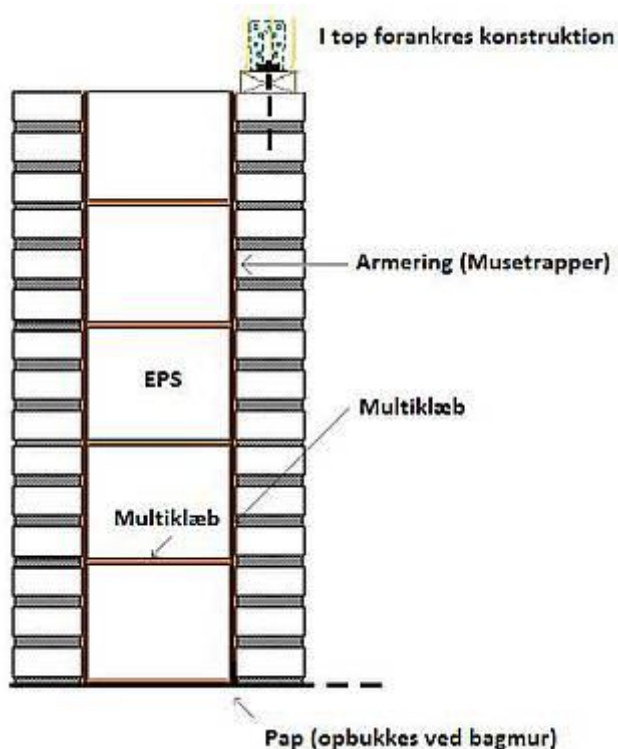
Det ses, at stivheden af dette profil er tilstrækkelig, da stivheden af profilet er større end den krævede stivhed.

Bilag 7: Beregning af EPS-søjler

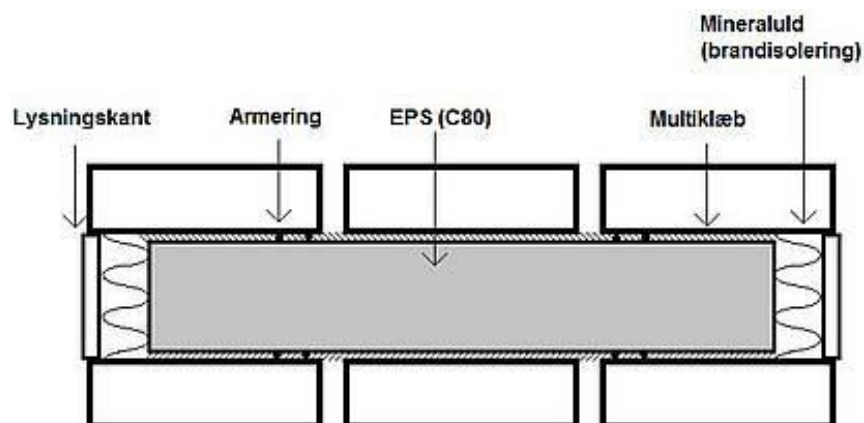
Beskrivelse af koncept

Såfremt de statiske beregninger viser, at en stålsøjle i et smalt vægfelt er nødvendig, kan en alternativ løsning i mange tilfælde være at lime EPS (C80 eller S80) mellem for- og bagmur kombineret med armering i de lodrette limfuger.

Konceptet er illustreret efterfølgende:



Figur B.7.1: Lodret snit i EPS-søjle. EPS og armering i hulumuren. Bindere ikke vist.



Figur B.7.2: Vandret snit i EPS-søjle. EPS og armering samt brandisolering. Bindere ikke vist.

Specifikation af anvendte materialer til forsøg

Søjlels dele	Materialekrav
Lodret armering ved for- og bagmur	Murtec (rustfast)
Fleksibel hård isolering i hulrummet	EPS: C80 eller S80 (ekspanderet polystyren)
Klæb til armering og isolering	Lip Multiklæb grå CE: C2E S1
Muremørtel	KC 50/50/700
Sten i for- og bagmur	$f_b = 18 \text{ MPa}$

Forudsætninger

Søjlen skal udføres som beskrevet i bilag 8.

2 × 60 mm af bredden fradrages til brandisolering (mineraluld eller lignende).
60 mm brandisolering (mineraluld eller lignende) placeres også i toppen (ikke vist på figur B.7.1). Begge vanger er forankret i top og bund. Kun 1/2-delen af tværsnittet er regnet aktivt ved forankringen.

Ved bestemmelse af forskydningskapaciteten i top og bund er forudsat: $f_{vk} = 0,25 \text{ MPa}$.

Tykkelse af EPS sættes til tykkelse af det isolerede hulrum minus 20 mm.

Der regnes med følgende højdebegrænsninger:

Den maksimale højde:

= 3655 mm for hovedsageligt lodret belastet murværk
= 4055 mm for hovedsageligt vandret belastet murværk.

Tykkelsen af det isolerede hulrum bør ikke overstige 400 mm.

Nedenstående metoder kan også anvendes til ældre murværk opmuret med kalkmørtel.

Tabellerne for "Hovedsageligt vandret belastet murværk" er således gældende for:

- Murværk, hvor bag- og formur er opbygget af minimum 108 mm teglmurværk opmuret med KC 50/50/700.
- 228 mm teglmurværk i bagmuren opmuret med mørtel K 100/1200 i kombination med en 78 mm formur opmuret med KC 50/50/700.
- 108 mm teglmurværk, eventuelt med 228 mm ribber (fra faste bindere), opmuret med K 100/1200 i kombination med en 78 mm formur opmuret med KC 50/50/700, såfremt kapaciteterne fundet i tabel B.7.1 og B.7.2 multipliceres med 0,75.

Beregningsværktøj

Hovedsageligt vandret belastet murværk

Dette er typisk vægfelt i øverste etage

Til beregning af momentbæreevnen for smalle hulmure opbygget som EPS-søjler anvendes nedenstående tabeller gældende for $h = 3,0 \text{ m}$ og $h = 4,0 \text{ m}$.

Metode

Indledningsvist bestemmes de indgående parametre i tabellen:

- Nettobredde referer til minimum EPS-bredde (dvs. for fx 600 mm EPS anvendes "Nettobredde": 588 mm).
- Faktisk bredde refererer til den nødvendige bredde af murersøjlen, såfremt der skal placeres 2 x 60 mm mineraluldsisolering på begge sider.
- Tykkelse af hulrum. Her vælges EPS, der er ca. 20 mm mindre end hulrummet.
- Linjelasten bestemmes. Typisk er der et bidrag fra vægfeltet på hver side af EPS-søjlen (linjelasten vil typisk være 3-4 kN/m).
- Betragtes fx en 3 m høj væg med en faktisk bredde på 708 mm og et hulrum på 252 mm er det muligt at opnå en kapacitet på 8,73 kN/m. Er den faktiske belastning mindre end 5,90 kN/m er bæreevnen tilstrækkelig.
- Er den faktiske belastning i intervallet 5,90-8,73 kN/m er dette markeret med *. For disse (sjældne) belastninger skal forankringen i top og bund analyseres nøjere. Dette vil normalt kræve, at forskydningsstyrken $f_{vk} > 0,25$ MPa, hvilket i mange tilfælde kan opnås med deklarerede styrkeparametre eller såfremt der er en permanent lodret last på væggen.

Tabel B.7.1. Regningsmæssig vandret last ($p_{d, cap}$) i kN/m for $h = 3,0$ m

N	Netto bredde (mm)	Faktisk bredde (mm)	Tykkelse af det isolerede hulrum (mm)						
			100	132	192*	252*	312*	372*	400*
2	348	468	4,33	4,96	6,15	7,34	8,52	9,71	10,27
2	468	588	4,74	5,43	6,73	8,03	9,33	10,63	11,24
2	588	708	5,15	5,90	7,32	8,73	10,14	11,56	12,22
3	708	828	7,13	8,17	10,13	12,09	14,04	16,00	16,91
3	828	948	7,54	8,64	10,71	12,78	14,85	16,92	17,89
4	948	1068	9,52	10,91	13,52	16,14	18,75	21,36	22,58
4	1068	1188	9,93	11,38	14,11	16,83	19,56	22,29	23,56

N = Antal armeringssystemer ved for- og bagmur

Tabel B.7.2. Regningsmæssig vandret last ($p_{d, \text{cap}}$) for $h = 4,0$ m

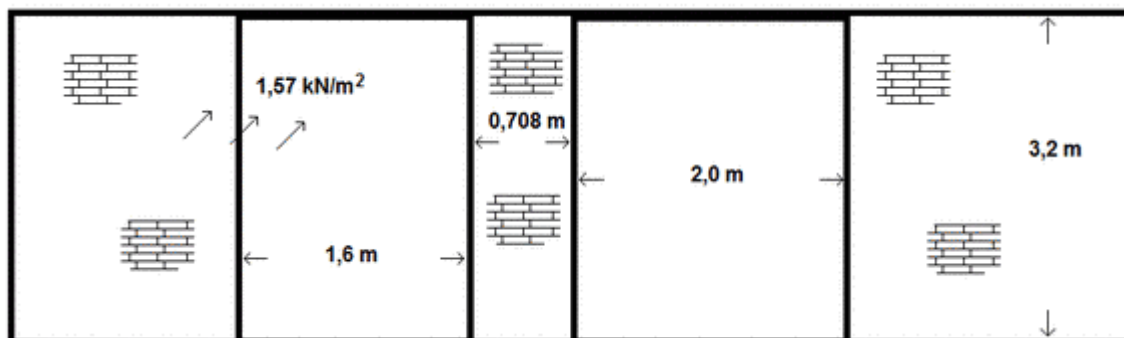
N	Netto bredde (mm)	Faktisk bredde (mm)	Tykkelse af det isolerede hulrum (mm)						
			100	132	192	252	312	372*	400
2	348	468	2,43	2,79	3,46	4,13	4,79	5,46	5,77
2	468	588	2,67	3,06	3,79	4,52	5,25	5,98	6,32
2	588	708	2,90	3,32	4,12	4,91	5,71	6,50	6,87
3	708	828	4,01	4,60	5,70	6,80	7,90	9,00	9,51
3	828	948	4,24	4,86	6,03	7,19	8,35	9,52	10,06
4	948	1068	5,35	6,14	7,61	9,08	10,55	12,02	12,70
4	1068	1188	5,59	6,40	7,94	9,47	11,00	12,54	13,25

N= Antal armeringssystemer ved for- og bagmur

Der kan interpoleres mellem værdierne og tabellerne. For vægfeltet med en højde $< 3,0$ m regnes med værdierne fra tabellen svarende til $h = 3,0$ m.

Eksempel 1

For en væg med højden $3,0$ m er udført et vægfelt med bredden 708 mm. På hver side er placeret et etagehøjt vinduesparti med bredderne $1,6$ m og $2,0$ m. Vindlasten er $1,57$ kN/m^2 . Hulumstykkelserne er 200 mm. Der anvendes således EPS med en tykkelse på 190 mm. Forskydningsstyrken er bestemt til $f_{vk} = 0,25$ MPa.



Figur B.7.1. Opstalt af vægfelt med etagehøje vinduer

Den samlede regningsmæssige last på EPS-søjlen kan konservativt sættes til:

$$p_d = (1,6/2 + 2,0/2 + 0,708) \times 1,57 = 3,94 \text{ kN/m}$$

Ved interpolation ses, at bæreevnen er:

$$p_{d, \text{cap}} = 7,51 \text{ kN/m}$$

Bæreevnen er således tilstrækkelig.

Da den faktiske last er mindre end $5,90$ kN/m (som ikke er markeret med *), regnes for-ankringskapaciteten i top og bund som værende tilstrækkelig.

Ovenstående fordeling af vindlasterne er konservativ, da døre/vinduer typisk er kilet op i bund og forankret i top (når længden $> 1,20$ m), hvilket vil sige, at en del af vindlasten typisk vil blive overført til top og bund (fordelingen af vindlasten kan her foretages efter den faktiske omkreds ift. arealet).

Hovedsageligt lodret belastet murværk

Dette er typisk vægfeltet i nederste etage.

Til beregning af disse vægfeltet anvendes nedenstående metode:

Konstruktionen beregnes på sædvanlig vis som et lodret belastet vægfelt fx via programmet EC6design.com med følgende ækvivalente værdier:

- Murtykkelse (t): $= 1,5 \times t_{\text{nominel.}}$
- F_x $1,5 \times 228$ $= 342$ mm
- f_{xk1} : $= 2,38$ MPa

gældende for:

- EPS: min 600 mm bred, min 100 mm tyk
- Murtec Dista Musedrapper: 2×2 stk.

Effektiv søjlebredde: 708 mm

Såfremt der anvendes andre søjlebredder proportioneres kapaciteten, nødvendige antal armeringsstænger etc.

Bilag 8: Udførelse af EPS-søjler

EPS-søjler kan indgå i murværket til optagelse af både vandret og lodret belastning. Fremstillingen af en EPS-søjle er illustreret trin for trin på side 52-55.

Anvendelse

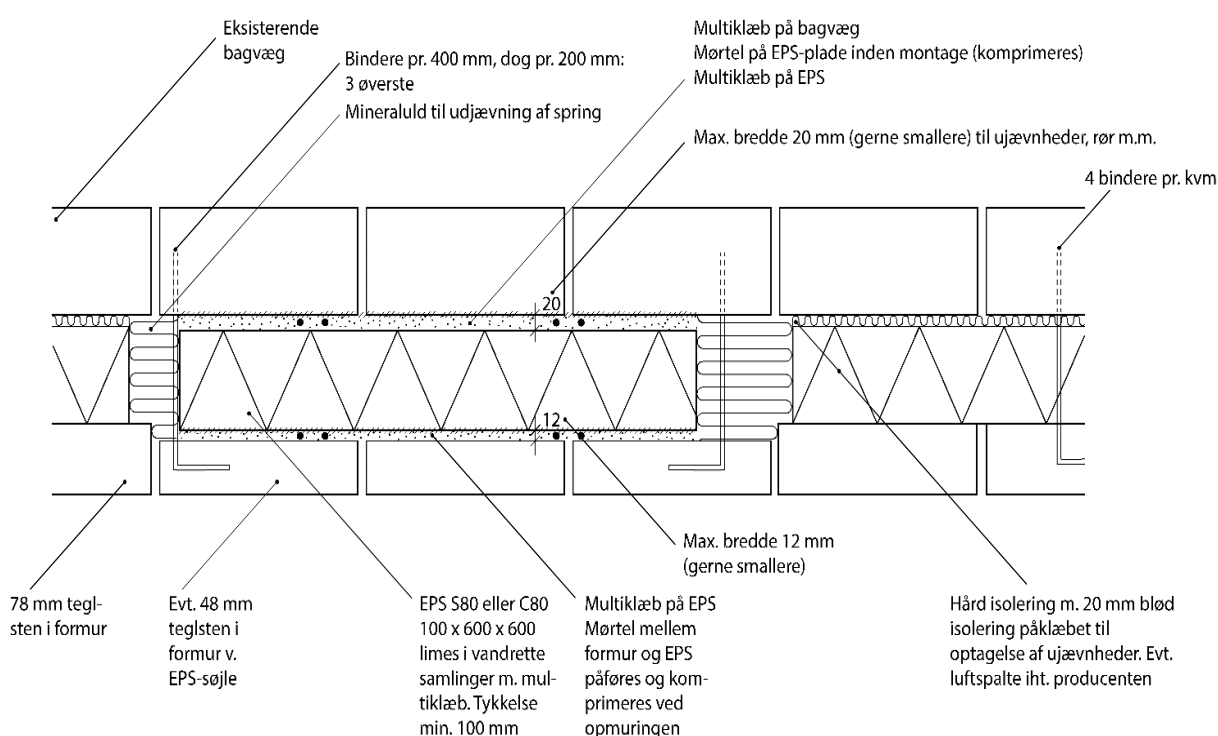
Nybyggeri og renovering. Erstatning for stålsøjler.

Funktion

For- og bagmur (+armering) virker sammen som en sandwichkonstruktion og forøger bæreevne/stivhed markant.

Temperaturbetingede differensbevægelser optages "nemt", da EPS har en fleksibilitet, der netop kan optage disse, såfremt tykkelsen er minimum 100 mm.

Princip for EPS-søjle v. renovering:



NOTE: - 2 x 2 stigarmring pålimes fuldt dækkende bagvæg hhv. forside af EPS først
- Ved bredere vægge (348 mm) forøges isoleringstykkelse
- Mineraluld v. EPS-søjle min. 600 mm hvis knas mod åbning (brandisolering)

Afskrælning og opmuring



Foto 1. Afskrælning af væg med hammer og mejsel.



Foto 2. Udjævning af bagmur med multiklæb. Udjævningen hærdner i et par dage, før det videre arbejde fortsættes.



Foto 3. Efter udjævningen er hærdet, pålimes 2 kolonner af Murtec Dista i multiklæb.



Foto 4. Der påføres et nyt lag multiklæb oven på Murtec Dista ved brug af en 5 mm tandspartel. Dette lag påføres horisontalt og laget påføres i hele EPS-søjle's højde.



Foto 5. Der påføres et ca. 12 mm lag muremørtel oven på det våde uhærdnede lag multiklæb. Der kan anvendes samme mørteltype, som anvendes til opmuringen af den nye ydre skal, fx KC 50/50/700 tørmørtel eller stærkere.



Foto 6. Bemærk at på fotoet ses aluminiumsplader i siderne af EPS-søjlen, som hjælper med at kontrollere dybden af mørtellaget samt ift. afretningen.



Foto 7. En 600 x 600mm EPS-plade gøres klar ved at påføre multiklæb på den store flade, som vil blive presset imod bagmuren samt multiklæb i bund.



Foto 8. EPS-pladen presses imod bagmuren.



Foto 9. Samme arbejdsgang fortsættes opad. Husk at påføre multiklæb imellem EPS-pladerne også.

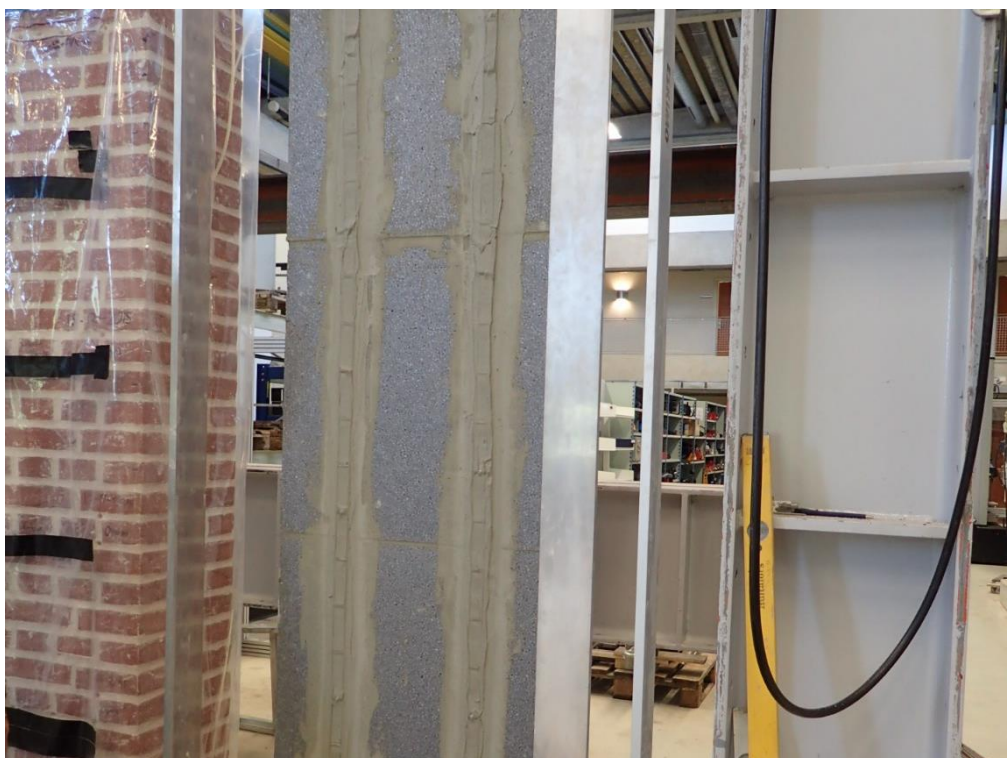


Foto 10. Efter alle EPS-pladerne er limet op, limes igen to kolonner af Murtec Dista oven på EPS'en.



Foto 11. Den yderste skal forberedes med et lag multiklæb oven på EPS-pladen og Murtec Distæn.



Foto 12. Der opmures med den nye 78 mm mursten.



Foto 13. Der fyldes med mørtel i hulrummet imellem multiklæb og mursten. Mørtlen skal presses ned og hulrummet fyldes godt ud.



Foto 14. Det er væsentligt at konstruktionen udføres som en sammenhængende konstruktion med samme høje fyldningsgrader i studsfigurerne som ved almindeligt murværk.



Foto 15. Slutresultatet af EPS-søjlen.

Forsøg med etagehøje EPS-søjler

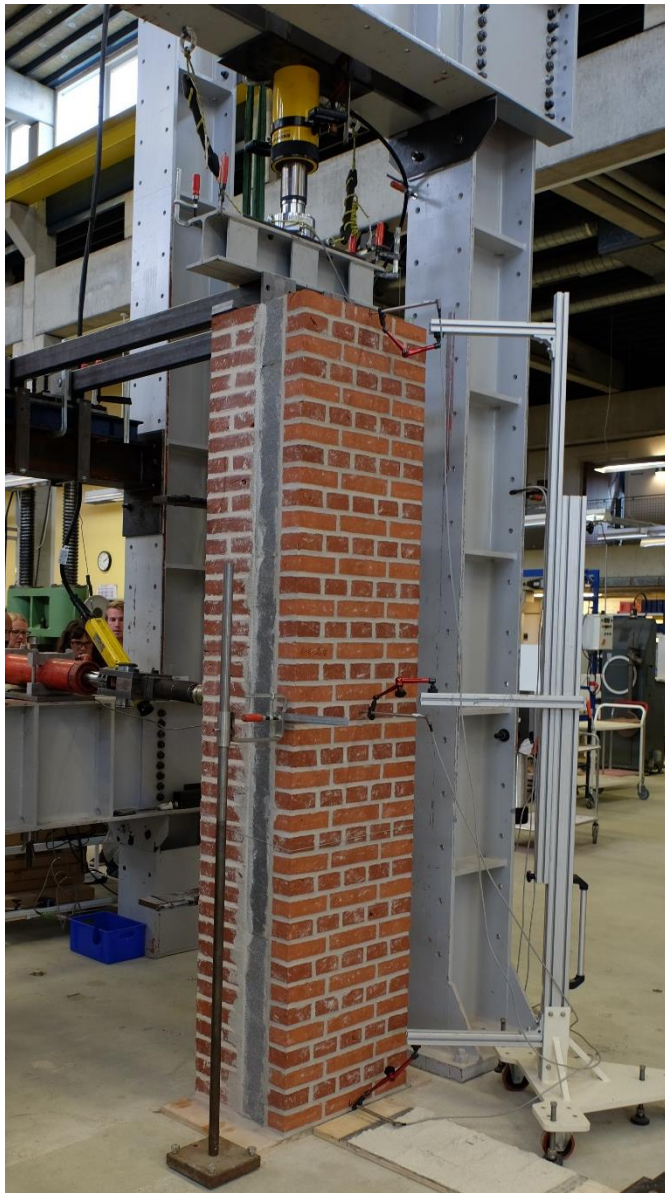


Foto 16. Lodret last påføres indledningsvis.



Foto 17. Herefter påføres vandret last i 4.-delspunkterne, indtil bruddet indtræffer.



Foto 18. Kombineret forskydnings- og trækbrud i forskydningslaget.

Bilag 9: Forankringsstyrke af bindere i en 78 mm formur

Indledning

Da binderne har væsentlig lavere forankringsstyrke, når tykkelsen minimeres, undersøges dette særskilt i dette bilag.

Metode

Der tages udgangspunkt i rapporten "2002051. Forsøgsrapport. Fuldskalaforsøg med lodret belastede EPS-vægge (2014-03-11) fra EUDP I projektet.

2 mørtler analyseres:

KC 50/50/700 – vådmørtel: $f_m = 0,9 \text{ MPa}$

KC 50/50/700 – tørmørtel: $f_m = 2,5 \text{ MPa}$

På næste side aflæses følgende forankringsstyrker, når binderne er anvendt i en 78 mm byggesten af tegl:

KC 50/50/700 – vådmørtel: $F_k = 0,52 \text{ kN}$ eller $F_d = 0,52 \text{ kN}/1,7 = 0,3 \text{ kN}$
(idet der ekstrapoleres mod punktet 0,0)

KC 50/50/700 – tørmørtel: $F_k = 1,04 \text{ kN}$ eller $F_d = 1,04 \text{ kN}/1,7 = 0,6 \text{ kN}$

Det ses, at i terrænkategori "Forstad" er 4 bindere pr. kvm ikke tilstrækkeligt for vådmørtler.

Den maksimale vindpåvirkning for en etageejendom på 5 etager v. hjørnerne ses i nedenstående tabel (beregninger ikke vedlagt), hvor det nødvendige antal bindere er angivet:

Tabel 1. Antal bindere pr. kvm for vådmørtel KC 50/50/700

Terrænkategori	Maksimal vindlast (formur) kN/m ²	Antal Ø4 bindere v. hjørner når der anvendes KC 50/50/700 vådmørtel
Forstad	1,73	6
By	1,20	4

I alle tilfælde kan der for tørmørtel KC 50/50/700 anvendes 4 bindere pr. kvm.

Karakteristiske forankringsstyrker i kN for trådbindere i murværk

Ud fra prøvningsresultaterne fra træk- og trykprøvning af trådbinderne er de karakteristiske værdier beregnet i et regneark og dernæst er forankringsstyrkerne inter- og ekstrapoleret i forhold til andre mørtelstyrker. Derudover er forankringsstyrken interpoleret i forhold til en stentykkelse på 78 mm.

t=108 mm		Mørtel				
		M20	M10	M5	M2,5	M1,5
Ø 3 mm	 (træk)	2,50	1,80	1,30	0,90	0,70
Ø 4 mm	 (træk)	5,00	3,50	2,50	1,80	1,50
t=78 mm		Mørtel				
		M20	M10	M5	M2,5	M1,5
Ø 4 mm	 (træk)	2,98	2,03	1,44	1,04	0,87

Litteraturliste

- Københavns Kommunes "Altannotat": Københavns Kommune, Teknik- og Miljøforvaltningen, Center for byggeri, Konstruktion, 16. oktober 2006, rev 10. oktober 2012
- DS/EN 1991-1-6:2007. Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – Del 1-6: Generelle laster – Last på konstruktioner under udførelse... Den midlertidige vindbelastning under opførelsen/renoveringen bestemmes iht. DS/EN 1991-1-6:2007
- DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013. Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – Del 1-1: Generelle laster – Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
- DS/EN 1996-1-1+A1:2013 – Eurocode 6 – Murværkskonstruktioner – Del 1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk, tabel 5.1 EN 1996-1-1
- DS/EN 772-1:2011+A1:2015. Metoder til prøvning af byggesten til murværk – Del 1: Bestemmelse af trykstyrke
- DS/EN 1991-1-4:2007. Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – Del 1-4: Generelle laster – Vindlast. Anneks A.5
- DS/EN 1991-1-6 DK NA:2007. Nationalt Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker – Del 1-6: Generelle laster – Last på konstruktioner under udførelse, side 3
- DS/INF 167:2015, 3. udgave. Supplerende vejledning for murværk i forbindelse med brug af Eurocode 6.