

DIAGRAM, TABELLER OCH EXEMPEL TILL MURVERKSHANDBOKEN

EXAMENSARBETE

Handledare: Sture Åkerlund

LUND MAJ 1989

Stefan Andersson

Tekniska Högskolan i Lund
Avdelningen för Bärande Konstruktioner



Lund Institute of Technology
Department of Structural Engineering

DIAGRAM, TABELLER OCH EXEMPEL TILL MURVERKSHANDBOKEN

EXAMENSARBETE

Handledare: Sture Åkerlund

LUND MAJ 1989

Stefan Andersson

FÖRORD

Denna rapport är ett examensarbete vid Institutionen för Bärande Konstruktioner, Lunds Tekniska Högskola. Den har tillkommit på förslag av civilingenjör Olof Sjöstrand vid J&W, Helsingborg.

Arbetet som erbjöds mig innebar att jag skulle utarbeta dimensioneringsdiagram, tabeller och genomräknade exempel till Murverkshandboken i syfte att göra den mer användarvänlig.

När jag bestämt mig tog jag kontakt med Sture Åkerlund vid Institutionen för Bärande Konstruktioner, LTH som blev min handledare på skolan. Tillsammans gick vi tre igenom riktlinjerna för hur arbetet skulle utföras och begränsade omfattningen så att det skulle ligga inom tidsramen för ett examensarbete.

Examesarbetet har varit intressant och stimulerande eftersom jag vetat att mitt arbete skall användas även utanför skolans murar. Det har också inneburit att jag fått sätta mig in i hur man använder murverk som bärande konstruktion och hur man dimensionerar murverkskonstruktioner enligt nybyggnadsreglerna.

Jag vill här tacka Olof Sjöstrand och Sture Åkerlund som alltid ställt upp när jag stött på problem.

En underbar majkväll i Lund 1989

Stefan Andersson

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1.	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund och syfte	1
1.2	Omfattning	2
2.	LASTNEDRÄKNINGSEXEMPEL	3
3.	BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR	7
3.1	Kapaciteter för oarmerade murverk	7
3.2	Samverkande normalkraft och moment för oarmerade murverk	10
3.3	Armerade murverk	12
3.31	Interaktionsdiagram	14
4.	VERTIKALBELASTADE MURAR	18
5.	VINDBELASTADE MURAR	19
6.	STABILISERANDE MURAR	29
7.	VALV, BALKAR OCH SKIVOR	34
7.1	Oarmerade raka valv.....	36
7.2	Bågformiga valv	39
7.3	Armerade balkar	45
7.4	Armerade skivor	56
8.	KÄLLHÄNVISNING	58

1. INLEDNING

1.1 Bakgrund och syfte

"Teglet har utomlands återupptäckts som ett bärande konstruktionsmaterial med egenskaper jämförbara med betong. Med vertikalarmering och t o m spännarmering i uppstyvande väggkonstruktioner uppförs numera höghus med ofta endast halvstens murtjocklek.

I Sverige används i dag tegel och kalksandsten huvudsakligen till fasadbeklädnad och andra icke lastbärande konstruktionsdelar samt till brandmurar. Konstruktörerna har vant sig vid att välja mellan stål, betong och trä för bärande konstruktioner."/ 1 /

I samband med att Boverket kommer ut med Nybyggnadsregler för murverkskonstruktioner vill branschorganisationen STIF (Sveriges Tegelindustriförening) och dess TCK AB (Tegelindustrins Centralkontor) ge ut en heltäckande Murverkshandbok, vilken tidigare saknats.

BFR (Byggforskningsrådet) stöder denna satsning som kommer att få en officiell prägel genom att Boverket kommer att typgodkänna den.

Olof Sjöstrand är projektledare och huvudförfattare till Murverkshandboken. Han är civilingenjör och verksam vid J&W i Helsingborg.

Handboken vänder sig till alla intressenter som finns på byggmarknaden - beställare, arkitekter, konstruktörer, entreprenörer, myndigheter och skolor. Den består av tio häften som tar upp allt ifrån normer och bestämmelser till ekonomi.

Det häfte som tas upp i det här examensarbetet är häfte 4, Dimensioneringsmetoder. När jag i texten refererar till Murverkshandboken, förkortat MHB, är det underförstått häfte 4.

Eftersom Murverkshandboken än sålänge bara finns i manusstadiet, hänvisar jag i källhänvisningen till manuset eller om det ej är klart till en kurspärm, Murverkskonstruktioner (utgiven av BFU i samarbete med J&W - skolan) som i vissa delar fungerat som underlag till MHB.

1.2 Omfattning

För att underlätta konstruktionsarbetet med murverk och göra dimensioneringskapitlet mer användarvänligt, kommer Murverkshandboken att innehålla många diagram, tabeller, exempel och förklarande figurer.

Mitt examensarbete har gått ut på att ta fram dimensioneringsdiagram, tabeller och genomräknade exempel till vissa delar av MHB.

Alla diagram, tabeller och exempel som jag presenterar här är baserade på Boverkets Nybyggnadsregler för murverkskonstruktioner.

Bortsett från fig 7.2 är alla figurer och tabeller framtagna och utarbetade av mig.

Figurlittra och hänvisningar i figurerna avser MHB och ska ej blandas ihop med de figurlittra som de fått i den här rapporten.

2. LASTNEDRÄKNINGSEXEMPEL

Det första kapitlet i Murverkshandboken, häfte 4 heter "Dimensioneringsprinciper enligt PK - metoden".

"Detta kapitel beskriver pk-metodens principer och uppbyggnad och förklarar ingående begrepp för att öka förståelsen för och underlätta arbetet med denna dimensioneringsmetod,"/ 2 /

"Generell beräkning av laster och lasteffekter behandlas i detta kapitel, medan generell beräkning av bärförmåga - kapacitet - behandlas i kapitel 3 (avser kap 3 i murverkshandboken: min anm.)"/ 2 /.

"De nya beräkningsmetoderna för såväl lasteffekt som bärförmåga är uppbyggda enl ett logiskt system och skiljer sig från tidigare metoder som i en del fall var mer tumregelsbetonade."/ 2 /

När det gäller att bestämma dimensionerande last i olika gränstillstånd, finns det en mängd kombinationer. I kap 1 i MHB (Tab 1.2a,b,c) redovisas 9 lastkombinationer med olika partialkoefficienter pålagda.

För att klargöra lite av problematiken har jag tagit fram ett exempel (Fig 2.1) på lastnedräkning. Det visar hur en lastnedräkning kan ske i ett fyrvåningshus. Observera att det är den nyttiga vindsbjälklagslasten som är huvudlast överst medan det är den nyttiga golvbjälklagslasten som blir huvudlast vid fortsatt nedräkning.

EXEMPEL
LASTNEDRÄKNING YTERVÄGG

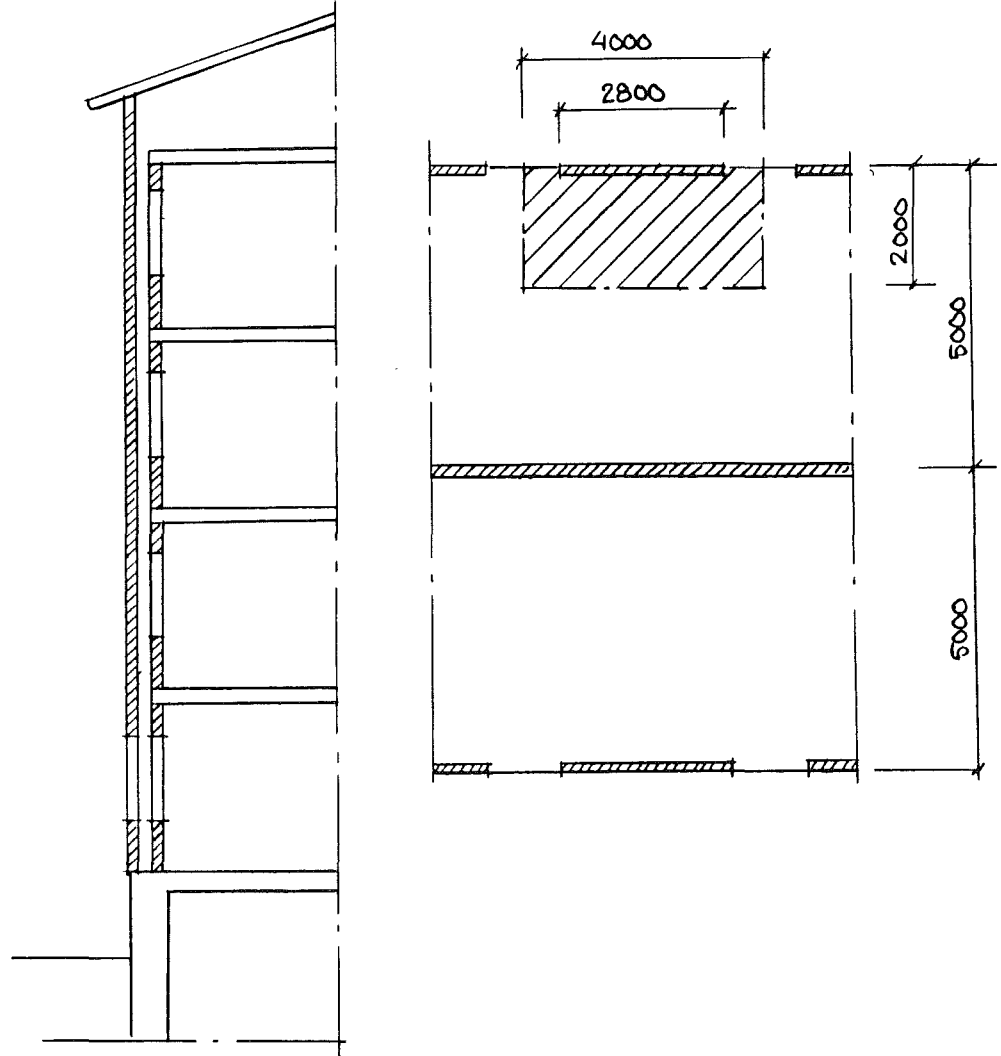


Fig 2.1 Exempel på lastnedräkning.

LASTER

<u>EGENTYNGD:</u>	- UPPSTOLPAT TUNGT TAK	0,7 kN/m ²
	- BTG BJÄLKLAG	5,0 —
	- VÄGG	2,2 —

SNÖLAST:
SNÖZON: 1,5 $\mu = 0,8$

NYTTIG LAST:
VINDSBJÄLKLAG
GOLVBJÄLKLAG

BUNDEN		FRI	
KARAKT.	VANL.	KARAKT.	VANL.
q_k	$\psi \cdot q_k$	q_k	$\psi \cdot q_k$
1,2	0,84	—	—
INREDNING.		PERSONER	
0,5	0,5	0,5	0
0,5	0,5	1,5	0,5

Fig 2.1 Exempel på lastnedräkning.

<u>LASTER PER 1m VÄGG.</u>				PERM.		VANL
<u>TAK:</u>				g_k	g_k	$\psi \cdot g_k$
EGENTYNGD	$\frac{2.40}{2.8} \cdot 0.7 = 2.86 \cdot 0.7$	AREA · LAST	2,0			
SNÖ		$2.86 \cdot 1.2$			$3.4 \rightarrow 2.4$	
<u>VINDSBJÄLKLAG:</u>						
EGENTYNGD		$2.86 \cdot 5.0$	14,3			
NYTTIG LAST, KARAKT		$2.86 \cdot (0.5 + 0.5)$		2,9		
		VANL. $2.86 \cdot (0.5 + 0)$			$\rightarrow 1.4$	
<u>VÄGG:</u>						
EGENTYNGD	$\frac{4.0}{2.8} \cdot 22 \cdot 2.6$		8,2			
<u>GOLVBÄNKLAG:</u>						
EGENTYNGD		$2.86 \cdot 5.0$	14,3			
NYTTIG LAST, KARAKT.		$0.7 \cdot 2.86 \cdot (0.5 + 1.5)$		4,0		
		VANL $0.7 \cdot 2.86 \cdot (0.5 + 0.5)$			$\rightarrow 2.0$	
LAST I RESP. SNITT:						
UK VÄGG 1			24,5	Σ	2,9	2,4
UK VÄGG 2			22,5	47,0	4,0	1,4
UK VÄGG 3			22,5	69,5	4,0	2,0
UK VÄGG 4			22,5	92,0	4,0	2,0
<u>LASTNEDRÄKNING:</u>						
LASTFALL 1. ENL TAB				LASTFALL 3. $1.15 \Sigma g_k$		
$N_{d1} =$	$24.5 + 1.3 \cdot 2.9 + 2.4 =$	30.7 kN			28.2 kN	
$N_{d2} =$	$47.0 + 1.3 \cdot 4.0 + 3.8 =$	56.0 ---			54.0 ---	
$N_{d3} =$	$69.5 + 1.3 \cdot 4.0 + 5.8 =$	80.5 ---			79.9 ---	
$N_{d4} =$	$92.0 + 1.3 \cdot 4.0 + 7.8 =$	105.0 ---			105.8 ---	

Fig 2.1 Exempel på lastnedräkning.

3. BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR.

I kap 3 i MHB, Beräkningsförutsättningar, går man igenom de gemensamma förutsättningarna och krav som gäller för murverk. Grundvärden för murverk och armering redovisas. Man introducerar vertikalarmerade väggar och beskriver hur man ser på murverk med kombinerad moment och normalkraftspåkänning.

3.1 Kapaciteter för oarmerade murverk.

I kap 3.1 i MHB beskrivs bla tryckhållfastheten, böjdraghållfastheten och skjuvhållfasthetens dimensioneringsvärden (f_{cd} , f_{td} , f_{vd}). De karakteristiska värdena för tryck och dragpåkänningar finns i tabeller för olika murverksklasser. När det gäller böjdrag och skjuvpåkänningar skiljer man mellan parallellt och vinkelrätt liggfogarna, vilka har olika värden pga murverkets olika hållfastheter i olika riktningar.

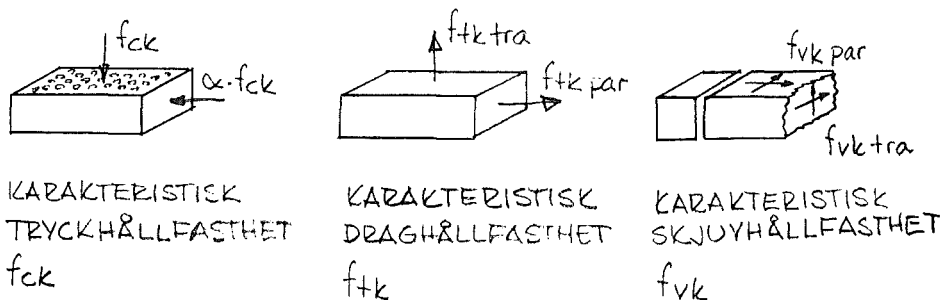


Fig 3.1 Skiss över parallell och transversell påkänning.

I plan parallella med liggfogarna dvs vanligtvis i horisontellt snitt är den karakteristiska hållfastheten

$$f_{vk \text{ par}} = 0.15 + 0.5 \cdot \sigma_n \leq 0.6 \text{ MPa,}$$

för murbruksklass A och B, där σ_n är medeltryckpåkänningen av vertikallast vid aktuell lastfall. Man får endast utnyttja $f_{vk \text{ par}}$ i de tvärsnittsdelar där $\sigma_n \geq 0$.

Vinkelrätt liggfogarna dvs vanligtvis i vertikalsnitt är den karakteristiska hållfastheten $f_{vk \text{ tra}} = 0.8$ MPa. När det gäller vinkelrätt liggfogarna får man

beakta att hållfastheten bara gäller över den verk-
 samma murstensarean A_v , som vanligen är tvärsnittsarean
 multiplicerat med en faktor (beroende av murstens
 andel av murverketse) på (62/150) se fig 3.2

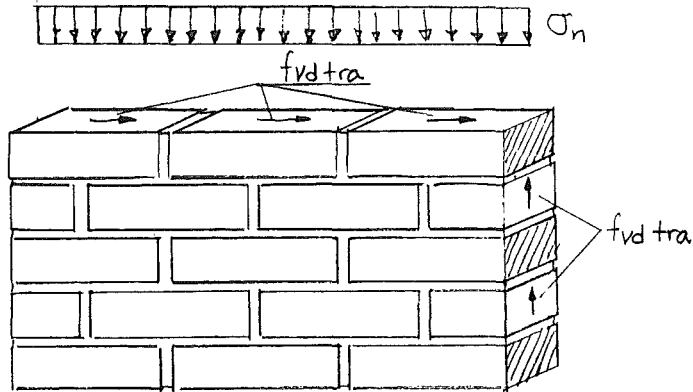


Fig 3.2 Verksam murstensarea.

Det f_{vd} som är lägst är avgörande enl " lagen om par-
 vis uppträdande skjuvspänningar", Detta värde används
 vid beräkningen av skjuvhållfastheten, se exempel på
 stabiliserande murar, fig 6.1

Jag har till MHB sammanfattat moment, normalkrafts-
 och tvärkraftskapaciteterna i ett formelblad där jag
 åskådliggör de olika fallen som kan bli aktuella i fig
 3.3.

MOMENTKAPACITET OARMERADE MURVERK

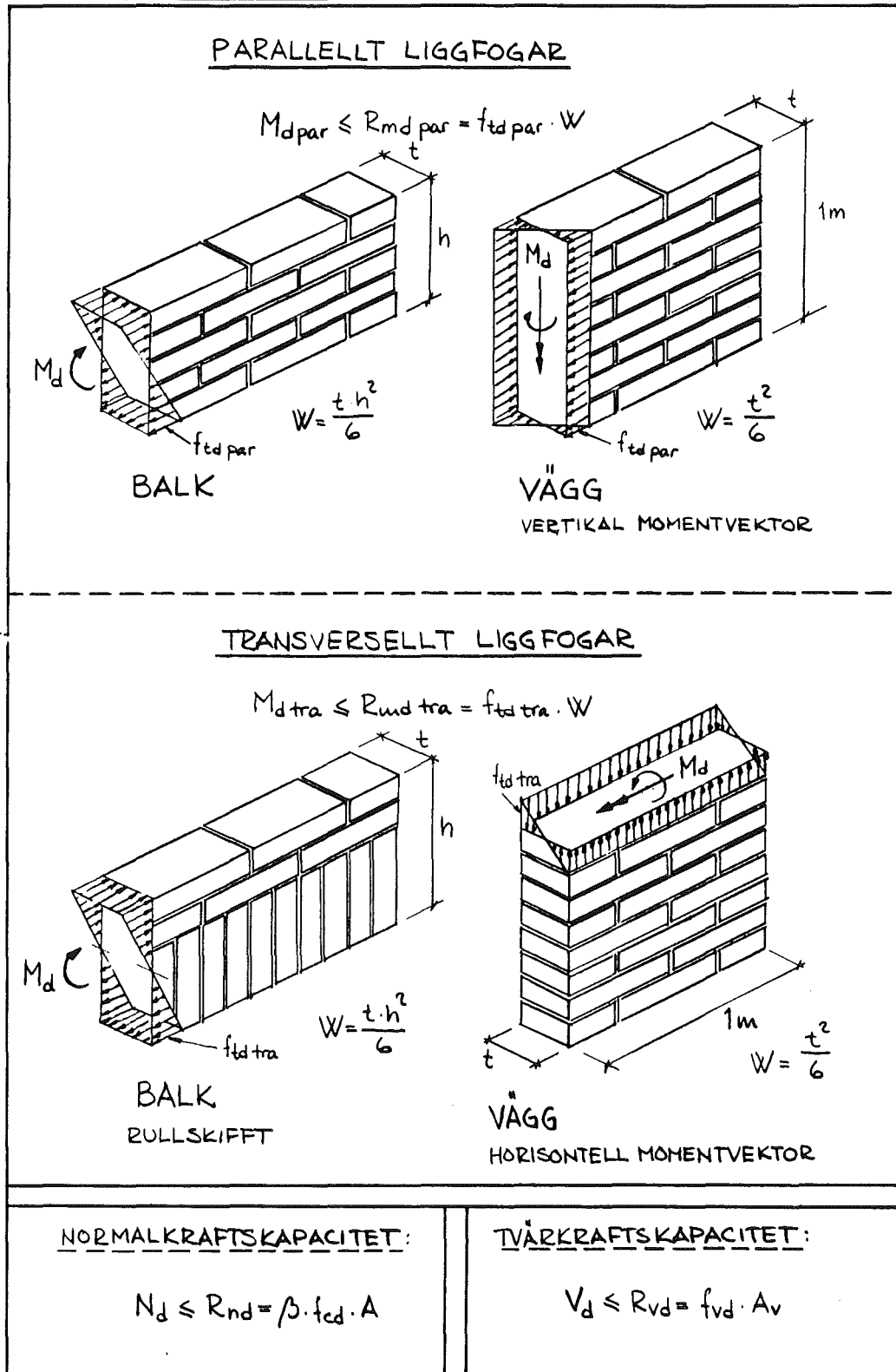


Fig 3.3 Formelblad över moment, normalkrafts- och tvärkraftskapacitet för oarmerade murverk.

3.2 Samverkande normalkraft och moment för oarmerade murverk.

Till det här har jag tagit fram ett formelblad (fig 3.4) som tar upp samverkande normalkraft och moment för osprucket och sprucket tvärsnitt.

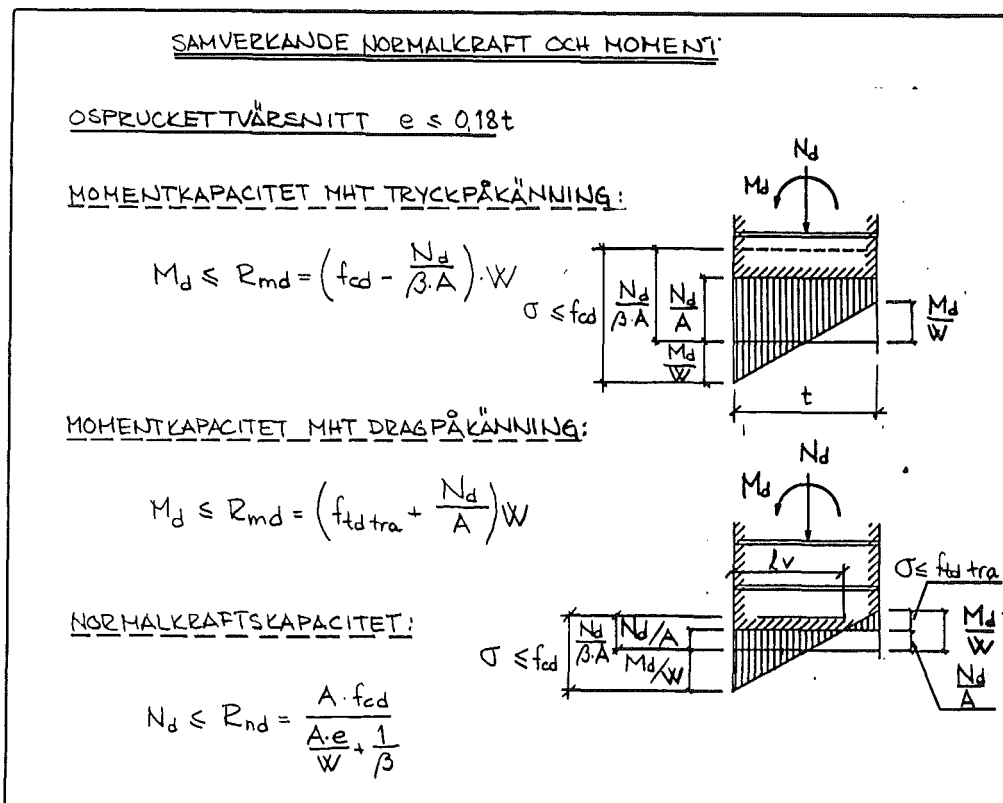


Fig 3.4 a Samverkande normalkraft och moment för osprucket och oarmerat tvärsnitt.

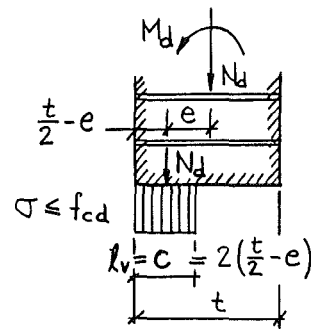
SPRUCKET TVÄRSNITT $e > 0,18t$

MOMENTKAPACITET:

$$M_d \leq R_{md} = 2b \left(\frac{t}{2} - e \right) e \cdot f_{cd}$$

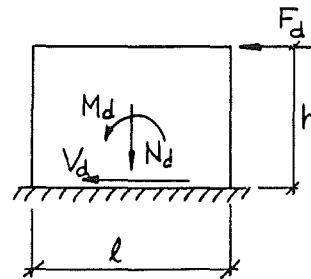
NORMALKRAFTSKAPACITET

$$N_d \leq R_{nd} = 2b \left(\frac{t}{2} - e \right) f_{cd}$$



STABILISERANDE SKIVA

OVANSTÅENDE UTTRYCK TILLÄMPAS
DÄR t ERSÄTTS MED l
 b ERSÄTTS MED t



SPRICKMOMENTKAPACITET:

I BRUKSGRÄNSTILLÅNDET

$$[3,36] \quad M_d \leq R_{md \text{ sprick}} = \frac{R_{mk \text{ sprick}}}{\gamma}$$

BERÄKNING AV $R_{mk \text{ sprick}}$ ENL

Fig 3.4 b Samverkande normalkraft och moment för sprucket och oarmerat tvärsnitt.

3.3 Armerade murverk.

Man ser på ett armerat murtvärsnitt på samma sätt som man ser på ett armerat betongtvärsnitt bl a använder man sig av en rektangulär tryckpåkänning på $0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$. I fig 3.5 ser man hur man betraktar liggfogs- och vertikalarmerade armerade murverk.

LIGGFOGSARMERADE MURVERK

MOMENTKAPACITET:

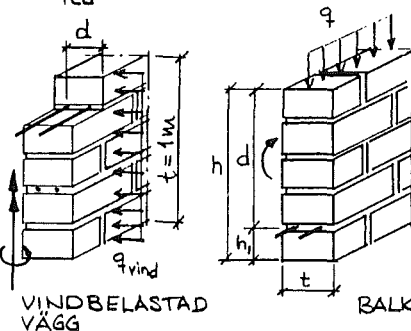
$$[3.29a] \quad M_d \leq R_{mda} = f_{std} \cdot A_s \cdot d \left(1 - 0.5 \cdot \frac{A_s}{t \cdot d} \cdot \frac{f_{std}}{f_{cd}} \right)$$

$$[3.29b] \quad R_{mda} \leq 0.3 \cdot t \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

TVÄRKRAFTSKAPACITET:

$$[3.30] \quad V_d \leq R_{vd} = f_{vd} \cdot t \cdot d$$

FÖR VINDBELASTAD VÄGG
SÄTTS $t = 1$ m HÖG VÄGGSTRIMLA



SPRICKMOMENT KAPACITET:

I BRUKSGRÄNSTILLSTÅNDET

$$[3.36] \quad M_d \leq R_{md sprick} = \frac{R_{mk sprick}}{\xi}$$

BERÄKNING AV $R_{mk sprick}$ ENL

Fig 3.5 a Kapaciteter för liggfogsarmerat murverk.

VERTIKALARMERADE VÄGGAR

CENTRISKT ARMERAT TVÄRSNITT

MOMENTKAPACITET:

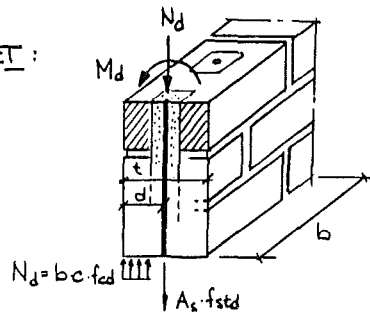
FÖR $N_d < ca\ 0,5 \cdot A \cdot f_{cd}$; $A = b \cdot t$

$$[3.40] \quad M_d \leq R_{md} = \frac{1}{2} \left(N_d + A_s \cdot f_{std} \right) \left(t - \frac{N_d + A_s \cdot f_{std}}{b \cdot f_{cd}} \right)$$

NORMALKRAFTSKAPACITET:

FÖR $e \leq t/6$

$$[3.43] \quad N_d \leq R_{nd} = \frac{A \cdot f_{cd}}{\frac{1}{\beta} + \frac{Ae}{W}}$$



DUBBELARMERAT TVÄRSNITT

MOMENTKAPACITET:

FÖR $N_d < ca\ 0,5 \cdot A \cdot f_{cd}$; $A = b \cdot t$

$$[3.47] \quad M_d \leq R_{md} = \frac{1}{2} N_d \left(t - \frac{N_d}{b \cdot f_{cd}} \right) + A_s \cdot f_{std} \cdot z'$$

NORMALKRAFTSKAPACITET

FÖR $e \leq t/6$

$$[3.51] \quad N_d \leq R_{nd} = \frac{A \cdot f_{cd}}{\frac{Ae}{W} + \frac{1}{\beta}} + \frac{2 A_s \cdot f_{std} c}{1 + \frac{2 \cdot e}{z'}}$$

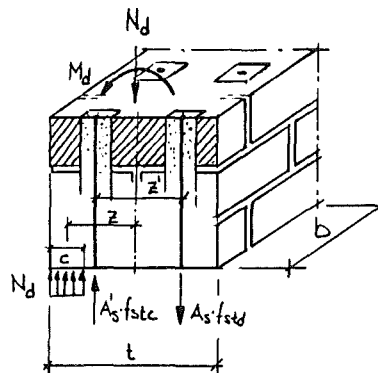


Fig 3.5 b Kapaciteter för vertikalarmerade väggar.

3.31 Interaktionsdiagram.

Man har även infört samma beteckningar som i BBK 79 för armerade murtvärsnitt tex den geometriska armeringsdelen ρ , mekaniska armeringsdelen (eller relativ tryckzonshöjd) ω , den effektiva tvärsnittshöjden d och det relativa momentet \bar{m} .

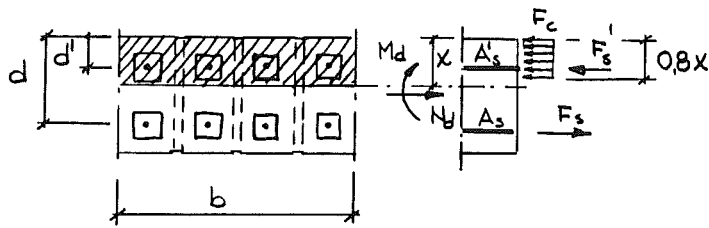
För att underlätta dimensioneringsarbetet av vertikal- armerade väggar, belastade med normalkraft och moment, har jag tagit fram interaktionsdiagram (fig 3.7 och 3.8) .

Principerna som ligger till grund för dessa diagram är i stort:

- * att man utnyttjar max brottstukning för tegel (3.5 %) i överkant av tvärsnittet.
- * att man stegvis flyttar det neutrala lagret från överkant ner till och förbi underkant.
- * i varje steg får man en bild av hur töjningen ser ut i tvärsnittet och därifrån kan man bestämma tryckpåkänningen i teglet samt drag - tryckspänningen i armeringen.
- * när man vet påkänningarnas storlek kan man få ut vilken normalkraft och moment som ger upphov till dessa påkänningar vid olika armeringsinnehåll.

Jag var tvungen att begränsa förutsättningarna enligt följande:

- * Rektangulär sektion.
- * Samma drag- som tryckarmeringsarea $A_s = A_s'$ (i det dubbelarmerade fallet).
- * $d/d' = 0.31$ (kommer från norska murstenar).
- * Hållfasthetsklass 60
- * Murbruksklass A.
- * Murningsklass I.
- * $K_s 40$, Armering.



$$w_{os} = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{std}}{f_{cd}}$$

$$A_s = A'_s = w_{os} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{std}$$

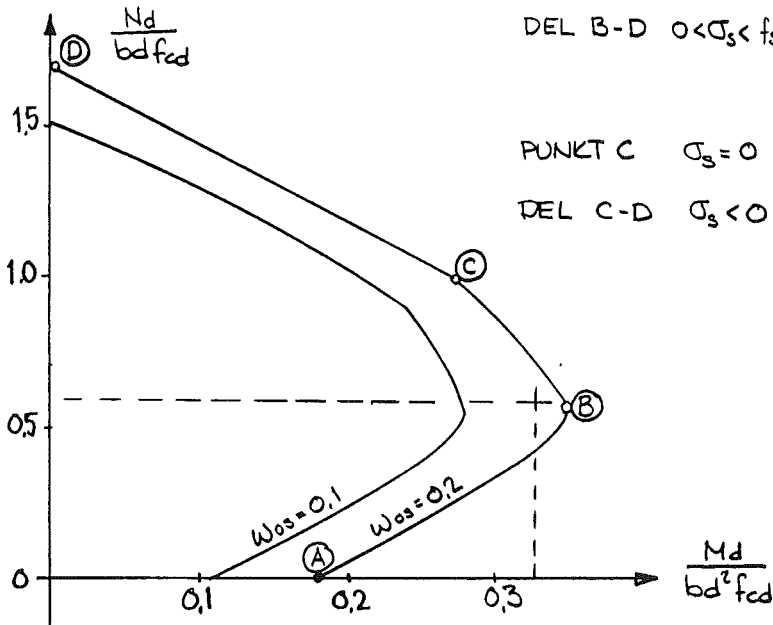
DEL A-B $\sigma_s = f_{st}$: NORMALARMERAD, BÄRFÖRMÅGA PRIMÄRT AV DRAGARMERING.

PUNKT B $\sigma_s = f_{st}$: BALANSERAD ARMERING, BÅDE DRAGARMERING OCH TEGEL ÄR FULLT UTNYTTJADE.

DEL B-D $0 < \sigma_s < f_{st}$: ÖVERARMERAD, BÄRFÖRMÅGA PRIMÄRT AV TEGEL.

PUNKT C $\sigma_s = 0$

DEL C-D $\sigma_s < 0$: "DRAGARMERINGEN" ÄR TRYCKT



EXEMPEL

$$b = 4(0,135 + 0,015) = 0,6 \text{ m} , d = 0,218 \text{ m}$$

$$M_d = 50 \text{ kNm} , N_d = 415 \text{ kN}$$

HÅLLFASTHETSKLASS 60	} $\frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,05}{0,6 \cdot 0,218^2 \left(\frac{11,6}{18 \cdot 1,2}\right)} = 0,33$	} $\Rightarrow w_{os} = 0,16$
MURBEUKSKLASS A		
MURJINGSKLASS I		
Ks 400		
SÄKERHETSKLASS 3		

$$A_s = 0,16 \cdot 0,6 \cdot 0,218 \cdot \frac{11,6}{18} \cdot \frac{15}{390} = 519 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4 \phi 16 \text{ mm.}$$

Fig 3.6 Förklarande exempel över interaktionsdiagram för dubbelarmerat murtvärsnitt.

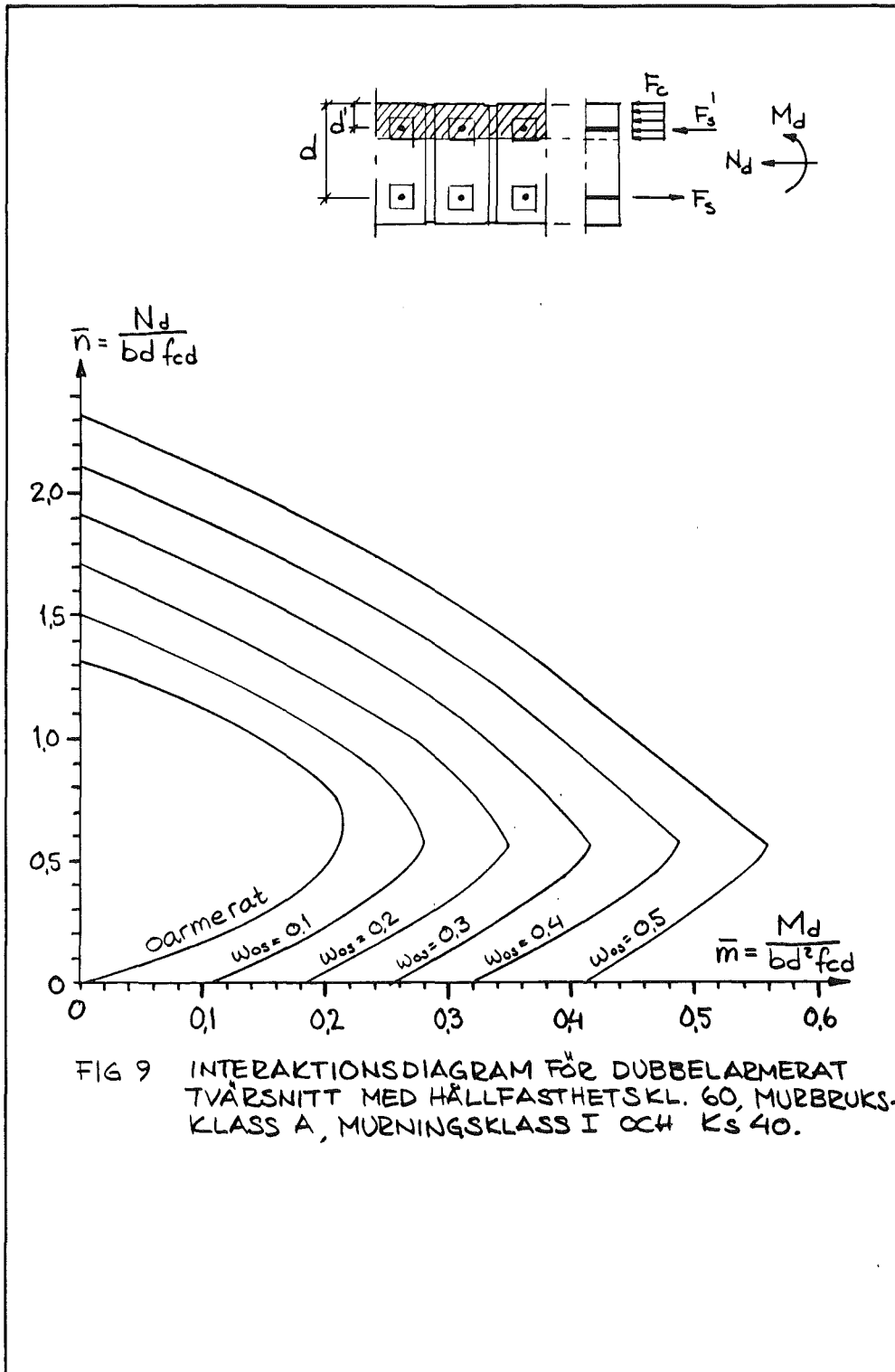


Fig 3.7 Interaktionsdiagram för dubbelarmerat murtvärsnitt.

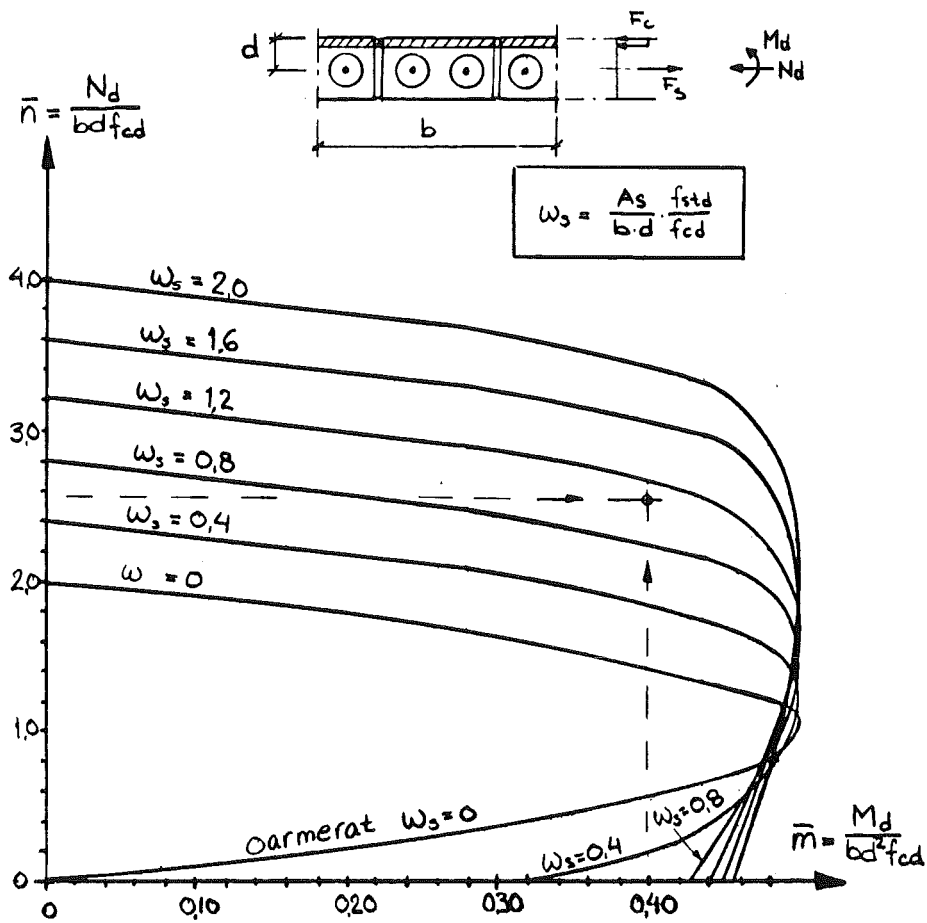


FIG 9. INTERAKTIONSDIAGRAM FÖR CENTRISKT ARMERAT TVÄRSNITT MED HÅLLFASTHETS-KLASS 60, MURBRUKSKL. A, MURNINGSKL. I OCH K_s 40.

EXEMPEL MED OVANSTÅENDE FÖRUTSÄTTNINGAR MED EN DIMENSIONERANDE NORMALKRAFT $N_d = 820$ KN, MOMENT $M_d = 7,7$ kNm OCH SÄKERHETSKLASS 3.

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} &= \frac{7,7 \cdot 10^{-3}}{1,006^2 \left(\frac{11,6}{1,2 \cdot 1,8} \right)} = 0,4 \\ \frac{N_d}{b d f_{cd}} &= \frac{820 \cdot 10^3}{1,006 \cdot \left(\frac{11,6}{1,2 \cdot 1,8} \right)} = 2,55 \end{aligned} \right\} \omega_s = 1,08 \Rightarrow$$

$$\Delta_s = 1,08 \cdot 1 \cdot 0,06 \cdot \frac{11,6}{1,8} \cdot \frac{1,5}{390} =$$

$$= 1606 \text{ mm}^2 \Rightarrow 8 \phi 16 \text{ mm.}$$

Fig 3.8 Interaktionsdiagram för enkelarmerat murtvärsnitt.

4. VERTIKALBELASTADE MURAR.

I kap 4 i MHB, Vertikalbelastade murar, beskrivs hur man beräknar och dimensionerar vertikalbelastade murar. Beräkningsgången är i stort oförändrad från SBN 80.

I figurerna 4.5a-g i MHB finns nomogram som ger olika värden på slankhetstalet β vid olika väggplaceringar, antal våningar, höjd och väggjocklek. Till detta kapitel har jag gjort ett genomräknat exempel, där jag använder mig av dessa nomogram, se fig 4.1 .

EXEMPEL

BÄRFÖRMÅGA FÖR VERTIKALBELASTAD YTTERVÄGG

VERTIKALLAST ENL. EXEMPEL

YTTERVÄGG :	- 120 mm MASSIVTEGEL	} $f_{ck} = 8,0 \text{ MPa}$		
	- HÅLLFASTHETSKLASS 45		} $\gamma_m = 1,8$	
	- MURBRUKSKLASS B			} $\gamma_n = 1,2$
	- MURNINGSKLASS I			
	- SÄKERHETSKLASS 3			

$$N_d \leq R_{nd} = \beta \cdot t \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{8,0}{1,8 \cdot 1,2} = 3,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{2,6}{0,12} = 21,7$$

$$E_u = 4\text{‰}$$

VÄGG FYRA UPPIFRÅN

UR NOMOGRAM ERHÅLLS
 $\beta = 0,43$ FÖR FYRA ELLER FLER VÅN.

$$R_{nd} = 0,43 \cdot 0,12 \cdot 3,70 \cdot 10^3 = 190 \text{ kN/m}$$

$$N_d = 105 \text{ kN/m ENL EXEMPEL}$$

$$\Rightarrow R_{nd} > N_d \quad \underline{\text{OK!}}$$

HUR MÅNGA VÅNINGAR KLARAR 120mm VÄGGEN ?

$$N_d = 1,15 (24,5 + n \cdot 22,5) = 190 = R_{nd} \quad \Rightarrow$$

$$n = 6,25 \dots \text{ VÄGGEN KLARAR 6 VÅNINGARS LAST !}$$

Fig 4.1 Beräkning av vertikalbelastad yttervägg.

5. VINDBELASTADE MURAR.

Vindbelastade murar utgörs främst av skalmurar, massiva murar eller kanalmurar. De kan utföras med eller utan armering, vanligen i form av horisontell liggfogsarmering.

"Oarmerade murverk dimensioneras med utnyttjande av i första hand plattverkan, men även valvverkan kan tillämpas under vissa förutsättningar. Armerade murverk dimensioneras enbart med plattverkan.

Bärförmåga vid plattverkan kan beräknas enligt elasticitetsteori eller brottlinjealogi. Momentkapaciteter beräknas utifrån grundvärden för drag- och tryckhållfasthet.

Elasticitetsteori tillämpas i brottgränstillståndet för fall där sprickfrihet är dimensioneringskrav eller där första spricka innebär kollaps samt i bruksgränstillståndet vid kontroll av deformationer och spricksäkerhet.

Brottlinjealogi används vanligtvis i brottgränstillståndet såväl för oarmerat som armerat murverk. I handboken bestäms vindlastkapaciteten med denna metod för oarmerade murverk med hjälp av diagram för olika upplagsfall och murverkstjocklekar,"/ 2 /

"Beräkningar av vindlastkapaciteten för armerade plattor är starkt förenklade och erhålls ur diagram för oarmerade plattor, multiplicerade med enkla förstöringsfaktorer, enl sambandet $w_{da} = k_a \cdot w_{do}$,"/ 2 /.

När väggarna innehåller öppningar kan man räkna med brottlinjeteorin. " Fogarmeringen får då ej medräknas i sneda brottlinjer. Momentkapaciteten mh sätts därför lika med R_{md} par för oarmerade murverk. Stödmomentkapaciteten m_s får däremot sättas lika R_{md} a för armerat murverk. Momentkapaciteten m_v sätts lika R_{md} tra.

Under förutsättning att

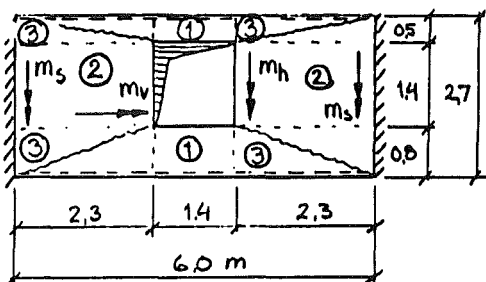
- * öppningsarean uppgår högst till 1/3 av fasadytan
- * ingen öppning placeras närmare rand eller upplag än 1/7 av aktuell spännvidd

kan vindlastkapaciteten w_d beräknas med hjälp av brottlinjealogin. Vindlasten för fönster upptas av regelstommen och belastar därmed inte skalmuren.

Högre vindlastkapaciteter än den som gäller för motsvarande skalmur utan öppningar får ej utnyttjas.

Momentkapacitet i horisontell brottlinje sätts lika med noll."/ 3 /

ARMERADE MURVERK MED ÖPPNINGAR [5:4]



120 mm TEGEL KLASS 35, B-BRUK
MURNINGSKLASS I, ARMERING MED
2 B137 R I VAR 4:e FOG.

$$\begin{aligned} m_h &= 1.60 \text{ kNm/m [tab 5.1]} \\ m_s &= 353 \text{ kNm/m [tab 5.2]} \\ m_v &= 0.44 \text{ kNm/m [tab 5.1]} \end{aligned}$$

FIG 1

EXEMPEL 5.1

SKALMUR MED EN FÖNSTERÖPPNING (FIG 1)

$$\begin{aligned} A_i &= 2 \left[1.60(0.5 + 0.8) + 353 \cdot 2.7 \right] \cdot \frac{1}{2.3} + 0.44 \cdot 4.6 \cdot \left(\frac{1}{0.5} + \frac{1}{0.8} \right) = \\ &= 10.10 + 6.58 = 16.68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \underbrace{1.4(0.5 + 0.8) \cdot \frac{1}{2}}_{\textcircled{1}} + \underbrace{1.4 \cdot 4.6 \cdot \frac{1}{2}}_{\textcircled{2}} + \underbrace{4.6 \cdot 1.3 \cdot \frac{1}{3}}_{\textcircled{3}} = \\ &= 0.91 + 3.22 + 1.99 = 6.12 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

MOTSVARAR VOLYMEN AV DEFORMATIONEN

VINDLASTKAPACITET

$$w_d = \frac{A_i}{B} = \frac{16.68}{6.12} = 2.73 \text{ kN/m}^2$$

DE ÖVRE SNEDA BROTTLINJERNA ÄR FLACKA (LUTNING MINDE ÄN 1:4). VI PROVAR DÄRFÖR OM EN ALTERNATIV BROTT-LINJEFIGUR (FIGUR 2) KAN VARA FARLIGARE

Fig 5.1 a Exempel på vindbelastad, armerad murvägg med fönsteröppning.

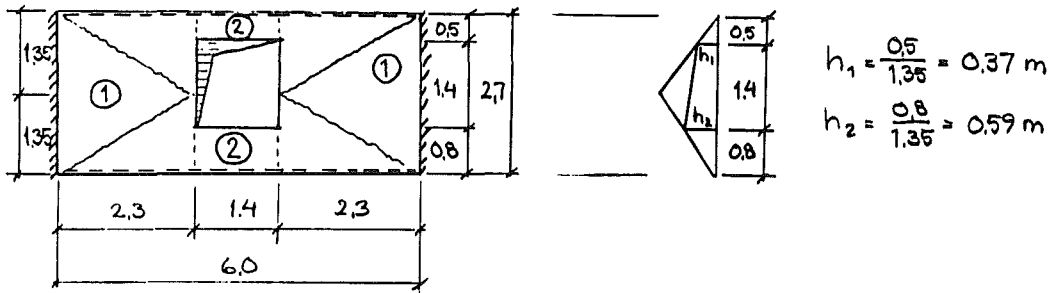


FIG 2

VI ERHÅLLER DÅ

$$A_i = 2(1,60 \cdot 2,7 + 3,53 \cdot 2,7) \cdot \frac{1}{2,3} + 0,44 \cdot 4,6 \left(\frac{1}{1,35} + \frac{1}{1,35} \right) =$$

$$= 12,04 + 3,00 = 15,04$$

$$B = \underbrace{2 \cdot 2,3 \cdot 2,7 \cdot \frac{1}{3}}_{\textcircled{1}} + \underbrace{1,4 \left[(0,8 \cdot 0,59 + 0,5 \cdot 0,37) \cdot \frac{1}{2} \right]}_{\textcircled{2}}$$

$$= 4,14 + 0,56 = 4,60$$

VINDLASTKAPACITET

$$w_d = \frac{15,04}{4,60} = 3,27 \text{ kN/m}^2 > 2,73$$

FÖR MOTSVARANDE VÄGG UTAN ÖPPNING ERHÅLLS

$$w_{d0} = 1,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (FIGUR 5.3d) UPPLAGSFALL U4}$$

$$k_a = 1,36 \text{ (TABELL 5.3b)}$$

$$w_d = 1,36 \cdot 1,7 = 2,3 \text{ kN/m}^2 < 2,73$$

RESULTAT: VINDLASTKAPACITETEN ÄR 2,3 kN/m².

Fig 5.1 b Exempel på vindbelastad, armerad murvägg med fönsteröppning.

EXEMPEL 5.2

SAMMA VÄGG SOM I EXEMPEL 1, MEN UTFÖRD SOM EN UTFACKNINGSVÄGG UTAN BAKOMVÄRANDE REBELSTOMME. I DETTA FALL MÅSTE ALLTSÅ VÄGGEN TA UPP VINDLASTEN MOT FÖNSTRET, OCH YTTRE ARBETET ÖKAS.

SÅLEDES BLIR FÖR BROTTLINJEFIGUR II (FIGUR 2)

$$A_i = 15,04 \text{ kNm} \quad \text{SOM FÖRUT}$$

VI ÄR PÅ SÄKRA SIDAN OCH VI ANTAR ATT FÖNSTRET FÖRSKJUTS KONSTANT 1,0

$$B = 4,60 + 14 \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 6,56 \text{ m}^3$$

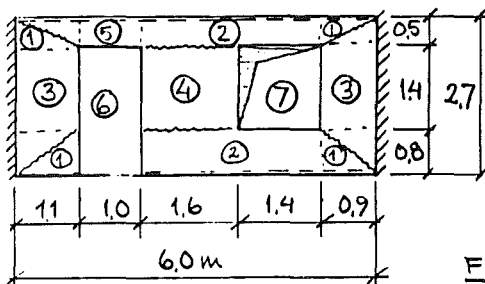
$$w_d = \frac{15,04}{6,56} = 2,29 \text{ kN/m}^2$$

RESULTAT: VINDLASTKAPACITETEN ÄR 2,29 kN/m²

Fig 5.2 Exempel på vindbelastad, armerad murvägg med öppning

EXEMPEL 5.3

SKALMUR MED DÖRR OCH FÖNSTER ENLIGT FIGUR 3. LÄSTERNA PÅ dessa ÖPPNINGAR FÖRUTSÄTTAS TAS UPP AV RESELSTOMMEN. I ÖVRIGT SAMMA MATERIALFÖRUTSÄTTNINGAR SOM I EXEMPEL 5.1



FIGUR 3

$$A_i = [1,60(0,5+0,8) + 3,53 \cdot 2,7] \left(\frac{1}{1,1} + \frac{1}{0,9} \right) + 0,44(1,1+0,9) \cdot \left(\frac{1}{0,5} + \frac{1}{0,8} \right) = 23,45 + 2,86 = 26,31 \text{ kNm}$$

$$B = \underbrace{(1,1+0,9)(0,8+0,5) \cdot \frac{1}{3}}_{\textcircled{1}} + \left[\underbrace{3(0,8+0,5)}_{\textcircled{2}} + \underbrace{1,4(1,1+0,9)}_{\textcircled{3}} \right] \cdot \frac{1}{2} + \underbrace{1,6 \cdot 1,4 \cdot \frac{1}{2}}_{\textcircled{4}} + \underbrace{1,0 \cdot 0,5 \cdot \frac{1}{2}}_{\textcircled{5}} = 0,87 + 3,35 + 2,24 + 0,25 = 6,71 \text{ m}^3$$

$$w_d = \frac{26,31}{6,71} = 3,92 \text{ kN/m}^2 > 2,3$$

RESULTAT: VINDLASTKAPACITETEN ÄR 2,3 kN/m²

Fig 5.3 Vindbelastad, armerad murvägg med fönster och dörröppning

EXEMPEL 5.4

SAMMA SOM EXEMPEL 5.3, MEN MUREN SKALL TA UPP VINDLASTEN PÅ DÖRR OCH FÖNSTER UTAN HJÄLP AV REGELSTOMMEN.

DÅ ERHÅLLES

$$A_i = 26,31 \text{ kNm} \quad \text{SOM FÖRUT}$$

$$B = 6,71 + \frac{10 \cdot 1,4 \cdot 1,0}{6} + \frac{10 \cdot 0,8 \cdot 0,5}{7} + \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,0}{7} =$$

$$= 6,71 + 1,80 + 1,96 = 10,47 \text{ m}^3$$

$$w_d = \frac{26,31}{10,47} = 2,51 \text{ kN/m}^2 > 2,3$$

RESULTAT: VINDLASTKAPACITETEN ÄR 2,3 kN/m².

Fig 5.4 Vindbelastad, armerad murvägg med fönster och dörröppning

JÄMFÖRELSE MED OARMERAT MURVERK

EXEMPEL 5.5

SAMMA VÄGG SOM I EX 5.1, MEN UTAN ARMERING

BROTTLINJEFIGUR 1

$$A_i = 2 \left[1,60 (0,5 + 0,8) + 1,60 \cdot 2,7 \right] \cdot \frac{1}{2,3} + 0,44 \cdot 4,6 \left(\frac{1}{0,5} + \frac{1}{0,8} \right) =$$

$$= 5,56 + 6,58 = 12,14 \text{ kNm}$$

$$B = 6,12 \text{ m}^3$$

VINDLASTKAPACITET

$$w_d = \frac{12,14}{6,12} = 1,98 \text{ kN/m}^2$$

FÖR MOTSVARANDE VÄGG UTAN ÖPPNING ERHÅLLS

$$w_{d0} = 1,7 \text{ kN/m}^2 \text{ [FIG 5.3d] UPPLAGSFALL U4.}$$

PRÖVA BROTTLINJEFIGUR 2

$$A_i = 2 \left[1,60 \cdot 2,7 + 1,60 \cdot 2,7 \right] \cdot \frac{1}{2,3} + 0,44 \cdot 4,6 \cdot \left(\frac{1}{1,35} + \frac{1}{1,35} \right) =$$

$$= 7,51 + 3,00 = 10,51 \text{ kN/m}^2$$

$$B = 4,60 \text{ m}^3$$

VINDLASTKAPACITET

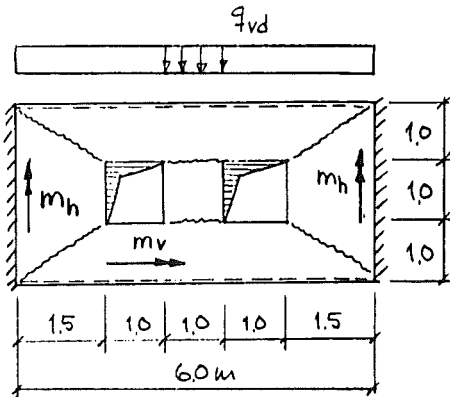
$$w_d = \frac{10,51}{4,60} = 2,28 \text{ kN/m}^2 > 1,7$$

RESULTAT: VINDLASTKAPACITETEN FÖR OARMERAD MUR
ÄR 1,7 kN/m²

Fig 5.5 Jämförelse med oarmerad, vindbelastad murvägg.

OARMERADE MURVERK MED ÖPPNINGAR

EXEMPEL 5.6



120 mm SKALMUR I TEGEL
HÅLLF.KLASS: 25-60
MURBRUKSKLASS: A-B
UTFÖRANDE I
SÄK.KLASS 2

$$q_{vd} = 12 \text{ kN/m}$$

BERÄKNA VINDLASTKAPACITETEN UTAN OCH MED VERTIKALLAST!

MOMENTKAPACITETER

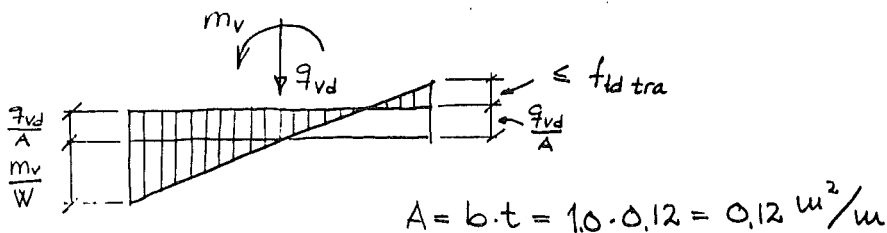
$$m_h = R_{md\ par} = 1,60 \text{ kNm/m} \quad [\text{tab 5.1}]$$

UTAN VERTIKALLAST

$$m_{iv} = R_{md\ tra} = 0,44 \text{ kNm/m} \quad [\text{tab 5.1}]$$

MED VERTIKALLAST

$$m_v = R_{md\ tra} = \left(f_{td\ tra} + \frac{q_{vd}}{A} \right) \cdot W = 0,44 + \frac{q_{vd}}{A} \cdot W$$

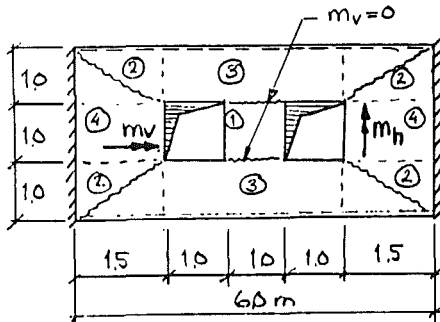


$$W = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 0,12^2}{6} = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_v = 0,44 + \frac{12}{0,12} \cdot 2,4 \cdot 10^{-3} = 0,68 \text{ kNm/m}$$

Fig 5.6 Vindbelastad, oarmerad murvägg med fönsteröppning.

BERÄKNING MED BROTTLINJEANALOGI



VINDLAST PÅ FÖNSTER
BÅRS AV BAKOMLIGGANDE
REGELSTOMME

MED VERTIKALLAST

$$A_i = 4 \cdot 1.5 \cdot 0.68 + \left(4 \cdot 1.0 \cdot \frac{1}{1.5} + 2 \cdot 3.0 \cdot \frac{1}{1.5} \right) \cdot 1.60 =$$

$$= 4.08 + 10.67 = 14.75 \text{ kNm}$$

$$B = \underbrace{1.0 \cdot 1.0 \cdot 1}_{①} + \underbrace{(1.0 + 1.0 \cdot (1.5 + 1.5)) \cdot 1.0 \cdot \frac{1}{3}}_{②} + \underbrace{2 \cdot 3.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{1}{2}}_{③} +$$

$$+ \underbrace{2 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot \frac{1}{2}}_{④} = 1.0 + 2.0 + 3.0 + 1.5 = 7.5 \text{ m}^3$$

$$w_d = \frac{14.75}{7.5} = 1.97 \text{ kN/m}^2$$

UTAN VERTIKALLAST

$$A_i = 4 \cdot 1.5 \cdot 0.44 + \left(4 \cdot 1.0 \cdot \frac{1}{1.5} + 2 \cdot 3.0 \cdot \frac{1}{1.5} \right) \cdot 1.60 =$$

$$= 2.64 + 10.67 = 13.31 \text{ kNm}$$

$$B = 7.5 \text{ m}^3 \quad \text{SOM TIDIGARE}$$

$$w_d = \frac{13.31}{7.5} = 1.77 \text{ kN/m}^2$$

FÖR MOTSVARANDE VÄGG UTAN ÖPPNING ERHÅLLS

$$w_{d0} = 1.63 \text{ kN/m}^2 < 1.77 \quad [\text{FIGUR 6.3d}] \text{ UPPLAGSFALL 4}$$

Fig 5.7 Vindbelastad, oarmerad murvägg med fönsteröppningar.

EXEMPEL 5.7

SAMMA VÄGG SOM I EX 5.6, MEN UTFÖRD SOM UTFACKNINGSVÄGG UTAN BAKOMLIGGANDE REGELSTOMME.

MED VERTIKALLAST

$$A_i = 14,75 \text{ kNm} \quad \text{SOM TIDIGARE}$$

$$B = 7,5 + 2 \cdot 10 \cdot 10 = 9,5 \text{ m}^3$$

$$w_d = \frac{14,75}{9,5} = 1,55 \text{ kN/m}^2$$

UTAN VERTIKALLAST

$$A_i = 13,31 \text{ kNm} \quad \text{SOM TIDIGARE}$$

$$B = 9,5 \text{ m}^3$$

$$w_d = \frac{13,31}{9,5} = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

RESULTAT : VIDLASTKAPACITET

$$\text{MED VERTIKALLAST : } 1,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{UTAN VERTIKALLAST : } 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{UTAN ÖPPNINGAR : } 1,63 \text{ kN/m}^2$$

Fig 5.8 Vindbelastad, oarmerad murvägg med fönsteröppning.

6. STABILISERANDE MURAR

Tekniken att stabilisera med väggskivor är idag utbredd. För betongväggar är skivverkan en beprövad teknik, som även kan utnyttjas för murverk.

"I väggskivor utnyttjas murverkets goda förmåga att uppta horisontella krafter i sitt eget plan. Ett murverk kan desutom uppfylla andra bärande funktioner som krav på klimatskydd, brandskydd, ljudisolering, bullerdämpning och estetisk utformning. Såväl gavel- som långsidor och tvärväggar kan utnyttjas som väggskivor"/ 4 /

Den stjälpande verkan kommer främst från vindlast och som stabiliserande verkan utnyttjas egentygder, permanenta vertikallaster och sådana vertikallaster som är direkt kopplade till stjälpande horisontallaster.

Man kan antingen betrakta väggen som en balk eller en skiva, beroende av faktorn h/l .

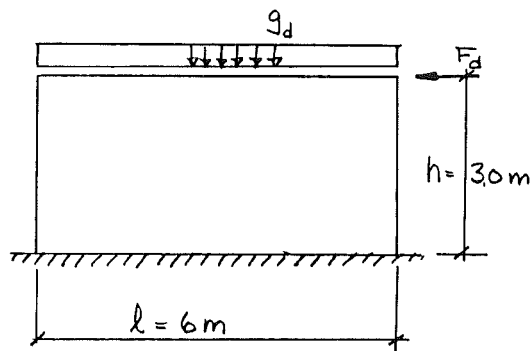
Jag har till kap 6 i MHB tagit fram ett genomräknat exempel (fig 6.1) där jag försöker klargöra de vanligaste problemen man ställs inför när man använder en murvägg för stabilisering. I exemplet blir man tvungen att förankra väggen, som beräknas med skivverkan.

Man förskjuter det resulterande momentets position till förankringsarmeringen, vilket ger

$$M_{ds} = M_d + G_d (d - l/2).$$

Dragarmeringen A_s beräknas ur: $A_s = A_{sI} - A_{sG}$, där A_{sI} är armeringsandelen pga M_{ds} ($A_{sI} = M_{ds}/(z \cdot f_{std})$) och A_{sG} är armeringsandelen pga egentygden G_d ($A_{sG} = G_d/f_{std}$).

EXEMPEL PÅ STABILISERANDE MURAR



MURVERKET OVAN INGÅR SOM DEL I EN GAVELVÄGG I EN MINDRE INDUSTRIBYGGNAD.

VINDLASTEN MOT LÅNGFASADEN FÖRS NED TILL GRUND OCH UPP TILL EN STYV TAKSKIVA VÄRIFRÅN LASTEN VIA GAVELVÄGG FÖRS NER TILL GRUNDKONSTRUKTIONEN.

TAKKONSTRUKTIONEN SPÄNNER ÖVER HELA LOKALBREDDEN OCH GER DÄRFÖR INTE NÅGOT TILLSKOTT TILL VERTIKAL LASTEN PÅ MURVERKET.

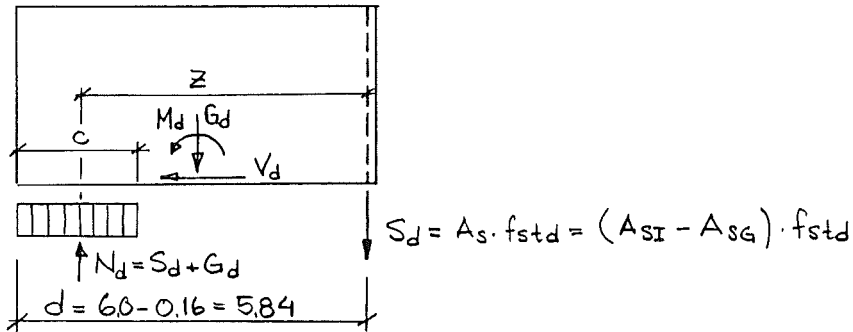
UPPGIFTEN ÄR ATT KONTROLLERA VÄGGSKIVAN MHT LASTEFFEKTEN F_d SAMT ATT ÄVEN KONTROLLERA OM SKIVANS EGENTYNGD ÄR TILLRÄCKLIG FÖR ATT STABILITETSVILLKORET SKALL VARA UPPFYLLT ELLER OM FÖRANKRING ERFODRAS.

1/2 - STENSTEGELMUR	}	$S(\text{TEGEL}) = 16 \text{ kN/m}^2$
HÅLLFASTHETSKLASS: 25		$f_{yk} = 390 \text{ MPa}$
MURVERKSKLASS : B		$f_{ek} = 6,0 \text{ MPa}$
MUENINGSKLASS : I		$\gamma_m = 1,8 \text{ (MURVERK)}$
SÄKERHETSKLASS : 3		$\gamma_m = 1,5 \text{ (STÅL)}$
STÅLKVALITET : Ks 40		$\gamma_n = 1,2$

HORIZONTELL KRAFT $F_d = 40 \text{ kN}$

$$f_{std} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{390}{1,5 \cdot 1,2} = 216,7 \text{ MPa}; f_{cd} = \frac{6,0}{1,2 \cdot 1,2} = 2,78 \text{ MPa}$$

Fig 6.1 a Exempel på stabiliserande mur.



FÖRANKRINGSKRAFT: S_d

$$M_{ds} \leq R_{md} = f_{std} \cdot A_s \cdot z$$

$$M_{ds} = M_d + G_d \left(d - \frac{l}{2} \right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 40 \cdot 30 + 29.4 \left(58.4 - \frac{6}{2} \right) = 203.5 \text{ kNm}$$

$$z = \left(0.65 + 0.1 \cdot \frac{h}{l} \right) \cdot d \leq 0.85d \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \left(0.65 + 0.1 \cdot \frac{3}{6} \right) = 0.7d = 0.7 \cdot 58.4$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} A_{sI} = \frac{203.5 \cdot 10^{-3}}{216.7 (0.7 \cdot 58.4)} = 230 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$A_{sG} = \frac{G_d}{f_{std}} = \frac{29.4 \cdot 10^3}{216.7} = 136 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$A_s = (230 - 136) \cdot 10^6 = 94 \cdot 10^6 \text{ m}^2 \Rightarrow (\phi 12 \text{ mm})$$

$$\text{NYTT } A_s = \left(\frac{12}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_d = 216.7 \cdot 113 \cdot 10^{-6} = 0.0245 \text{ MN}$$

KONTROLL AV TRYCKPÅKÄNNINGEN σ :

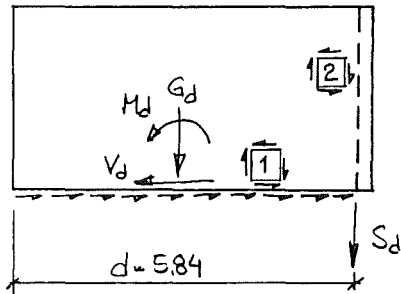
$$\sigma = \frac{M_{ds}}{z \cdot t \cdot c}$$

$$c = 2(d - z) = 2(58.4 - 0.7 \cdot 58.4) = 3.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{203.5 \cdot 10^{-3}}{0.7 \cdot 58.4 \cdot 0.12 \cdot 3.5} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 2.78 > 0.12 = \sigma \quad \underline{\text{OK!}}$$

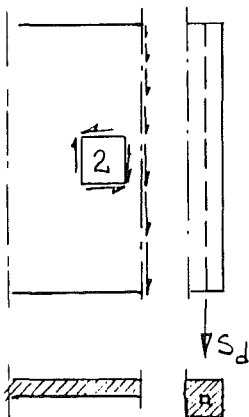
Fig 6.1 c Exempel på stabiliserande mur.

KONTROLL AV SKJUVNING:HORIZONTELL SKJUVNING: (1)

$$\begin{aligned}
 f_{vk \text{ par}} &= 0.15 + 0.5 \frac{N_d}{d \cdot t} = 0.15 + 0.5 \cdot \frac{(24.5 + 29.4) \cdot 10^{-3}}{5.84 \cdot 0.12} = \\
 &= 0.189 \text{ MPa} \\
 f_{vk \text{ tra}} &= 0.33 \text{ MPa}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} f_{vk \text{ par}} \\ f_{vk \text{ tra}} \end{aligned}} \right\} \begin{aligned} f_{vk} &= 0.189 \text{ MPa} \\ &\text{BLIR AVGÖRANDE!} \end{aligned}$$

$$R_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot d \cdot t = \frac{0.189 \cdot 10^3}{1.8 \cdot 1.2} \cdot 5.84 \cdot 0.12 = \underline{61.3 \text{ kN}}$$

$$V_d = 40 < 61.3 = R_{vd} \quad \underline{\text{OK!}}$$

VERTIKAL SKJUVNING (2)

$$\begin{aligned}
 f_{vk \text{ par}} &= 0.15 + 0.5 \cdot \frac{(24.5 + 29.4) \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 5.85 \cdot 0.12} = \\
 &= 0.169 \text{ MPa} \\
 f_{vk \text{ tra}} &= 0.33 \text{ MPa}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} f_{vk \text{ par}} \\ f_{vk \text{ tra}} \end{aligned}} \right\} \begin{aligned} f_{vk} &= 0.169 \text{ MPa} \\ &\text{BLIR AVGÖRANDE} \end{aligned}$$

$$R_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot h \cdot t = \frac{0.169 \cdot 10^3}{1.8 \cdot 1.2} \cdot 3.0 \cdot 0.12 = 28 \text{ kN}$$

$$S_d = 24.5 < 28 = R_{vd} \quad \underline{\text{OK!}}$$

Fig 6.1 d Exempel på stabiliserande mur.

7. VALV, BALKAR OCH SKIVOR

Överbyggnader över murverksöppningar kan utföras som oarmerade raka valv (fig 7.1a) eller som bågformiga valv (fig 7.1b), som armerade murverksbalkar (fig 7.1c) eller murverksskivor (fig 7.1d).

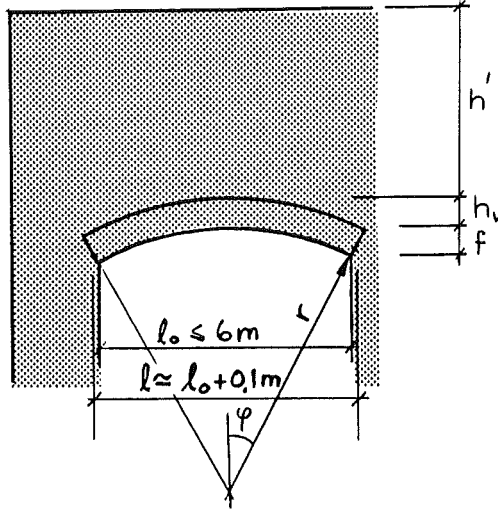
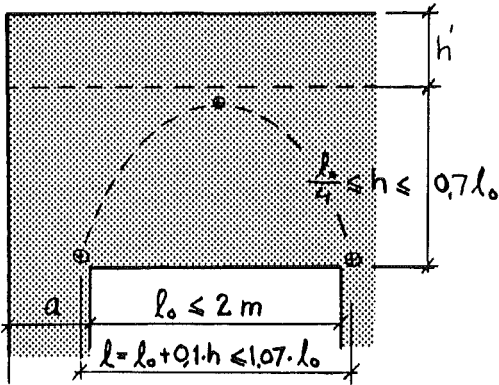


Fig 7.1 a Rakt valv.

Fig 7.1 b Bågformigt valv.

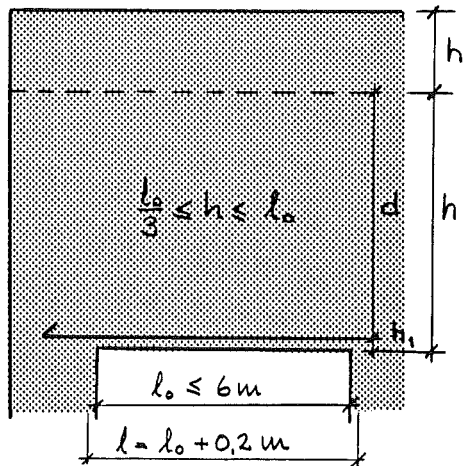
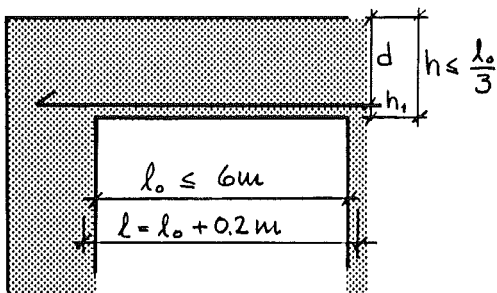


Fig 7.1 c Armerad balk.

Fig 7.1 d Skiva.

7.1 Oarmerade raka valv

För att få utnyttja valvverkan måste övermurningshöjden vara minst $1/4$ av det fria öppningsmåttet l_0 . Annars dimensioneras överbyggnaden som en armerad väggbalk.

Valvverkan får ej utnyttjas om l_0 är större än två meter, se fig 7.2 .

"Det oarmerade, raka valvet fungerar för lägre belastningar som en mycket styv balk med små nedböjningar där valvet med höjden h och dess överbyggnad h' samverkar. Denna samverkan upphör när en horisontell spricka uppstår i bjälklagsnivå pga skjuvspänningar där brottgränsen uppnåtts.

Valvet verkar nu som en fortfarande styv balk och efter uppsprickningen av stödsnitt som fritt upplagd balk. "/ 5 /

När uppsprickningen skett i fältmitt roterar valvdellarna något i förhållande till varandra. Överbyggnaden övergår till att fungera som en treledsbåge ifall horisontalkrafterna kan tas upp av upplag och upplagspelare.

Följande brottrisker måste kontrolleras (se förklarande figur i fig 7.3)

Brott i valvet

- * Krossbrott i murverkets tryckzoner i mitt och vid upplag (**Villkor 1**)

$$H_d \leq R_{hd} = 0.15 \cdot t \cdot h \cdot f_{cd}$$

- * Skjuvbrott i valvets liggfogar utefter halva fria öppningsmåttet (**Villkor 2**)

$$H_d \leq R_{hd} = 0.5 \cdot t \cdot l_0 \cdot f_{vd} \text{ par}$$

Brott i upplag och ytterpelare

- * Skjuvbrott i upplagspelarens liggfogar (**Villkor 3**)

$$H_d \leq R_{hd} = a \cdot t \cdot f_{vd} \text{ par}$$

- * Stjälpning av upplagspelaren (**Villkor 4**)

$$M_0 \geq H_d \cdot c$$

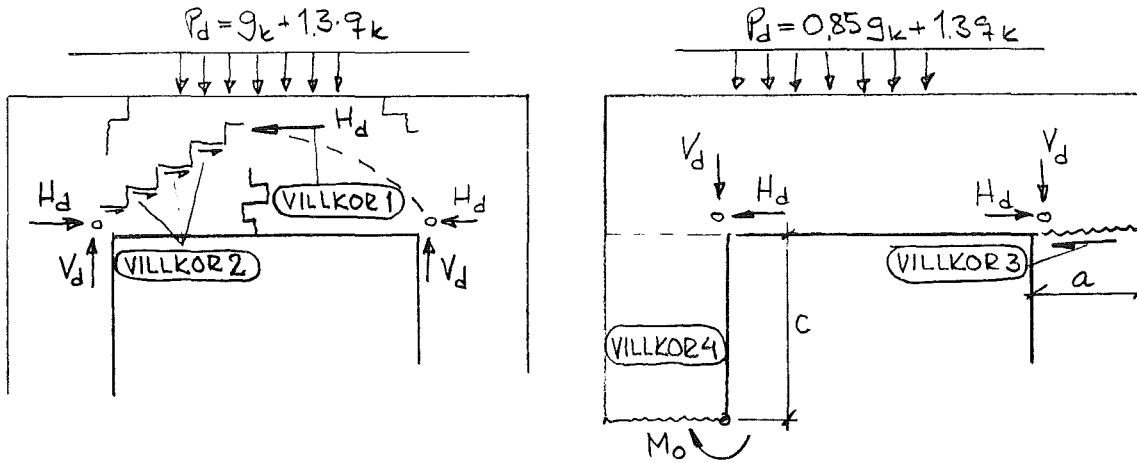


Fig 7.3 Skiss över oarmerat rakt valv

Vid närmare studier visar det sig att villkor 1 aldrig blir dimensionerande och att obelastade raka valv i t ex skalmurar alltid klarar egyptyngden av ovanliggande murverk.

Jag har tagit fram ett dimensioneringsdiagram (fig 7.4) för belastade raka valv, där man får ut momentkapaciteten från villkor 2 och 3 genom att gå in med öppningsmättet l_0 . Observera att man måste kontrollera stjälpnig av upplagspelaren enl villkor 4.

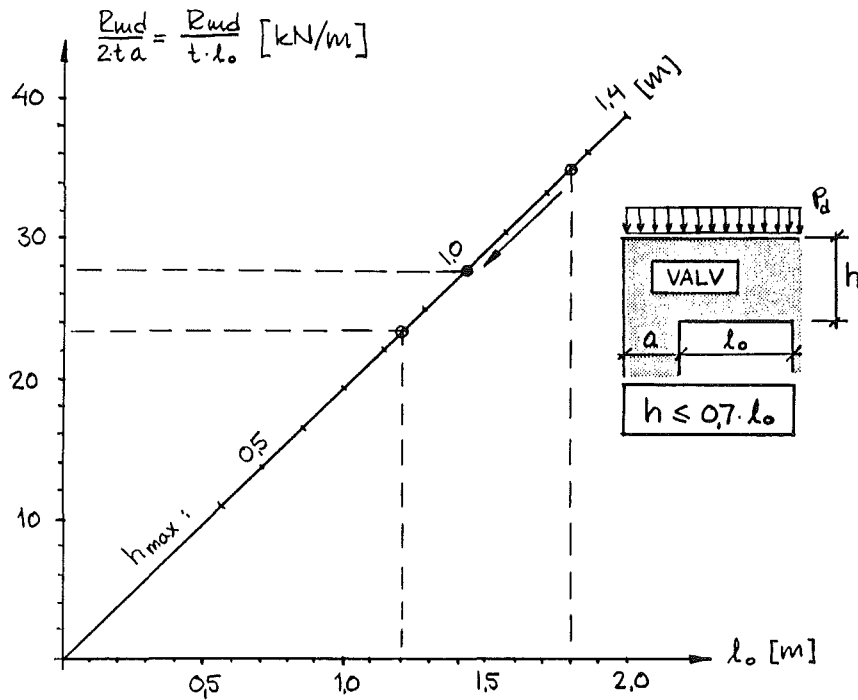


FIG 9.5 MOMENTKAPACITET FÖR VALV I MURNINGSKLASS I OCH SÄKERHETEN 3. $f_{wd\ par} = 0.069 \text{ MPa}$

EXEMPEL TA BEDA PÅ MOMENTKAPACITETERNA FÖR TVÅ VALV MED TJOCKLEKEN $t=120 \text{ mm}$, HÖJD $h=10 \text{ m}$ OCH ÖPPNINGSMÅTT 1,2 RESP. 1,8 m. YTTERPELARENS MÅTT $a=0,5 \text{ m}$.

FIG 9.5 GER MED $l_o = 1,2 \text{ m}$: MEDVERKANDE HÖJD 0,84 m OCH

$$\frac{R_{md}}{2ta} = \frac{R_{md}}{t \cdot l_o} = 23,7 \Rightarrow R_{md} = \begin{cases} 23,7 \cdot 2 \cdot t \cdot a = 23,7 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 0,5 = 2,84 \\ 23,7 \cdot t \cdot l_o = 23,7 \cdot 0,12 \cdot 1,2 = 3,41 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \underline{R_{md} = 2,84 \text{ kNm}}$$

MED $l_o = 1,8 \text{ m}$: MEDVERKANDE HÖJD 1,0 m OCH

$$\frac{R_{md}}{2ta} = \frac{R_{md}}{t \cdot l_o} = 27,6 \Rightarrow R_{md} = \begin{cases} 27,6 \cdot 2 \cdot t \cdot a = 27,6 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 0,5 = 3,31 \\ 27,6 \cdot t \cdot l_o = 27,6 \cdot 0,12 \cdot 1,8 = 5,96 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \underline{R_{md} = 3,31 \text{ kNm}}$$

Fig 7.4 Diagram över momentkapacitet för valv.

7.2 Bågformiga valv

"Förenklat betraktas valvet som en treledsbåge med kraftresultanten i hjässa och anfang placerad i kärngränsen, dvs med triangulärt fördelad tryckpåkänning över tvärsnittet,"/ 6 /. Se fig 7.5 .

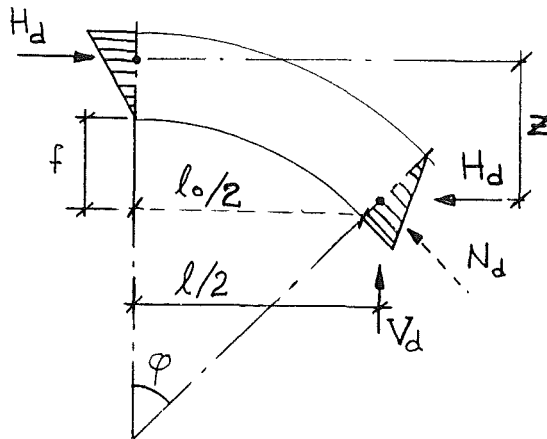


Fig 7.5 Bågförmigt valv.

I motsats till raka valv så blir krossbrott i tryckzonen intressant vid bågformiga valv.

Villkor 1a Krossbrott pga normalkraft i hjässa

$$* \quad H_d \leq R_{hd} = 0.5 \cdot t \cdot h' / \beta \cdot f_{cd}$$

Villkor 1b Krossbrott pga normalkraft i anfang

$$* \quad N_d \leq R_{nd} = 0.5 \cdot t \cdot h' / \beta \cdot f_{cd}$$

$$* \quad H_d \leq R_{hd} = R_{nd} \cdot \cos \varphi$$

där β är en reduktionsfaktor som är beroende av slankhet, excentricitet, brottstukning, styvhet mm. I kap 9 i MHB anges hur man får ut β .

Villkor 2 för raka valv, utgår för bågformiga valv.

Villkor 3 och 4 behandlas på samma sätt som för raka valv, se kap 7.1 .

Till detta kapitel har jag tagit fram diagram över bärförmågan hos belastade bågformiga valv i fig 7.6 .

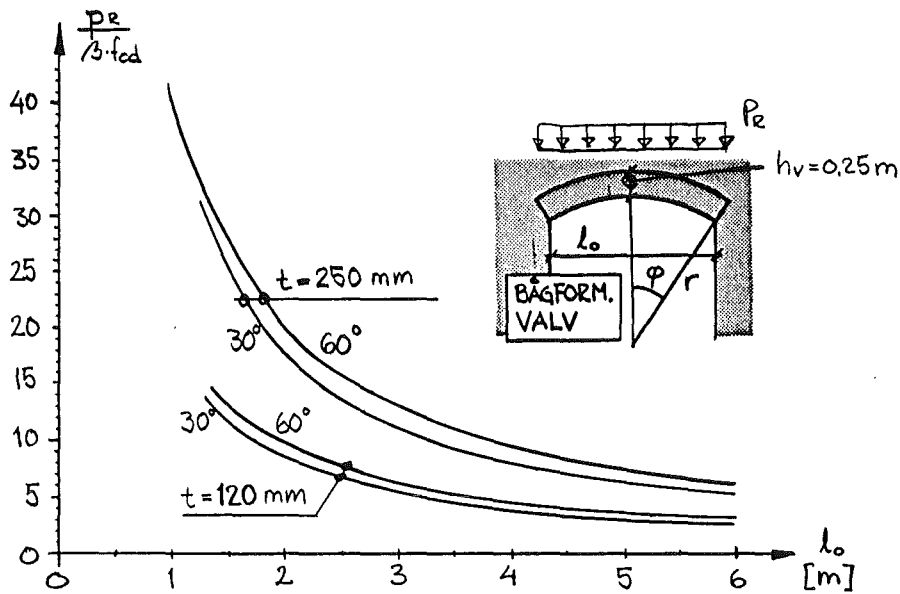


FIG 9.9 BÄRFÖRMÅGA FÖR BÄGFORMIGT VALV, JÄMT UTBREDD LAST P_R I KN/m.

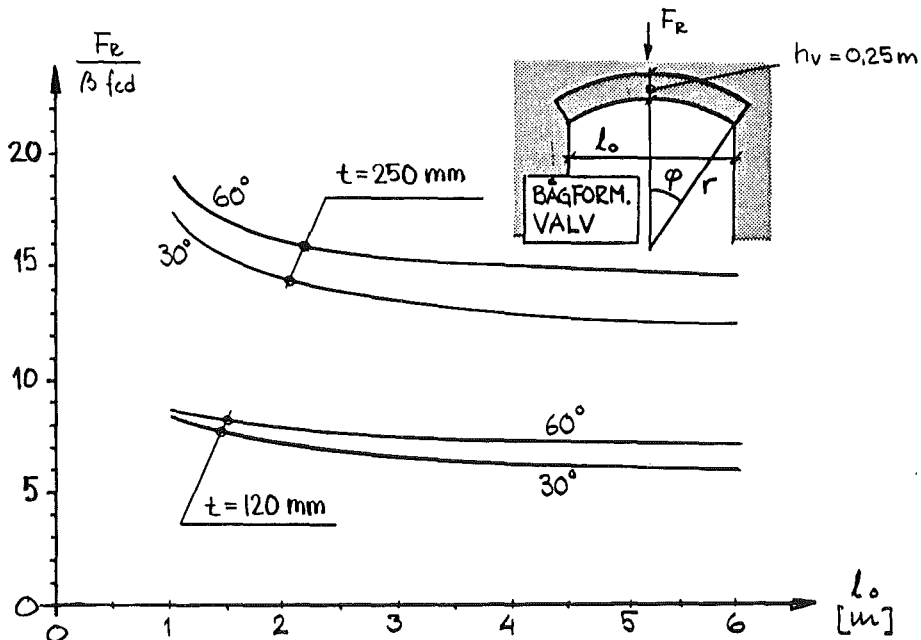


FIG 9.10 BÄRFÖRMÅGA FÖR BÄGFORMIGT VALV, CENTRISK PUNKTLAST F_R I KN.

Fig 7.6 Diagram över bärförmågan hos bågformiga valv.

Bågvalv i obelastade skalmurar med ett rullskift, klarar för det mesta en murverksöppning på 5.4 m enl fig 7.7

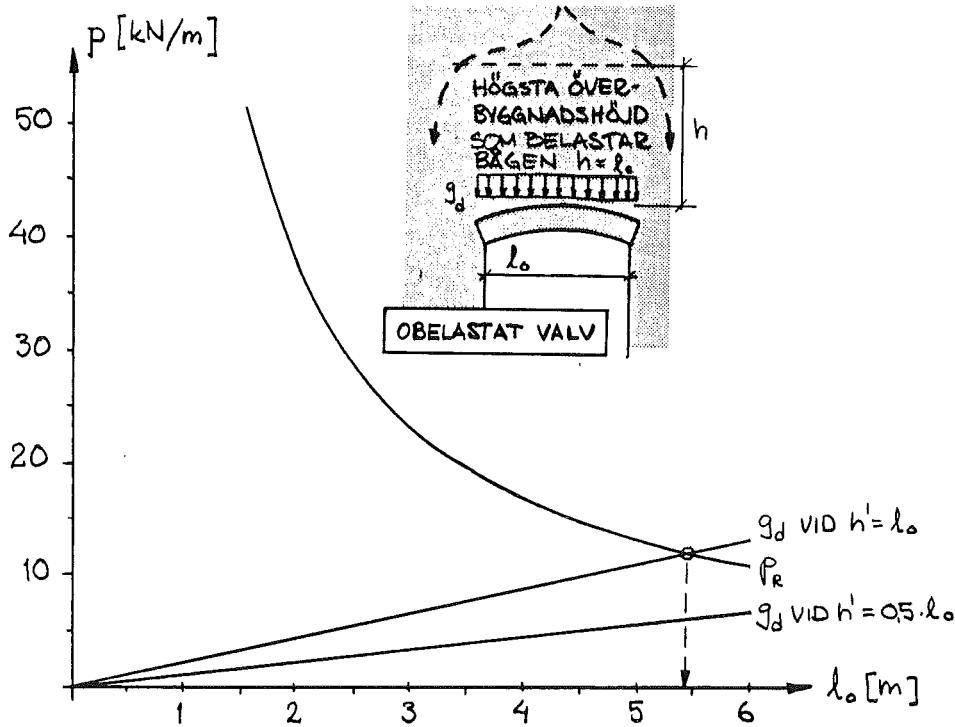


FIG 9. JÄMFÖRELSE MELLAN LASTEFFEKT g_d OCH BÄRFÖRMÅGA P_R . VID $l_0 \leq 5,4$ m BEGRÄNSAS EJ ÖVERBYGGNADSHÖJDEN ÖVER BÅGVALV MED $t = 0,12$, $\varphi = 30^\circ$, $h_v = 0,25$ m OCH $g = 16$ kN/m³

BÄRFÖRMÅGA:

EKV (9.) GER MED ANGIVNA VÄRDEN OCH

$$\text{MED } f_{cd} = \frac{71}{15 \cdot 1,1} = 4,30 \text{ MPa}$$

$$P_R = \frac{59,9 l_0 + 42,2}{(l_0 + 0,1)^2}$$

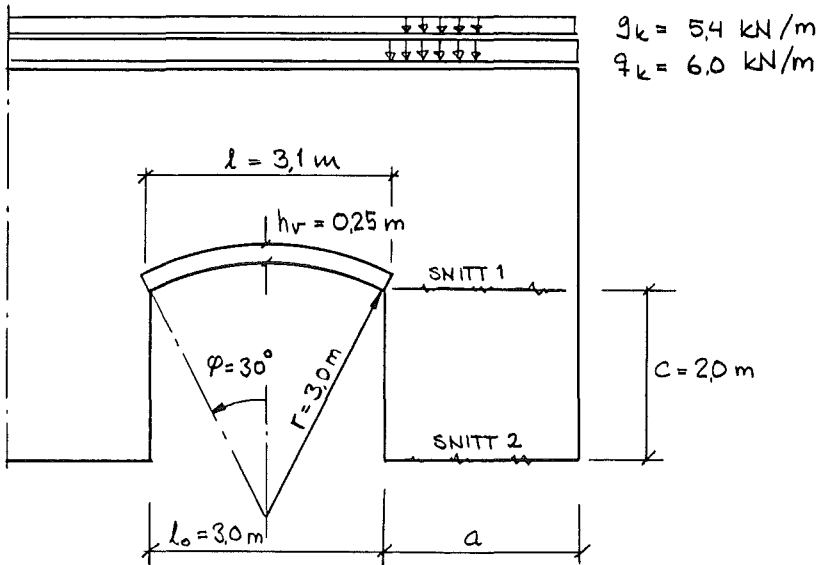
LASTEFFECT:

$$\text{EKV (9.) } g_d = 1,15 \cdot 0,12 \cdot l_0 \cdot 16 = 2,21 l_0$$

Fig 7.7 Jämförelse mellan bärförmåga och lasteffekt.

För att ytterligare underlätta dimensioneringsarbetet har jag tagit fram ett genomräknat exempel (fig 7.8)

EXEMPEL BÅGFORMIGT VALV (BELASTAT)



VALV AV RULLSKIFFT I 1/2-STENS MUR AV TEGEL

- | | | |
|---------------------|----|---|
| - MÅNGHÅLSTEGEL | | } f _{ck} = 7.1 MPa |
| - HÅLLFASTHETSKLASS | 35 | |
| - MUBRUKSKLASS | B | |
| - MURNINGSKLASS | I | |
| - SÅKERHETSKLASS | 3 | |
| | | f _{tk tra} = 0.3 MPa |
| | | γ _m = 1.8 ; γ _n = 1.2 |

$$f_{cd} = \frac{7.1}{1.2 \cdot 1.8} = 3.29 \text{ MPa}$$

$$f_{td tra} = \frac{0.3}{1.2 \cdot 1.8} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$f_{vk par} = 0.15 + 0.5 \sigma_n \leq 0.6 \text{ MPa}$$

KONTROLL AV BÄRFÖRMÅGA (VILLKOR 1b)

$$\left. \begin{array}{l} E_u = 0.004 \\ l_0/t = 3.0/0.12 = 25 \\ e/t \leq 1/6 \end{array} \right\} \text{ GER } \beta = 1.0 \text{ ENL } 9.53$$

Fig 7.8 a Exempel över bågformigt valv.

FIG 9.9 GER $\frac{P_R}{\beta \cdot f_{cd}} \approx 5,5 \Rightarrow$

$$\left. \begin{aligned} P_R &= 5,5 \cdot \beta \cdot f_{cd} = 5,5 \cdot 1,0 \cdot 3,29 = 18 \text{ kN/m} \\ P_d &= 1,0 \cdot 5,4 + 1,3 \cdot 6 = 13,2 \text{ kN/m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} P_R > P_d \\ \underline{\text{OK!}} \end{array}$$

KONTROLL AV SKJUVNING I UPPLAGSPELAREN (VILLKOR 3)

1. LINJELASTEN P_1

$$P_1 = 0,85 \cdot 5,4 + 1,3 \cdot 6 = 12,39 \text{ kN/m}$$

$$V_d = \frac{12,39 \cdot 3,1}{2} = 19,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{hd} &= \frac{1}{\gamma_m \cdot \gamma_n} (0,15 a \cdot t + 0,5 V_d + 0,5 a \cdot P_1) = \\ &= \frac{1}{1,8 \cdot 1,2} (0,15 a \cdot 0,12 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 19,2 + 0,5 a \cdot 12,39) = \\ &= 4,44 + 11,2 a \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$H_d = \frac{P_1 \cdot l^2}{8} \cdot \frac{1}{Z}$$

$$\begin{aligned} Z &= r(1 - \cos \varphi) + \frac{hr}{3}(2 - \cos \varphi) = 3(1 - \cos(30)) + \frac{0,25}{3}(2 - \cos(30)) = \\ &\approx 0,50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_d = \frac{12,39 \cdot 3,1^2}{8} \cdot \frac{1}{0,5} = 29,8 \text{ kN}$$

MED P_1 BLIR ERFODERLIG BREDD PÅ UPPLAGSPELAREN ENL VILLKOR 3 $H_d \leq R_{hd}$:

$$29,8 \leq 4,44 + 11,2 \cdot a \Rightarrow a \geq 2,26 \text{ m}$$

Fig 7.8 b Exempel över bågformigt valv.

2. LINJELASTEN P_d

$$q_d = 10 \cdot 0,4 + 1,3 \cdot 6,0 = 13,2 \text{ kN/m}$$

$$V_d = \frac{13,2 \cdot 3,1}{2} = 20,46$$

$$R_{hd} = \frac{1}{1,8 \cdot 1,2} (0,15 \cdot a \cdot 0,12 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 20,46 + 0,5 \cdot a \cdot 13,2)$$

$$= 4,74 + 11,39 \cdot a \quad (\text{kN})$$

$$H_d = \frac{13,2 \cdot 3,1^2}{8} \cdot \frac{1}{0,5} = 31,7$$

MED P_d BLIR ERFODERLIG BREDD PÅ UPPLAGSPELAREN ENL VILLKOR 3 $H_d \leq R_{hd}$:

$$31,7 \leq 4,74 + 11,39 \cdot a \Rightarrow a \geq 2,37 \text{ m}$$

P_d BLIR I DETTA FALL AVGÖRANDE, $a \geq 2,37 \text{ m}$.

KONTROLL AV STJÄLPNING AV YTTERPELARE (VILLKOR 4)

EIDENTYNGDEN I YTTERPELAREN MEDRÄKNAS, INGA DRAGPÅKÄNNINGAR I YTTERPELAREN

$$P_2 = 0,85 \cdot 16 \cdot 0,12 \cdot c + P_1 =$$

$$= 0,85 \cdot 16 \cdot 0,12 \cdot 2,0 + 12,39 = 15,65 \text{ kN/m}$$

$$V_d = \frac{P_1 \cdot l}{2} = \frac{12,39 \cdot 3,1}{2} = 19,2 \text{ kN}$$

$$H_d = 29,8 \text{ kN}$$

ERFODERLIG BREDD PÅ UPPLAGSPELAREN

$$a \geq -\frac{2 \cdot V_d}{P_2} + \sqrt{\left(\frac{2 \cdot V_d}{P_2}\right)^2 + 6 \cdot \frac{H_d \cdot c}{P_2}} = -\frac{2 \cdot 19,2}{15,65} + \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 19,2}{15,65}\right)^2 + 6 \cdot \frac{29,8 \cdot 2,0}{15,65}} \Rightarrow$$

$$a \geq 2,92 \text{ m}$$

STJÄLPNING BLIR TOTALT AVGÖRANDE FÖR UPPLAGSPELARENS BREDD, $a \geq 2,92 \text{ m}$

Fig 7.8 c Exempel över bågformigt valv.

7.3 Armerade balkar

Belastade murar utförs vanligen i Murningsklass I, dvs $\gamma_m = 1.8$ och Säkerhetsklass 3, dvs $\gamma_n = 1.2$.

För belastade väggbalkar gäller följande förutsättningar:

Största medverkande balkhöjd: Villkor A $h \leq l_0/3$

Största spännvidd: Villkor B $l \leq 60 t$

Villkor C $l \leq 250 t^2 / (h - h_1)$

Villkor D $l \leq 6 \text{ m}$

Den minsta spännvidden enligt villkor A-D gäller.

Om man ritar upp dessa begränsningar får man ett diagram (fig 7.9) som ger den maximalt utnyttjningsbara höjden.

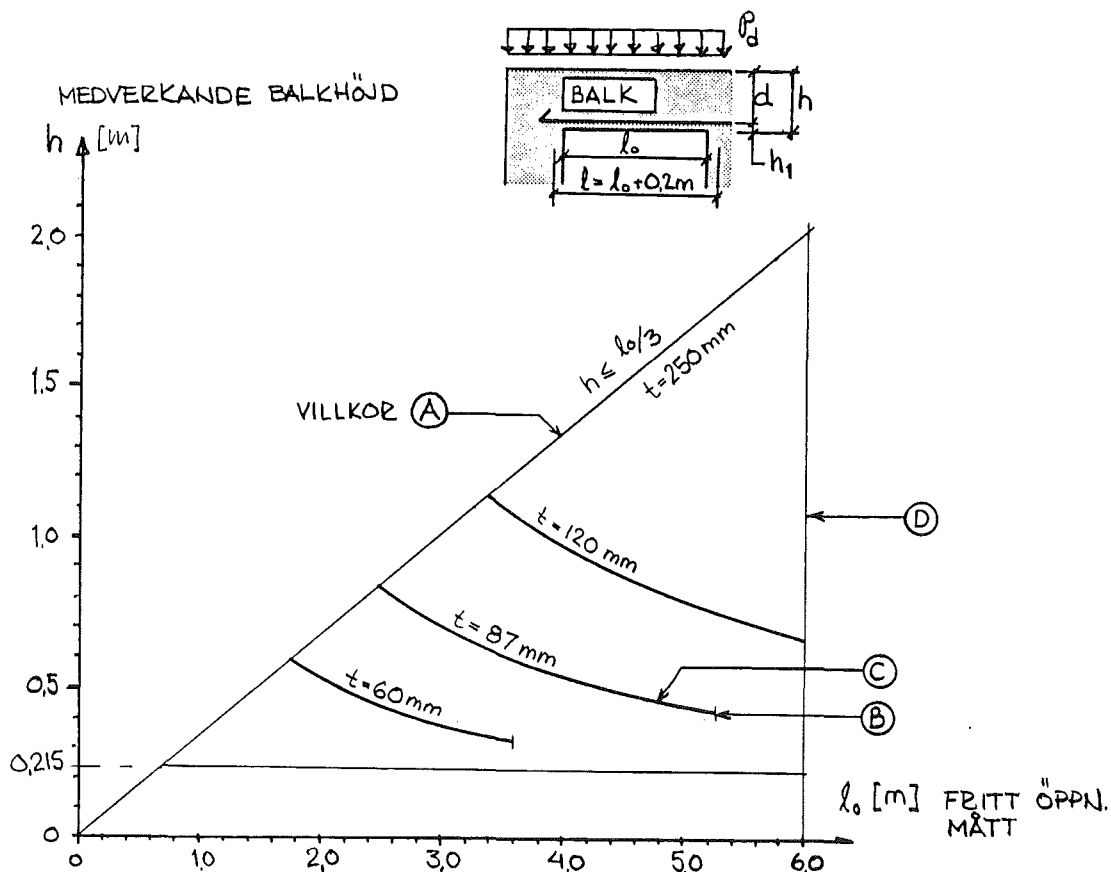


FIG 9.12 MAX UTNYTTNINGSBAR HÖJD FÖR BALKAR, $h_1 = 70 \text{ mm}$

Fig 7.9 Max utnyttjningsbar höjd.

Det dimensionerande momentet M_d begränsas av

* Drag i armeringen

$$M_d \leq f_{std} \cdot A_s \cdot (h - h_1) - 0.5 \cdot (f_{std} \cdot A_s)^2 / (t \cdot f_{cd})$$

* Tryckpåkänning i teglet

$$M_d \leq 0.3 \cdot t \cdot (h - h_1)^2 \cdot f_{cd}$$

Genom att föra in dessa krav i ett diagram ser man att teglets tryckkapacitet bara blir dimensionerande vid låga balkar (fig 7.10). I fall man lägger in en extra skala, normalskiftsaxeln ser man direkt hur många skift som krävs för att klara det aktuella momentet.

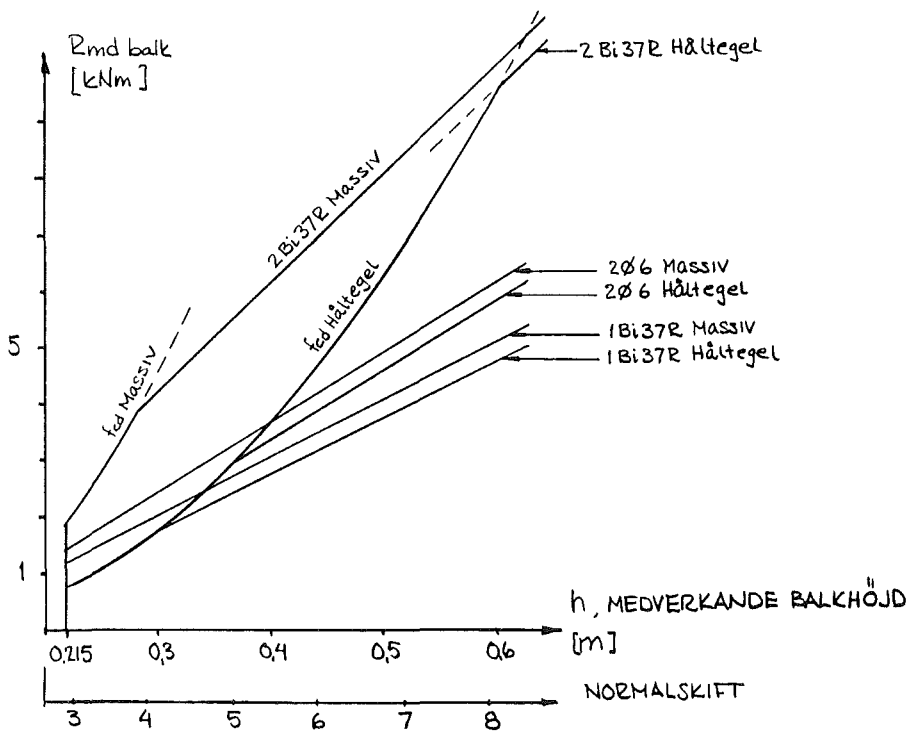
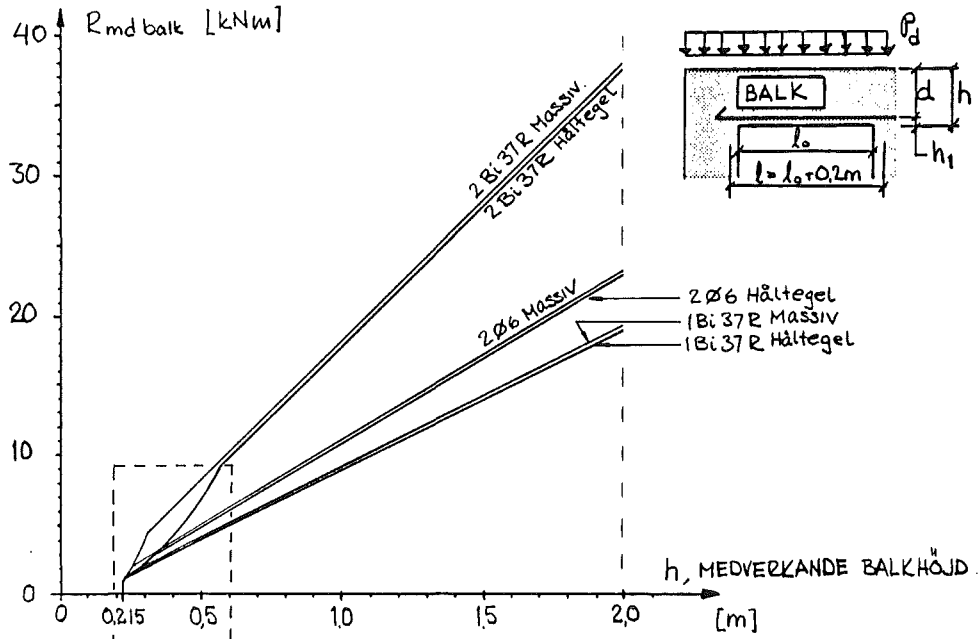


FIG 9.14 MOMENTKAPACITET FÖR ARMERADE VÄGGBALKAR.
GÄLLER FÖR 87, 120 OCH 250 mm TEGELMURVERK
MED UNDERKANTSAVSTÅND $h_1 = 70 \text{ mm}$

Fig 7.10 Diagram över momentkapacitet för armerade väggbalkar

Desutom ska lastefekten för tvärkraft vara mindre än tvärkraftskapaciteten enl

$$V_d \leq \cdot t \cdot d \cdot f_{vd} \text{ par}$$

I fig 7.11 har jag tagit fram ett diagram över tvärkraftskapaciteten, som ger direkt den dimensiomerande last som är godkänd ur tvärkraftssynpunkt.

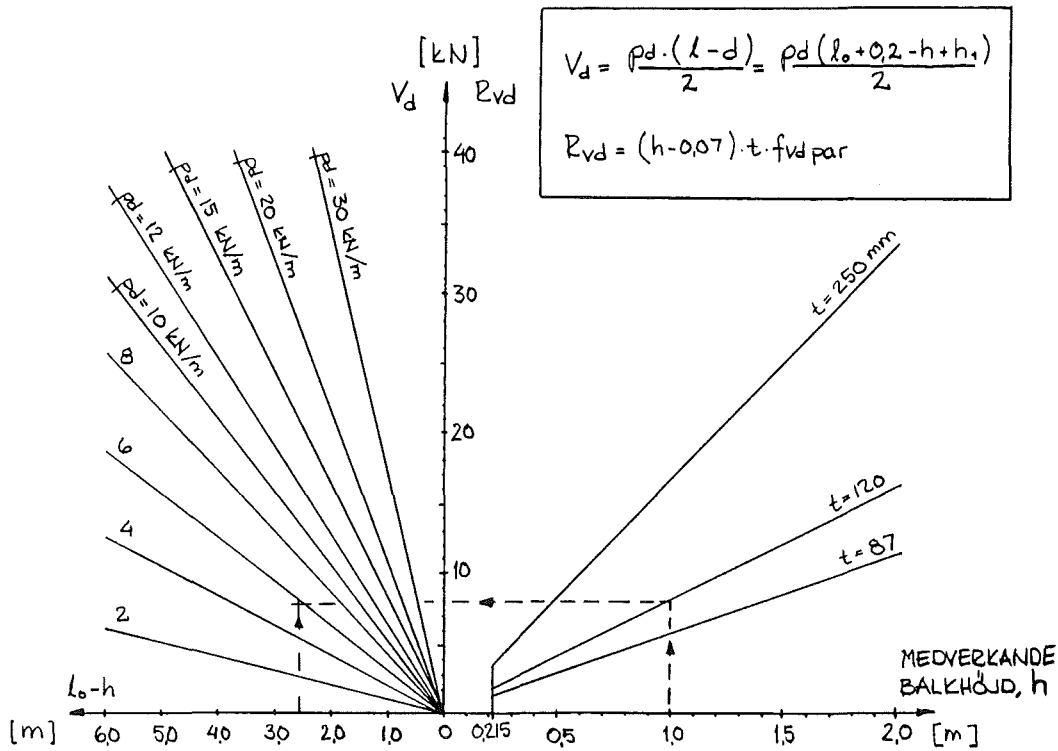


FIG 9.15 TVÄRKRAFTSKAPACITET FÖR ARMERADE VÄGGBALKAR.
 GÄLLER FÖR TEGELMURVERK MED UNDERKANTSÄVSTÅND
 $h_1 = 70$ mm

EXEMPEL HUR STOR FÅR DEN DIMENSIONERANDE LASTEN VARA SOM BELASTAR EN MUR MED TJOCKLEKEN 120 mm, ETT ÖPPNINGSMÅTT PÅ 3,5 m OCH EN ÖVERBYGGNAD PÅ 1,0 m MED TANKE PÅ TVÄRKRAFTSKAPACITETEN:

$$\text{MEDVERKANDE BALKHÖJD } h \leq \frac{l_0}{3} = \frac{3,5}{3} = 1,17 > \underline{1,0 \text{ m}}$$

$$l_0 - h = 3,5 - 1,0 = 2,5 \text{ m}$$

DEN KLARAR EN LAST PÅ $\approx 5,8$ kN/m

MHT TVÄRKRAFTSKAPACITETEN

Fig 7.11 Diagram över tvärkraftskapacitet för armerade väggbalkar

Spricksäkerheten måste också beaktas, som dimensioneras i bruksgränstillståndet. Lasteffekten för momentet ska vara mindre än spricksäkerhetsmomentet enl

$$M_k \leq f_{tk} \cdot t \cdot h^2 / (\xi \cdot 6)$$

Där spricksäkerhetsfaktorn ξ anges i kap 9 i MHB. Precis som för tvärkraftskapaciteten, har jag tagit fram ett diagram för spricksäkerheten som ger direkt den dimensionerande last som accepteras, se fig 7.12 .

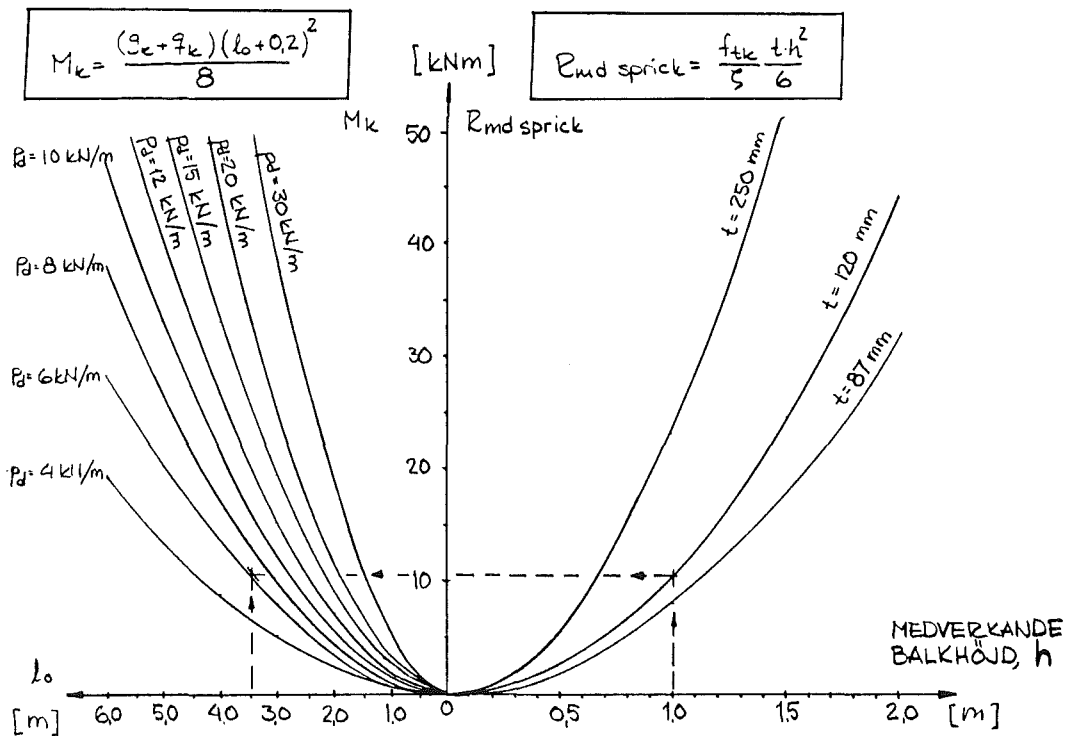


FIG 9.16 SPRICKSÄKERHETS KAPACITET FÖR ARMERADE VÄGGBALKAR I BRUKGRÄNSTILLSTÅNDET.
 GÄLLER FÖR TEGELMURVERK $f_{tk} = f_{tk\ par} = 1.1\text{ MPa}$
 $\xi = 2.0$
 FÖR $\xi = 1.5$ BLIR $R_{md\ sprick} = 1.33 \times$ AVLÄST VÄRDE

EXEMPEL HUR STOR FÅR DEN DIMENSIONERANDE (= KÄRAKTERISTISKA) LASTEN VARA SOM BELASTAR EN MUR MED TJOCKLEKEN 120 mm, ETT ÖPPNINGSMÅTT PÅ 35 m OCH EN ÖVERBYGGNAD PÅ 10 m MED TANKE PÅ SPRICKSÄKERHETEN.

$$\text{MEDVERKANDE HÖJD } h \leq \frac{l_0}{3} = \frac{35}{3} = 11,7\text{ m} > \underline{10\text{ m}}$$

$$\Rightarrow P_d = P_k \approx 6,3\text{ kN/m}$$

MHT SPRICKSÄKERHET

Fig 7.12 Diagram över spricksäkerhetskapacitet för armerade väggbalkar

För att slutligen knyta ihop de olika delarna vid dimensionering av belastade murbalkar, har jag gjort ett litet exempel över en halvstensmur, armerad med ett bistål Bi 37R se fig 7.13 .

EXEMPEL

I EN 1/2-STENS MUR HAR MAN EN BALK ARMERAD MED 1 Bi 37R ÖVER EN GARAGEINFART. HÖJDEN ÖVER BALKEN ÄR 14 SKIFT OCH ÖPPNINGSMÅTTET ÄR 3,5 m.

- VILKEN DIMENSIONERANDE LAST KAN MAN BELASTA DEN MED.

ENLIGT FIG 9.12 MED

$$\left. \begin{array}{l} h = 14 \cdot 75 - 10 = 1040 \text{ mm} \\ t = 120 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

\Rightarrow STÖRSTA FRIA ÖPPNINGSMÅTT $l_0 = 3,85 \text{ m}$

ENLIGT FIG 9.14 MED

$$\left. \begin{array}{l} h \approx 1,0 \text{ m} \\ 1 \text{ Bi 37R MASSIVTTEGEL} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$R_{wd \text{ balk}} \approx 8,7 \text{ kNm}$$

$$R_{wd \text{ balk}} = \frac{p_d \cdot (l_0 + 0,2)^2}{8} \Rightarrow p_d = \frac{8,7 \cdot 8}{(3,5 + 0,2)^2} = 5,7$$

DEN DIMENSIONERANDE LASTEN MED TANKE PÅ MOMENTKAPACITETEN ÄR 5,7 kN/m

MED HÄNSYN TILL TVÄRKRAFTSKAP : 5,8 kN/m
 //————— SPRICKSÄKERHET : 6,3 kN/m

RESULTAT 1 :

- BROTTGRÄNSTILLÅNDET $p_d = 5,7 \text{ kN/m}$
- BRUKGRÄNSTILLÅNDET $p_d = 6,3 \text{ kN/m}$

Fig 7.13 Exempel på beräkning av belastad murbalk.

När det gäller obelastade murbalkar, har jag för att man direkt ska kunna se erforderlig höjd och bistålsarmering, tagit fram ett diagram (se fig 7.14) som bygger på att lasteffekten för:

- 1) **moment** av egentygnd M_d skall vara mindre än momentkapaciteten R_{md}

$$M_d = 1.15 \cdot \xi \cdot t \cdot h \cdot l^2 / 8$$

$$R_{md} = f_{std} \cdot A_s \cdot d \left[1 - 0.5 \cdot A_s \cdot f_{std} / (t \cdot d \cdot f_{cd}) \right]$$

- 2) tvärkraft ska vara mindre än tvärkraftskapaciteten

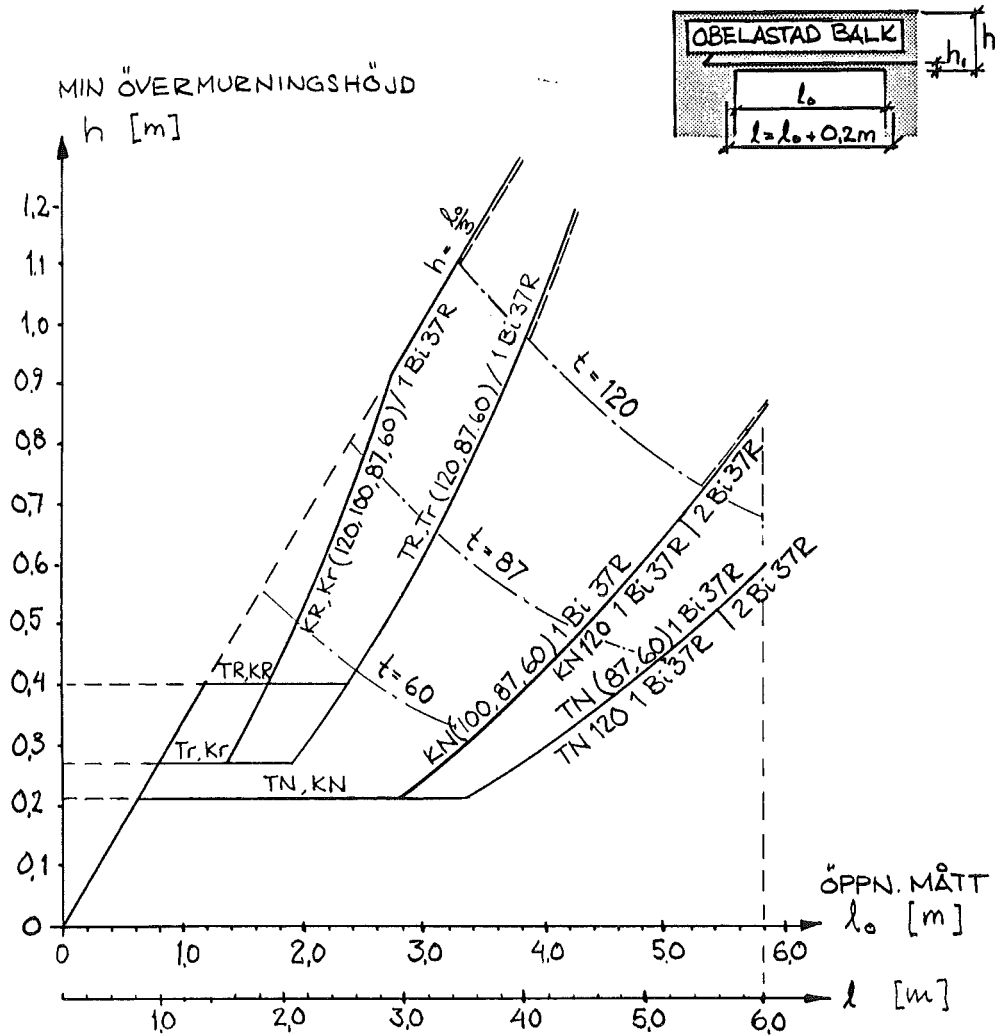
$$V_d = 1.15 \cdot \xi \cdot t \cdot h(1-d)/2 \leq t \cdot d \cdot f_{vd} \text{ par} = R_{vd}$$

- 3) moment av egentygnden M_d ska vara mindre än spricksäkerhetsmomentet R_{md} sprick

$$M_k = \xi \cdot t \cdot h \cdot l^2 / 8$$

$$R_{md} \text{ sprick} = f_{tk} \cdot t \cdot h^2 / (\xi \cdot 6)$$

Ur diagrammet fås det minsta antalet skift som erfordras i tabell 7.1a-d .



T = TEGEL
 K = KALKSANDSTEN
 N = NORMALSKIFT $h_1 = 70 \text{ mm}$
 R = RULLSKIFT $h_1 = 260 \text{ mm}$
 r = RULLSKIFT $h_1 = 130 \text{ mm}$

OBS! BEAKTA MAX UTNYTTNINGSBAR HÖJD ENL. FIG 9
 (PRICKSTRECKAT I FIGUR FÖR OLIKA MURVERKSTJÖCKLEKAR)

FIG 9.17 MINSTA ÖVERMURNINGSHÖJD, h OCH ERFORDERLIG
 BISTÅLSARMERING FÖR OBELASTADE VÄGGBALKAR
 MED VALVBÄGSFORM.

Fig 7.14 Diagram över övermurningshöjd och bistålsarmering.

		Bredd t = 60 -120 mm Skifteshöjd. 75 mm	
Muröppning l _o , mm	Valvbågformens längd l, mm	Ant. Bistål Bi 37R	Min ant. skift över öppningen
- 800	1000	1	3
800 - 1300	1500	1	3
1300 - 1800	2000	1	3
1800 - 2300	2500	1	3
2300 - 2800	3000	1	3
2800 - 3300	3500	1	3
3300 - 3800	4000	1	4
3800 - 4300	4500	1	5
4300 - 4800	5000	1	6
4800 - 5300	5500	1	7
5300 - 5800	6000	2 ^{*)}	8

*) För t = 60, 87 är 1 Bi 37R tillräckligt

Tabell 7.1 a Murverk av tegel, normelskift TN

		Bredd t = 60 -120 mm Skifteshöjd. 75 mm	
Muröppning l _o , mm	Valvbågformens längd l, mm	Ant. Bistål Bi 37R	Min ant. skift över öppningen
- 800	1000	1	3
800 - 1300	1500	1	3
1300 - 1800	2000	1	3
1800 - 2300	2500	1	3
2300 - 2800	3000	1	3
2800 - 3300	3500	1	4
3300 - 3800	4000	1	6
3800 - 4300	4500	1	7
4300 - 4800	5000	1	9
4800 - 5300	5500	2 ^{*)}	10
5300 - 5800	6000	2 ^{*)}	12

*) För t = 60, 87 är 1 Bi 37R tillräckligt

Tabell 7.1b Murverk av kalksandsten, normalskift KN

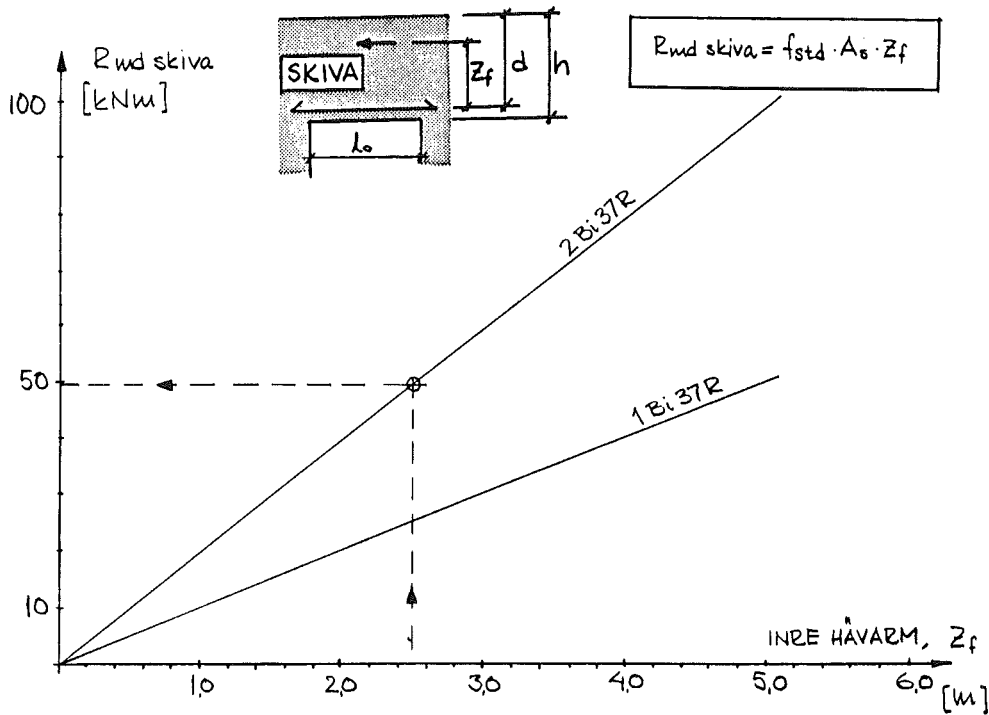
		Min murhöjd h över öppningen 1 st Bi 37R i första liggfogen	
Muröppning lo mm	Valvbågför- mens längd l	Rullskiftets- höjd 120 mm	Rullskiftets- höjd 250 mm
- 800	1000	270	400
800 - 1300	1500	270	400
1300 - 1800	2000	270	400
1800 - 2300	2500	400	400
2300 - 2800	3000	540	540
2800 - 3300	3500	730	730
3300 - 3800	4000	970	970

Tabell 7.1 c Murverk av tegel, rullskiftupplag Tr, TR

		Min murhöjd h över öppningen 1 st Bi 37R i första liggfogen	
Muröppning lo mm	Valvbågför- mens längd l	Rullskiftets- höjd 120 mm	Rullskiftets- höjd 250 mm
- 800	1000	270	400
800 - 1300	1500	270	400
1300 - 1800	2000	460	460
1800 - 2300	2500	690	690
2300 - 2800	3000	950	950
2800 - 3300	3500	1100	1100
3300 - 3800	4000	1300	1300

Tabell 7.1 d Murverk kalksandsten, rullskiftupplag
Kr, KR

7.4 Armerade skivor



$$Z_f = \left(0,65 + 0,05 \frac{l_0}{h}\right) \cdot d ; \text{ d\u00e4r } 1 \leq \frac{l_0}{h} \leq 3 \text{ ENL FIG 9.3}$$

FIG 9.20 MOMENTKAPACITET F\u00d6R ARMERAD SKIVA I TEGEL ELLER KALKSANDSTEN.

G\u00c4LLER F\u00d6R MURNINGSKLASS I $\Rightarrow \gamma_m = 1,5$ (F\u00d6R ARMERING) }
S\u00c4KERHETSKLASS 3 $\Rightarrow \gamma_m = 1,2$

$$\Rightarrow f_{std} = \frac{850}{1,2 \cdot 1,5} = 472 \text{ MPa}$$

EXEMPEL EN ARMERAD \u00d6VERBYGGNAD MED ETT \u00d6PPNINGSM\u00c4TT P\u00c5 5 m OCH EN \u00d6VERMURNINGSH\u00d6JD P\u00c5 3,5 m. KLARAR DEN EN DIMENSIONERANDE L\u00c4ST P\u00c5 13,5 kN/m ?

$$M_d = \frac{13,5(5+0,2)^2}{8} = 45,6 \text{ kNm}$$

ENL FIG 9.3 \Rightarrow SKIVVERKAN.

$$\left. \begin{aligned} d &= 3,5 - 0,07 = 3,43 \text{ m} \\ \frac{l_0}{h} &= \frac{5,0}{3,5} \end{aligned} \right\} Z_f = \left(0,65 + 0,05 \frac{5}{3,5}\right) \cdot 3,43 = 2,47 \text{ m}$$

ENL FIG 9.20 $R_{wd} \approx 50 \text{ kNm} > 45,6 = M_d$ OK!

Fig 7.15 Diagram \u00f6ver momentkapacitet f\u00f6r armerad skiva och ett ber\u00e4kningsexempel.

KÄLLHÄNVISNING

- / 1 / "Bärande murverk i tegel - alternativ till stål, trä och betong" av Olof Sjöstrand
Ur tidskriften BYGGSVERIGE, nr 1 1989
- / 2 / Utkast till tidningsartikel, 890502, av Olof Sjöstrand, J&W Helsingborg.
- / 3 / kap 5.64, Murverkskonstruktioner, kurspärm utgiven av BFU i samarbete med J&W-Skolan.
- / 4 / Häfte 4, kap 6.1 (i manuset till) murverk-handboken
- / 5 / kap 9.22, Murverkskonstruktioner, kurspärm utgiven av BFU i samarbete med J&W-Skolan.
- / 6 / kap 9.32, Murverkskonstruktioner, kurspärm utgiven av BFU i samarbete med J&W-Skolan.