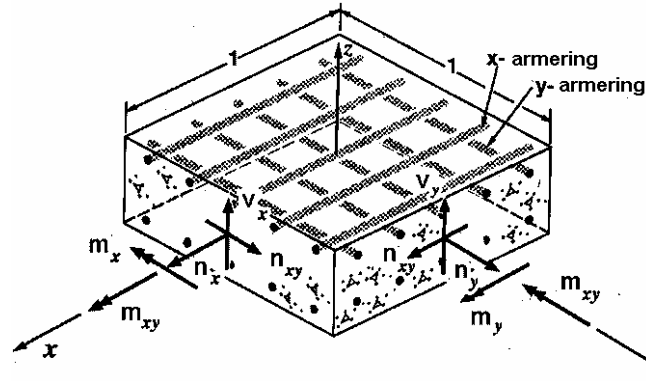


Tvärkraftsdimensionering för tvådimensionella membranelement



$$v_o = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

Alain Allouko
Henrik Hoff

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2005

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Tvärkraftsdimensionering för tvådimensionella membran element

Shear capacity in two-dimensional membrane elements

Alain Allouko, Henrik Hoff

2005

Abstract

This paper presents two methods of shear capacity design in two-dimensional membrane elements. The aim in this thesis is to find a method who calculates one resulting transeverse reinforcement instead of two.

A procedure (Unified Shear Theory by Collins and Mitchells) is presented for design of transverse reinforcement in two-way concrete slabs. This procedure is compared to the Swedish procedure in a strictly theoretical manner. It was found that the procedure did not utilize the concrete shear capacity compared to the Swedish norm and is therefore not economical defensible. It can however be useful to use when you have a complicated structure.

Rapport TVBK-5130
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-05/5130+39p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson, Magnus Gilljam, Ola Kristensson
Mars 2005

Förord

Detta examensarbete behandlar dimensionering av tvärkrafter i två riktningar. Examensarbetet är en del av den Svenska Civilingenjörsutbildningen utförd vid Lunds Tekniska Högskola (LTH). Arbetet är initierat av Centerlöf & Holmberg i samarbete med LTH, hösten 2002.

Målet var att bestämma resulterande armering för tvärkrafterna i en (betong-)platta med hänsyn tagen till två riktningar. Examensarbetet har dels givit oss en bättre insikt i uppgiftens komplexitet men även i yrkesrollen av en konstruktör vilket vi kommer dra nytta av i vår framtida yrkesverksamhet.

Vi vill främst tacka våra handledare på Centerlöf & Holmberg, civ. ing. O Kristensson och civ. ing. M Gilljam för deras tid och förslag. Vi vill även tacka professorn Avd. för konstruktionsteknik vid LTH S Thelandersson för hans tid och styrning.

Vi tackar också övriga i samband med detta arbete och våra familjer för deras stöd under hela vår utbildning.

Henriks speciella tack:

går till min flickvän och sambo H. Hammar för hennes stöd och till min fantastiska mamma I. Hoff för hennes enorma stöd.

Alains speciella tack:

går till min fru Christel för hennes stöd genom hela min utbildning.

Sammanfattning

Idag finns ingen teoretiskt korrekt beräkningsteori att dimensionera efter när det gäller att ta hänsyn till tvärkrafter i två riktningar samtidigt.

Denna rapport behandlar en metod, Unified Shear Teori (UST) vilken är utvecklad av Collins och Mitchell 1991 som i sin tur är baserad på The Modified Compression Field Theory (MCFT), vilken tar hänsyn till denna samverkan.

UST skiljer sig från de traditionella metoderna när det gäller att dimensionera för tvärkrafter genom att den beräknar **en** erforderlig tvärkraftsarmering istället för att beräkna två, en i x-riktningen och en i y-riktningen.

Detta görs genom att beräkna fram en huvudtvärkraft

$$v_o = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \text{ i tvärkraftens huvudriktning } \varphi_0 = \tan^{-1}\left(\frac{v_x}{v_y}\right).$$

För att utvärdera UST har en sned bro analyserats med hjälp av Finita Element Metoden.

Metoden har implementerats i Excel med hjälp av makro-filer för att kunna göra en automatiserad beräkning.

De matematiska lösningarna i den valda metoden är inte applicerbara för alla spänningsförhållanden vilket dock inte har hindrat utvärderingen av metoden. För att kunna beakta alla tänkbara spänningsförhållanden måste man använda andra matematiska lösningar, vilka tar hänsyn till betongens beteende i helt draget respektive helt tryckt tillstånd.

Utvärderingen har begränsats till att studera brottgränstillstånd eftersom ytterligare studier i bruksgränstillstånd hade varit för omfattande.

Traditionell dimensionering enligt den svenska normen har jämförts med UST-metoden, vad avser behov av tvärkraftsarmering, böjarmering samt betongkapacitet.

Beräkningarna har visat att UST ger en lösning på säkra sidan med ganska liten utnyttjad betongkapacitet. Det beror främst på att UST är baserad på Collin-Mitchells teori vilken inte utnyttjar full friktion i betongens sprickor. Detta ger mer armeringsmängd vilket genererar högre byggkostnader än den traditionella svenska normen.

Vilken metod som är bäst att använda är svårt att uttala sig om. UST-metoden är dock svår att motivera utifrån en ekonomisk synpunkt.

Innehållsförteckning

FÖRORD

SAMMANFATTNING

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

BETECKNING

1	INLEDNING	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	MÅLSÄTTNING	2
2	TEORI.....	3
2.1	TRADITIONELL DIMENSIONERING	3
2.1.1	<i>Skjuvpåkänningar och skjuvsprickor.....</i>	<i>3</i>
2.1.2	<i>Jämviktsförhållande efter uppkomst av sneda sprickor.....</i>	<i>5</i>
2.1.3	<i>Dimensionering av tvärkraft enligt BBK.....</i>	<i>8</i>
2.2	GENERALISERAD FACKVERKSMODELL (SANDWICH MODELL).....	11
2.2.1	<i>Dimensionering av tvärkraftsarmering i betongplattor.....</i>	<i>13</i>
2.3	UNIFIED SHEAR THEORY UST.....	17
2.3.1	<i>Tvärkraftsarmering.....</i>	<i>22</i>
2.3.2	<i>Dragarmering.....</i>	<i>22</i>
2.4	BEGRÄNSNINGAR	23
3	ANALYS- UTVÄRDERING.....	25
3.1	FÖRUTSÄTTNINGAR.....	25
3.2	JÄMFÖRELSE.....	25
3.3	FÖRSLAG TILL LÖSNING AV TRYCKT OCH DRAGET TVÄRSNITT	29
4	SLUTSATSER	30
5	REFERENSER	32
	BILAGA1 IMPLEMENTERING.....	33
	BILAGA 2 TABELL 1	34

Beteckning

A	=	betongens snittarea	(m^2)
A_{lb}	=	armering underkant	(m^2)
A_{lt}	=	armering överkant	(m^2)
A_s	=	armeringsarea	(m^2)
A_{sv}	=	tvärkraftsarmeringens area	(m^2 / m)
A_{sx}	=	armeringens area i x-led	(m^2 / m)
A_{sy}	=	armeringens area i y-led	(m^2 / m)
α'_x	=	ortogonal överkantarmerings area/meter bredd i x-led	(m^2 / m)
α'_y	=	ortogonal överkantarmerings area/meter bredd i y-led	(m^2 / m)
b	=	bredd på objekt	(m)
β	=	dragspänningsfaktor	
c	=	betongens täcksikt	(mm)
d	=	effektiv höjd	(mm)
d_v	=	avstånd mellan dragarmering i uk och ök $\approx 0.9 \cdot d$	(mm)
E_c	=	Betongens E-modul	(Gpa)
E_s	=	Stålets E-modul	(Mpa)
E_p	=	E-modul för förspänningsstål	(Mpa)
ε_o	=	normaltöjning i tvärkraftens huvudriktning	(%)
f_c	=	betongens kubtryckhållfasthet	(Mpa)
f'_c	=	betongens cylindertryckhållfasthet, enl CSA	(Mpa)
f_{ck}	=	karaktäristisk tryckhållfasthet	(Mpa)
f_{ct}	=	betongens draghållfasthet	(Mpa)
f_{ctk}	=	karaktäristisk draghållfasthet	(Mpa)
f_{se}	=	effektiv förspänning	(Mpa)
f_v	=	karaktäristiskt värde för sträckgräns	(Mpa)
h	=	höjd på objekt	(m)
I	=	betongens tröghetsmoment	(m^4)
I_s	=	stålets tröghetsmoment	(m^4)
L	=	längd på fack	(m)
M_s	=	moment av armering	(kN/m)
n_v	=	$v_s \cot \theta + 2 n_c \cot 2 \theta$	(kN)
s	=	avstånd mellan armeringsjärn	(m)
v_c	=	betongens tvärkraftskapacitet	(kN)
v_o	=	tvärkraft i tvärkraftens huvudriktning	(kN)
v_s	=	stålets tvärkrafts kapacitet	(kN)
v_x	=	tvärkraft i x-led	(kN)
v_y	=	tvärkraft i y-led	(kN)

$\theta = \theta_{zo}$	=	tvärkraftsprickans lutning	(°)
θ_{xy}	=	lutningen av huvudnormaltrycksspänning i x-y-planet	(°)
$\mu = k$	=	faktor som tar hänsyn till vridmoment	
ρ_{xs}, ρ_{ys}	=	erforderlig tvärkraftsarmering i x- resp y-riktningen	(cm ² /m)
ρ_{xp}, ρ_{yp}	=	erforderlig tvärkraftsarmering i x- resp y-riktningen för förspänt stål	(cm ² /m)
ρ_z	=	erforderlig tvärkraftsarmering i huvudtvärkraftsriktningen	(cm ² /m)
φ_o	=	$\tan^{-1} (V_y / V_x)$	(°)

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Dimensionering av plattor (och skivor) sker idag till största delen utifrån balkmodeller. För till exempel en rak plattram eller farbanan i en balkbro är 2D balkmodell (meterstrimla) en väldefinierad och korrekt beräkningsmodell. Med en mer komplicerad geometri ökar kraven på beräkningsmodeller och då är 3D skalmodeller lämpliga.

Dagens kraftfulla datorer och avancerade beräkningsprogram motiverar även valet att använda mer komplicerade och verklighetstroga modeller.

Vid dimensionering av brokonstruktioner i kombination med Finita Element Metoden (FEM) används ofta skalelement ur vilket man normalt erhåller 8 st. snittkrafter:

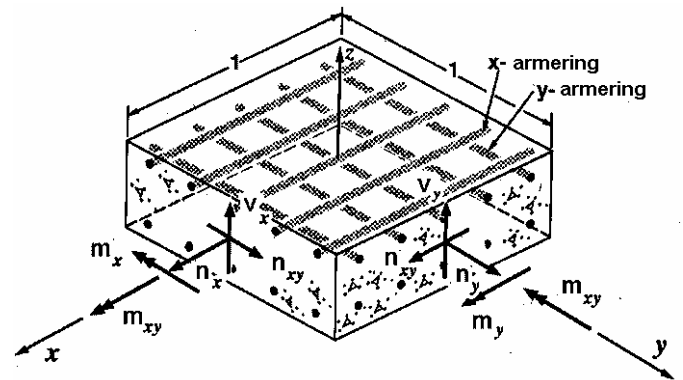
Böjmoment; $m_x ; m_y$ [kNm/m]

Vridmoment $m_{xy} = m_{yx}$ [kNm/m]

Normalkrafter; n_x, n_y [kN/m]

Skjuvkraft; $n_{xy} = n_{yx}$ [kN/m]

Tvärkrafter; v_x, v_y [kN/m]



Figur 1 Definition av snittkrafter {3}

BBK 94 {1} ger anvisningar för dimensionering för snittkrafter i elementets plan.

Vridmoment behandlas mer nyanserat i Betonghandbok Konstruktion 6.5.33 {4}. Dessa regler ger korrekta dimensionerande moment och normalkrafter dvs. jämvikten uppfylls och armeringsbehovet i brottgränstillståndet anses vara uppfyllt.

För den kombinerade effekten av tvärkrafterna (v_x, v_y) saknas dimensioneringsregler i BBK

94 {1}. BBK ger uttryck för tvärkraftkapacitet i en riktning och praxis är ofta att x- och y- riktningarna dimensioneras oberoende av varandra med full betongkapacitet i vardera riktningen.

1.2 **Målsättning**

Målet är att hitta en metod för dimensionering vid tvärkrafter i två riktningar i en armerad (betong-) platta. Metoden skall ge möjlighet att avgöra om skjuvarmering är nödvändig eller ej, samt om armering behövs ge möjlighet att beräkna armeringsmängden. Metoden skall beakta både x- och y-riktningen samtidigt, dvs en beräkningen skall ge den resulterande kraften.

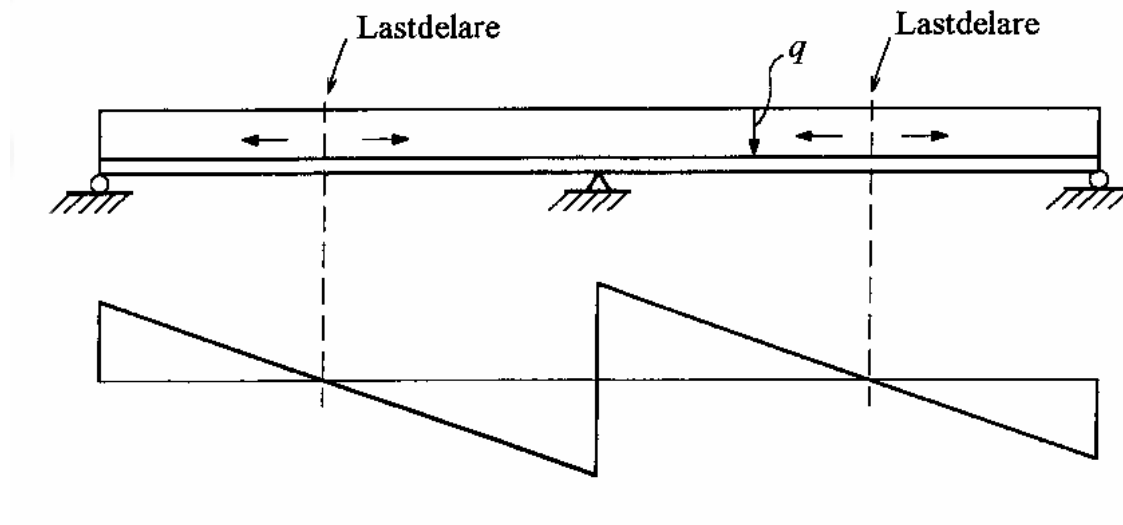
Indata i form av snittkrafter från FEM-beräkning, skall kunna behandlas på samma sätt som det vanligtvis görs i andra dimensioneringsförlopp. Strävan är också att få ut resultatet på ett lättförståeligt och användarvänligt sätt.

Ett önskvärt resultat (mål) är att detta skall leda till en mer kostnadseffektiv och säker dimensionering.

2 Teori

2.1 Traditionell dimensionering

Tvärkrafter i ett snitt anger hur stor del av transversallasten som överförs förbi snittet på väg till ett upplag. De snitt där tvärkraften är noll utgör lastdelare och visar således hur transversallasten fördelas på upplagen, se figur 2.

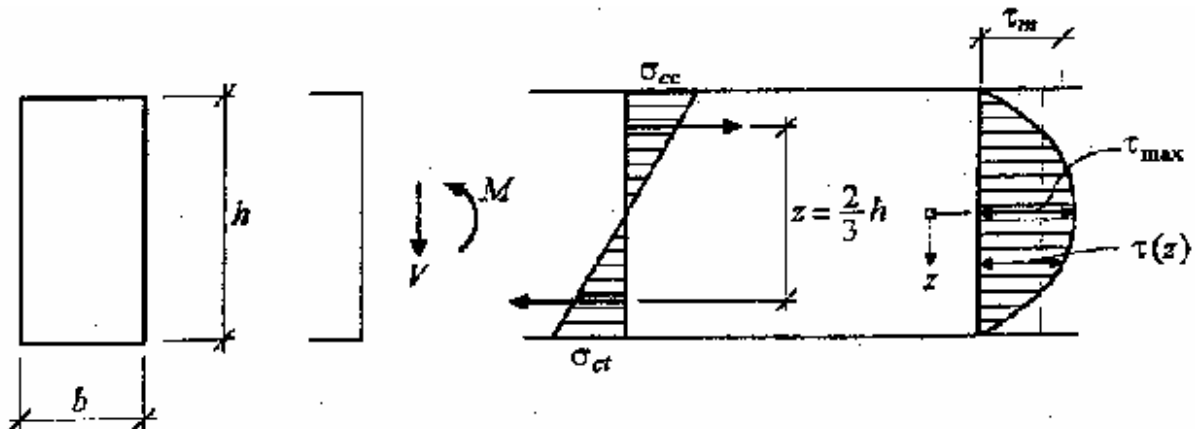


Figur 2 De snitt där tvärkraften är noll utgör konstruktionens lastdelare {8}

Konstruktionen måste dimensioneras så att denna kraftöverföring blir möjlig. För betongkonstruktioner är sprickbildning kritisk och det gäller därför att med hjälp av armering skapa ett system som efter sprickbildning kan uppfylla jämvikt med yttre last och säkra kraftöverföringen till upplag {8}.

2.1.1 Skjuvpåkänningar och skjuvsprickor

För en homogen osprucken konstruktion av linjärelastiskt material som belastas av böjande moment och tvärkraft kommer normalpåkänningar och skjuvpåkänningar att fördelas enligt figur 3.



Figur 3 Fördelningen av normal- och skjuvpåkänningar i osprucken betongkonstruktion med rektangulärt tvärsnitt {8}

För ett enkelsymmetriskt tvärsnitt av elastiskt material kan skjuvpåkänningar $\tau(z)$ på en godtycklig nivå z i tvärsnittet beräknas ur

$$\tau(z) = \frac{S(z) * V}{I * b(z)} \quad (1)$$

Där $S(z)$ = statiskt ytmoment med avseende på tvärsnittets tyngdpunkt av arean över betraktad nivå z .

z = lägeskoordinat med avseende på tvärsnittets tyngdpunkt.

I = tröghetsmoment

$b(z)$ = bredden på tvärsnittet vid läge z

För specialfallet med rektangulärt tvärsnitt med bredd b och höjd h kan medelskjuvpåkänningen beräknas som

$$\tau_m = \frac{V}{b * h} \quad (2)$$

För osprucken rektangulär sektion är den inre hävarmen

$$z = \frac{2}{3} * h \quad (3)$$

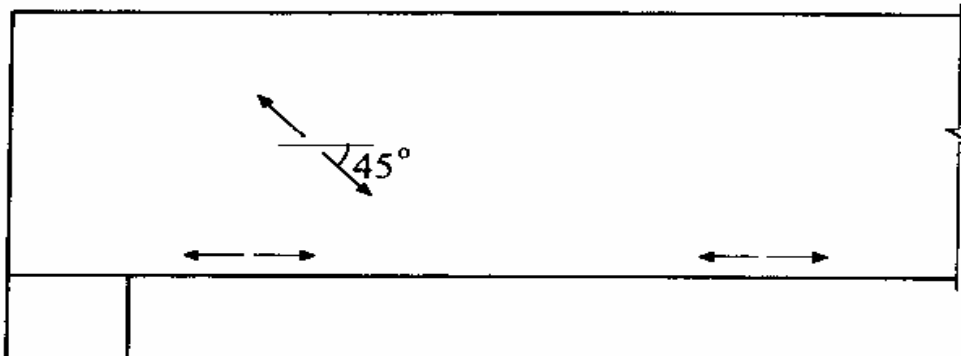
Maximal skjuvpåkänning erhålls vid tvärsnittets tyngdpunkt och kan för rektangulärt tvärsnitt beräknas som

$$\tau_{\max} = \frac{b * \frac{h}{2} * \frac{h}{4} * V}{b * \frac{h^3}{12} * b} = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * h} \quad (4)$$

Med utnyttjande av ovanstående två formler erhålls

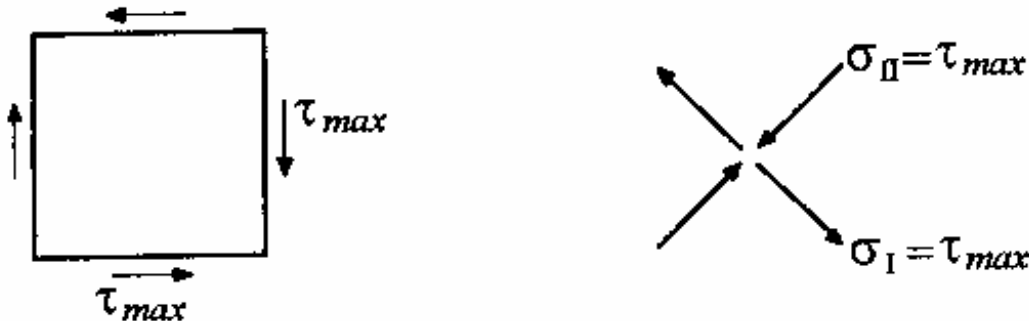
$$\tau_{\max} = \frac{V}{b * z} \quad (5)$$

Vid den dragna kanten är skjuvpåkänningarna noll medan böjpkänningarna är maximala. Här är huvudpåkänningen riktad utefter kanten och lika med böjdragpåkänningen vid kanten se figur 4.



Figur 4 Huvuddragpåkänningar på grund av böjande moment och tvärkraft hos osprucken konstruktion

Vid neutrala lagret är normalpåkänningen noll medan skjuvpåkänningen har sitt maximala värde se figur 5.



Figur 5 Påkänningar på ett element vid neutrallagret

2.1.2 Jämviktsförhållande efter uppkomst av sneda sprickor

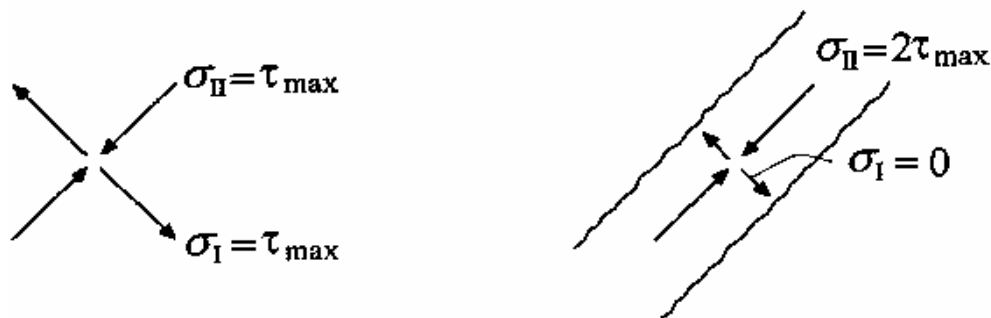
Innan en spricka uppkommer i balklivet ger tvärkraften upphov till huvuddrag- och huvudtryckpåkänningar som är lika stora vid neutrallagret.

$$\sigma_I = \sigma_{II} = \tau_{\max} \quad (6)$$

När en skjuvspricka uppkommer försvinner huvuddragpåkänningen plötsligt. I samma ögonblick fördubblas huvudtryckpåkänningen och uppgår således till

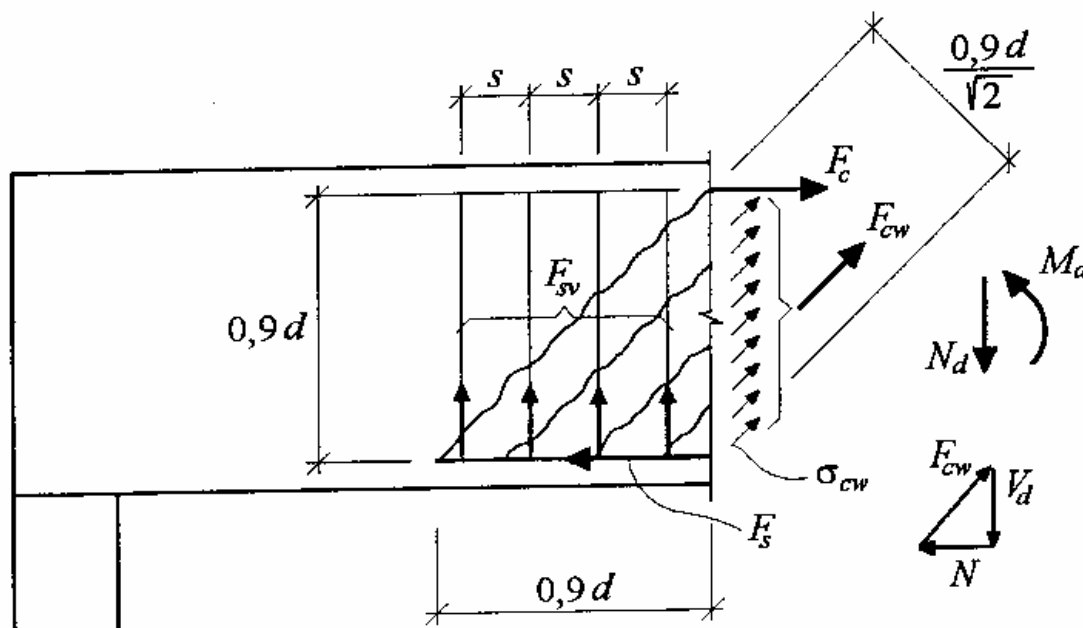
$$\sigma_{II} = 2 * \tau_{\max} \quad (7)$$

se figur 6.



Figur 6 Huvudpåkänningar i balkliv före och efter uppkomst av sned skjuvspricka

För att studera jämviktsförhållandena i en armerad konstruktion efter uppkomst av sneda skjuvsprickor kan en fackverksmodell utnyttjas. Skjuvsprickorna antas ha en lutning av 45 grader. Sneda trycksträvor antas utbildade mellan balkens tryck- och dragresultant och den inre hävarmen antas till $0,9d$. Ett snitt i balken med snittkrafter M_d och V_d studeras nedan {8}:



Figur 7 Fackverksmodell för en balk {8}

Genom den aktuella belastningen uppkommer en tryckpåkänning σ_{cw} i de sneda betongtrycksträvorna. I det studerade snittet ger trycksträvorna upphov till en sned tryckresultant F_{cw} som kan beräknas enligt

$$F_{cw} = \frac{\sigma_{cw} * b_w * 0,9d}{\sqrt{2}} \quad (8)$$

där σ_{cw} är spänning i den sneda betongtrycksträvan.

Av jämviktsvillkoret framgår att tvärkraften måste vara lika stor som den sneda tryckresultantens vertikala komponent, dvs

$$V_d = \frac{F_{cw}}{\sqrt{2}} \quad (9)$$

Den sneda tryckresultantens horisontella komponent motsvarar en normalkraft N som fördelas på fackverksbalkens horisontella element.

$$N = V_d = \frac{F_{cw}}{\sqrt{2}} \quad (10)$$

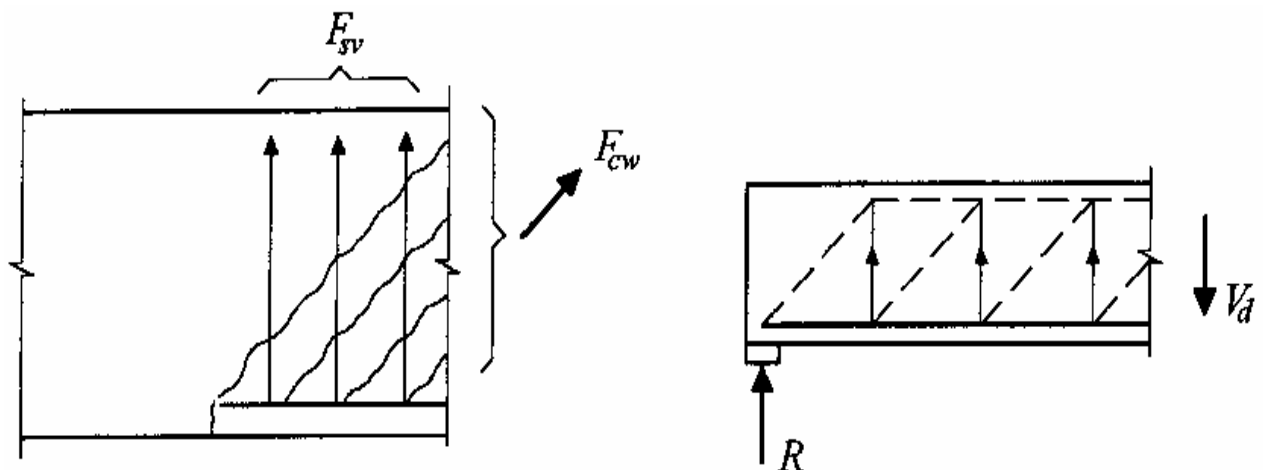
Fackverksbalkens drag- och tryckresultanter kan således beräknas som

$$F_c = \frac{M_d}{0,9d} - \frac{V_d}{2} \quad (11)$$

$$F_s = \frac{M_d}{0,9d} + \frac{V_d}{2} \quad (12)$$

Det bör observeras att ett dragkraftstillskott uppkommer på grund av de sneda sprickornas inverkan. Detta dragkraftstillskott påverkar ej dimensioneringen av dragarmering i maxmomentnittet men måste beaktas vid armeringens avkortning {8}.

Den sneda tryckkraft som förs ned inom området $0,9d$ måste lyftas upp till en ny uppsättning trycksträvor eftersom tvärkraften skall föras vidare till upplaget se figur 8.



Figur 8 Princip för tvärkraftsöverföring till upplag via sneda trycksträvor {8}

Tvärkraftsarmering inom detta område måste därför dimensioneras för en dragkraft F_{sv} som är lika med den sneda tryckkraftens vertikala komponent.

$$F_{sv} = \frac{F_{cw}}{\sqrt{2}} = V_d \quad (13)$$

Om denna tvärkraftsarmering fördelas på byglar med centrumavstånd s kan antalet byglar n inom området för de sneda tryckstävorna beräknas som

$$n = \frac{0,9d}{s} \quad (14)$$

Om varje bygel har en total tvärsnittsarea av A_{sv} (arean av två skänklar) kan total dragkraftskapacitet inom området $0,9d$ beräknas som

$$F_{sv} = \frac{0,9d}{s} * f_{st} * A_{sv} \quad (15)$$

Med hjälp av detta uttryck kan byglarna dimensioneras så att villkoret (13) uppfylls. För stora tvärkrafter finns det en risk att de sneda trycksträvorna överbelastas så att krossning uppkommer i livet, s k livtryckbrott. De sneda trycksträvorna har en reducerad hållfasthet jämfört med värdet f_{cc} på grund av ett fleraxiellt påkänningstillstånd med dragning tvärs tryckriktningen. Värdet f_{cc} motsvarar hållfastheten vid enaxiellt tryck. Här bör därför ett reducerat värde $f_{cc,red}$ användas vid bedömning av bärförmågan. Något på säker sida antas $f_{cc,red} = 0,5 f_{cc}$.

För att livtryckbrott ej skall inträffa skall följande villkor vara uppfyllt

$$V_d \leq \frac{f_{cc,red} * b_w * 0,9d}{\sqrt{2} * \sqrt{2}} \approx 0,25 f_{cc} * b_w * d \quad (16)$$

2.1.3 Dimensionering av tvärkraft enligt BBK

När man dimensionerar med hänsyn till tvärkraft finns det ett antal parametrar som man ska ta hänsyn till; betongkapacitet, tvärsnittsform, längsgående armeringsmängd, eventuell normalkraft, eventuell tvärkraftsarmering.

I BBK används additionsprincipen, vilken innebär att man adderar tvärkraftskapaciteten V_s hos tvärkraftsarmeringen och bärförmågan V_c hos betongen utan hänsyn till tvärkraftsarmeringen, d.v.s

$$V_d \leq V_c + V_s \quad (17)$$

V_c bestäms ur $V_c = b_w d f_v$

där b_w är balklivets minsta bredd inom effektiva höjden.

f_v kallas formell skjuvhållfasthet hos betong och anger hur stor kapacitet betongen har för att ta upp tvärkraften V_c över arean $b_w d$.

Försök har visat att denna kapacitet är proportionell mot betongens draghållfasthet f_{ct} {10} och kan enligt BBK beräknas som

$$f_v = \xi(1 + 50\rho)0.30f_{ct} \quad (18)$$

I detta uttryck är ξ en faktor som beaktar inverkan av d och beräknas enligt följande, med d i meter

$$\begin{aligned} \xi &= 1.4 & \text{för} & & d \leq 0,2\text{m} \\ \xi &= 1.6 - d & \text{för} & & 0,2 < d \leq 0,5\text{m} \\ \xi &= 1.3 - 0.4d & \text{för} & & 0,5 < d \leq 1,0\text{m} \\ \xi &= 0.9 & \text{för} & & d > 1,0\text{m} \end{aligned}$$

Böjjarmeringsinnehållet ρ bestäms för den minsta böjjarmeringsarean A_{s0} i dragen sida, mellan momentnollpunkt (ofta stöd) och momentmaximum, dock tillgodoräknas högst värdet $\rho=0.02$.

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} \quad (19)$$

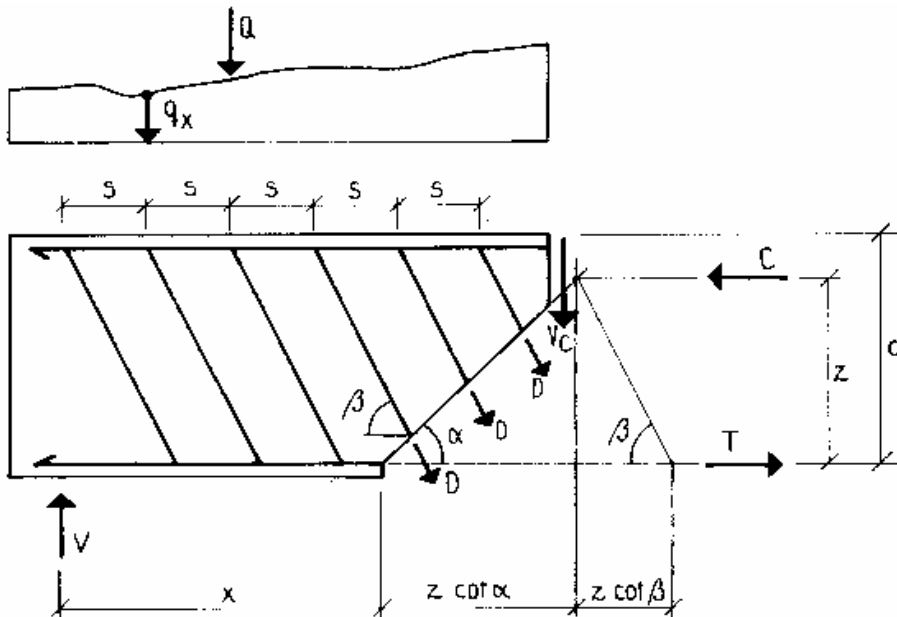
För en armeringsenhet gäller att maximal dragkraftskapacitet i stångens riktning blir $A_{sv} f_{sv}$ där A_{sv} är tvärsnittsarean för varje bygel och f_{sv} är draghållfastheten för tvärkraftsarmeringen.

För en bygel med godtycklig lutning gäller då att dess kraft i vertikal riktning (tvärkraftsriktningen) blir

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \sin \beta \quad (20)$$

där β är vinkel mellan tvärkraftsarmeringen och balkaxeln {10}.

Kraften i varje armeringsenhet ges av $D = A_{sv} f_{sv}$. Den horisontella sträcka som armeringen korsar ges av $z|\cot \alpha|$, se figur 9.



Figur 9 Kraftfördelning i en balk med konstant avstånd s mellan armeringsenheterna {10}

Antalet armeringsenheter n som korsar en spricka med lutningen α ges av

$$n = \frac{z(\cot \alpha + \cot \beta)}{s} \quad (21)$$

För detta fall blir tvärkraftkapaciten V_s :

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \frac{z(\cot \alpha + \cot \beta) \sin \beta}{s} \quad (22)$$

Inre hävarmen z sätts vanligen till $0.9d$. Vinkeln α sätts vanligtvis till 45 grader. Detta ger följande ekvation för tvärkraftkapaciteten

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \frac{0.9d}{s} (\sin \beta + \cos \beta) \quad (23)$$

För att tvärkraftsarmeringen ska få räknas som verksam ställs följande krav på storleken på V_s .

$$V_s \geq 0.2b_w d f_{ct} \quad (24)$$

Utöver detta anger BBK minimiavstånd mellan byglar.

Normalt utgörs tvärkraftsarmeringen av vertikala byglar ($\beta=90^\circ$) då detta är enklast produktionsmässigt, i detta fall gäller att $s \leq 0.75d$. {BBK 3.7.4.3}, där s är centrumavstånd på byglar.

2.2 Generaliserad fackverksmodell (sandwich modell)

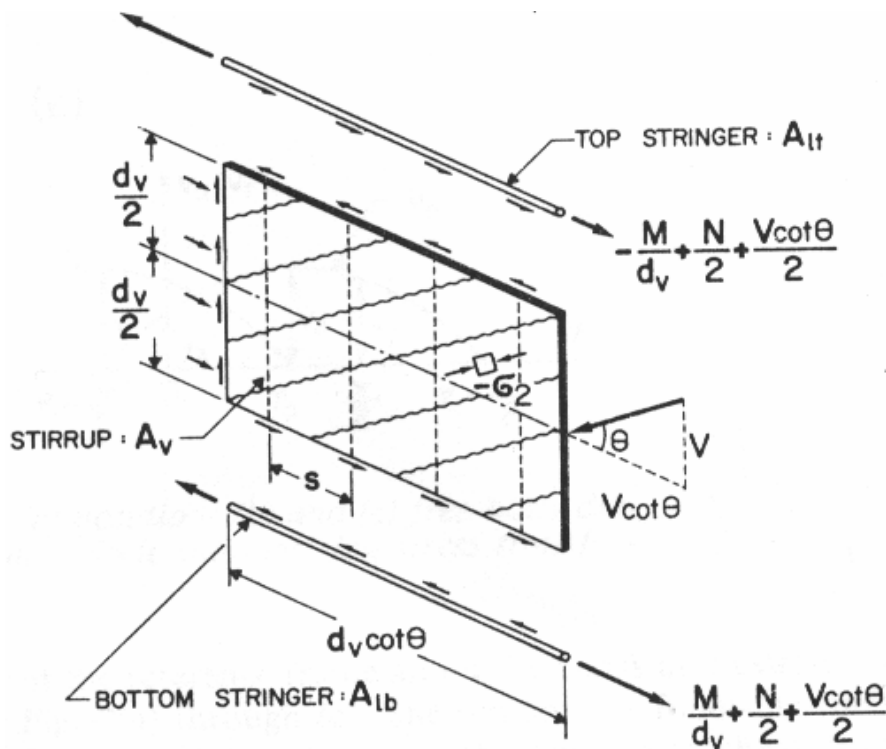
Normens dimensioneringsmetoder tar hänsyn till skjuvspänningen i en betongplatta som en balk. Metoderna är enkla och konservativa men de innehåller tre brister.

För det första ger de inte en bra förklaring till hur tvärkrafterna upptas i en armerad betongplatta. För det andra tar de inte hänsyn till skjuvkrafter på grund av vridmoment som uppkommer i plattan. För det tredje är denna modell inte tillämpbar för dimensionering av transversellt armerade plattor {8}.

Som komplement till de redan etablerade modellerna har Peter Marti utvecklat en s.k. Sandwich modell som är en fackverksmodell för plattor med normalkraft i analogi med fackverksmodell för balkar.

Fackverksmodell för balkar med normalkraft

Betrakta en sektion med konstant tvärsnitt som är utsatt för moment, tvärkraft, och normalkraft enligt Figur 10.



Figur 10 Tvärsnitt med konstant tjocklek {7}

Med antagande om att moment M och normalkraft N i snittet upptas i flänsarna och tvärkraften V i livet kan den horisontella komponenten $V \cot \theta$ av den resulterande diagonala tryckande kraften kompenseras av dragande krafter $\frac{V \cot \theta}{2}$ i flänsarna medan den vertikala

komponenten av V måste upptas i tvärkraftsarmering inom en zon på avståndet $d_v \cot \theta$ från det aktuella snittet. Detta ger att

$$V \leq A_{sv} f_v \frac{d_v \cot \theta}{s} \quad (25)$$

där A_{sv} , f_v och s är armeringsarea, sträckgräns respektive avståndet mellan armeringsjärnen. Men samtidigt ska dragkrafterna i flänsarna inte överskrida kapaciteten, enligt uttrycken

$$\frac{M}{d_v} + \frac{N}{2} + \frac{V \cot \theta}{2} \leq A_{lb} f_y \quad (26a) \quad \text{och} \quad -\frac{M}{d_v} + \frac{N}{2} + \frac{V \cot \theta}{2} \leq A_{lt} f_y \quad (26b)$$

A_{lb} och A_{lt} är areor för under- respektive ovankantsarmering. Slutligen skall huvudtryckspänningen σ_2 inte vara större än kapaciteten f_c i den spruckna zonen.

$$-\sigma_2 = \frac{V}{b d_v \sin \theta \cos \theta} \leq f_c \quad (27)$$

Dessa ekvationer kan tillämpas för dimensionering av tvärkraftsarmering vid konstant tjocklek på balken.

Ekvationerna 26a och 26b visar samverkan mellan tre komponenter som krävs för att ta upp tvärkraften, dvs. tvärkraftsarmering, dragarmering, och betong.

Skjuvsprickornas lutningsvinkel θ som används i ekvationerna ovan kan väljas godtyckligt mellan 25 och 45 grader.

Normalt utgör drag- och tvärkraftsarmering med hänsyn till tvärkraft bara en liten andel av den totala armeringen på grund av böjmomentet och den totala armeringsmängden är ganska okänslig av hur man väljer vinkeln θ {7}.

Val av vinkel θ ska göras utifrån ingenjörsmässiga bedömningar. Ett lågt värde på θ tillåter större avstånd mellan byglarna men ger samtidigt mer dragarmering vilket i sin tur kan orsaka förankringsproblem.

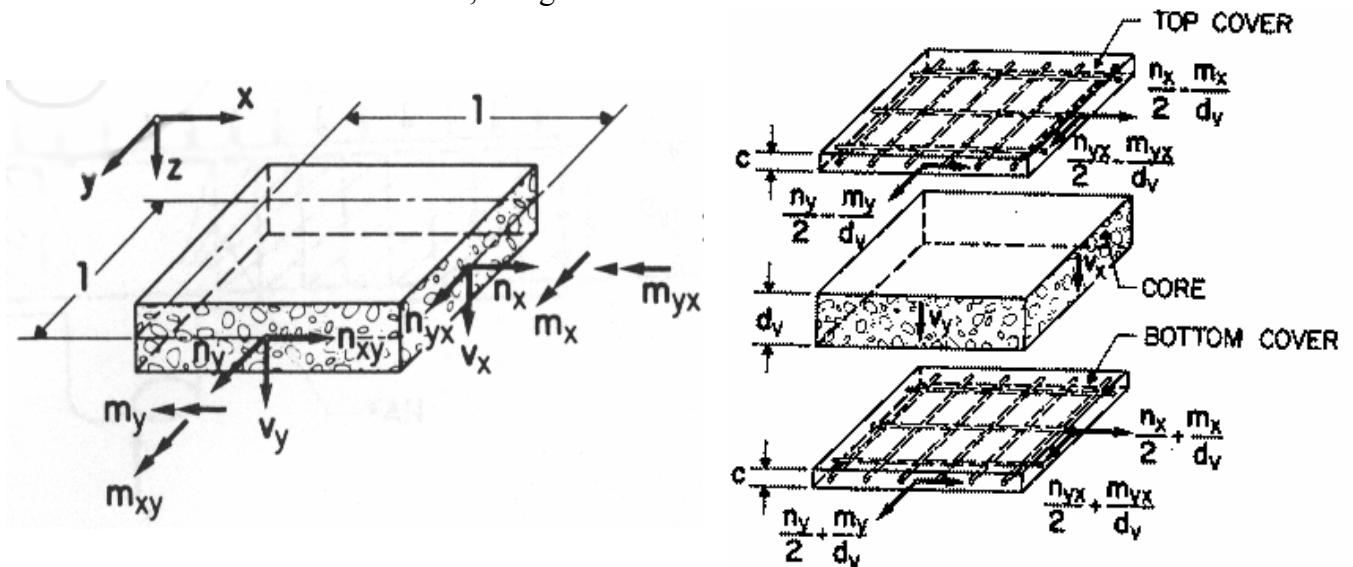
Fackverksmodellen är konservativ och kan bara appliceras för balkar. Det är därför viktigt att närmare undersöka plattor där förutsättningarna är annorlunda. Av praktiska och ekonomiska skäl vill man oftast också undvika att lägga tvärkraftsarmering i plattor.

2.2.1 Dimensionering av tvärkraftsarmering i betongplattor

Sandwich modell

FEM-analys ger åtta snittkrafter i ett skalelement, tre normalkrafter n_x , n_y och n_{xy} ; två tvärkrafter v_x och v_y ; två böjmoment m_x och m_y och ett vridmoment $m_{xy} = m_{yx}$.

Vi kan introducera sandwich-modellen där flänsarna tar upp moment och normal-krafter, medan tvärkrafterna tas i kärnan, se fig.11a och 11b



Figur 11a och 11b Sandwichmodell {7}

Antag samma ytskiktstjocklek c i överkant och underkant. Avståndet mellan ytskiktens centrumplan d_v är samma som den effektiva tjockleken på kärnan {7} (se fig 10), enligt ekvation nedan

$$d_v = h - c \quad (28)$$

där h är plattans tjocklek. Betongens tryckhållfasthet är ofta inte fullt utnyttjad varför approximationen av d_v är på säkra sidan.

Det finns finare metoder som ger bättre värde på d_v , men i praktiken är det ointressant eftersom det är frågan om små fel när det görs en approximation av d_v . Värdet på d_v ligger mellan 80 och 90 procent av h .

Med kännedom om v_x och v_y från FEM-analysen kan man beräkna $v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$ och

$$\varphi_0 = \tan^{-1}\left(\frac{v_y}{v_x}\right).$$

Osprucken kärna

I detta fall måste den formella skjuvspänningen v_0/d_v på grund av huvudtvärkraften vara mindre än $(0.17\sqrt{f'_c})$ [Mpa], (där f'_c är specificerad tryckhållfasthet enligt ACI och är mätt på cylindrar 150x300mm efter 28 dygn.) Detta innebär att det inte finns några diagonala sprickor i kärnan och tvärkrafter i snittet inte har någon effekt på krafterna i planet. Ingen tvärkraftsarmering krävs i detta fall {7}.

Sprucken kärna

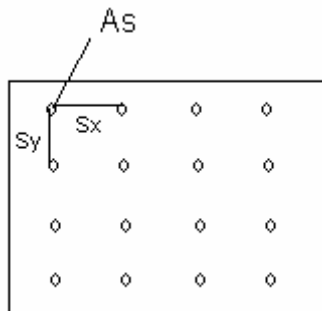
Om $v_0/d_v > (0.17\sqrt{f'_c})$ [Mpa] måste man räkna med att det finns en diagonal spricka. Detta innebär att tvärkraftsarmering och dragarmering behövs. Detta fall kan behandlas med en fackverkmodell. Enligt fig.10 måste den sneda tryckresultantens horisontella komponent $V \cot \theta$ motsvara en normalkraft som fördelas på fackversbalkens flänsar.

Det är viktigt att notera likheten mellan kraftresultanternas uttryck i fig.13 och de som finns i ekv.26.

Tvärkraftsarmeringen skall läggas in vinkelrätt mot plattans plan och behovet av bygelarmeringsmängd ρ_z beräknas ur

$$\rho_z = \frac{v_0 \tan \theta}{d_v f_y} \quad (29) \quad (\text{jämför med } \rho_z = \frac{A_s}{s_y s_x})$$

Denna ekvation är analog med ekvation 25, se figur 12.

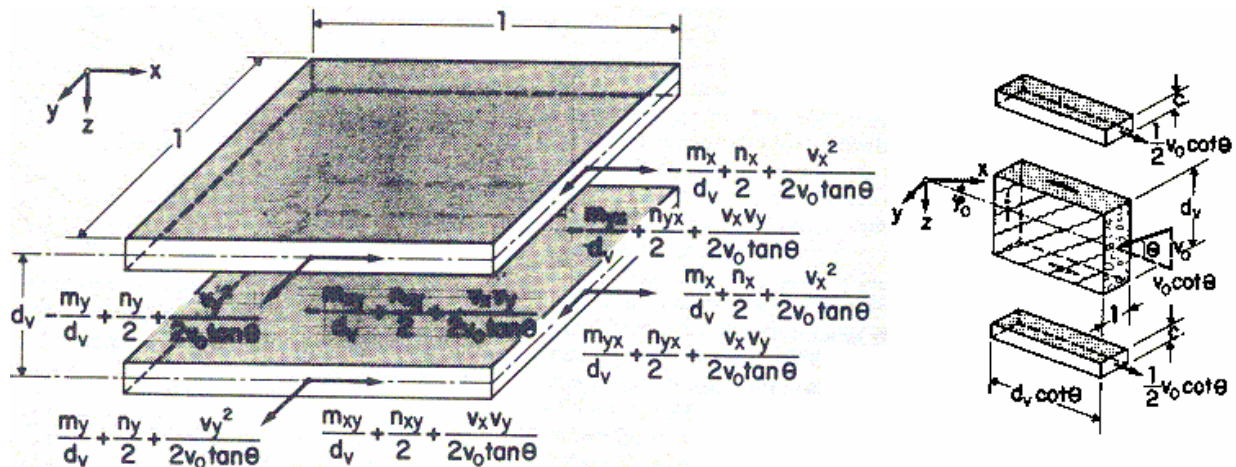


Figur 12 Bygelarmeringsmängd

Behovet av armering i de två ortogonala riktningarna x och y bestäms av $N_x + k|N_{xy}|$

respektive $N_y + \frac{1}{k}|N_{xy}|$, där k en positiv valfri faktor och N_x, N_y och N_{xy} är

membrankrafterna som påverkar sandwichmodellens ytterskikt. N_x, N_y och N_{xy} fås genom olika bidrag från snittkrafterna i figur 11a, se ekvation 30 och 31 samt figur 13b.



Figur 13a o13b Krafterna som verkar på sandwichelement {7}

Armeringsbehovet i underkant ges av

$$a_x f_y \geq N_x + k |N_{xy}| = \frac{m_x}{d_v} + \frac{n_x}{2} + \frac{v_x^2}{2v_0 \tan \theta} + k \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{n_{xy}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (30)$$

och

$$a_y f_y \geq N_y + \frac{1}{k} |N_{xy}| = \frac{m_y}{d_v} + \frac{n_y}{2} + \frac{v_y^2}{2v_0 \tan \theta} + \frac{1}{k} \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{n_{xy}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (31)$$

där a_x och a_y är underkantsarmeringens area per breddmeter platta i x- respektive y-led ,enligt På samma sätt fås

$$a'_x f_y \geq N'_x + K |N'_{xy}| = -\frac{m_x}{d_v} + \frac{n_x}{2} + \frac{v_x^2}{2v_0 \tan \theta} + K \left| -\frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{n_{xy}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (32)$$

och

$$a'_y f_y \geq N'_y + \frac{1}{K} |N'_{xy}| = -\frac{m_y}{d_v} + \frac{n_y}{2} + \frac{v_y^2}{2v_0 \tan \theta} + \frac{1}{K} \left| -\frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{n_{xy}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (33)$$

där a'_x och a'_y är överkantsarmeringens area per breddmeter platta och K ett annat godtyckligt positivt tal. Dessa ekvationer gäller enbart om betongens tryckkapacitet inte överskrids.

Betongens tryckkapacitet är tillräcklig om följande villkor är uppfyllda {7}

$$c f_c \geq (a_x + a_y) f_y - \frac{m_x + m_y}{d_v} - \frac{n_x + n_y}{2} - \frac{v_0}{2 \tan \theta} \quad (34)$$

$$cf_c \geq (a'_x + a'_y)f_y + \frac{m_x + m_y}{d_v} - \frac{n_x + n_y}{2} - \frac{v_0}{2 \tan \theta} \quad (35)$$

Om de två sista ekvationerna inte är uppfyllda måste man öka värdet på c och göra nya beräkningar med motsvarande d_v .

2.3 Unified shear Theory UST.

Collins och Mitchell (1991) har utvecklat en ny metod kallad Unified Shear Theory (UST) {4} vilken baseras på Modified Compression Field Theory (MCFT) av (Veccio och Collins 1986) som kan anses vara Martis sandwichmodell med tillhörande betongkapacitet.

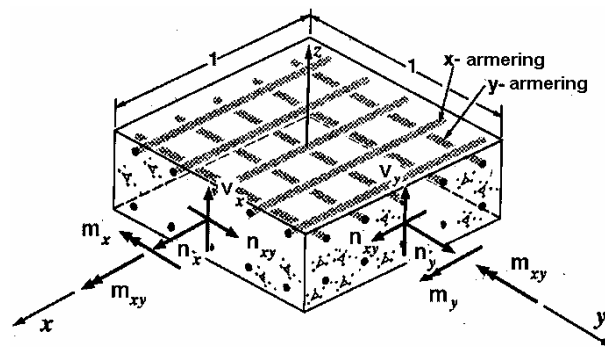
I en punkt i plattan beräknas tvärkraften v_o som

$$v_o = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (36)$$

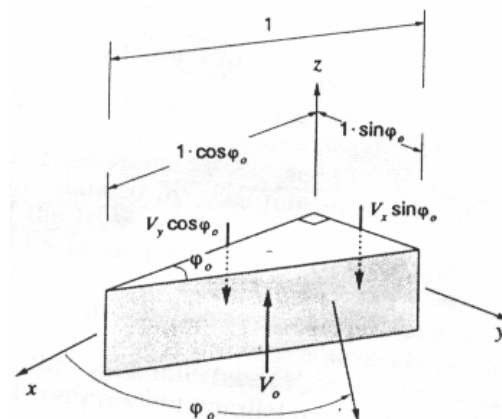
verkande i ett plan med riktningen

$$\varphi_o = \tan^{-1} \left(\frac{v_x}{v_y} \right) \quad (37)$$

mot x-axeln se figur 14 och 15.



Figur 14 Kraft definitioner {3}



Figur 15 Principal tvärkraftsriktning {3}

Här utnyttjas Martis sandwichmodell som ansätter att böjmoment och normalkrafter tas upp i över- och underflänsarna och tvärkraften i kärnan av modellen se Figur 16.

Tvärkraftskapacitet från skjuvarmering ges av

$$v_s = \frac{A_{sv} f_y}{s} d_v \cot \theta_{z0} \quad (38)$$

Vinkeln θ i ekvation 38 beror av töjningarna och kan inte väljas fritt. Metoden inkluderar även en betongkapacitet enligt följande:

$$v_c = \beta \sqrt{f} b_v d_v \quad (39)$$

där dragspänningsfaktorn β och lutningen på sprickan θ_{z0} bestäms av skjuvspänningskvoten v/f_c , och töjningen ε_o i huvudtvärkraftsriktningen där $v = v_o / b_v d_v$.

β som beror på förmågan hos betongen att överföra dragspänningar och påverkas av armeringen samt graden av axiell töjning, axiellt tryck, böjning och förspänning. Töjningen för en balk i längsled kan uppskattas om man känner medelkraften i dragarmeringen.

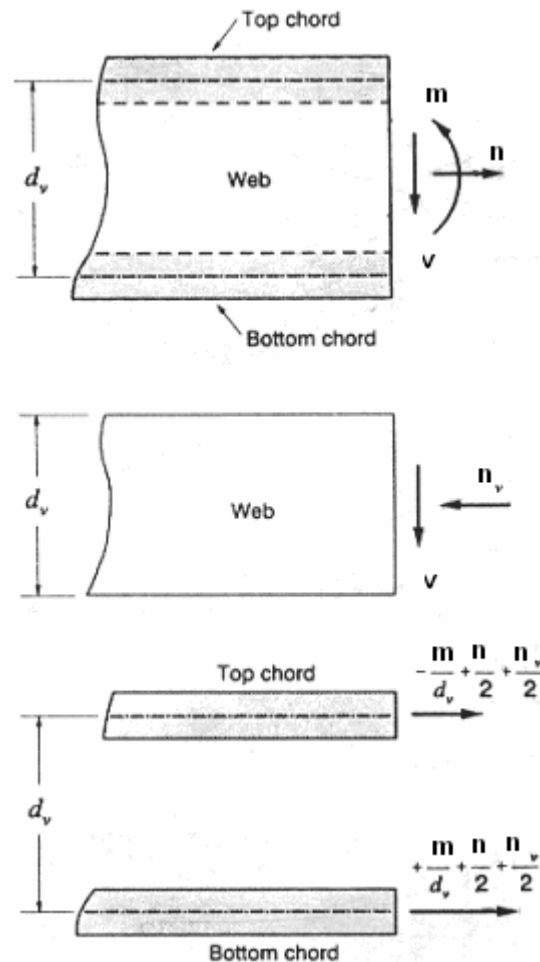
Från fackverksmodellen kan medelkraften i dragarmeringen uppskattas genom

$$N = \frac{m}{d_v} + 0.5n + 0.5n_v \quad (40)$$

där

$$n_v = v_s \cot \theta_{z0} + 2v_c \cot 2\theta_{z0} \quad (41)$$

är en kraft som uppstår i kärnan för att motstå den pålagda tvärkraften. Denna kraft måste kompenseras i över och underflänsarna med $0.5 n_v$, se figur 16.



Figur 16 Normalkraftskompensation {3}

När kärnan av en balk är osprucken motsvaras skjuvspänningen av lika stora drag- och tryckspänningar vilka verkar i 45° ($\theta_{zo} = 45^\circ$). I detta fall behövs ingen tvärkraftsärmering ($v_s = 0$) vilket leder till att ingen tryckande normalkraft behövs i kärnan dvs. $n_v = 0$. Om däremot betongen är så sprucken så att den inte längre har någon kapacitet ($v_c = 0$) reduceras n_v till

$$n_v = v_s \cot \theta. \quad (42)$$

För fall mellan dessa ytterligheter som svarar mot den välkända fackverksmodellen för skjuvning beror n_v av både v_c och v_s enligt ekvation 41.

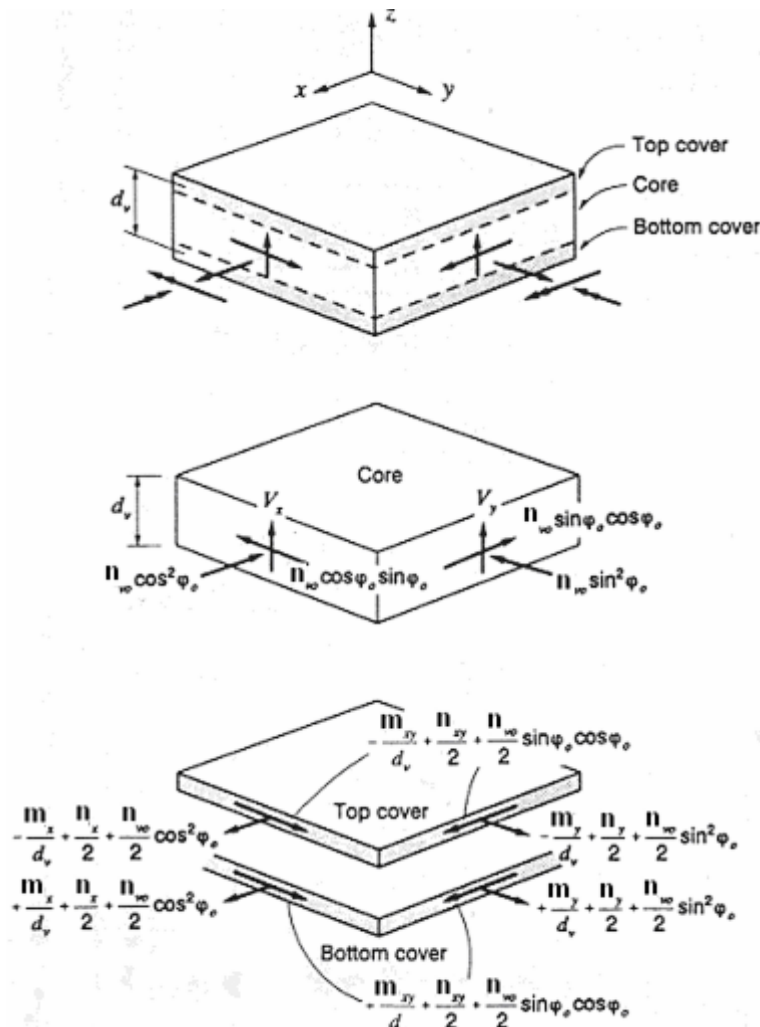
Sambanden ovan utnyttjas när man skall bestämma töjningarna ε_x och ε_y i höjd med dragärmeringen. Krafterna i underflänsen kan då uppskattas till, se figur 17

$$N_x = \frac{m_x}{d_v} + 0.5n_x + 0.5n_{v0} \cos^2 \varphi_0 \quad (43)$$

$$N_y = \frac{m_y}{d_v} + 0.5n_y + 0.5n_{v0} \sin^2 \varphi_0 \quad (44)$$

$$N_{xy} = \frac{m_{xy}}{d_v} + 0.5n_{xy} + 0.5n_{v0} \cos^2 \varphi_0 \quad (45)$$

där φ_0 är lutningen på tvärkraften i huvudriktningen.



Figur 17 Kraftuppläggning i en platta {3}

En normaltryckkraft motsvarande

$$n_{v0} = v_{s0} \cot \theta_{z0} + 2v_{c0} \cot 2\theta_{z0} \quad (46)$$

behövs i tvärkraftens huvudriktning för att kärnan ska motstå huvudtvärkraften. Denna normalkraft skall på samma sätt som i fackverksmodellen tas upp av över- och underfläns. Dessa flänsar har även normalkrafter och tvärkrafter i x- och y-riktningarna vilket gör det svårt

att uppskatta töjningarna pga. olinjaritet i betongen vid tryck, sprucken betong vid drag och flytning av armeringen.

Enligt Collins och Mitchell kan en iterativ procedur användas för att bestämma töjningar korrekt. Om armeringen inte flyter, ignoreras dragspänningarna i den spruckna betongen och om tryckspänningarna i betongen ligger inom det linjära området kan töjningarna i en fläns bestämmas enligt följande:

$$\varepsilon_x = \frac{N_x + N_{xy} \cot \theta_{xy} - f_{se} A_{px}}{E_s A_{sx} + E_p A_{px}} \quad (47)$$

$$\varepsilon_y = \frac{N_y + N_{xy} \tan \theta_{xy} - f_{se} A_{py}}{E_s A_{sy} + E_p A_{py}} \quad (48)$$

Riktningen av huvudnormaltrycket i x-y planet, θ_{xy} (mätt ifrån x-axeln), kan bestämmas genom att man löser de fyra rötterna {3} ur följande ekvation:

$$\left(1 + \frac{1}{s_y}\right) \tan^4 \theta_{xy} + \frac{\mu_y}{s_y} \tan^3 \theta_{xy} - \frac{\mu_x}{s_x} \tan \theta_{xy} - \left(1 + \frac{1}{s_x}\right) \quad (49)$$

där

$$s_x = m_s \rho_{sx} + m_p \rho_{px} \quad (50)$$

$$s_y = m_s \rho_{sy} + m_p \rho_{py} \quad (51)$$

$$\mu_x = \frac{N_x - f_{se} A_{px}}{N_{xy}} \quad (52)$$

$$\mu_y = \frac{N_y - f_{se} A_{py}}{N_{xy}} \quad (53)$$

där $m_s = E_s / E_C$, $m_p = E_p / E_C$, E_s = dimensionerande E-modul för stål, E_p = dimensionerande E-modul för förspänt stål, f_{se} = effektiv förspänning.

När θ_{xy} är känd kan man bestämma de två töjningarna ε_x och ε_y och därefter kan man bestämma normaltöjningen ε_o i huvudtvärkraftsriktningen enligt följande:

$$\varepsilon_o = \varepsilon_x \cos^2 \varphi_o + \varepsilon_y \sin^2 \varphi_o + (\varepsilon_y - \varepsilon_x) \tan 2\theta_{xy} \sin \varphi_o \cos \varphi_o \quad (54)$$

Huvudtvärkraftsriktning kommer inte vara i huvudnormaltöjningsriktningen och det kommer att finnas en skjuvtöjningskomponent i tvärkraftens huvudriktning. Denna skjuvtöjningskomponent, som inte finns i en balk, anses ha en försumbar påverkan {3}.

Normaltöjningskomponenten i tvärkraftens huvudriktning, ε_o , måste bestämmas för både överfläns och underfläns. Den största av dessa normaltöjningar används för att bestämma tvärkraftsarmeringen.

2.3.1 Tvärkraftsarmering

När väl ε_o är bestämd kan dragspänningsfaktorn, β , och lutningen på sprickan, θ_{zo} , bestämmas genom tabell 1 (se bilaga 2). Denna tabell är en halvempirisk tabell, dvs. baserad på försök {5}. Dessutom är testerna utförda på balkar istället för plattor. Även för dessa balkar stämmer inte dessa halvempiriska samband vidare bra. Det beror främst på att de balkar som experimenten utförts på ofta är mycket mindre än de som används i verkligheten. Betongens bidragande del per enhetsbredd är:

$$v_{co} = \beta \sqrt{f'_c} d_v \quad (55)$$

och tvärkraftsarmeringens bidragande del skall vara minst:

$$v_{s0} \geq v_0 - v_{co} \quad (56)$$

Den nödvändiga tvärkraftsarmeringen tas nu fram med hjälp av

$$\rho_z = v_{s0} \frac{\tan \theta_{zo}}{d_v f_y} \quad (57)$$

2.3.2 Dragarmering

För att ta hänsyn till inverkan av tvärkraften måste dragarmeringen i en platta eller en vägg kunna motstå följande krafter:

$$n_x + \Delta n_x, n_y + \Delta n_y, n_{xy} + \Delta n_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}$$

De extra krafter Δn_x , Δn_y , Δn_{xy} som uppstår i de diagonala sprickorna pga, tvärkrafterna och som måste tas av dragarmeringen är:

$$\Delta n_x = (v_{so} + 2v_{co}) \cot \theta_{zo} \cos^2 \varphi_0 \quad (58)$$

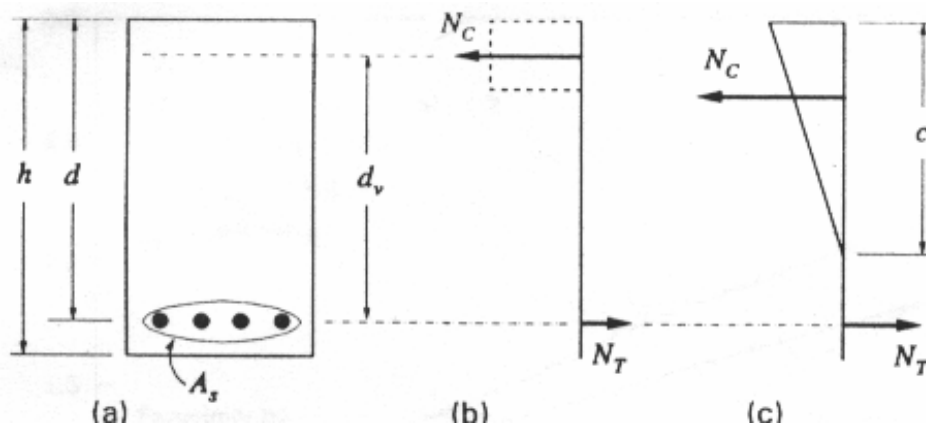
$$\Delta n_y = (v_{so} + 2v_{co}) \cot \theta_{zo} \sin^2 \varphi_0 \quad (59)$$

$$\Delta n_{xy} = (v_{so} + 2v_{co}) \cot \theta_{zo} \cos \varphi_0 \sin \varphi_0 \quad (60)$$

2.4 Begränsningar

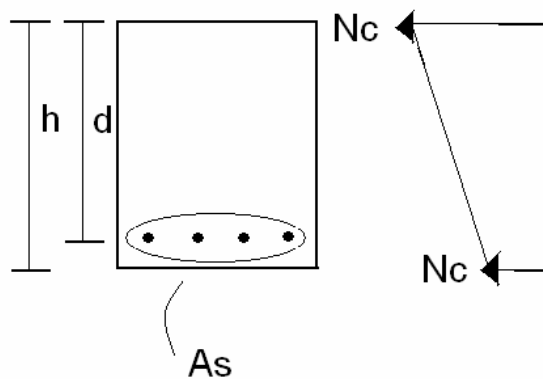
Detta examensarbete har begränsats till att bara studera brottgränstillståndet på grund av att ytterligare studier i bruksgränstillståndet hade varit för omfattande. Dessutom behandlades enbart de spänningsfall som unified shear theory metoden tar hänsyn till när det är drag i underkant och tryck i ovkant eller tvärtom.

Anledningen till att inga andra spänningsfall är acceptabla beror på den matematiska lösningsmetod som är föreskriven i UST-metoden {3}. Lösningen kräver en kvot $=c/d$ som beskriver förhållandet mellan tryckzonens höjd c när betongen befinner sig i ett linjär-sprucket tillstånd och effektiva höjden d , se figur 18.

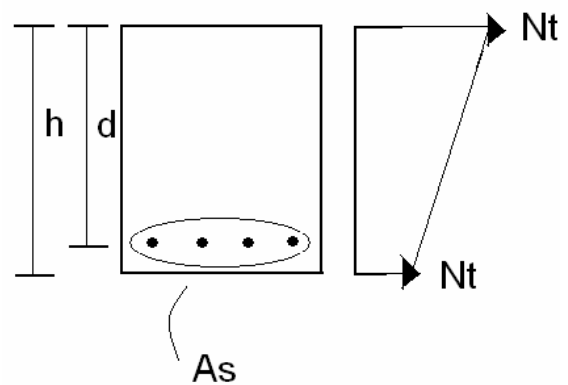


Figur 18 Spännings resultanter i ett armerat betongtvärsnitt utsatt för axiellt tryck och böjmoment. {3}

För andra fall där hela tvärsnittet är antingen helt tryckt eller draget är kvoten c/d inte definierad, se figur 19 och 20. Dessa fall kan därför inte lösas på det sätt som metoden anger men om en annan matematisk metod som löser dessa spänningsförhållanden används finns inga hinder att använda metoden. Ett förslag till hur problemet kan lösas ges i kap 3.3.



Figur 19 Exempel på spänningsfördelning med helt tryckt tvärsnitt



Figur 20 Exempel på spänningsfördelning med helt draget tvärsnitt

Vid tillämpning av metoden används här karakteristiska hållfastheter för armering och betong. Det antas också att betongen spricker men att det finns lite tvärkraftskapacitet kvar i betongen. De extremfall som gör att beräkningsförloppet inte är matematiskt applicerbart undersöks ej eftersom metoden inte behandlar dessa fall och beräkningsmetoden går att utvärdera för exempel där dessa fall inte är kritiska.

3 Analys- Utvärdering

3.1 Förutsättningar

En sned bro analyserades med hjälp av FEM i brodimensioneringsprogrammet LUSAS.

Förutsättningar för beräkningar :

Böjarmring uk= Ks60s ök= B500b, Betongkvalité K45.

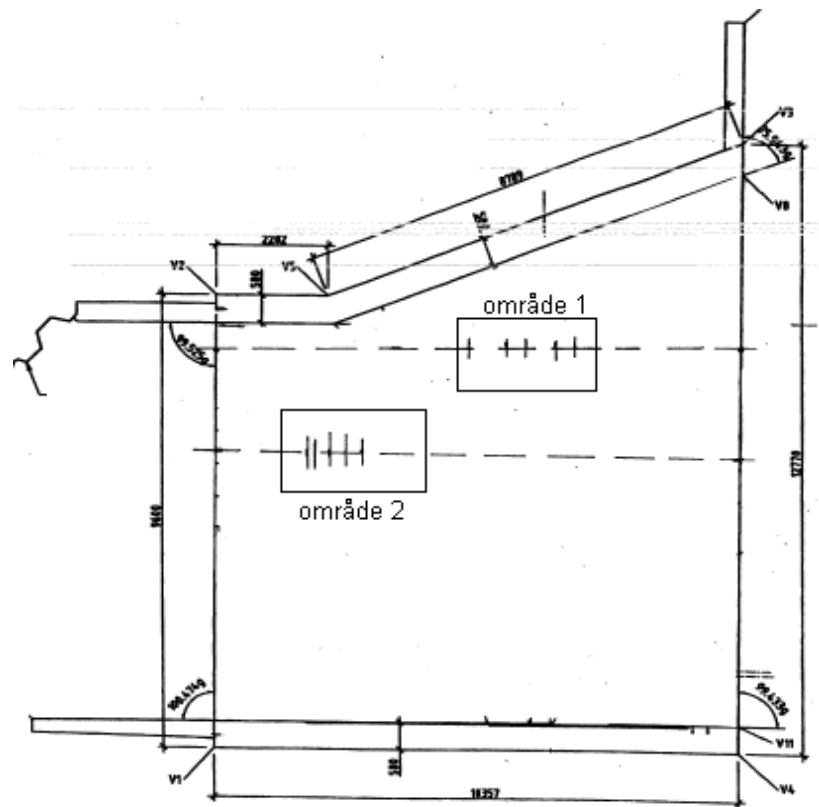
En skillnad i normerna är hur man beräknar betongens tvärkraftskapacitet. För kanadensiska normen används $v_{co} = \beta \sqrt{f'_c} d_v$ där f'_c har bestämts genom cylindriska provkroppar

150x300mm. För BBK används $v_c = b_v d_v f_v$ där f_v bestäms genom f_{ct} som är relaterad till kubiska provkroppar 150x150mm. För att hitta en likvärdig betong inom de olika normerna för jämförelse sinsemellan har vi utgått ifrån E-modulen. E-modulen är som känt en parametrisk faktor varvid detta vore ett bra sätt att få motsvarande betongkvaliteter inom de två teorierna. För en K45 i BBK är $E_c = 33\text{Gpa}$ vilket ger $f_{ct} = 2.1\text{Mpa}$. I Kanadensiska normen kan man utnyttja $E_c = 4730 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$ {2} detta ger ett värde på $f'_c = 47\text{Mpa}$. Detta har använts i beräkningarna.

3.2 Jämförelse

För att utvärdera metoden har den jämförts med en traditionell dimensioneringsmetod (BBK) som är en accepterad norm att dimensionera efter.

Vi har beräknat och plockat fram krafterna i en sned farbaneplatta på en verklig bro. En sådan geometri valdes pga att det ger stora tvärkrafter i både x- och y-riktning. Vi har valt att jämföra två områden i farbaneplattan pga att de gav jämförbara snittkrafter. Områdena är också intressanta pga att de ligger i den osymmetriska delen av bron. De två områdena syns nedan i Figur 21



Farbaneplatta

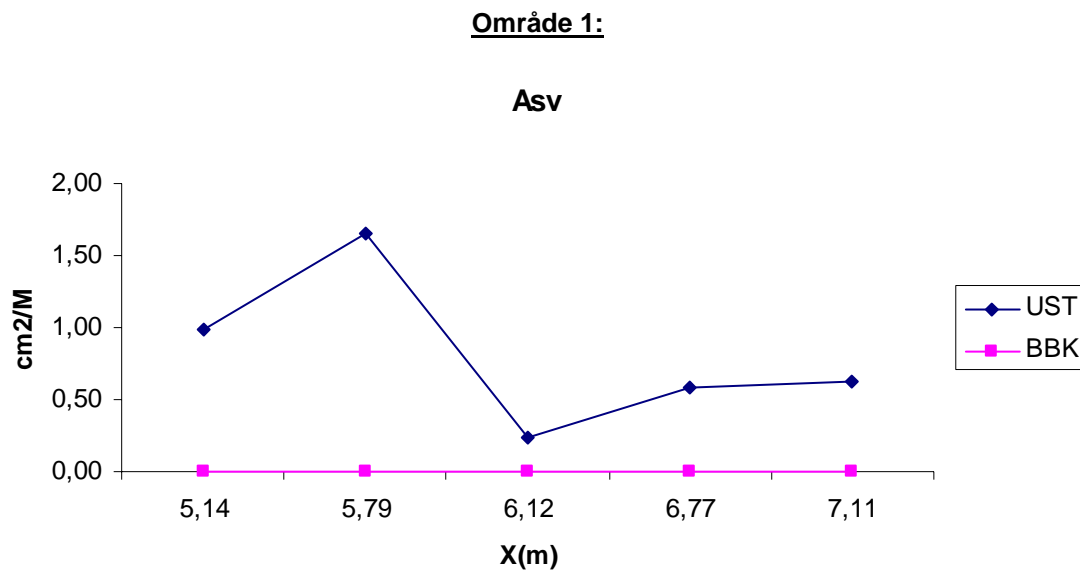
Figur 21 Farbaneplatta i bro med markerade jämförelseområden {3}

Jämförelsen mellan Unified Shear Theory metoden och den traditionella metoden avser tvärkraftsarmeringsarea och böjarmeringsarea men också utnyttjad betongkapacitet uttryckt i kN/m. Den stora skillnaden som märktes redan tidigt i beräkningarna är att UST metoden utnyttjar mycket mindre betongkapacitet så fort det behövs lite mer tvärkraftsarmering, ungefär när $Asv > 2-3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

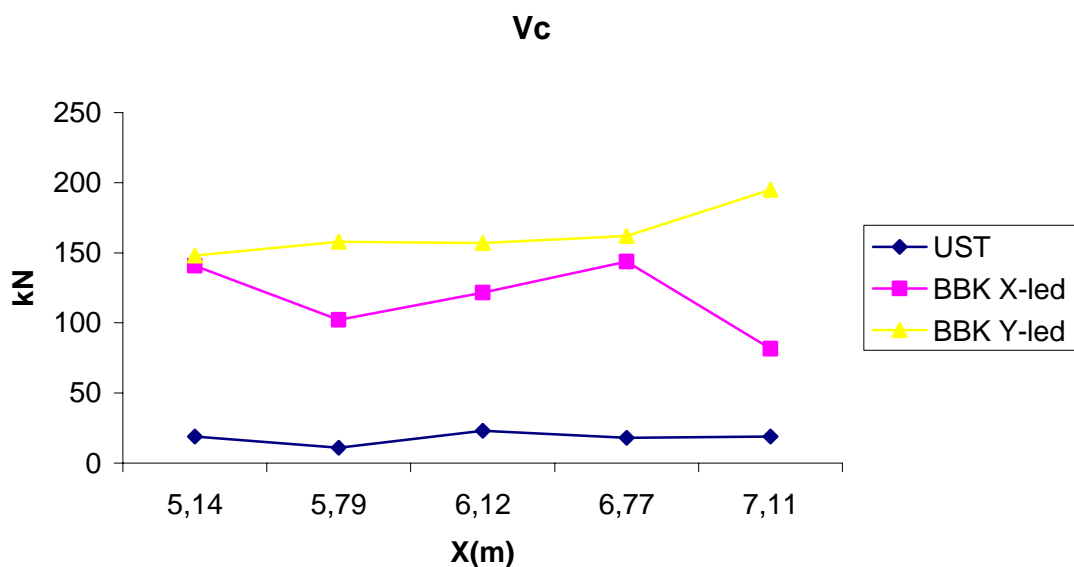
Detta innebär att metoden är konservativ och kan anses vara väldigt säker. Den är dock antagligen lite väl mycket konservativ, vilket innebär att metoden medför ökad byggkostnad. Den bör därför endast användas på speciellt utvalda områden.

Bilderna som följer visar skillnaderna mellan beräkningar gjorda med UST och BBK94. Figur 22 och 23 visar skillnaden vad gäller tvärkraftsarmering och betongkapacitet i område 1.

Böjarmeringen är inte redovisad i detta område pga att det inte var någon avvikelse mellan de två metoderna.

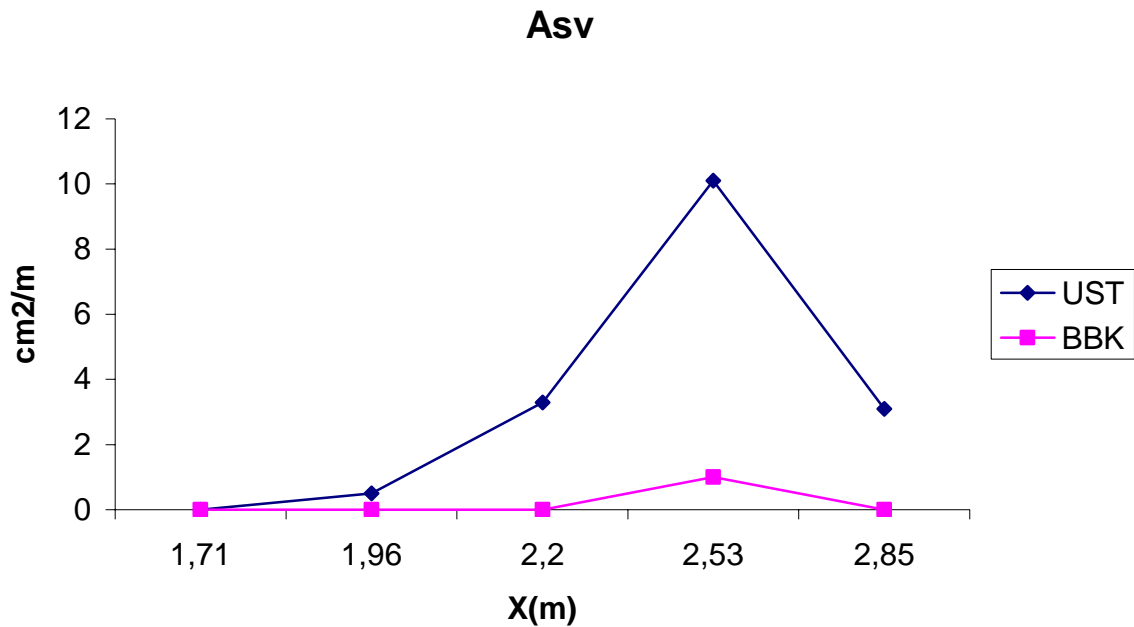


Figur 22 Behov av tvärkraftsarmering i område 1

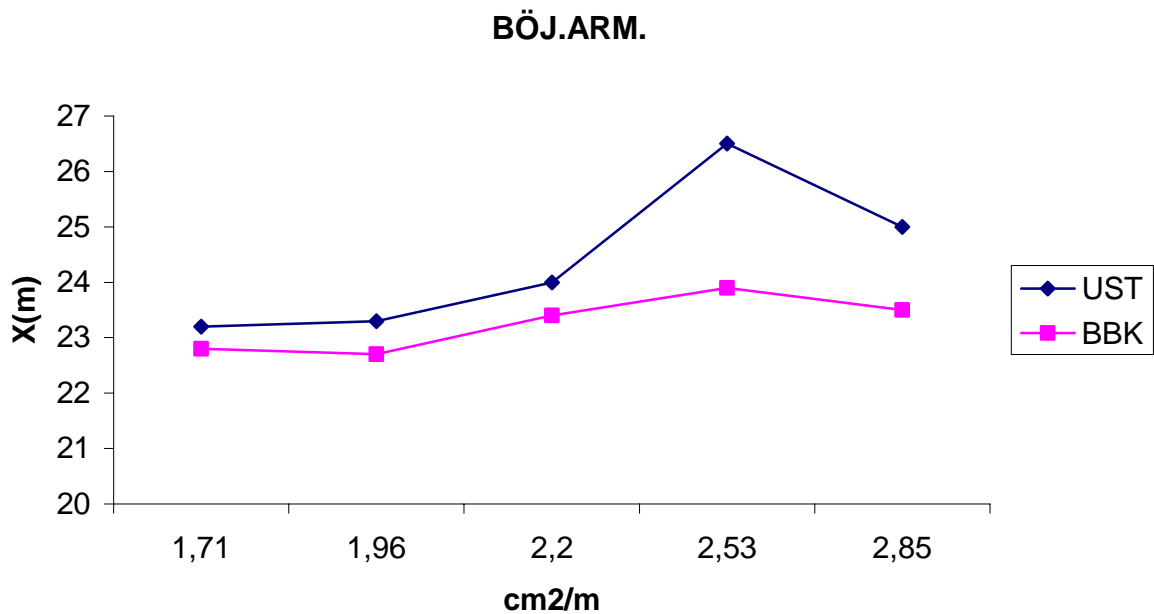


Figur 23 Betongs tvärkraftskapacitet i område 1

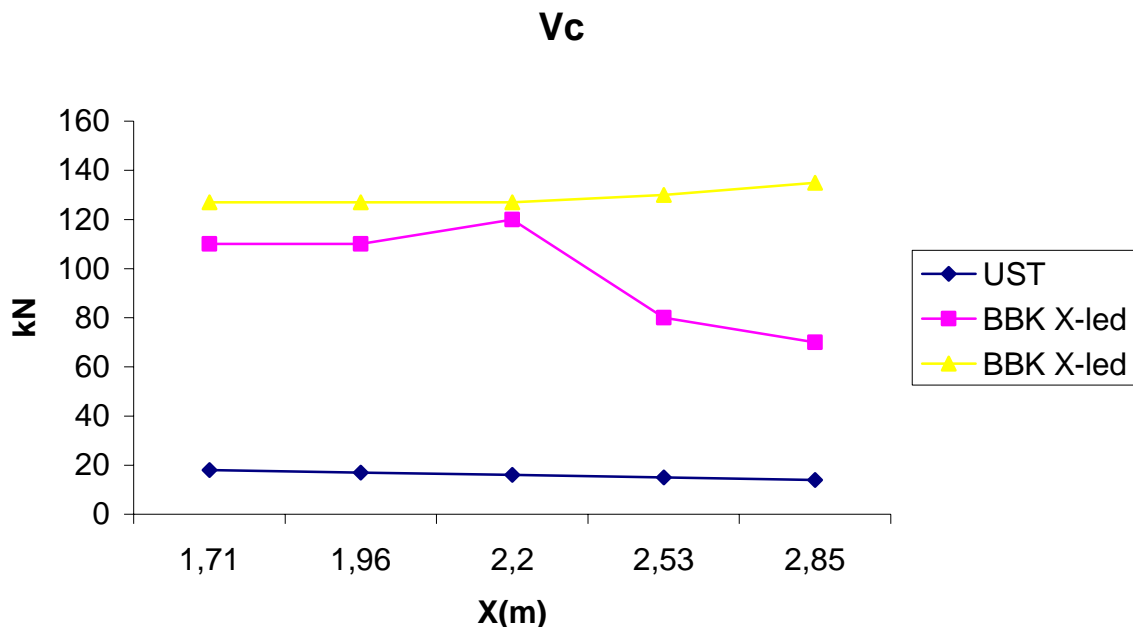
Figr 24 -26 visar skillnad vad gäller tvärkraftsarmering, böjarmering och betongkapacitet för område 2:



Figur 24 Behov av tvärkraftsarmering i område 2



Figur 25 Behov av böjarmering i område 2



Figur 26 Betongs tvärkraftkapacitet i område 2

Resultaten ovan visar tydligt att betongkapaciteten utnyttjas mycket försiktigare i UST-metoden samt att tvärkraftsarmeringen skiljer sig markant när armeringsarean börjar öka i värde.

3.3 Förslag till lösning av tryckt och draget tvärsnitt

För att kunna använda UST-metoden måste man känna till normaltöjningen i huvudtvärkraftsriktningen. Anledningen till detta är att betongens tvärkraftkapacitet bestäms utifrån tabell 1, se bilaga 2, där töjningen är en inparameter.

Vi anser att det borde gå att räkna ut töjningen med hjälp av Betonghandboken Konstruktion s 348. Problemet är sedan att få denna töjning i huvudriktningen men det borde gå att lösas om det tas hänsyn till hur betongen beter sig i draget respektive tryckt tillstånd.

Vi anser också att det borde räcka med att undersöka det dragna tillståndet eftersom det inte brukar krävas tvärkraftsarmering vid helt tryckt tvärsnitt.

4 Slutsatser

Etablerade metoder för att dimensionera tvärkraftsarmering i en betongplatta i två riktningar saknas.

I denna rapport har en metod undersökts, Unified Shear Theory (UST), vilken tar hänsyn till att tvärkrafter i två riktningar angriper samtidigt. Metoden är baserad på Collins-Mitchells teori {3}.

Vid dimensionering idag utnyttjas 100 % av kapaciteten i x-respektive y-led . Detta kan tänkas vara en överskattning av betongens kapacitet. Med detta i åtanke känns det inte helt rätt att dimensionera enligt de traditionella metoderna som räknar varje riktning för sig och adderar resultaten efteråt för att få fram erforderlig armeringsmängd.

En jämförande analys där man dimensionerar för hela kraften utan att utnyttja betongkapacitet är stansningsfenomenet.

”Mängden skjuvarmering bestäms av att summan av de vertikala komponenterna av krafterna i skjuvarmeringen vid spänningen f_{st} skall uppgå till minst 75% vid innerpelare och 100% vid kantpelare av dimensionerande pelarkraft.” {9}

Den största felkällan är Tabell1 (se bilaga 2) som används i ”Unified Shear Theory”metoden. Denna tabellen är halvempirisk och baserad på tester utförda på balkar istället för plattor. Även för balkar stämmer inte dessa halvempiriska samband vidare bra. Det beror främst på att de balkar som experiment utförs på ofta är mycket mindre än de som används i verkligheten.

För att testa metoden utvecklades en excel-fil {2} som beräknar enligt UST-metoden. I UST räknas det med båda riktningarna samtidigt och en erforderlig armeringsmängd erhålls direkt. Fördelen med detta är att betongkapaciteten inte överskattas och att endast en beräkning krävs.

Vid traditionella metoder utnyttjas betongens kapacitet i de två riktningarna oberoende av varandra. I studien har det visat sig att armeringsbehovet blir större jämfört med de traditionella metoderna främst beroende på att UST inte tillgodoräknar sig full friktion mellan sprickorna i betongen vilket gör att betongkapaciteten utnyttjas i en lägre grad. Detta gör det svårt att motivera metoden ekonomiskt. Därför bör enligt vår uppfattning UST endast användas för utvalda komplicerade områden där de traditionella metoderna inte kan anses vara helt ingenjörsmässigt acceptabla.

En annan nackdel med UST är att de matematiska lösningarna som är beskrivna endast lämpar sig för ett ”böjt” spänningsförhållande dvs. när det är drag i underkant och tryck i ovkant eller tvärtom. De andra spänningsfall visar sig som ”buggar” i datorprogrammet om man väljer att köra det.

Anledningen till att vi inte rättat till dessa ”buggar” är pga. att vi inte ansett det nödvändigt för att kunna utvärdera metoden. Jämförelser visar att totala armeringsmängden för tvärkrafter blir högre baserat på UST än i den traditionella metoden. Detta är mest markant när armeringsarean överstiger ungefär 2-3 cm² /m.

Det är också här som betongkapaciteten skiljer sig åt, eftersom UST metoden utnyttjar mycket mindre betongkapacitet vid stor tvärkraftsbelastning.

5 Referenser

- {1} BBK 94. 1994. Boverkets Handbok om BetongKonstruktioner.
- {2} R Park och T Paulay. 1975. Reinforced concrete structures, Wiley & son, kap 2.
- {3} , P.Adebar och W. He. 1994. Journal of structural engineering, Influence of membran forces on transverse-shear reinforcement design.
- {4} Betonghandbok Konstruktion. 1990. kap 6. 5.33, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB.
- {5} Khaldoun N. Rahal and Michael P. Collins. 1999. Canadian journal of civil engineering, Background to the general method of shear design in the 1994 CSA-A23.3 standard, vol 26.
- {6}, Betonghandbok Konstruktion. 1990. kap 6. 5.33, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB.
- {7} P Marti. 1990. ACI Structural journal, kap Design of Concrete Slab for transverse Shear.
- {8} Björn Engström. 1994. Beräkning av betong och murverkskonstruktioner. Del 2 Beräkningsmodeller, Chalmers Tekniska Högskola.
- {9} Betonghandboken konstruktion. 1990. Kap 6.5 plattor Ab Svensk Byggtjänst och cementa AB.
- {10} Annika Mårtensson. 2000. Betongkonstruktioner, kap 5, kompendium, avd konstruktionsteknik , Lunds Tekniska Högskola.

7 Bilagor

Bilaga1 Implementering

Metoden kan appliceras på generella betongkonstruktioner t.ex. plattor och väggar.
Metodappliceringen görs enligt följande steg:

1. Hämta snittkrafterna från FEM-analys dvs. de 8 st. snittkrafterna i varje nodpunkt och lägg dem i excelbladet ”Armering” med tillhörande tvärsnitthöjd.

I excelbladet går det att lägga in hur många rader, nodpunkter, som helst. På så sätt kan man jämföra de olika nodpunkterna och se om det finns någon stor variation i någon nodpunkt.

2. Definiera vilken armeringskvalitet som finns för böjarmering, överkant och underkant, samt tvärkraftsarmering i respektive riktning, x och y, t.ex. B500b eller Ks60S.

3. Tryck på knappen ”Beräkna tvärkraft.arm.” som finns på samma excelblad där snittkrafterna skall läggas in.
(För att följa programmeringstekniskt hur programmet beräknar så se bifogade makrofiler, dvs. bilaga1-4.)

4. Vilket resultat erhålls?

Resultat består av böjarmering i under-och överkant i respektive x-och y-riktning, tvärkraftsarmering (Astirrup) och utnyttjade betongkapacitet enligt teorin (UST).

För att följa vad som görs när du trycker på knappen tvärkraftsarmering se i avsnitt 2.4.

Bilaga 2 Tabell 1

voftcc	θ or β	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	ϵ_{-0}	
		0	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	5	7	9	11	13				
0.05	θ	28	31	34	36	38	41	43	45	46	56	56	56	56	56	56	56	56	56
0.05	β	0.437	0.308	0.251	0.218	0.194	0.163	0.143	0.128	0.116	0.077	0.068	0.058	0.049	0.042	0.037			
0.075	θ	28	30	30	34	36	40	42	43	43	56	56	56	56	56	56	56	56	56
0.075	β	0.405	0.281	0.207	0.198	0.179	0.158	0.138	0.12	0.104	0.077	0.068	0.058	0.049	0.042	0.037			
0.1	θ	22	26	30	34	36	40	42	43	43	56	56	56	56	56	56	56	56	56
0.1	β	0.226	0.202	0.193	0.189	0.173	0.143	0.116	0.097	0.083	0.079	0.068	0.058	0.048	0.041				
0.125	θ	23	27	31	34	36	36	36	36	36	55	56	56	56	56	56	56	56	56
0.125	β	0.2	0.194	0.191	0.18	0.167	0.127	0.103	0.086	0.073	0.078	0.068	0.058	0.048					
0.15	θ	25	28	31	34	34	34	34	34	35	55	56	56	56	56	56	56	56	56
0.15	β	0.211	0.188	0.178	0.172	0.144	0.108	0.087	0.071	0.064	0.078	0.068	0.058						
0.175	θ	26	29	32	32	32	32	34	36	38	54	56	56	56	56	56	56	56	56
0.175	β	0.195	0.183	0.176	0.141	0.117	0.084	0.078	0.076	0.073	0.096	0.068	0.058						
0.2	θ	27	30	33	34	34	34	37	39	41	53	56	56	56	56	56	56	56	56
0.2	β	0.18	0.178	0.174	0.152	0.127	0.09	0.083	0.087	0.083	0.082	0.068	0.058						
0.225	θ	28	31	34	34	34	37	39	42	44	56	56	56	56	56	56	56	56	56
0.225	β	0.164	0.173	0.173	0.139	0.113	0.108	0.098	0.097	0.091	0.068	0.058	0.048						
0.25	θ	30	32	34	35	36	39	42	45	49	56	56	56	56	56	56	56	56	56
0.25	β	0.188	0.167	0.156	0.136	0.121	0.114	0.11	0.107	0.103	0.068	0.058	0.048						