

Edel Viken, Jonas Sandvik Hansen og Sarah Fiskaa
Haugen

Skjærkraftproblematikk rundt søyler i spennarmert flatdekke

Shear force problems around columns in
prestressed flat slab

Bacheloroppgave i byggingteknikk
Veileder: Steinar Trygstad
Medveileder: Bartosz Siedziako
Mai 2022

Edel Viken, Jonas Sandvik Hansen og Sarah Fiskaa
Haugen

Skjærkraftproblematikk rundt søyler i spennarmert flatdekke

Shear force problems around columns in prestressed flat slab

Bacheloroppgave i byggteknikk
Veileder: Steinar Trygstad
Medveileder: Bartosz Siedziako
Mai 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

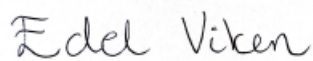
Forord

Denne bacheloroppgaven markerer avslutningen på et 3-årig studieløp i ingeniørfaget bygg ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet (NTNU) i Ålesund. Oppgaven har blitt skrevet gjennom vårsemesteret 2022, og har en studiebelastning på 20 studiepoeng. Prosjektgruppen består av Sarah Fiskaa Haugen, Edel Viken og Jonas Sandvik Hansen. Problemstilling er valgt med bakgrunn i gruppens valgte studieretning i byggingteknikk, og er utarbeidet i samråd med Dr. Ing. Steinar Trygstad AS.

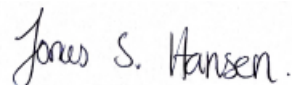
Oppgaven tar for seg hvordan lokale skjærkrefter rundt søyler opptrer i spennarmerte flatdekker. Verken spennarmerte konstruksjoner eller flatdekker var pensum i prosjektgruppens valgte studieretning, arbeidet med oppgaven har dermed først og fremst gitt oss et innblikk i dette. I tillegg har vi fått en dypere innsikt i hvordan denne typen konstruksjoner påvirker skjærkrefter rundt søyler, og hvilke løsninger som kan brukes. Etter mye prøving, feiling og diskusjoner sitter prosjektgruppen igjen med viktig kunnskap om et felt få har mye kunnskap om. Vi er derfor veldig fornøyde med valg av oppgave.

Vi vil gi en spesiell takk til Dr. Ing. Steinar Trygstad for god hjelp og veiledning. Vi vil også takke faglig veileder Bartosz Siedziako og Torodd Skjerve Nord ved Institutt for havoperasjoner og byggingteknikk for bistand og hjelp.

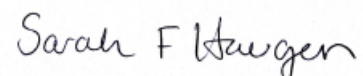
Ålesund, mai 2022



Edel Viken



Jonas Hansen



Sarah Fiskaa Haugen

Sammendrag

Denne oppgaven handler om skjærkraftproblematikk rundt søyler i spennarmerte flatdekker. Målet med oppgaven er å finne løsninger på problematikken i et spennarmert flatdekke over en parkeringskjeller ved prosjekt Nyhavna i Trondheim. På Nyhavna bygges det flere leilighetskomplekser der Dr. Ing. Steinar Trygstad AS, har hatt ansvar for prosjektering i byggetrinn 3, 4 og 5. Trygstad AS har løst problematikken prosjektgruppen skal ta for seg med en overliggende spennarmert bjelke, hensikten med oppgaven er å finne alternative løsninger.

Opgaven starter med generell teori om spennarmerte flatdekker og skjærkrefter, for så og spisses inn på beregninger og ulike løsninger på problemet ved det aktuelle flatdekket. Løsningene er begrenset til to former for søyleforsterkning; voute (søylehode) og forsterkningsplate. Det blir presentert ulike varianter av disse søyleforsterkningene.

All dimensjonering er gjort manuelt og i henhold til Eurokode 1 og 2. Den amerikanske standarden ACI 318-14 er brukt som veiledning, og det digitale skjærkraft verktøyet Shearfix er brukt ved kontroller og forslag til skjærarmering.

De løsningene som fremlegges, presenteres i hovedsak med bakgrunn i at de oppfyller dimensjoneringskriteriene. Det er likevel reflektert over andre forhold som praktisk gjennomføring og økonomi. Det konkluderes med at en overliggende spennarmert bjelke er den beste løsningen i det flatdekket som er sett på. Dette er begrunnet med at den overliggende bjelken kan skjules, da flatdekket ligger under terreng. Dersom dette ikke var tilfelle, ville en av prosjektgruppens løsninger med søyleforsterkninger i underkant av dekket, vært mer aktuell. Hvilken type søyleforsterkning som bør velges, og hvilke dimensjoner som er mest fordelaktige, er avhengig av hvordan oppdragsgiver prioriterer.

Abstract

This thesis is about shear force problems around columns in prestressed flat slabs. The purpose of this thesis is to find several solutions to the shear force problem in a prestressed flat slab over a parking provision at project Nyhavna in Trondheim. The project consists of several apartment complexes where Dr. Ing. Steinar Trygstad AS, has been responsible for dimensioning in phase 3, 4 and 5. Trygstad AS has solved the problem the project group are facing with an overlying prestressed beam, the purpose with the task is to find alternative solutions.

The thesis starts with general theory about prestressed flat slabs and shear forces, and then the calculations and various solutions to the problem with the particular flat slab gets presented. The solutions are limited to two forms of column reinforcement; column capital and reinforcement plate. Different variants of these column reinforcements are presented.

All dimensioning is done manually and in accordance with Eurocode 1 and 2. The American standard ACI 318-14 is used as a guide, and the digital tool Shearfix is used for controls and suggestions to shear reinforcement.

The solutions that are presented are mainly presented on the basis that they meet the dimensioning criteria. It is nevertheless reflected on other factors such as practical implementation and finances. We conclude that an overhead prestressed beam is the best solution in the flat slab we have looked at. This is because the overlying beam can be hidden, as the flat deck is below ground. If this was not the case, one of our solutions would be more relevant. The type of column reinforcement that should be chosen, and which dimensions are most beneficial, depends on the clients prioritises.

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Innholdsfortegnelse	iv
Figurer	viii
Tabeller	x
Ligninger	xi
1 Innledning	1
1.1 Problemstilling	1
1.2 Beskrivelse av dekket.....	1
1.3 Beregningsgrunnlag	1
1.4 Begrensinger	1
1.5 Lover og regler.....	2
1.6 Digitale verktøy	2
1.7 Oppbygging av oppgaven	2
DEL I: TEORI	4
2 Betong	4
2.1 Spennbetong.....	4
2.2 Spennstål	4
2.2.1 Injiserte kabler.....	5
2.2.2 Uinjiserte kabler.....	5
3 Flatdekker og gjennomlokking	6
3.1 Definisjon.....	6
3.2 Økning av gjennomlokkingkapasitet; Skjærarmering.....	7
3.3 Økning av gjennomlokkingkapasitet; forsterkningsplater og vouter	8

3.4	Spennarmeringens virkning på gjennomlokkingskapasitet	9
4	Hvordan spennarmering i spennbetong fungerer	10
4.1	Ekvivalente krefter og lastbalansering	10
5	Lastberegning.....	12
5.1	Last og lastvirkning.....	12
5.2	Lastfaktor, grensetilstander og lastkombinasjoner.....	12
5.3	Lastvirkning i flatdekke; ekvivalent rammemetode.....	13
6	Generelt om skjærkraft.....	14
6.1	Skjærkraft.....	14
6.2	Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet	15
DEL II: METODE.....		16
7	Skjærkraft fra konsentrerte laster.....	16
7.1	Lastareal og kritisk kontrollsnitt	16
7.2	Dimensjonerende skjærkraft rundt søyler, gjennomlokkingskapasitet	18
7.3	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering.....	20
7.4	Skjærkraftkapasitet med skjærarmering	21
7.5	Gjennomlokkingskapasitet ved søylekant	22
7.6	Valg av skjærarmering.....	23
7.7	Plassering av skjærarmering	24
7.8	Armeringstverrsnitt	25
8	Beregningsregler ved bruk av voute og forsterkningsplater	26
8.1	Voute.....	26
8.2	Forsterkningsplate.....	27
8.3	Oversikt over hvordan vouter og forsterkningsplater påvirker beregninger	29
9	Lastberegning.....	30
9.1	Beregning fordelingsflate.....	30

9.2	Behandling av nyttelasten	31
DEL III: BEREGNINGER		33
10	Gjennomgang av manuelle beregninger	33
10.1	Beskrivelse av dekket.....	33
10.2	Laster på søyla	33
10.3	Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet uten skjærarmring, i kritisk kontrollsnitt	33
10.4	Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet langs søylekant	33
11	Beregninger i Shearfix	35
DEL IV: LØSNINGER.....		36
12	Søyle med voute	37
12.1	Rektangulær voute ₁ som tilfredsstiller ligning (7.9)	37
12.2	Kvadratisk voute ₂ som tilfredsstiller ligning (7.9).....	39
12.3	Sirkulær voute ₃ som tilfredsstiller ligning (7.9).....	41
12.4	Rektangulær voute ₄ som tilfredsstiller ligning (7.10)	43
13	Forsterkningsplate.....	44
13.1	Forsterkningsplate ₁ etter ACI 318-14 som tilfredsstiller ligning (7.10)	44
13.2	Forsterkningsplate ₂ etter ACI 318-14 som tilfredsstiller ligning (7.9).....	45
13.3	Forsterkningsplate ₃ som ikke tilfredsstiller ACI 318-14, $l_H < 2h_H$ (søyle).....	47
13.4	Forsterkningsplate ₄ som ikke tilfredsstiller ACI 318-14, $l_H > 2h_H$ (plate)	49
14	OVERSIKT	53
Del V: DISKUSJON OG REFLEKSJON.....		56
15	Løsninger og resultater	56
15.1	Vouter	56
15.2	Forsterkningsplate.....	57
15.3	Bruk av ACI 318-14 ved forsterkningsplater.....	58
15.4	Ligning (7.9) og (7.10).....	58

16	Dr. Ing. Steinar Trygstad AS sine løsninger	60
16.1	Overliggende spennarmert bjelke	60
16.2	Forsterkningsplater i topp	62
16.3	Oppsummering.....	63
17	Andre faktorer	64
17.1	Kostnader; tidsbruk vs. materiell	64
17.2	Praktisk gjennomføring; forsterkningsplate vs. voute	64
	DEL VI: KONKLUSJON	66
	Referanseliste	67
	Vedlegg A – beregningsforutsetninger, kritisk kontrollsnitt og laster	69
	Vedlegg B – Skjærkraft og skjærkraftskapasitet i kritisk kontrollsnitt (uten skjærarmering)	71
	Vedlegg C – Skjærkraftskapasitet langs søylekant	73
	Vedlegg D – Kontroll, Shearfix	74
	Vedlegg E – Beregninger voute ₁	76
	Vedlegg F – Beregninger voute ₂	79
	Vedlegg G – Beregninger voute ₃	82
	Vedlegg H – Beregninger voute ₄	85
	Vedlegg I - Beregninger forsterkningsplate ₁	87
	Vedlegg J - Beregninger forsterkningsplate ₂	90
	Vedlegg K - Beregninger forsterkningsplate ₃	93
	Vedlegg L - Beregninger forsterkningsplate ₄	96
	Vedlegg M – rapport overliggende bjelke, Shearfix	103
	Vedlegg N – Logg og timelister.....	105
	Vedlegg O – Møtereferater fra møter med Trygstad AS	108

Figurer

Figur 3.1.1. Flatdekke uten og med søyleforsterkning (Malmo og Olsen, 2017).	6
Figur 3.1.2. Flatdekke med voute og forsterkningsplate (Sørensen, 2013).	6
Figur 3.1.3. Illustrasjon av gjennomlokking (Ulaeto og Odesola, 2017).....	7
Figur 3.2.1. Viser ulike typer skjærarmering (Sørensen, 2013).....	8
Figur 4.1.1. Bjelke med krum spennarmering (Sørensen, 2013).	10
Figur 5.3.1. Viser ekvivalente rammer (Sørensen, 2013).	13
Figur 6.1.1. Illustrasjoner som viser skjærkraft i praksis.	14
Figur 6.1.2. Skjærkraftdiagram (Shear And Moment Diagrams).	15
Figur 7.1.1. Illustrasjon av kritisk kontrollsnitt (Standard Norge, 2021).....	16
Figur 7.1.2. Effektiv tykkelse av platen (Standard Norge, 2021).	17
Figur 7.1.3. Viser plassering av c_1 og c_2 i forhold til søylemomentets retning (Sørensen, 2013).....	17
Figur 7.2.1. Viser skjærkrefter som fordeles i det kritiske kontrollsnittet (Sørensen, 2013).	18
Figur 7.2.2. Tilnærmete verdier for β (Standard Norge, 2021).	19
Figur 7.4.1. Viser skjærarmeringsenheter i hvert snitt (Sørensen, 2013).....	22
Figur 7.7.1. Viser tillatte avstander mellom snitt på skjærarmering (Sørensen, 2013).....	24
Figur 8.1.1. Viser avstanden ut til ytterlige kontrollsnitt (Standard Norge, 2021).	26
Figur 8.1.2. Viser endring av effektiv tykkelse ved vouter der $l_H > 2h_H$ (Standard Norge, 2021).....	27
Figur 8.2.1. Viser krav til forsterkningsplate i ACI 318-14 kapittel 8.2.4 (Suckling).	28
Figur 8.3.1. Viser en forenklet oversikt på hvordan lengde-høyde forholdet i søyleforsterkninger påvirker skjærkraftkontroll. Skissert av prosjektgruppen.	29
Figur 9.1.1. Viser fordelingsflate til hver av søylene. Skissert av prosjektgruppen.	31
Figur 12.1.1. Forslag til plassering av skjærarmering, voute ₁ . Skissert av prosjektgruppen.	38
Figur 12.1.2. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, voute ₁	39
Figur 12.2.1. Forslag til plassering av skjærarmering, voute ₂ . Skissert av prosjektgruppen.	40
Figur 12.2.2. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, voute ₂	41
Figur 12.3.1: Forslag til plassering av skjærarmering voute ₃ . Skissert av prosjektgruppen.	42

Figur 12.3.2. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, voute ₃	43
Figur 13.1.1. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, forsterkningsplate ₁	45
Figur 13.2.1. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, forsterkningsplate ₂	47
Figur 13.3.1. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, fortserkningsplate ₃	49
Figur 13.4.1. Skjærkraftdiagram x-retning. Skissert av prosjektgruppen.	50
Figur 13.4.2. Redusert skjærkraft utenfor forsterkningsplate med l_{H1} lik 250 mm. Skissert av prosjektgruppen.....	51
Figur 16.1.1. Overliggende spennarmert bjelke. Skissert av Trygstad AS.	60
Figur 16.1.2. Forskalingstegning av flatdekke. Skissert av Trygstad AS.	61
Figur 16.2.1. Skjærarmering og forsterkning for andre søyler i dekket. Skissert av Trygstad AS.	62
Figur 16.2.2. Viser snitt i forsterkningsdekke over søyle. Skissert av Trygstad AS.....	63

Tabeller

Tabell 5.1. Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden B1 og B2 (Rørvik og Årskog, 2010).....	13
Tabell 9.1. Trafikk- og parkeringsarealer i bygninger (Standard Norge, 2019).	32
Tabell 9.2. Nyttelaster på garasjer og trafikkarealer (Standard Norge, 2019).	32
Tabell 14.1 En oversikt over de ulike løsningene	53

Ligninger

(4.1).....	11
(7.1).....	16
(7.2).....	17
(7.3).....	17
(7.4).....	18
(7.5).....	20
(7.6).....	21
(7.7).....	21
(7.8).....	22
(7.9).....	23
(7.10).....	23
(7.11).....	24
(7.12).....	25
(8.1).....	26
(8.2).....	26
(8.3).....	27

1 Innledning

1.1 Problemstilling

Oppgaven er skrevet i samråd med Dr. Ing. Steinar Trygstad AS, flere av prosjektene til Trygstad AS leveres med spennarmerte flatdekker. Prosjektgruppen har derfor valgt å sette seg inn i dette feltet.

I samråd med Trygstad AS har prosjektgruppen valgt en av de sentrale problemstillingene ved spennarmerte dekker; skjærkraftproblematikk rundt søyler. For å løse problemstillingen skal det tas utgangspunkt i et spennarmert flatdekke over en parkeringskjeller fra prosjekt Nyhavna i Trondheim. Prosjektet omhandler flere leilighetskompleks hvor Trygstad AS har hatt ansvar for komplett prosjektering av byggetrinn 3, 4 og 5.

1.2 Beskrivelse av dekket

Dekket er et 300 mm tykt spennarmert flatdekke over en parkeringskjeller som befinner seg under terreng. Søylene har dimensjon 300 x 600 mm og største spenn er 10,664 m. Over søylene i overkanten av flatdekket, ligger det slakkarmering $\phi 20$ med senteravstand 125 mm i hver retning. Søylene blir ansett som innersøyler og vil ha beregningsmessige faktorer deretter.

1.3 Beregningsgrunnlag

Parkeringskjelleren befinner seg under bakkenivå og blir derfor utsatt for en permanent ytre last på 10 kN/mm² fra jordmasser o.l. Den variable ytre lasta er en snølast på 3,5 kN/mm². Det stilles også krav om tilkomst for brannbil, flatdekket skal derfor dimensjoneres for et akseltrykk på 80 kN.

1.4 Begrensinger

For å løse oppgaven er det valgt å avgrense flatdekke i kvadratiske seksjoner over de to frittstående søylene med lengste spenn i begge retninger. Basert på spennet og lengdene i dekket, er det bestemt hvilken søyle som er mest kritisk, hvor videre beregninger omhandler denne.

Prosjektgruppen har etter veiledning fra Trygstad AS utelukket å beregne momentkrefter og direkte påvirkning fra spennarmering i flatdekket, da dette ikke er nødvendig for å løse problemstillingen.

Prosjektgruppen har også valgt å begrense løsninger på problematikken til to ulike typer søyleforsterkninger:

- Forsterkningsplater
- Vouter (søylehoder)

1.5 Lover og regler

I Norge brukes Eurokode som er en felles samling av prosjekteringsregler for bærende konstruksjoner i Europa. Eurokoder med nasjonale tillegg har erstattet tidligere norske standarder for konstruksjonsteknikk, og alle eurokodene har dermed blitt Norsk standard. I Eurokode NS-EN 1992 også kalt Eurokode 2 (EC2) finnes krav som settes til betongkonstruksjoner i Norge. Alle beregninger i oppgaven gjøres derfor i henhold til EC2.

ACI 318-14 er den amerikanske standarden for betongkonstruksjoner. Denne standarden inneholder ytterligere informasjon om beregninger av dimensjoner på voute og forsterkningsplater. ACI 318-14 vil derfor blir brukt som **veiledning** ved bestemmelser på dette feltet. Alle beregninger skal likevel møte krav som er satt i EC2.

Det vil også ved beregning av laster følges krav som er satt i Eurokode NS-EN 1991, også kalt Eurokode 1 (EC1), som består av krav som settes til lastbehandling.

1.6 Digitale verktøy

I oppgaven brukes programmet Shearfix, som er et verktøy for kontrollering av skjærkraftkapasitet rundt søyler. Programmet kontrollerer opp mot reglementet i EC2 og beregner skjærkrefter som oppstår rundt søylene, samt viser forslag til plassering og dimensjoner på skjærarmering. Selv om programmet kan løse store deler av beregningene selv, vises det først og fremst til manuelle beregninger, for så å bruke Shearfix til å kontrollere. Programmet blir også brukt til å fremvise alternativer på hvordan de ulike løsningene kan skjærarmes.

1.7 Oppbygging av oppgaven

Prosjektgruppen har valgt å dele oppgaven i seks hoveddeler. Teori, metode, beregninger, løsninger, refleksjon og konklusjon.

- **TEORI**

Teoridelen starter med grunnleggende teori om betong, flatdekker, spennbetong og spennstål. Deretter en kort introduksjon til hvordan spennbetong fungerer og hva en forsterkningsplate og en voute er. I tillegg vil det presenteres teori om hvordan man behandler laster, da oppgaven er dimensjoneringsbasert. Teoridelen vil avsluttes med en kort forklaring på hva skjærkraft og skjærkraftkapasitet er.

- **METODE**

Her vil valgte metoder som skal brukes ved beregninger presenteres. Dette inkluderer i hovedsak metode for skjærkraftkontroller ved konsentrerte laster, men det vil også bli

presentert hvordan dimensjonering av vouter og forsterkningsplater gjennomføres, samt valgt metode for beregning av laster.

- **BEREGNINGER**

Her vil selve beregningene bli presentert. Verdier fra Shearfix vil også bli beskrevet og diskutert.

- **LØSNINGER**

Denne delen legger frem ulike løsninger på skjærkraftproblematikken i flatdekket. Løsningene er avgrenset til to søyleforsterkninger; voute og forsterkningsplate. Det blir likevel vist til ulike dimensjoner på disse søyleforsterkningene som tilfredsstillende forskjellige faktorer og reglement innad i feltet.

- **DISKUSJON OG REFLEKSJON**

Det vil her bli reflektert rundt de ulike løsningene. Det vil både bli reflektert rundt hvilken løsning som er best egnet i forhold til det teoretiske aspektet, den praktiske gjennomføringen og økonomiske forhold.

- **KONKLUSJON**

Denne delen inneholder en kort oppsummering av oppgaven og en konklusjon på hvordan prosjektgruppen mener problemstillingen bør løses.

DEL I: TEORI

2 Betong

Armert betong er en av de viktigste byggematerialene i en konstruksjon (Sørensen, 2013). Dette er på grunn av dens styrke, sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. Betong har høy trykkapasitet, men dårlig strekkapasitet. For å kompensere for dette brukes det armeringsstål (Sørensen, 2013) som gir betongen en duktil (seig) oppførsel. Betongens kvalitet avhenger av trykkapasiteten og kategoriseres ved fasthetsklasser.

2.1 Spennbetong

Konstruksjoner av betong bygges ofte med slakkarmering eller spennarmering. Spennarmert betong kalles spennbetong og er betong som er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som gjør at de ytre lastene til en viss grad blir motvirket (Sørensen, 2013). Spennbetong tillater blant annet et lengre spenn mellom opplager, og nedbøyning i betongen reduseres. På grunn av mindre nedbøyning vil også opprissing og rissvidder begrenses. På grunn av et høyere trykkspenningsnivå i spennbetongskonstruksjoner må det benyttes betong med høyere fasthet. Vanlige fasthetsklasser er B35-B55, men i noen tilfeller høyere også.

Forspenning av spennbetong kan skje på to hovedmåter, førspenning og etterspenning (Sørensen, 2013). Førspenning brukes hovedsakelig ved produksjon av spennbetongelementer i fabrikker, ved at strekk påføres før betongen er støpt og herdet. Etterspenning blir benyttet i flere forskjellige konstruksjonstyper, men særlig i store plasstøpte konstruksjoner. I etteroppente konstruksjoner må armeringen ligge fritt i, eller tres gjennom utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen. Etter herding spennes armeringen opp med konstruksjonen selv som mothold. Etteroppent betong blir brukt blant annet i broer, beholdere, store rammekonstruksjoner som parkeringshus, varehus og lignende.

2.2 Spennstål

Det er helt nødvendig å benytte stål med høy fasthet for å oppnå full forspenning av en konstruksjon, slik at betongen ikke får strekkspenninger i bruksgrensetilstanden (Sørensen, 2013). Spennstål skiller seg fra vanlig armeringsstål ved at det ikke er varmvalset, men kaldtrukket. I forskjell til varmvalset stål som vales ved høy temperatur, er kaldtrukket stål valset i romtemperatur (Rothstein, 2019). Det må derfor brukes mekanisk stress istedenfor varme for å endre strukturen av metallet. Dette fører til at spennstålet blir mer enn tre ganger sterkere enn vanlig armeringsstål, med en karakteristisk fasthet mellom 1500 og 1800 Mpa (Sørensen, 2013).

Spennstål består av tråder med diameter på 4-5 mm som kan vikles til et spenntau, som igjen kan settes sammen til en spennkabel. Det skilles mellom to typer spennkabelsystemer for etteroppspente konstruksjoner; injiserte- og uinjiserte spennkabler.

2.2.1 Injiserte kabler

Injiserte kabler er spennkabler som ligger i utsparingsrør som skal fylles med mørtel (Sørensen, 2013). Injiseringen skjer etter at armeringen er ferdig oppspent. Mørtelen danner heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen, i tillegg til at den beskytter spennarmeringen mot korrosjon. Injiserte kabler benyttes ofte i broer og andre tyngre konstruksjoner (Trygstad, 2001)

2.2.2 Uinjiserte kabler

Konstruksjoner som er etteroppspente kan også utføres uten heftforbindelse, men da vil det som regel brukes plastrør i utsparingene med ferdig monterte spenntau som fylles med fettmasse (Sørensen, 2013). Fettet skal beskytte mot korrosjon og gir lav friksjon ved oppspenningen, som igjen gir mindre tap i effektiv spennkraft. Ved uinjiserte kabler er man sikkerhetsmessig helt avhengig av endeforankringene, og man må stole på at fettfyllingen forhindrer korrosjon. Uinjisert spennarmering benyttes ofte i plasstøpte plater, f.eks. flatdekker.

3 Flatdekker og gjennomlokking

3.1 Definisjon

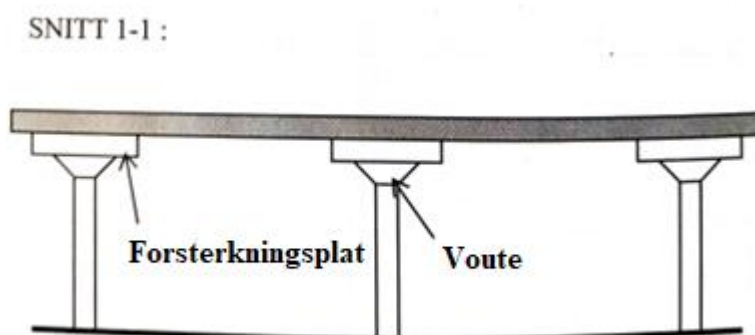
Et flatdekke er definert som en plate opplagt direkte på søyler uten bjelker, der søylene vanligvis er plassert i et rektangulært mønster (Sørensen, 2013). Flatdekker er vanlig å bruke i parkeringshus og kontorarealer i Norge, fordi man slipper bærevegger og har større frihet til å utnytte arealet (Malmo og Olsen, 2017).

Flatdekkene har to hovedformer; med søyleforsterkning og uten søyleforsterkning. Forskjellen er vist i figur 3.1.1.



Figur 3.1.1. Flatdekke uten og med søyleforsterkning (Malmo og Olsen, 2017).

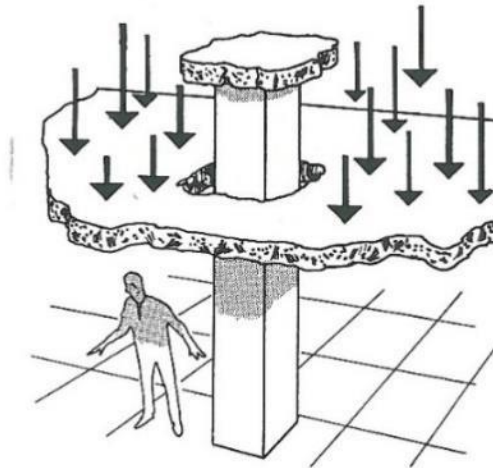
Siden flatdekker er opplagt direkte på søyler vil den lokale skjærkapasiteten ved søylene ofte bli for lav. For å løse dette må det enten skjærarmeres i dekket ved søylene og/eller fordele kreftene på et større areal ved hjelp av forsterkningsplate og/eller voute (Sørensen, 2013). En forsterkningsplate og voute er vist i figur 3.1.2, og er grundigere beskrevet i delkapittel 3.3.



Figur 3.1.2. Flatdekke med voute og forsterkningsplate (Sørensen, 2013).

Flatdekker med slakkarmering kan prosjekteres med en spennvidde opp til 7,2 meter. Dersom lengden på spennet derimot er større enn 5 meter er det fordelaktig å bruke etterspent betong da dekket kan være inntil 1/3 tynnere og tåle de samme lastene (Aalami, 2014). Ved etterspente flatdekker kan man også tillate en søyleavstand på opptil 12 meter (Malmo og Olsen, 2017).

Som nevnt tidligere vil lokal skjærkraft rundt søyler være høy i flatdekker. Denne kraften kan føre til gjennomlokkingsbrudd. Et gjennomlokkingsbrudd kjennetegnes ved at det blir presset ut en tredimensjonal kjegleformet bit av dekket (Sørensen, 2013). Figur 3.1.3 viser et gjennomlokkingsbrudd av en kvadratisk søyle.

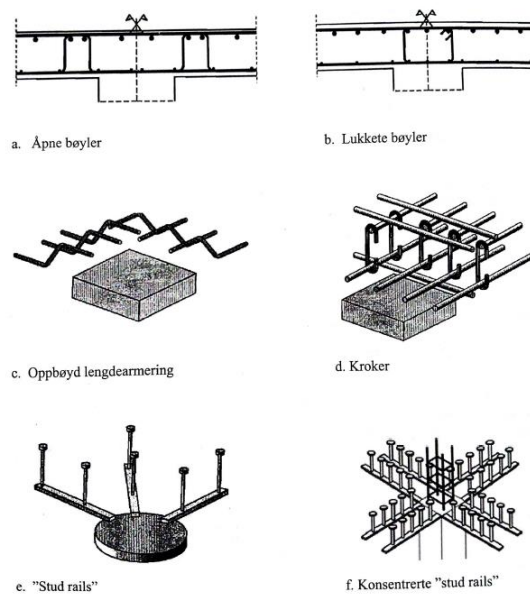


Figur 3.1.3. Illustrasjon av gjennomlokkning (Ulaeto og Odesola, 2017).

Gjennomlokkning kan blant annet unngås ved lokal skjærarmering, forsterkningsplater, voute eller bjelker.

3.2 Økning av gjennomlokkingskapasitet; Skjærarmering

Skjærarmering er ofte den mest økonomiske løsningen (Sørensen, 2013). Lokal skjærarmering vil derfor ofte velges som første løsning for økning av gjennomlokkingskapasitet. Figur 3.2.1 viser til eksempler på ulike typer skjærarmering.



Figur 3.2.1. Viser ulike typer skjærarmoring (Sørensen, 2013).

Skjærarmoring vist i figur 3.2.1 a, b, c og d er konvensjonell skjærarmoring som er billigere, men vanskeligere å montere. Fabrikproduserte løsninger som «stud rails» vist i e og f er enklere å montere (Sørensen, 2013).

3.3 Økning av gjennomlokkingskapasitet; forsterkningsplater og vouter

Dersom lokal skjærarmoring ikke er tilstrekkelig for å motstå gjennomlokkning, kan man øke kapasiteten ved å bruke enten forsterkningsplater, vouter eller bjelker (Sørensen, 2013). Det er i denne oppgaven kun sett på forsterkningsplater og vouter på grunn av høydebegrensinger under flatdekket.

Kort forklart fungerer forsterkningsplaten og vouten som søyleforsterkninger i toppen av søyla. Forsterkningene er illustrert i figur 3.1.1 og 3.1.2 og dens hovedfunksjon er å øke kapasitet mot gjennomlokkning. Det må som regel ved bruk av begge forsterkningene også skjærarmeres, men mengde skjærarmoring vil reduseres.

Ved å bruke forsterkningsplater eller vouter kan det oppstå utfordringer med blant annet utføring av tekniske installasjoner i området rundt søylene. Et etterspent flatdekke uten søyleforsterkninger er derfor alltid mest gunstig, selv om det sjelden lar seg gjøre. Dette kan forklares med at spennarmerte dekker tillater slankere konstruksjoner med mulighet for lengre spenn som videre fører til økt skjærekraft rundt søyler (Aalami, 2014). Dette kan resultere i at mengde skjærarmoring som er nødvendig for å forhindre gjennomlokkning ikke er mulig å få til (Sørensen, 2013). Det er i disse tilfellene derfor nødvendig å bruke søyleforsterkninger for å motstå gjennomlokkningbrudd.

3.4 Spennarmeringens virkning på gjennomlokkingskapasitet

Størrelsen på skjærkreftene rundt søylene i spennarmerte flatdekker er likevel så å si uavhengig av bidraget fra selve spennarmeringen i dekket. Dette er informasjon prosjektgruppen har fått fra Trygstad AS, og kan kort forklares med at spennarmeringens kraft utlignes over søylene og har dermed minimal påvirkning på skjærkreftene i samme område. Det eneste bidraget fra spennarmeringen er den økte indre spenningen i betongen (σ_{cp}). Hvor stor denne betongtrykksspenningen er, og hvilke bidrag faktoren σ_{cp} har på skjærkraftskapasiteten, vil bli forklart i kapittel 7.3.

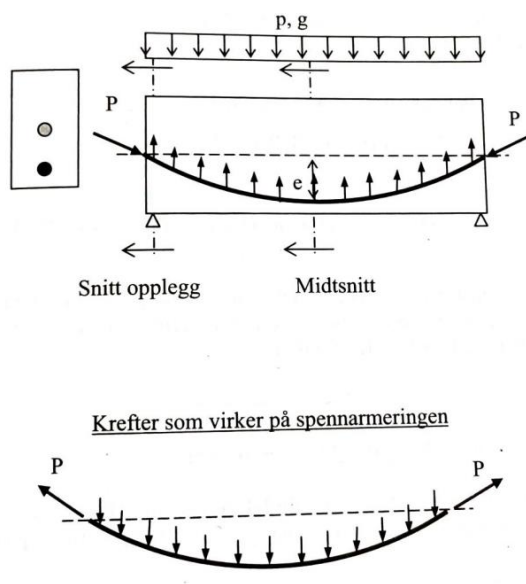
Spennarmerte dekker i seg selv vil derfor, utenom å kunne redusere tykkelsen på dekket og øke spennet mellom søylene, ikke påvirke skjærkreftene rundt søylene direkte i noen stor grad. Det vil derfor ikke bli tatt hensyn til spennarmeringens påvirkning utenom faktoren σ_{cp} i kommende beregninger. Likevel vil det videre i neste kapittel gis en kort forklaring på hvordan spennarmering fungerer.

4 Hvordan spennarmering i spennbetong fungerer

Som nevnt tidligere så er spennbetong, betong som er påført en trykkspenning som fører til at ytre laster til en viss grad blir motvirket. Disse trykkspenningene påføres ved at spennarmeringen gis en strekkraft som overføres som trykk i betongen (Sørensen, 2013). Ved å velge en passende spennkraft kan strekkspenning i underkant av betongkonstruksjonen unngås.

4.1 Ekvivalente krefter og lastbalansering

For at spennarmeringen skal motvirke strekk i underkant er det innlysende å plassere armeringen i strekksone. Strekksone befinner seg mellom tyngdepunktaksen og ned mot underkant av betongelementet. Spennarmeringprofilen bør i tillegg følge momentforløpet til de ytre lastene. Dersom de ytre lastene er jevnt fordelt vil dette gi et momentforløp som ligner en 2. grads parabel (Sørensen, 2013). Spennarmeringen vil derfor legges i en slik parabelformet profil som vist i figur 4.1.1



Figur 4.1.1. Bjelke med krum spennarmering (Sørensen, 2013).

En parabelformet spennarmering vil påføre en vertikal oppdrettende kraft på betongen. Disse kreftene kalles "ekvivalente krefter" og er en slags løftekraft som gir en oppbøyning i konstruksjonen. Dette bidrar til å begrense eller annullere strekkspenningene som ellers ville vært der. De ekvivalente kreftene er vist som de oppover pekende pilene i figur 4.1.1.

Ved en parabelformet spennarmeringprofil virker de ekvivalente kreftene med konstant intensitet på betongkonstruksjonen, som fører til at kreftene blir jevnt fordelt. Fra spennarmeringen vil derfor de ekvivalente kreftene direkte motvirke lastene som påføres betongkonstruksjonen. Dette kalles “lastbalansering”. Denne lastbalanseringen kan være eksakt, som betyr at de ekvivalente kreftene balanserer de ytre kreftene fullstendig. Formel for eksakt lastbalansering er vist i ligning (4.1):

$$p = q = \frac{8Pe}{L^2} \tag{4.1}$$

der

P = oppspenningskraft

e = eksentrisitet (lengde fra spennkabel til tyngdepunkt midt på bjelken)

q = løftekraft

p = ytre krefter

Formelen og teorien ovenfor viser kort at man ved en gitt oppspenningskraft P i spennarmerte dekke kan påføre konstruksjonen motarbeidende krefter som fører til at tålegrensa blir større. Og dersom konstruksjonen i seg selv tåler mer påførte krefter kan man blant annet øke spennet mellom søylene, redusere høyden på dekket og redusere mengde slakkarmering.

5 Lastberegning

5.1 Last og lastvirkning

Laster som virker på en konstruksjon skilles i hovedsak mellom permanente og variable laster. Permanent last er last som virker med samme verdi og på samme sted på konstruksjonen over lengre tid (Rørvik og Årskog, 2010). Variabel last er derimot last som varierer med tiden.

Et eksempel på permanent last er jordtrykk og egenlast til konstruksjonen. Nyttelaster som personbelastning eller inventar i bygninger er eksempel på variable laster. Naturlaster som snø og vind er også betegnet som variable laster.

I denne oppgaven vil snølast og last fra brannbil bli betraktet som nyttelaster, mens den påførte lasten (jord og lignende) og egenlasten til dekket er den permanente lasten.

5.2 Lastfaktor, grensetilstander og lastkombinasjoner

Når man beregner lastvirkningen ytre laster har på en konstruksjon legger man til en lastfaktor som tar hensyn til unormale og uforutsatte laster som går ut over den opprinnelige verdien til lasten (Rørvik og Årskog, 2010). Man bruker lastfaktorer med andre ord for å sikre at alle nødvendige uforutsette moment blir inkludert i beregningene, slik at konstruksjonen blir så sikker som nødvendig. Størrelsene på lastfaktorene er avhengig av hvilke lastkombinasjoner man bruker, om lastene er permanente eller variable og hvilke grensetilstander konstruksjonen betraktes i.

I tillegg stilles det ulike krav til en konstruksjon. Disse kravene beskriver i grove trekk at konstruksjonen må være bruddsikker, at den oppfører seg slik som tiltenkt over tid og at den skal tåle nødvendige ulykkestilfeller. Disse kravene blir tatt hensyn til i de ulike grensetilstandene. Beregninger i denne oppgaven opptrer i bruddgrensetilstanden, som er den grensetilstanden som skal sikre at konstruksjonen ikke overskrider foreskrevne bruddgrensekriterier.

Det skal ved dimensjonering også tas hensyn til ulike lastkombinasjoner. Det som skiller de ulike lastkombinasjonene, er lastfaktorene som er knyttet til de permanente og variable lastene. I det norske nasjonale tillegget finns det en forenklet framstilling som tar hensyn til to ulike lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden. Disse blir kalt B1 og B2 og er vist i tabell 1 og er hentet fra kompendiet i lastberegning (Rørvik og Årskog, 2010, s. 23). Det skal beregnes lastvirkning for begge kombinasjoner og den største lastvirkningen skal benyttes ved dimensjonering.

Tabell 5.1. Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden B1 og B2 (Rørvik og Årskog, 2010).

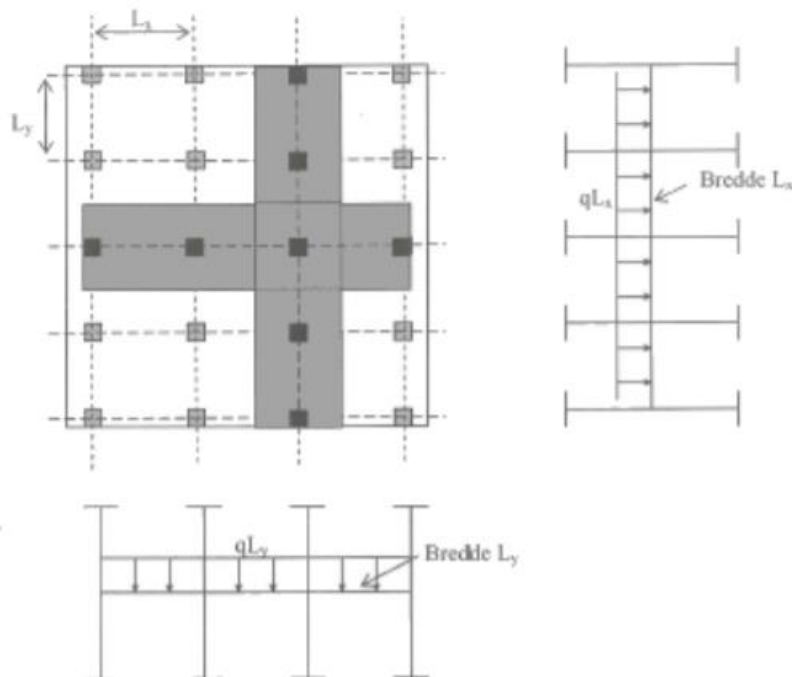
Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last Q_I	Øvrige variable laster Q_i
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{QI}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,00	1,05	1,05(0,90)*
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,00	1,50	1,05(0,90)*

*Dersom øvrige variable laster er vindlast eller temperaturlast skal verdien 0,90 nyttes.

*Nyttelast på tak (unntatt snølast) skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien øvrige variable laster.

5.3 Lastvirkning i flatdekke; ekvivalent rammemetode

For å bestemme lastvirkningene i et flatdekke er den vanligste metoden å benytte ekvivalent rammemetode (Sørensen, 2013). Lasten må plasseres feltvis ugunstig for den enkelte lastvirkning, slik at det maksimale momentet i platen ved søylene og feltene kan bestemmes. Figur 5.3.1 viser hvordan resultat av beregningene for momentene i platen i en ekvivalent trefelts-ramme kan se ut.



Figur 5.3.1. Viser ekvivalente rammer (Sørensen, 2013).

Denne metoden var tidligere arbeidskrevende å bruke, og det ble derfor gjerne benyttet tilnærmende metoder. For å utføre statisk beregning av rammene brukes det i dag gjerne dataprogrammer slik som FEM-programmet DIANA. I EC2 (tillegg I) gis det også anbefalinger for beregning av flatdekker med ekvivalent rammemetode.

I denne oppgaven vil det derimot ikke være nødvendig å benytte ekvivalent rammemetode da oppgaven ikke avhenger av å beregne momentkrefter i flatdekket. Det vil derfor heller rettes søkelys ved hvordan laster påvirker skjærkrefter i flatdekket, da dette er avgjørende for å svare på problemstillingen.

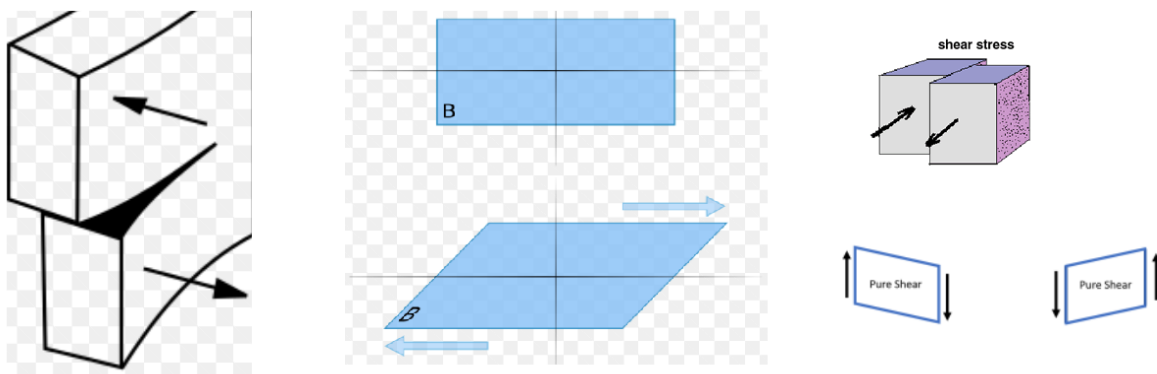
6 Generelt om skjærkraft

6.1 Skjærkraft

Det er vanskelig å finne enkle forklaringer på hva skjærkraft egentlig er. Mye av teorien som omhandler skjærkraft forklarer gjerne hva skjærkraft er et resultat av eller hvordan det oppstår. Definisjoner som blant annet at «skjærkraft er lik summen av de ytre kreftene som virker til venstre (høyre) for et gitt snitt» (NTNU, 2006, s. 4) eller definisjonen fra SNL «I et legeme som utsettes for tverrbelastning oppstår det krefter, kalt skjærkrefter, som virker parallelt med et tverrsnitt gjennom legemet» (Knut Hofstad, 2022, avsnitt 2) er ikke enkle nok til å kunne se for seg hva skjærkraft egentlig er.




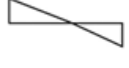
I en lærebok for lastbehandling for maritime kjøretøy fantes derimot en enkel og banal forklaring. Definisjonen ble beskrevet slik: «Skjærkraft oppstår når krefter virker på skipet i motsatt retning av hverandre» (Bøe, Johansen og Grønseth, 2019, s. 231). Slår man denne definisjonen sammen med de mer kompliserte definisjonene som vist til ovenfor, så kan skjærkraft defineres slik:

Skjærkrefter V oppstår når krefter på et legeme virker i motsatt retning av hverandre og på tvers av legemets lengderetning, der størrelsen på skjærkraften er lik summen av de ytre kreftene som virker til høyre eller venstre for et gitt snitt. Figur 6.1.1 under viser noen bilder av hvordan skjærkraft opptrer i praksis:



Figur 6.1.1. Illustrasjoner som viser skjærkraft i praksis.

Når man skal vise til hvordan skjærkreftene fordeles over en viss lengde (gjerning en bjelke) bruker man et skjærkraftdiagram som vist i figur 6.1.2. Skjærkraftdiagrammene har forskjellig form avhengig av om bjelken blir utsatt for en punktlast eller en jevnt fordelt last.

Load	Slope for shear force
<p>P</p> 	<p>Constant</p> 
<p>Uniformly distributed load</p> 	<p>Linear</p> 

Figur 6.1.2. Skjærkraftdiagram (Shear And Moment Diagrams).

6.2 Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet

Nå som skjærkraften V er definert, kan den dimensjonerende skjærkraften V_{Ed} beskrives. Dette er skjærkraften som i tillegg er vurdert opp mot nødvendige lastfaktorer og lastkombinasjoner som beskrevet i kapittel 5. Den dimensjonerende skjærkraften, V_{Ed} , er med andre ord den skjærkraften som konstruksjonsdelen skal dimensjoneres for å tåle.

Videre er skjærkraftkapasiteten $V_{Rd,c}$ hvor mye konstruksjonsdelen klarer å motstå disse kreftene. Dersom konstruksjonen ikke har kapasitet til å motstå den dimensjonerende skjærkraften V_{Ed} vil det være beregningsmessig behov for skjærarmering (NS 1992 pkt. 6.2.1). Dette kan med andre ord beskrives slik:

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ skjærarmering er ikke nødvendig

$V_{Ed} > V_{Rd,c}$ beregningsmessig behov for skjærarmering

Det skal videre i del II metode heller utdypes om skjærkraftkapasitet fra konsentrerte laster. Dette fordi skjærkraft fra konsentrerte laster er mer sentralt for problemstillingen da flatdekker opplever en konsentrert last der søylene er, fordi hele lasten fra dekket vil bli tatt opp av søylene.

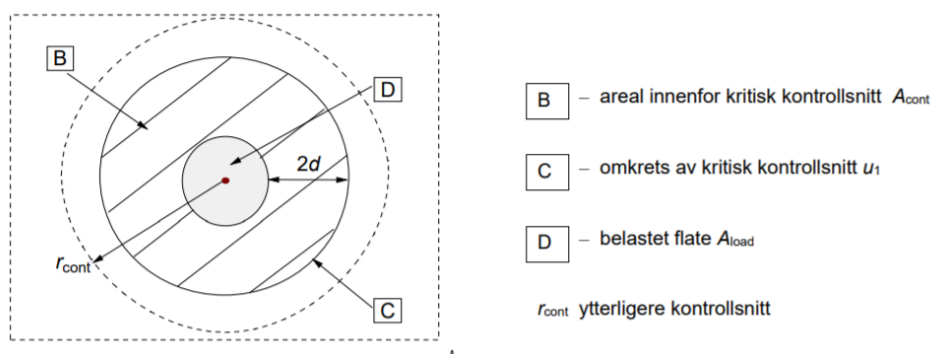
DEL II: METODE

7 Skjærkraft fra konsentrerte laster

Prosjektgruppens beregningsgrunnlag for skjærkraftkapasitet rundt søyler er hentet fra kapittel 6.4 i EC2. Selve kapittelet omhandler regler for kontroll av skjærkapasitet ved konsentrerte laster på plater, og skal blant annet brukes i tilfeller med søyle-plate forbindelser i flatdekker, eller ytre konsentrerte laster på plater (Sørensen, 2013).

7.1 Lastareal og kritisk kontrollsnitt

Skjærkraft fra konsentrerte laster kan komme fra en punktlast eller en opplagerreaksjon som virker på et relativt lite areal, som er kalt lastarealet. Lastarealet kan også kalles A_{load} og er vist i figur 7.1.1. I søyle-plate forbindelser i flatdekker vil skjærkraften fra konsentrerte laster komme fra en opplagerreaksjon der lastarealet (A_{load}) er betegnet som arealet til søyla.

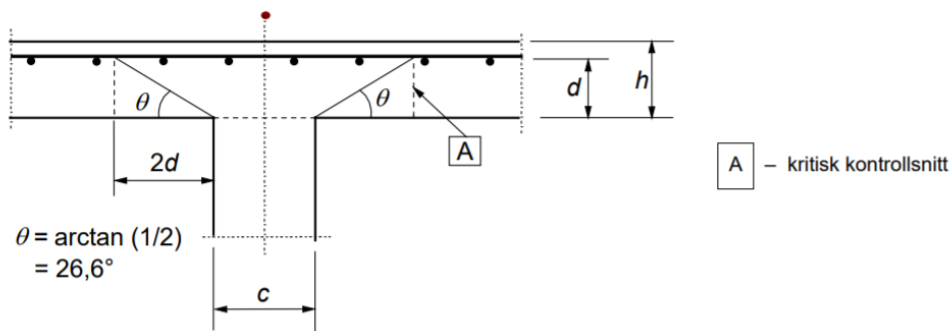


Figur 7.1.1. Illustrasjon av kritisk kontrollsnitt (Standard Norge, 2021).

I EC2, 6.4.2 blir et kritisk kontrollsnitt definert som u_1 og skal ligge med avstand $2d$ fra den belastede flaten. Den effektive tykkelsen av platen d er vist i figur 7.1.2 og beregnes som avstanden fra bunnen av dekket og opp til senter armering. Siden slakkarmering i flatdekker er lagt i begge retninger vil effektiv tykkelse av platen d_{eff} beregnes slik:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (7.1)$$

Der d_y og d_z er den effektive tykkelsen av platen i to ortogonale retninger. Videre vil den effektive tykkelsen av platen d_{eff} bli referert til som d .



Figur 7.1.2. Effektiv tykkelse av platen (Standard Norge, 2021).

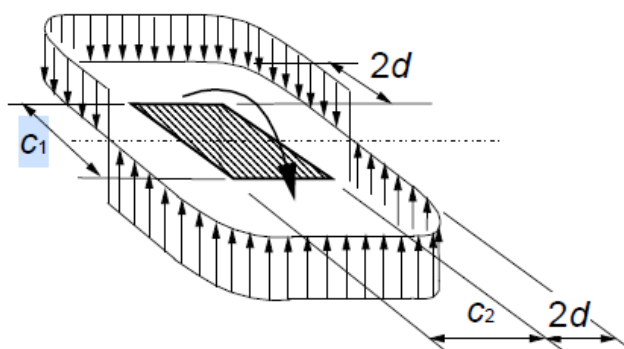
Omkrets av det kritiske snittet u_1 beregnes ulikt for sirkulære og rektangulære søyler.

$$u_{1(\text{sirkulær})} = \pi \cdot (D + 4d) \quad (7.2)$$

$$u_{1(\text{rektangulær})} = 4\pi \cdot d + 2c_1 + 2c_2 \quad (7.3)$$

Der D er diameteren til søylen, mens c_1 og c_2 er lengdene på sidekantene til søylen.

c_1 er dimensjonen i søylemomentets retning og c_2 er dimensjonen vinkelrett på, som vist i figur 7.1.3 under.



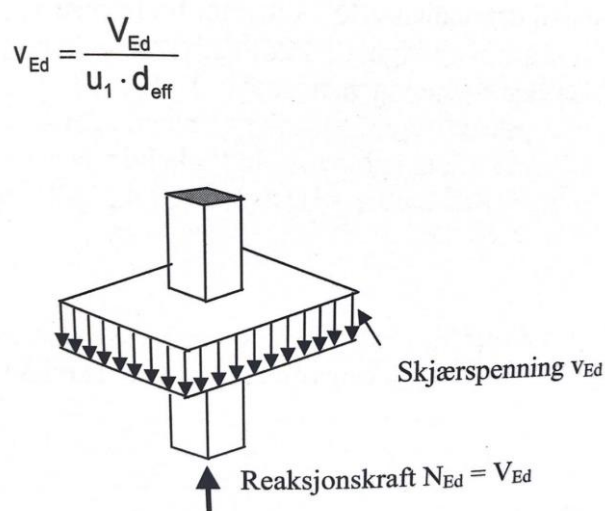
Figur 7.1.3. Viser plassering av c_1 og c_2 i forhold til søylemomentets retning (Sørensen, 2013).

Som beskrevet innledningsvis blir det utelukket å beregne momentkrefter da dette ikke er nødvendig for å løse problemstillingen. Etter samtaler med veileder ble dermed c_1 valgt som minste sidekant på søylen, da dette fører til den mest konservative tilnærmingen. c_1 er derfor 300 mm.

7.2 Dimensjonerende skjærkraft rundt søyler, gjennomlokkingskapasitet

Siden lastarealet i en plate-søyle-forbindelse i et flatdekke ofte er lite i forhold til lasten som påføres, vil det være fare for gjennomlokking (Breivik, 2012). Det må derfor dimensjoneres for gjennomlokking. Den dimensjonerende skjærkraften for gjennomlokking er betegnet som v_{Ed} og er basert på hvor mye skjærkrefter som fordeles i det kritiske kontrollsnittet u_1 (Sørensen, 2013).

En fremstilling er vist i figur 7.2.1 der v_{Ed} er definert som skjærkraftfordelingen over kontrollsnittets areal i en plate-søyle-forbindelse **uten** momentoverføring mellom platen og søylen.



Figur 7.2.1. Viser skjærkrefter som fordeles i det kritiske kontrollsnittet (Sørensen, 2013).

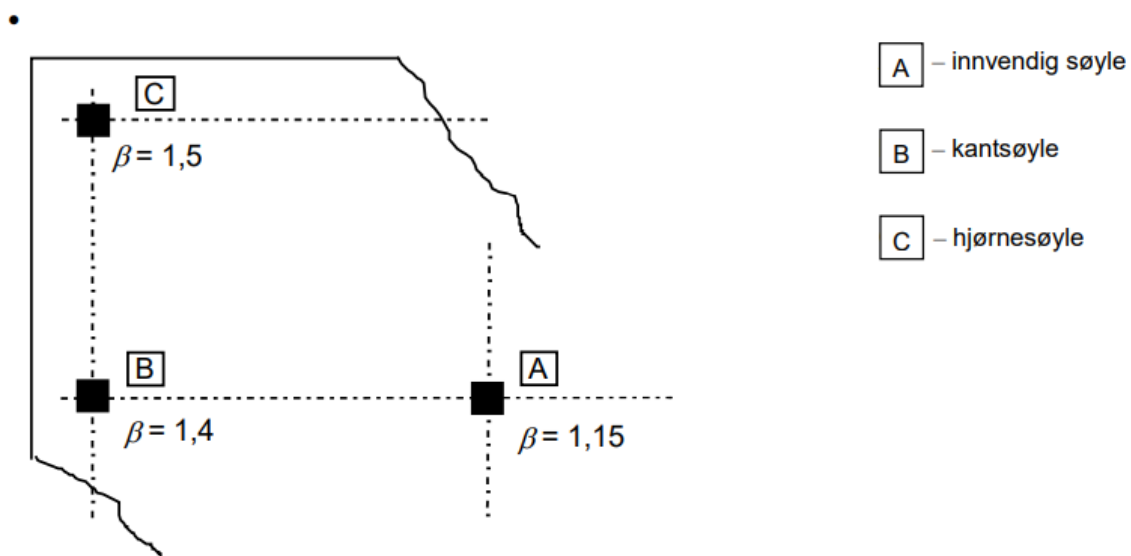
På grunn av usymmetrisk last og andre påvirkende faktorer vil det i praksis nesten alltid være momentoverføring fra platen til søylen i et flatdekke. Dette påvirker skjærspenningsfordelingen rundt søylen og forsøk viser at gjennomlokkingskapasiteten reduseres ved slik momentoverføring. Denne påvirkningen er likevel mest gjeldende for kant og hjørnesøyler, men har en liten påvirkning på innersøyler også. Denne momentoverføringen blir tatt hensyn til ved å multiplisere en faktor β , slik at den jevnt fordelte skjærspenningen økes. Den reelle formelen for skjærspenningsfordelingen rundt søyler er dermed i henhold til EC2, 6.4.3(3) definert slik:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

(7.4)

Faktoren β er avhengig av geometrien til det kritiske snittet, søyledimensjon og størrelsen til momentet som må balanseres (Sørensen, 2013). Beregning av disse β -faktorene kan være ganske komplisert, og det er derfor i EC2, 6.4.3(6) vist til tilnærmete verdier som en forenkling. Disse verdiene er vist i figur 7.2.2 og kan brukes dersom stabiliteten i sideretningene ikke avhenger av rammevirkning mellom platene og søylene, og hvor tilstøtende felt ikke avviker i lengde mer enn 25% (Standard Norge, 2021).

Siden flatdekket prosjektgruppen betrakter er støttet av vegger i alle retninger, ergo stabilitet av flatdekket ikke er avhengig av rammevirkning mellom plater, i tillegg til at lengdene mellom spenn ikke avviker mer enn 25 %, kan forenklingen brukes når β skal defineres.



Figur 7.2.2. Tilnærmete verdier for β (Standard Norge, 2021).

7.3 Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering

Når v_{Ed} er beregnet må den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten uten skjærarmering $v_{Rd,c}$ beregnes.

Det skal her som i kapittel 6 ifølge EC2 6.4.3(2) kontrolleres etter følgende:

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ skjærarmering er ikke nødvendig i det kritiske kontrollsnittet.

$v_{Ed} > v_{Rd,c}$ det er beregningsmessig behov for skjærarmering i det kritiske kontrollsnittet.

I henhold til EC2, 6.4.4(1) skal skjærkraftkapasiteten uten skjærarmering $v_{Rd,c}$ ved konsentrerte laster beregnes slik:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (7.5)$$

hvor

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

γ_c = materialfaktor for betong som i følge NA. 2.4.2.4(1) er 1,5

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,9225 \leq 2,0$$

$k_1 = 0,1$ i trykk og $-0,3$ i strekk

f_{ck} = trykkfastheten til betongen

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})} \leq 0,02$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} er forhold mellom slakkarmering og bør beregnes som middelveier der det

tas hensyn til en platebredde lik s ylebredden pluss 3d til hver side

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

σ_{cp} er ifølge EC2, 6.2.2(2) definert som betongtrykkspenningen ved tyngdepunktsaksen fra aksial belastning og/eller forspenning ($\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$). I doktorgradsavhandlingen definerer Trygstad (2001, s. 14) σ_{cp} som gjennomsnittets intensiteten til den effektive forspenninga i betongen. Hvor stor denne betongtrykkspenningen er, avhenger dermed av hvor mye krefter som er påsatt spennkablene. I denne oppgaven vil ikke forspenningen bli beregnet, derfor brukes en gjennomsnittsverdi gitt av Trygstad AS. I følge EC2 skal σ_{cp} kontrolleres for   tilse at den ikke overstiger en viss verdi som er avhengig av betongkvaliteten.

$$\sigma_{cp} < 0,2 f_{cd}$$

der

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

7.4 Skjærkraftkapasitet med skjærarmering

Dersom det viser seg å være behov for skjærarmering i flatdekket, beregner man skjærkraftkapasiteten til flatdekket med skjærarmering $v_{Rd,cs}$. I henhold til EC2 6.4.5 beregnes skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ ved konsentrerte laster slik:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (7.6)$$

hvor

A_{sw} er areal av skjærarmering langs omkretsen av ett snitt rundt søylen [mm^2]

s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmeringen ($0,75d$) [mm]

$f_{ywd,ef}$ er effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster bestemt som

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd} \text{ [MPa]}$$

d er middelverdien av effektive tykkelser i de to ortogonale retningene [mm]

α er vinkelen mellom skjærarmeringen og platens plan

k_{max} er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås ved bruk av skjærarmering.

(finnes i det nasjonale tillegget, anbefalt: 1,5)

$$k_{max} \cdot v_{Rd,c} = v_{Rd,c \max}$$

Dersom $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$ så kan skjærarmering A_{sw} beregnes.

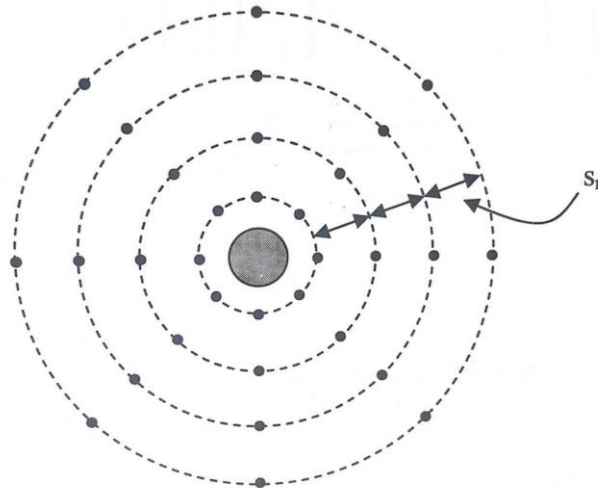
Etter ligning (7.6) kan skjærarmeringsbehovet, A_{sw} for vertikal skjærarmering bestemmes slik

(Sørensen, 2013, s. 411)

$$A_{sw} = (v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot \frac{u_1}{(1,5 \cdot f_{ywd,ef})}$$

(7.7)

A_{sw} viser den nødvendige mengden skjærarmering som trengs i det kritiske kontrollsnittet. Dette representerer kun et av flere snitt rundt det belasta arealet. Det må derfor skjærarmeres med den samme totale skjærarmeringsbehovet A_{sw} i hvert snitt (Sørensen, 2013). Som vist i figur 7.4.1 må det derfor armeres med samme antallet skjærarmeringsenheter i hvert snitt med avstand s_r mellom. Hvor stor avstanden s_r skal være, er forklart i kapittel 7.8.



Figur 7.4.1. Viser skjærarmeringsenheter i hvert snitt (Sørensen, 2013).

7.5 Gjennomlokkingskapasitet ved søylekant

I tillegg må det ifølge EC2 6.4.3(2) gjennomføres en kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant for å unngå trykkbrudd i betongen.

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}$$

(7.8)

hvor

u_0 er søyleomkretsen for en innersøyle

$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ for en kantsøyle

$u_0 = 3d \leq c_2 + 2c_1$ for en hjørnesøyle

I EC2 er gjennomlokkings trykkbruddkapasitet gitt som:

$$v_{Rd,max(1)} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \leq \frac{1,6 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0} \quad (7.9)$$

hvor

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right]$$

Det er beskrevet i Sørensen (2013, s. 413) at dersom det allerede er klart at det er behov for skjærarmering, i tillegg til at man ved beregning av mengde skjærarmering utelukker bidraget til $v_{rd,c}$, altså at man krever at leddet $0,75 \cdot v_{rd,c} = 0$ i ligning (7.7), kan benytte denne formelen for $v_{Rd,max}$:

$$v_{Rd,max(2)} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (7.10)$$

Ved bruk av igning (7.10) vil det som regel føre til at man kan tillate mer kritiske konstruksjoner uten at det oppstår trykkbrudd langs søylekant, enn ved å bruke opprinnelig ligning (7.9). Det vil si at man kan godta enten et tynnere dekke eller mindre areal på søyletopp uten at det oppstår gjennomlokking.

Men ved å bruke ligning (7.10) vil man som sagt måtte neglisjere bidraget til $v_{rd,c}$ ved beregning av skjærarmering. Dette vil kunne føre til at mengden nødvendig skjærarmering vil øke, som igjen kan føre til at ligning (7.6) muligens ikke tilfredsstilles.

Derfor velger prosjektgruppen å sammenligne bruk av ligning (7.9) og inkludere bidrag fra $v_{rd,c}$, mot å dimensjonere etter ligning (7.10) og kreve at bidraget fra $v_{rd,c}$ er lik 0, ved vurdering av ulike løsninger i del IV.

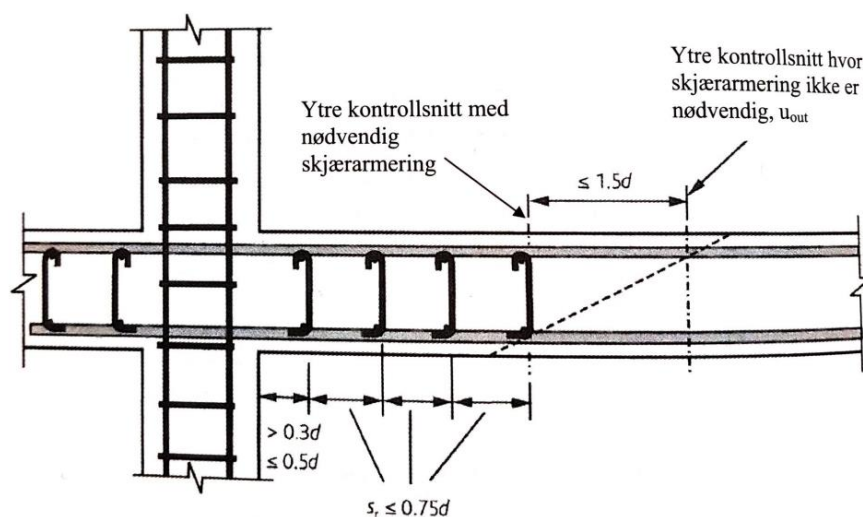
7.6 Valg av skjærarmering

Valg av type skjærarmering er avhengig av formen på kontrollsnittet (Sørensen, 2013). Prosjektgruppen har valgt å bruke fabrikkprodusert skjærarmering kalt «stud rails», som er vist i figur 3.2.1 e og f. Studs som er det engelske ordet for skjærarmeringsstenger blir videre referert til som studs. Rails som er det engelske ordet for skinner blir videre referert til som skinner.

7.7 Plassering av skjærarmering

Den nødvendige armeringsmengden etter ligning (7.7) må plasseres langs omkretsen av alle snitt med avstand s_r som vist i figur 7.4.1. Det kreves også at det første snittet med skjærarmering ikke er nærmere søylekanten enn $0,3d$, fordi skjærarmeringen vil ha lite effekt for nært søylen (Sørensen, 2013).

I tillegg skal avstanden mellom skjærarmeringsenhetene ikke være større enn $0,75d$ og den første skjærarmeringsenheten skal plasseres mellom $0,3d$ og $0,5d$ fra søylekant. Dette er for å unngå kritiske skjærriss mellom skjærarmeringsenhetene. Skjærarmeringen skal plasseres i minst to snitt, og langs det kritiske kontrollsnittet, s_t , skal avstanden mellom skjærarmeringsstenger ikke være større enn $1,5d$ eller $2d$ utenfor det kritiske kontrollsnittet. En oversikt over tillatte avstander er illustrert i figur 7.7.1 under.



Figur 7.7.1. Viser tillatte avstander mellom snitt på skjærarmering (Sørensen, 2013).

I EC2, 6.4.5(4) angis også et ytre kontrollsnitt $u_{out,ef}$ hvor det ikke er behov for skjærarmering.

$$u_{out,ef} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}$$

(7.11)

Det ytre kontrollsnittet $u_{out,ef}$ skal ligge $1,5d$ utenfor det kritiske kontrollsnittet u_1 og er vist i figur 7.6.

7.8 Armeringstverrsnitt

Minimumstverrsnitt av en skjærarmeringsstang er gitt som:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

(7.12)

hvor

α = vinkel mellom hovedarmering og skjærarmering. For vertikal skjærarmering er $\sin\alpha = 1$

s_r = radiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter, som ved bruk av «stud rails» vil være avstanden mellom hver stud/skjærarmering på skinnen, hvor $s_{r,max}$ er $0,75d$

s_t = tangentiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter, som ved bruk av «stud rails» vil være avstand mellom skinner, hvor $s_{t,max}$ innenfor kontrollsnitt er $1,5d$ og utenfor kontrollsnitt $2d$

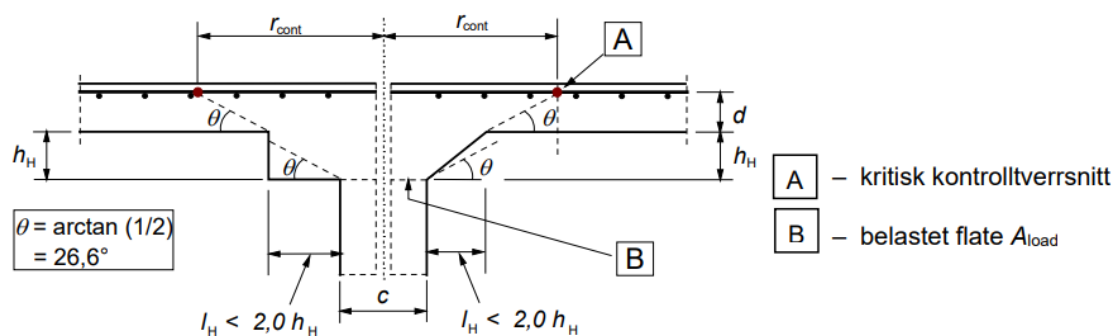
f_{yk} = karakteristisk fasthet stål (flytegrense)

8 Beregningsregler ved bruk av voute og forsterkningsplater

Dette kapitlet tar for seg beregningsregler ved bruk voute og forsterkningsplate. Hvordan en voute og en forsterkningsplate ser ut er vist i figur 3.1.2, kapittel 3. Kort repetert er funksjonen til disse forsterkningene å fordele kraften på et større areal, slik at gjennomlokking kan forhindres.

8.1 Voute

Det som endres beregningsmessig ved bruk av voute er først og fremst hvor langt ut det kritiske kontrollsnittet ligger. I enkle søyle-plate forbindelser vil dette være som tidligere beskrevet $2d$ fra kant søyle, men ved bruk av voute vil denne avstanden være som vist i EC2, 6.16 et ytterligere kontrollsnitt r_{cont} , vist i figur 8.1.1.



Figur 8.1.1. Viser avstanden ut til ytterlige kontrollsnitt (Standard Norge, 2021).

Hvordan r_{cont} beregnes er avhengig av om det er en sirkulær eller rektangulær søyle, i tillegg til forholdet mellom lengde l_H og høyde h_H på vouten. I følge EC2 6.4.1(8) vil det for rektangulære søyler med en voute der $l_H < 2h_H$ og sidekanter l_1 og l_2 ($l_1 = c_1 + l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), r_{cont} settes som den minste av:

$$r_{cont} = 2d + 0,56 \cdot \sqrt{l_1 l_2} \quad (8.1)$$

og

$$r_{cont} = 2d + 0,69 \cdot l_1 \quad (8.2)$$

For sirkulære søyler sette verdien r_{cont} lik:

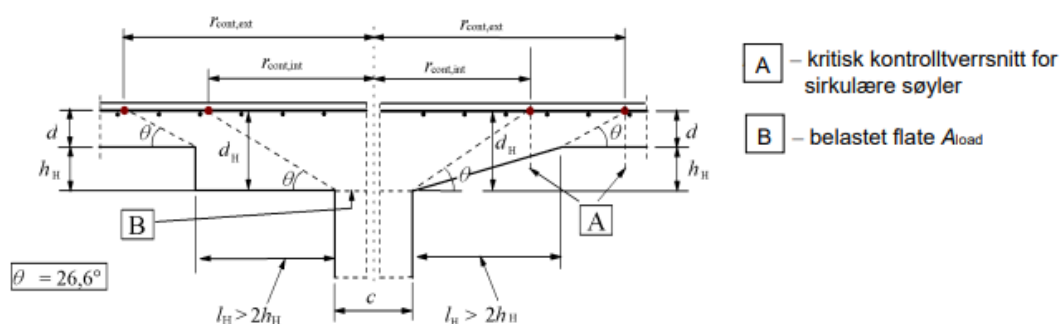
$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c$$

(8.3)

hvor l_H er avstanden fra søylekanten til kanten av søylevouten, og c er diameteren for en rund søyle.

I tillegg er det beskrevet i EC2 6.4.1(8), at en voute med $l_H < 2h_H$ kun vil trenge påvising av skjærkraftkapasitet i kontrollsnitt **utenfor** søylevouten. Med andre ord så vil en voute som har en vinkel θ på over 60° ikke trenge skjærarmering innenfor vouten.

Dersom $l_H > 2h_H$ må man derimot ifølge EC2 6.4.1(9) utføre påvising for kritisk kontrollsnitt både innenfor og utenfor vouten. Beregning av hvor langt ut det kritiske kontrollsnittet skal være blir ifølge EC2 6.4.1(10) beregnet på samme måte som ved en enkel plate-søyle forbindelse med avstand $2d$, bare at effektiv høyde på dekket d er nå d_H , som vist i figur 8.1.2.



Figur 8.1.2. Viser endring av effektiv tykkelse ved vouter der $l_H > 2h_H$ (Standard Norge, 2021).

Etter samtaler med Trygstad AS ble det sagt at det er uvanlig i dag å bruke vouter som oppfyller dette forholdet, fordi all betongen på vouten som ligger utenfor 60° ikke har noen virkning på skjærkraftkapasiteten. Det er derfor valgt å se bort fra dette som løsning.

8.2 Forsterkningsplate

Det er lite konkret informasjon om forsterkningsplater i EC2. Prosjektgruppen har med veiledning fra Trygstad AS derfor kommet fram til ulike beregningsregler som ikke spesifikt kan henvises til, men som likevel har en beregningsmessig tyngde. Figurene som blir vist til i dette delkapittelet, er derfor egenproduserte og ikke hentet fra EC2 eller lignende. Det vil også brukes deler av den amerikanske standarden (ACI 318-14) som veiledning.

En viktig del av beregningene ved bruk av forsterkningsplater er her også forholdet mellom lengde og høyde på forsterkningsplaten. Det er det samme forholdet som ved vouter.

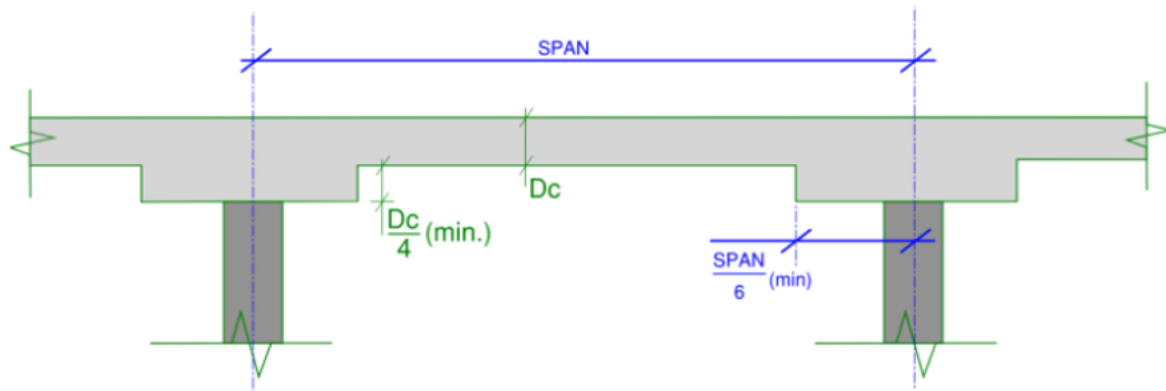
- Ved $l_H < 2h_H$ vil forsterkningsplaten bli sett på som en del av søylen. Det skal bare kontrolleres for skjærkraft utenfor forsterkningsplaten.
- Ved $l_H > 2h_H$ vil forsterkningsplaten bli sett på som en del av platen. Det skal kontrolleres for skjærkraft både utenfor og innenfor forsterkningsplaten.

Som en veiledning til hvor stor en forsterkningsplate bør være viser ACI 318-14 (2014) til noen krav til dimensjoner på forsterkningsplater. Kapittel 8.2.4 beskriver at et slakkarmert flatdekke skal tilfredsstille disse kravene:

- Dybden på forsterkningsplaten må være minst $\frac{1}{4}$ av tykkelsen til flatdekket.
- Forsterkningsplaten må forlenges $\frac{1}{6}$ av spennet fra senteret av opplegg i hver retning.

Selv om kravene ovenfor gjelder bare for slakkarmerte flatdekker, står det i kapittel 8.2.3 at et forspent dekke med betongtrykkspenning σ_{cp} mindre enn 125 psi, vil bli behandlet som et slakkarmert dekke. 125 psi er det samme som 0,86 MPa som er større en den betongtrykkspenningen det opereres med i denne oppgaven (0,8 MPa). Derfor vil dekket i henhold til kravet i kapittel 8.2.3 bli sett på som et slakkarmert dekke, og kravene i kapittel 8.2.4 er derfor gjeldende for flatdekket prosjektgruppen ser på.

En oversikt over kravene er vist til i figur 8.2.1.



Figur 8.2.1. Viser krav til forsterkningsplate i ACI 318-14 kapittel 8.2.4 (Suckling).

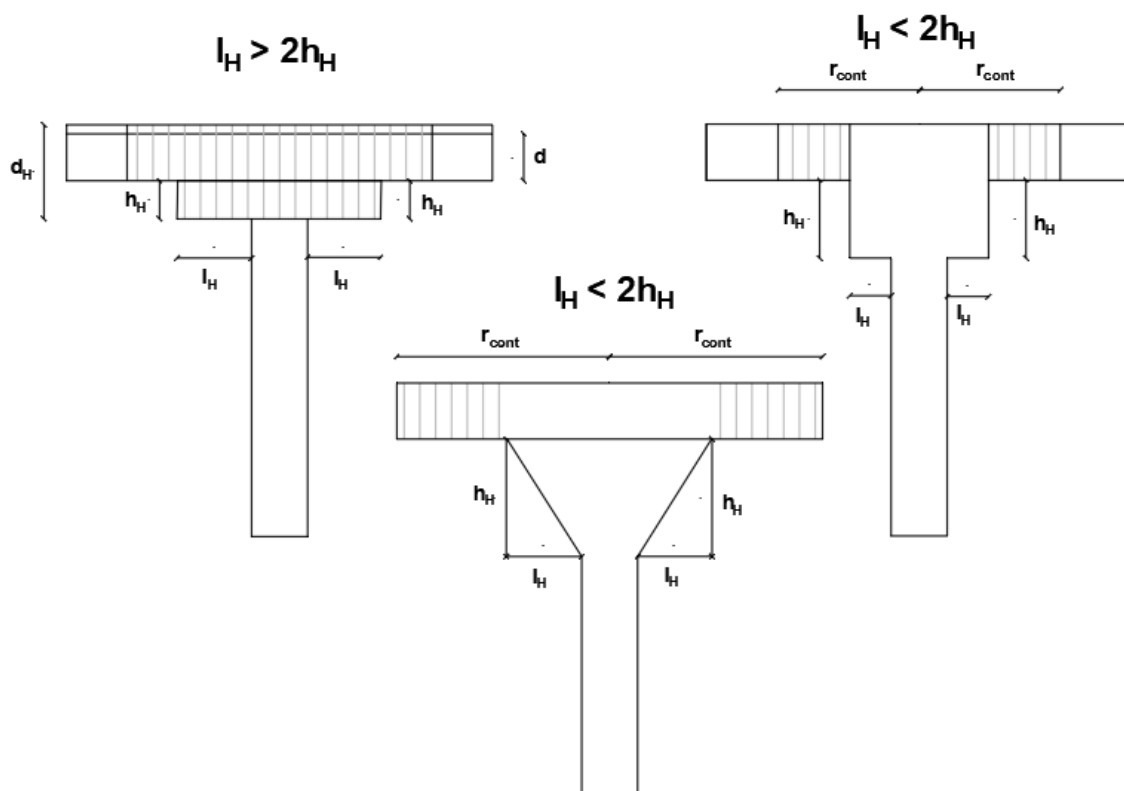
8.3 Oversikt over hvordan vouter og forsterkningsplater påvirker beregninger

Beregningsregler og hvilke faktorer som endres ved bruk av voute og forsterkningsplate er først og fremst avhengig av lengde-høyde forholdet på forsterkningen.

Dersom $l_H < 2h_H$ vil både vouten og forsterkningsplaten bli sett på som en del av søylen og det er omkretsen av søylen u_0 og lengden av det kritiske kontrollsnittet u_1 som endres. Det armeres bare utenfor forsterkningen, og avstanden fra senter søyle og ut til enden av det kritiske kontrollsnittet er nå betegnet med r_{cont} istedenfor $2d$.

Dersom $l_H > 2h_H$ vil forsterkningsplaten bli sett på som en del av dekket og det er den effektive platetykkelsen d som endres i det området som forsterkningsplaten er. Det skal armeres både innenfor og utenfor forsterkningen, og lengden på det kritiske kontrollsnittet og avstanden ut til det kritiske kontrollsnittet vil endres siden $d = d_H$. Endringen medfører også at skjærkraftkapasiteten i det kritiske kontrollsnittet $v_{Rd,c}$ endres.

Figur 8.3.1 viser en forenklet oversikt:



Figur 8.3.1. Viser en forenklet oversikt på hvordan lengde-høyde forholdet i søyleforsterkninger påvirker skjærkraftkontroll. Skissert av prosjektgruppen.

9 Lastberegning

9.1 Beregning fordelingsflate

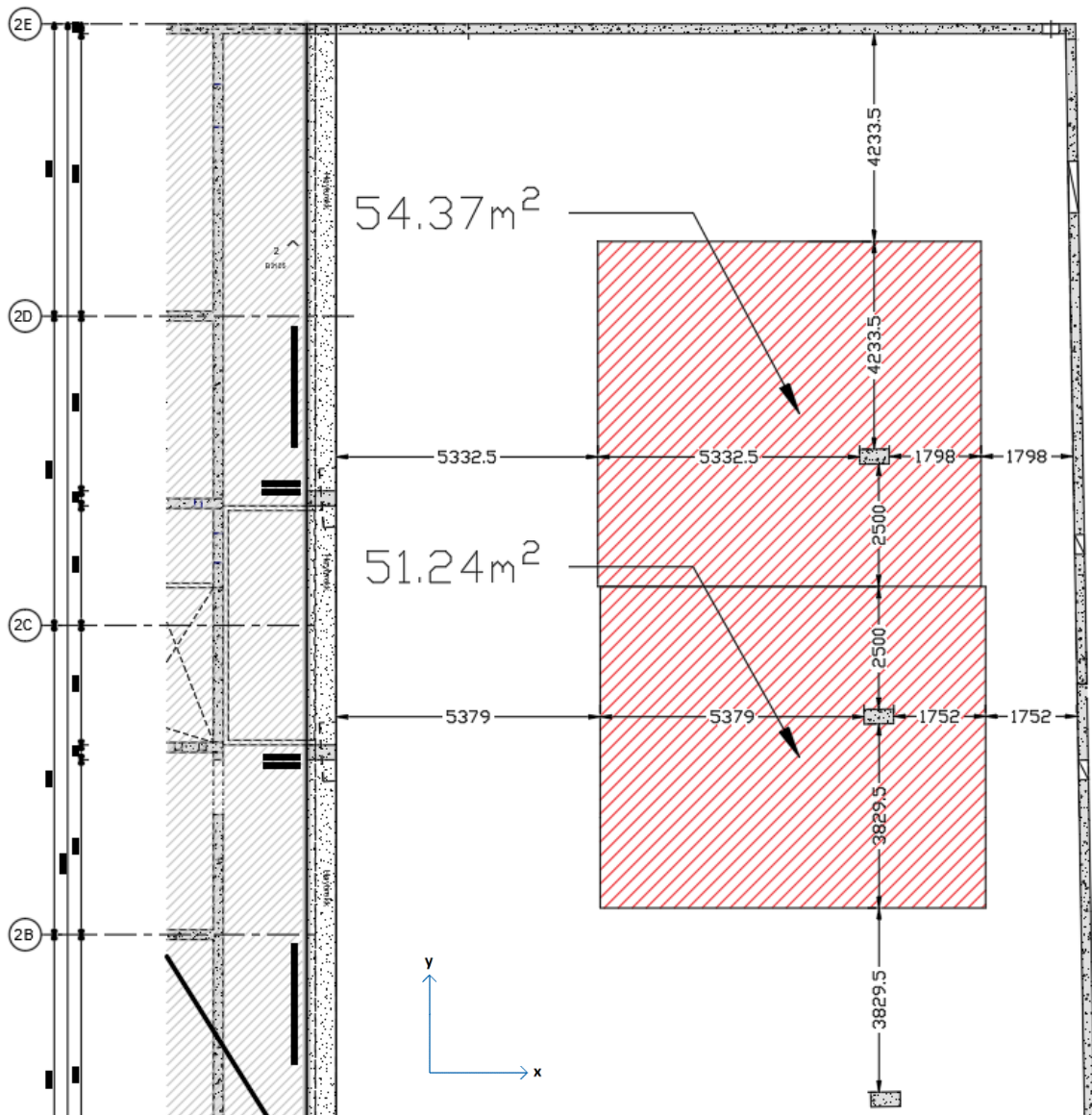
Som nevnt tidligere er det vanlig å bruke den ekvivalente rammemetoden ved beregning av laster på flatdekker, men siden det er utelukket å beregne momentkrefter vil ikke denne metoden være nødvendig å bruke. Prosjektgruppen har derfor valgt å beregne laster med metoder som blir brukt for lastberegning av konvensjonelle dekker, hvor lastene behandles som punktlaster, stripelaster eller flatelaster (Rørvik og Årskog, 2010).

I lastberegningen vil lastene bli sett på som aksialkrefter. Dette fordi det ved beregning av skjærkrefter ved konsentrerte laster er de lastene som treffer toppen av søyle (lastarealet) som er gjeldende. Med tanke på at Aksialkraft N er definert som en kraft som virker i konstruksjonsdelens lengderetning (*Fasthetslære*, 2022), som i dette tilfellet vil være søylens lengderetning, er da aksialkreftene de kreftene som opptrer normalt på flatdekket.

Hvor mye aksialkraft en søyle i flatdekket blir utsatt for, er videre avhengig av størrelsen på fordelingsflaten over hver søyle. Størrelsen på fordelingsflaten er igjen avhengig av hvor langt det er til neste opplager i x- og y-retning. Deretter blir størrelsen på fordelingsflaten ganget opp med de permanente og variable lastene dekket blir utsatt for, og vurdert ved hjelp av de ulike lastkombinasjonene i bruddtilstand (B1 og B2). Den mest kritiske lastkombinasjonen av B1 og B2 er da den dimensjonerende aksialkraften N_{Ed} søylen blir utsatt for.

Den dimensjonerende aksialkraften N_{Ed} er her ved beregning av skjærkraft ved konsentrerte laster, ansett som lik den dimensjonerende skjærkraften V_{Ed} (Se figur 7.2.1).

En oversikt over det avgrensede dekket med beregnet fordelingsflate over søyler er vist i figur 9.1.1 under. Den mest kritiske søylen er den med en fordelingsflate på 54,37 m².



Figur 9.1.1. Viser fordelingsflate til hver av søylene. Skissert av prosjektgruppen.

9.2 Behandling av nyttelasten

Nyttelastene som flatdekket blir utsatt for er som beskrevet tidligere snølast og tilkomst for brannbil. Snølasten vil bli behandlet etter generelle regler for variable laster i Eurokode 1, mens tilfellet med tilkomst av brannbil er litt mer utfordrende å ta hensyn til. I følge EC1, 6.3.3(1) vil konstruksjonsdeler som skal dimensjoneres for blant annet tilkomst av brannbil plasseres i kategori for trafikkareal G, vist i tabell 9.1 nedenfor.

Tabell 9.1. Trafikk- og parkeringsarealer i bygninger (Standard Norge, 2019).

Kategorier for trafikkarealer	Spesifikk bruk	Eksempler
F	Trafikk- og parkeringsarealer for lette kjøretøyer (≤ 30 kN brutto kjøretøytynge og ≤ 8 seter ikke medregnet sjåførsetet)	garasjer; parkeringsarealer, parkeringshus
G	Trafikk- og parkeringsarealer for middels store kjøretøyer (>30 kN, ≤ 160 kN brutto kjøretøytynge på to aksler)	atkomstveger, arealer for levering, arealer med atkomst for brannbiler (≤ 160 kN total kjøretøyvekt)
MERKNAD 1 Atkomst til arealer som er dimensjonert til kategori F, bør begrenses av fysiske innretninger som er bygd inn i konstruksjonen.		
MERKNAD 2 Arealer som er dimensjonert til kategori F og G, bør merkes med aktuelle varselsskilt.		

Som vist i tabell 9.2 vil dette medføre at det skal tas hensyn til en nyttelast på 5 kN/m^2 .

Tabell 9.2. Nyttelaster på garasjer og trafikkarealer (Standard Norge, 2019).

Kategorier for trafikkarealer	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori F Brutto kjøretøytynge: ≤ 30 kN	q_k	Q_k
Kategori G $30 \text{ kN} < \text{brutto kjøretøytynge} \leq 160 \text{ kN}$	5,0	Q_k
MERKNAD 1 For kategori F kan q_k velges innenfor verdiene 1,5 til <u>2,5</u> kN/m ² , og Q_k kan velges innenfor verdiene 10 til 20 kN.		
MERKNAD 2 For kategori G kan Q_k velges innenfor verdiene 40 til <u>90</u> kN.		
MERKNAD 3 Der et område for verdier er gitt i merknad 1 og 2, kan verdien fastsettes i det nasjonale tillegget. De anbefalte verdiene er understreket.		

Siden flatdekket ikke er et trafikk- eller parkeringsareal, som vil si at det ikke skal komme jevn strøm med kjøretøy der, er det valgt å behandle nyttelasten litt annerledes enn beskrevet i EC1. Det eneste dekket skal være dimensjonert for av trafikk, er tilkomst for brannbil. Vi har derfor i samråd med veileder, valgt en tilnærming der brannbilen blir behandlet som en punktlast på 160 kN.

I tillegg vil tilkomst for brannbil ikke være mulig ved full snølast på grunn av begrenset framkommelighet. Den samlede variable lasten kan derfor beregnes ved å bare inkludere dominerende variabel last. Det er likevel valgt en konservativ tilnærming der beregning av samlet variabel last vil ta hensyn til begge lastene. Tilnærmingen tar hensyn til at hele dekket er påvirket av snølast, utenom et område på 3×7 meter som er belastet av lasten til brannbilen.

DEL III: BEREGNINGER

10 Gjennomgang av manuelle beregninger

Det er bare de viktigste resultatene som vises og kommenteres. Selve utregningen av de manuelle beregningene presenteres i vedlegg A til C.

10.1 Beskrivelse av dekket

Platetykkelsen er 300 mm. Eksponeringsklasse i overkant er XC3, som gir en C_{nom} på 45 mm. Slakkarmering i overkant er satt til $\phi 20$ med senteravstand s_{125} . Søylen er 300 x 600 mm og betongtrykkfastheten f_{ck} i dekket er 35 MPa.

Den mest kritiske fordelingsflaten er vist i figur 9.1.1 og er 55 m².

10.2 Laster på søyla

De permanente lastene er en påført last på 10 kN/m² (jordmasser o.l.) og en egenvekt av dekket på 7,5 kN/m². Til sammen gir dette en last på 17,5 kN/m² fordelt på 55 m². Dette fører til en samlet permanent last på 962,5 kN.

De variable lastene er en snølast på 3,5 kN/m² fordelt på et areal på 34 m² og en brannbil på 160 kN fordelt på et areal på 21 m². Dette gir en samlet variabel last på 279 kN.

Den mest ugunstige lastkombinasjonen B1 gir en dimensjonerende last på 1592,325 kN.

Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} er **1592,325** kN.

10.3 Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet uten skjærarmering, i kritisk kontrollsnitt

Lengden på det kritiske kontrollsnittet u_1 er 4753 mm og den effektive høyden på dekket d er 235 mm. Den dimensjonerende skjærkraften v_{Ed} i det kritiske kontrollsnittet blir dermed **1,64** N/mm².

Skjærkraftkapasiteten til dekket uten skjærarmering $v_{rd,c}$ er **0,8517** N/mm².

Det vil si at $v_{Ed} \geq v_{rd,c}$ som betyr at det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

10.4 Dimensjonerende skjærkraft og skjærkraftkapasitet langs søylekant

Med søyler på 300 x 600 mm vil omkretsen av søylekanten u_0 være 1800 mm. Skjærkraft langs søylekanten v_{ed} blir dermed **4,33** N/mm²

Ved søylekant må det kontrolleres at $v_{ed} \leq v_{rd,max}$ for å unngå trykkbrudd, og ligning (7.9) viser at $v_{rd,max(1)}$ er **3,1205** N/mm². Den maksimale gjennomlokkingskapasiteten er dermed for lav og trykkbrudd kan oppstå i betongen.

Som nevnt i kapittel 7.5 tillater EC2 bruk av ligning (7.10) dersom det allerede er klart at det er behov for skjærarmering i tillegg til at man ved beregning av mengde skjærarmering utelukker bidraget til $v_{rd,c}$.

Det er her klart at det er behov for skjærarmering, men ligning (7.10) viser at $v_{Rd,max(2)}$ er 4,0936 N/mm² som likevel ikke er tilstrekkelig da v_{ed} fortsatt er større enn $v_{Rd,max(2)}$. Tilstrekkelig kapasitet kan dermed oppnås ved eksempelvis å øke platetykkelsen, øke søyledimensjon eller/og bruke voute/forsterkningsplate.

11 Beregninger i Shearfix

Rapporten fra Shearfix (vist i vedlegg D) viser så å si de samme utregningene som er gjennomført manuelt. En av forskjellene er at $v_{Rd,max}$ i Shearfix blir bare beregnet ut ifra det som er kalt $v_{Rd,max(2)}$ i ligning (7.10) i denne oppgaven, i tillegg til at den blir beregnet noe større (4,816 N/mm²). Siden Shearfix beregner en større $v_{Rd,max}$ medfører dette at v_{ed} langs søylekanten blir mindre enn $v_{Rd,max}$, som betyr at rapporten ikke viser at det vil oppstå trykkbrudd langs søylekant.

Det vil likevel gås ut ifra manuelle beregninger som viser at trykkbrudd vil oppstå. Dette på grunn av at manuelle beregninger er godt begrunnet i reglementet til EC2, i tillegg til at verdien for $v_{Rd,max}$ i Shearfix ikke er begrunnet i rapporten, som gjør det vanskelig å vite om kalkulasjonen er riktig i forhold til nasjonale tillegg i EC2.

Selv om rapporten i Shearfix ikke viser at det vil oppstå trykkbrudd langs søylekanten, viser likevel kalkulasjonen at oppgitte laster og dimensjoner ikke er gjennomførbart. Dette er begrunnet med at $v_{Rdc,max} < v_{ed}$.

$v_{Rd,c,max}$ blir i Shearfix kalt; grenseverdi for gjennomlokkingskapasitet, og er beregnet til 1,278 N/mm² og har derfor den samme verdien som $k_{max} \cdot v_{Rd,c} = v_{Rd,c,max}$ fra ligning (7.6) i manuelle beregninger.

$v_{Rd,c,max}$ fra Shearfix blir i forskjell til ligning (7.6) sammenlignet med den dimensjonerende skjærkraften, v_{ed} istedenfor skjærkraftskapasitet med skjærarmering $v_{Rd,cs}$. Siden $v_{Rd,c,max}$ er mindre enn v_{ed} som vist ovenfor, så rapporterer Shearfix dermed at gjennomlokkingskapasiteten ikke er tilstrekkelig. Programmet anbefaler dermed å forbedre betongkvalitet, minske slakkarmeringforholdet i toppen av dekket eller minimere laster som er påført.

DEL IV: LØSNINGER

Å endre betongkvaliteten, minske slakkarmeringen eller minimere lastene som er påført, er ikke en del av de valgte løsningene på problemstillingen, da dette går utover prosjekteringen til hele dekket.

Det skal derfor i denne delen presenteres ulike løsninger som løser problematikken lokalt. Dette kan gjøres ved hjelp av søyleforsterkninger. Det er her som beskrevet innledningsvis begrenset til to typer søyleforsterkninger; vouter og forsterkningsplater. Det skal likevel presenteres 8 løsninger hvor dimensjoner, beregningsmessige begrensninger og ulik bruk av reglement er det som skiller dem. En oversikt over de ulike løsningene er vist under.

- rektangulær voute₁ som tilfredsstiller ligning (7.9)
- kvadratisk voute₂ som tilfredsstiller ligning (7.9)
- sirkulær voute₃ som tilfredsstiller ligning (7.9)
- voute₄ som tilfredsstiller ligning (7.10)
- forsterkningsplate₁ som tilfredsstiller ACI 318-14 og ligning (7.10)
- forsterkningsplate₂ som tilfredsstiller ACI 318-14 og ligning (7.9)
- forsterkningsplate₃ som ikke tilfredsstiller ACI 318-14 hvor $l_H < 2h_H$
- forsterkningsplate₄ som ikke tilfredsstiller ACI 318-14 hvor $l_H > 2h_H$

Det vil her som tidligere bare tatt ut de viktigste resultatene. Selve beregningene blir vist til i vedlegg E til L.

12 Søyلة med voute

Det skal først presenteres en voute med dimensjoner som tilfredsstillter $v_{Rd,max(1)}$ i ligning (7.9), slik at bidraget fra $v_{rd,c}$ kan inngås ved beregning av skjærarmering. Grunnen er at det mest sannsynlig fører til at mengde skjærarmering kan reduseres. Dersom man dimensjonerer en voute som bare tilfredsstillter $v_{Rd,max(2)}$, vil man kunne redusere dimensjon på vouten, men det vil mest sannsynlig også kreve mer skjærarmering. Dette kan føre til at mengden skjærarmering blir for stor slik at ligning (7.6) ikke tilfredsstilles.

12.1 Rektangulær voute₁ som tilfredsstillter ligning (7.9)

En voute med dimensjoner $l_H = 200$ mm og $h_H = 150$ mm vil tilfredsstille kravet om $l_H < 2h_H$, som betyr at vouten blir sett på som en del av søylen. Med tanke på at sidekant c_1 er 300 mm og c_2 er 600 mm, vil l_1 være 700 mm og $l_2 = 1000$ mm. Søylen er derfor nå betegnet med dimensjonene 700 x 1000 mm i overkant som videre fører til en ny omkrets av det kritiske kontrollsnittet u_1 på 6353 mm, og en ny omkrets av søylen i toppen u_0 på 3400 mm.

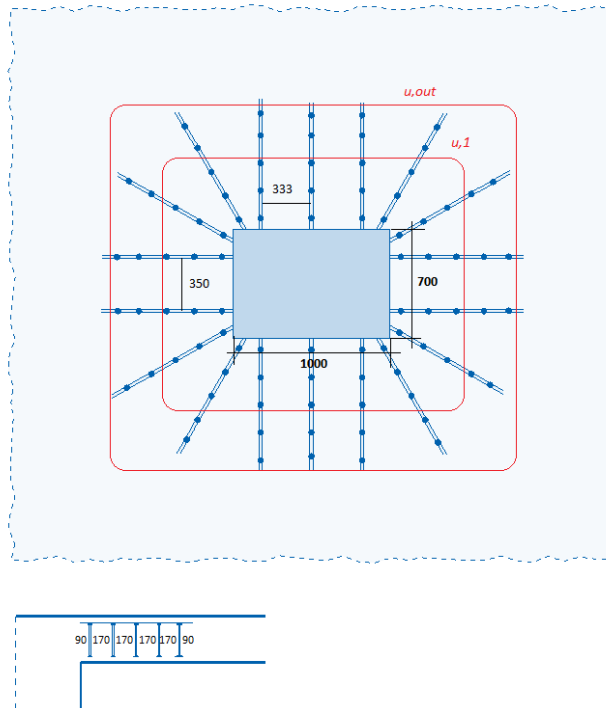
Med nye dimensjoner vil også skjærkraft langs det kritiske kontrollsnittet og langs søylekant reduseres. Skjærkraft langs det kritiske kontrollsnittet er nå 1,226 N/mm², og skjærkraft rundt søylekant er 2,29 N/mm². Sistnevnte fører til at $v_{Ed} < v_{Rd,max(1)}$ som betyr at den maksimale gjennomlokkingskapasiteten ved søylekanten/voutekanten er tilstrekkelig, i tillegg til at bidraget fra $v_{Rd,c}$ kan inkluderes i beregninger av nødvendig skjærarmering.

Nødvendig skjærarmering

Beregninger fra vedlegg E viser at mengde armering som trengs i det kritiske kontrollsnittet er 1370,656 mm². Dette fører til at skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ er 1,227 N/mm², som er mindre enn $v_{Rd,c max}$ som er 1,278 N/mm². I tillegg er $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,227$ N/mm² som betyr at mengde skjærarmering er OK, og løsningen kan brukes.

Prosjektgruppen har valgt skjærarmering $\phi 10$ med radiell senteravstand på 170 mm og tangentiell senteravstand på 333 mm på langsiden og 350 mm på kortsiden. Første skjærarmering skal ligge mellom $0,3d$ og $0,5d$ utenfor søylekanten for å unngå skjærriss, og er dermed er valgt å komme etter $0,4d = 90$ mm. Antall skinner er beregnet til 18 stykker.

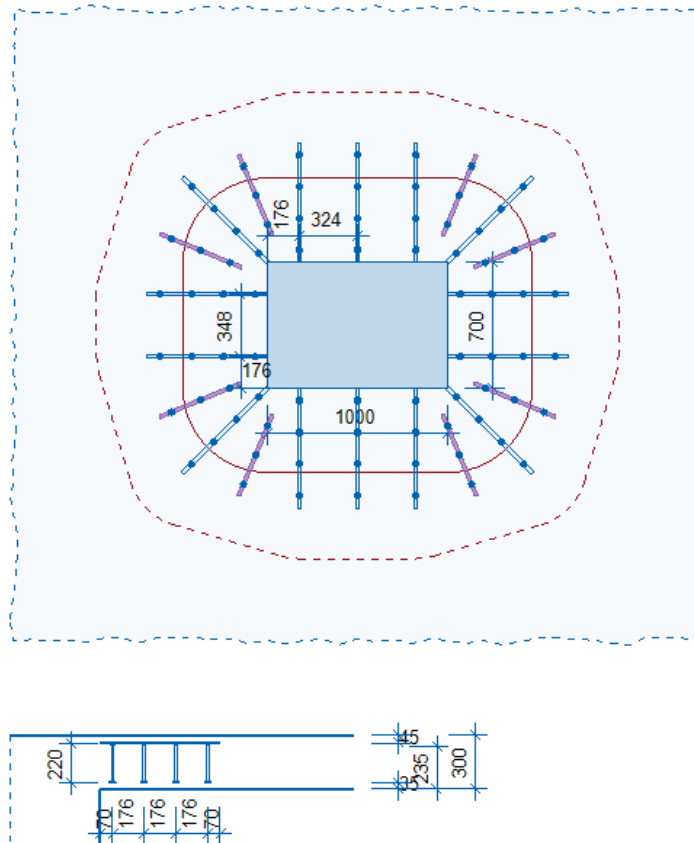
Lengden på kontrollsnittet hvor skjærarmering ikke er nødvendig $u_{out,ef}$ er 9149,02 mm og skal være innenfor $1,5d$ fra kritisk kontrollsnitt, som betyr en avstand på $r_{cont} + 1,5d$ fra sentersøylen. Denne avstanden er beregnet til å være 1291,03 mm. Med dette tatt i betraktning vil det være nødvendig med 5 studs per skinne. Det betyr at det til sammen 18 skinner og 90 studs. Et forslag til plassering av skjærarmering er vist i figur 12.1.1.



Figur 12.1.1. Forslag til plassering av skjærarmoring, voute₁. Skissert av prosjektgruppen.

Forslag fra Shearfix

Shearfix foreslår å skjærarmere med skjærarmoring $\phi 12$ og flere skinner. Det blir her brukt 14 hovedskinner og 8 sekundærskinner, til sammen 22 skinner. Den tangentielle senteravstanden er satt til 324 mm på langsiden og 348 mm på kortsiden. Den radielle senteravstanden er 176 mm og avstanden ut til første skjærarmoring er $0,3d = 70$ mm. Det er brukt 5 studs per hovedskinne og 4 studs per sekundærskinne, som til sammen blir 102 studs. Forslaget er vist i figur 12.1.2



Figur 12.1.2. Forslag til plassering av skjærarmoring fra Shearfix, voute₁.

12.2 Kvadratisk voute₂ som tilfredsstillers ligning (7.9)

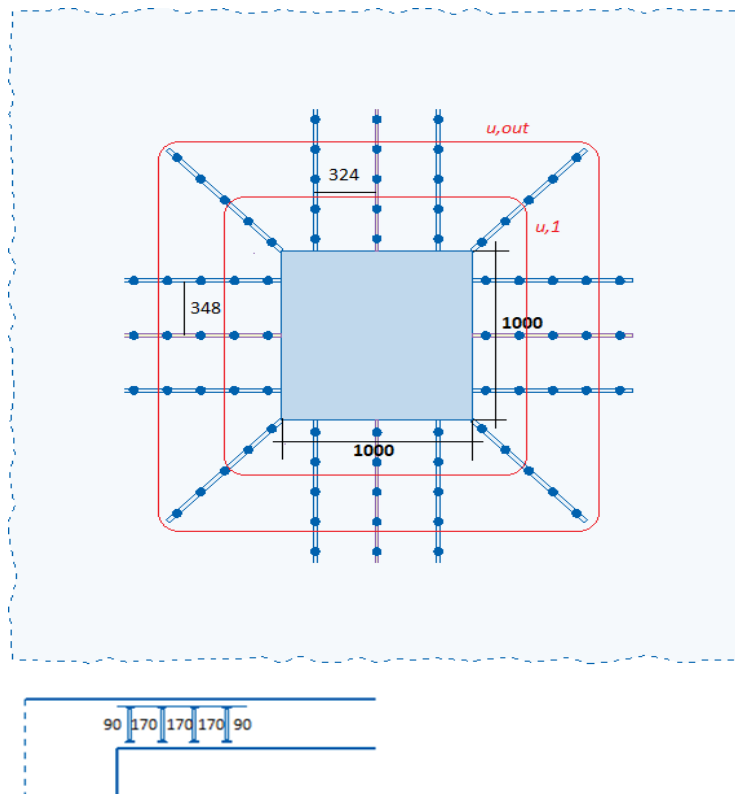
En voute med dimensjoner $l_{H1} = 200$ mm og $l_{H2} = 350$ mm, der $h_H = 200$ mm vil her, som i forslaget over tilfredsstillers kravet om $l_H < 2h_H$, som betyr at vouten bli sett på som en del av søylen. Denne vouten vil derimot skape et kvadratisk tverrsnitt i søyletoppen der $l_1 = l_2 = 1000$ mm som gir en ny omkrets u_0 på 4000 mm, og en ny lengde på det kritiske kontrollsnittet u_1 på 6953 mm. Skjærkraften rundt søylekanten blir dermed $1,948 \text{ N/mm}^2$ mens skjærkraften langs det kritiske kontrollsnittet vil bli $1,12 \text{ N/mm}^2$. Vouten tilfredsstillers derfor $v_{Rd,max(1)}$.

Nødvendig skjærarmoring

Det er her også beregnet å bruke skjærarmoring $\phi 10$. Maksimal radiell senteravstand er 170 mm og tangentiell senteravstand er satt til 324 mm og 348 mm. Samlet skjærarmoringstverrsnitt i det kritiske kontrollsnittet er noe mindre på $1228,22 \text{ mm}^2$, som betyr at det trengs færre skinner (16 stk).

Skjærkraftkapasiteten med beregnet skjærarmoring $v_{Rd,cs}$ er her også mindre enn $v_{Rd,c max}$, i tillegg til at $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$ som betyr at løsningen kan brukes.

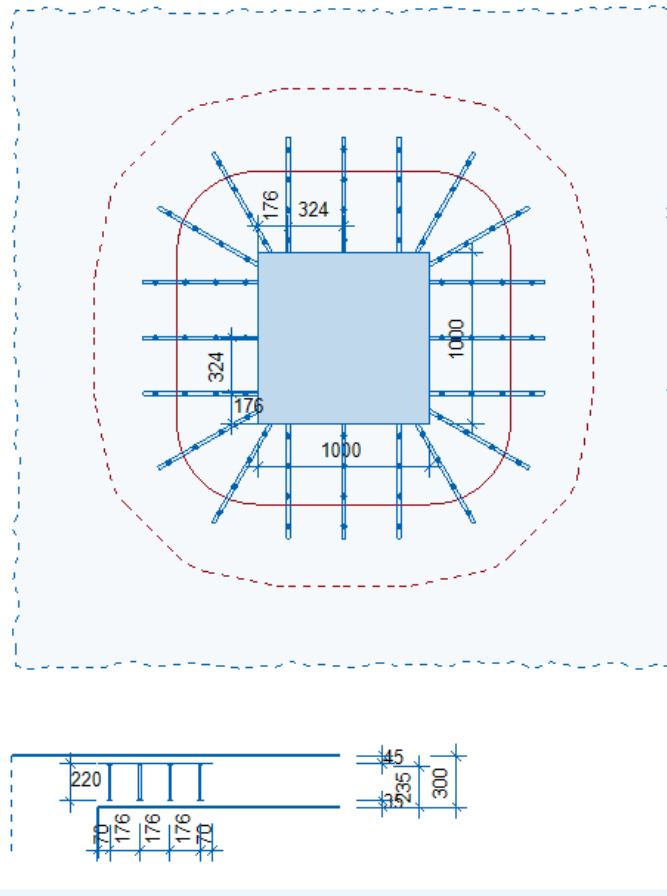
Avstand r_{cont} fra senter søyle og ut til ytterlige kritisk kontrollsnitt er beregnet til 1030mm, som fører til at lengden fra senter søyle og ut til kontrollsnittet hvor skjærarmring ikke er nødvendig lenger $u_{out,ef}$ er 1482,5 mm. Det betyr at det trengs 4 studs per skinne. Første skjærarmring er plassert $0,4d = 90$ mm fra søylekant/voutekant. Totalt er det behov for 16 skinner og 64 studs. Et forslag til plassering av skjærarmring er vist i figur 12.2.1.



Figur 12.2.1. Forslag til plassering av skjærarmring, voute₂. Skissert av prosjektgruppen.

Forslag fra shearfix

Shearfix foreslår å legge skjærarming med en radiell senteravstand på 176 mm istedenfor 170 mm, i tillegg til å bruke litt flere skinner og studs; 20 hovedskinner med 4 studs per skinne, som totalt blir 80 studs. Forsaget fra Shearfix er vist i figur 12.2.2.



Figur 12.2.2. Forslag til plassering av skjærarmoring fra Shearfix, voute₂.

12.3 Sirkulær voute₃ som tilfredsstillers ligning (7.9)

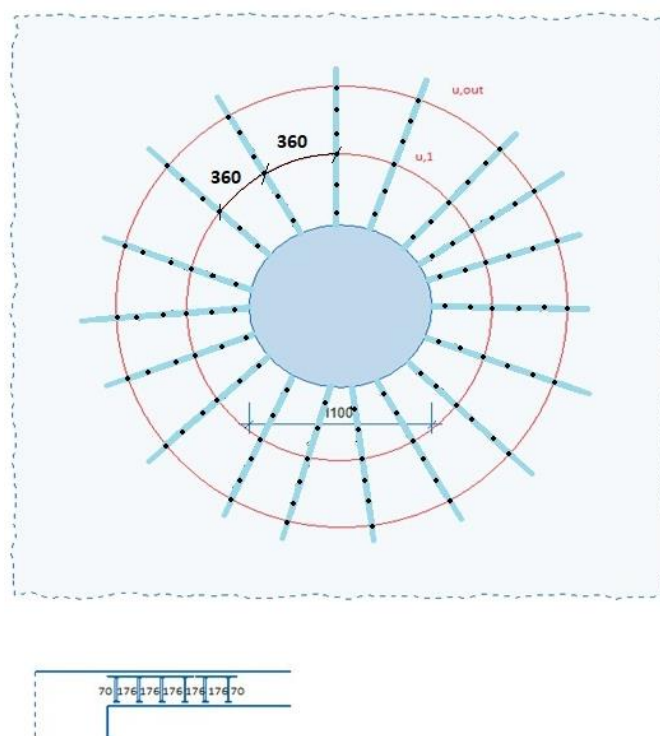
En sirkulær voute kan også være en løsning. Dette forutsetter også at søylene er sirkulære. Etter prøving og feiling er det konkludert med at en søyle med diameter c på 500 mm, og en voute med lengde l_H lik 300 mm og høyde h_H lik 150 mm, vil kunne tilfredsstillere de kravene som skal til for å forhindre gjennomlokking.

Valgte dimensjoner på vouten medfører at $l_H < 2h_H$ så vouten vil bli sett på som en del av søylen. Diameteren til søylen i overkant blir dermed 1100 mm, som gir et kritisk kontrollsnitt u_1 6408,84 mm og en omkrets u_0 på 3455,75 mm. Dette fører videre til en skjærkraft langs det kritiske kontrollsnittet på 1,215 N/mm² og skjærkraft langs søylekant på 2,25 N/mm². Denne verdien er mindre enn $v_{Rd,max(1)}$, som betyr at det ikke vil oppstå trykkbrudd langs søylekanten, og bidraget fra $v_{Rd,c}$ kan inkluderes i beregning av nødvendig skjærarmoring.

Nødvendig skjærarmering

Samlet nødvendig skjærarmeringstverrsnitt i det kritiske kontrollsnittet er 1403,42 mm. Beregninger viser at det er best å bruke skjærarmering $\phi 12$, som betyr at det trengs 18 skinner. Maksimal radiell senteravstand er 176 mm og tangentiell avstand er satt til 360 mm. Skjærkraftkapasitet med beregnet skjærarmering er 1,215 N/mm² som er mindre enn $v_{Rd,c max}$, i tillegg til at $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$ som betyr at løsningen kan brukes.

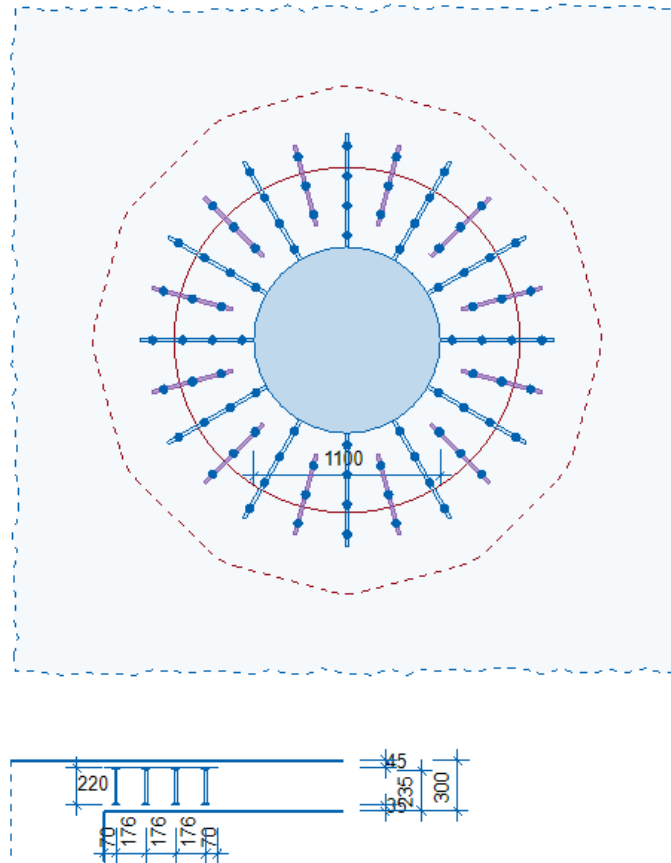
Avstand fra senter søyle og ut til ytterlige kritisk kontrollsnitt r_{cont} er beregnet til 1320 mm, som fører til at lengden ut til kontrollsnittet hvor skjærarmering ikke er nødvendig lenger $u_{out,ef}$ er 1672,5 mm. Det trengs dermed 6 studs per skinne. Første skjærarmering er plassert $0,3d = 70$ mm fra søylekant/voutekant. Totalt er det behov for 18 skinner og 108 studs. Et forslag til plassering av skjærarmering er vist i figur 12.3.1 under.



Figur 12.3.1: Forslag til plassering av skjærarmering voute₃. Skissert av prosjektgruppen.

Forslag fra shearfix

Shearfix foreslår å bruke skjærarmering $\phi 16$, med 12 hovedskinner og 12 sekundærskinner. Det er brukt 4 studs per hovedskinne og 3 per sekundærskinne. Totalt blir dette 84 studs og 24 skinner. Forsaget er vist i figur 12.3.2.



Figur 12.3.2. Forslag til plassering av skjærarmoring fra Shearfix, voute₃.

12.4 Rektangulær voute₄ som tilfredsstiller ligning (7.10)

For at vouten skal tilfredsstille ligning (7.10) trenger lengden på vouten l_H bare å være 50 mm i begge retninger. For at $l_H < 2h_H$ må høyden være minimum 25 mm. Søylen er her betegnet med dimensjonene 400 x 700 mm i overkant som fører til en ny omkrets på det kritiske kontrollsnittet u_1 på 5153 mm, og en ny omkrets av søylen u_0 på 2200 mm.

Skjærkraft langs kontrollsnitt er 1,51 N/mm² og skjærkraft langs søylekant er 3,247 N/mm². Dette fører til at $v_{Ed} < v_{Rd,max(2)}$ som betyr at gjennomlokkingskapasitet langs søylekant er tilstrekkelig. Bidraget fra $v_{Rd,c}$ kan **ikke** inkluderes i beregninger av nødvendig skjærarmoring.

Nødvendig skjærarmoring

Beregninger viser at det er nødvendig med 2837,33 mm² skjærarmoring i det kritiske kontrollsnittet, som er betraktelig mye mer enn ved de andre voutene. Dette fører dermed til at skjærkraftkapasiteten med skjærarmoring $v_{Rd,cs}$ er 2,151 N/mm². som er mye større enn $v_{Rd,c max}$ på 1,278 N/mm². Dette betyr at mengde skjærarmoring er for stor, og løsningen kan ikke brukes.

13 Forsterkningsplate

I kapittel 13.1 og 13.2 blir det vist til forsterkningsplater som tilfredsstillende de nevnte kravene i ACI 318-14 (kapittel 8.2.4). Ved å følge disse kravene medfører det at lengde-høyde forholdet i forsterkningsplaten blir slik at forsterkningen blir sett på som en del av platen, og må derfor behandles som dette videre i beregningene.

I kapittel 13.3 og 13.4 presenteres det to eksempler som ikke følger kravene i ACI 318-14. I 13.3 blir det presentert et eksempel der forsterkningsplaten blir sett på som en del av søylen, og i 13.4 blir det presentert et eksempel der forsterkningsplaten blir sett på som en del av platen, men med mindre dimensjoner enn det som er krevd i ACI.

Det vil gjennomgående i kapittelet vurderes eksempler som enten tilfredsstillende ligning (7.9) eller (7.10). Dette for å vurdere hvordan forholdet mellom skjærarmering og om det blir brukt store eller små dimensjoner vil påvirke beregningene.

13.1 Forsterkningsplate₁ etter ACI 318-14 som tilfredsstillende ligning (7.10)

Figur 9.1.1 viser at maks spenn mellom opplegg i x-retning er 10,662 meter. Maks spenn mellom opplegg i y-retning er 8,467 meter. Høyden på selve dekket er 300 mm.

Ifølge ACI, 8.2.4 skal forsterkningsplaten være 75 mm høy. Bredde og lengde på forsterkningsplaten vil være 2850 mm i y-retning 3600 mm i x-retning retning. Dette fører til at $l_H > 2h_H$ i begge retninger og forsterkningsplaten vil bli sett på som en del av platen. Det skal derfor kontrolleres for skjærkraft både utenfor og innenfor forsterkningsplaten, der den effektive tykkelsen d er lik dh , som betyr at tykkelsen på forsterkningsplaten inkluderes i d . Ny effektiv tykkelse blir dermed 310 mm.

Skjærkraft rundt søylekant med forsterkningsplate₁ er beregnet til 3,28 N/mm². Denne verdien tilfredsstillende ikke $v_{Rd,max(1)}$ bare $v_{Rd,max(2)}$. Dette betyr at forsterkningsplaten sikrer at trykkbrudd langs søylekant unngås, men bidraget fra $v_{rd,c}$ ved beregning av mengde skjærarmering må settes lik 0. Dette vil som nevnt tidligere føre til at mengde nødvendig skjærarmering blir noe høyere.

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt u_1 er 5695,57 mm. Dette fører til en ny dimensjonerende skjærkraft i det kritiske kontrollsnittet på 1,037 N/mm².

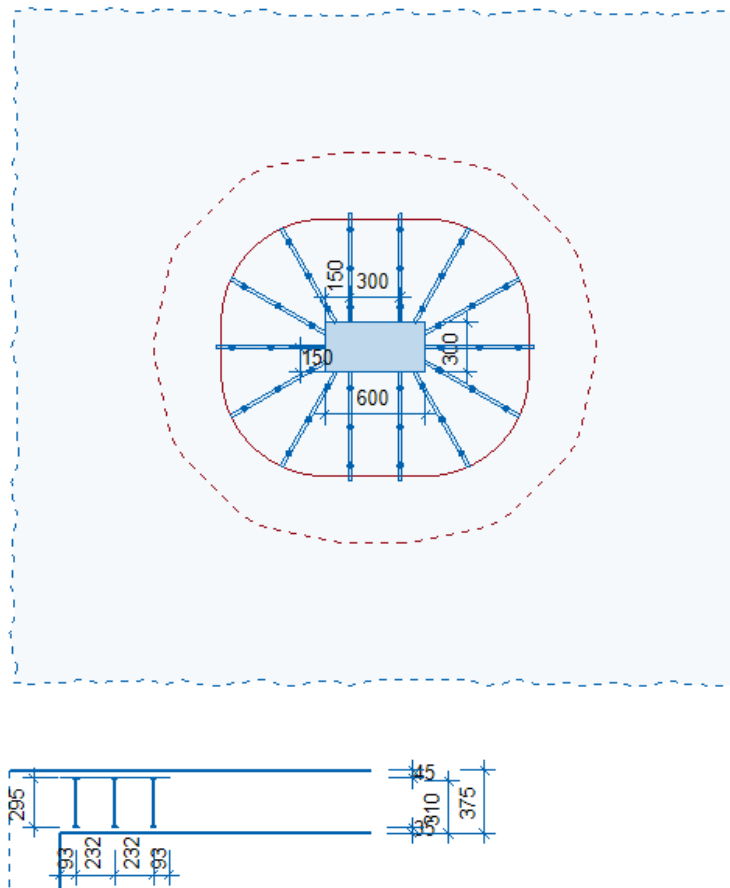
Ved å beregne lengde av kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig $u_{out,ef}$ og sammenligne dette med omkretsen av forsterkningen $u_{forsterking}$ viser dette at det ikke er nødvendig med en skjærkraftkontroll utenfor forsterkningsplaten siden

$$u_{out,ef} < u_{forsterking}$$

Nødvendig skjærarmering

Beregninger fra vedlegg I viser at mengde armering som er nødvendig ved det kritiske kontrollsnittet er $2765,5 \text{ mm}^2$. Dette fører til at skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ er $1,76 \text{ N/mm}^2$ som er større enn $v_{Rd,c \max}$ som er $1,278 \text{ N/mm}^2$. Dette betyr at løsningen ikke kan brukes.

Shearfix beregner derimot at løsningen er ok, et forslag hentet fra Shearfix er derfor vist i figur 13.1.1 under.



Figur 13.1.1. Forslag til plassering av skjærarmering fra Shearfix, forsterkningsplate₁.

13.2 Forsterkningsplate₂ etter ACI 318-14 som tilfredsstillers ligning (7.9)

For at forsterkningsplaten skal tilfredsstillers $v_{Rd,max(1)}$ må høyden på platen h_H være 100 mm. Lengden og bredden på platen trenger derimot ikke å endres, så dimensjonen på forsterkningsplaten er fortsatt $2850 \times 3600 \text{ mm}$.

Med ny h_H er fortsatt $l_H > 2h_H$ i begge retninger og forsterkningsplate₂ vil fortsatt bli sett på som en del av platen, der den effektive tykkelsen d endres. Den effektive tykkelsen er nå 335 mm.

Skjærkraften rundt søylekanten med forsterkningsplate₂ er 3,036 N/mm². Det betyr at $v_{Ed} < v_{Rd,max(1)}$, som medfører at bidraget fra $v_{rd,c}$ ved beregning av mengde skjærarmering skal inkluderes.

Lengden på det kritiske kontrollsnittet er nå 6010 mm, som fører til en ny dimensjonerende skjærkraft langs det kritiske kontrollsnittet på 0,909 N/mm².

Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig, er fortsatt mindre enn omkretsen av forsterkningen ($u_{out,ef} < u_{forsterking}$), som betyr at det fortsatt ikke er behov for skjærkraftskontroll utenfor forsterkningsplaten.

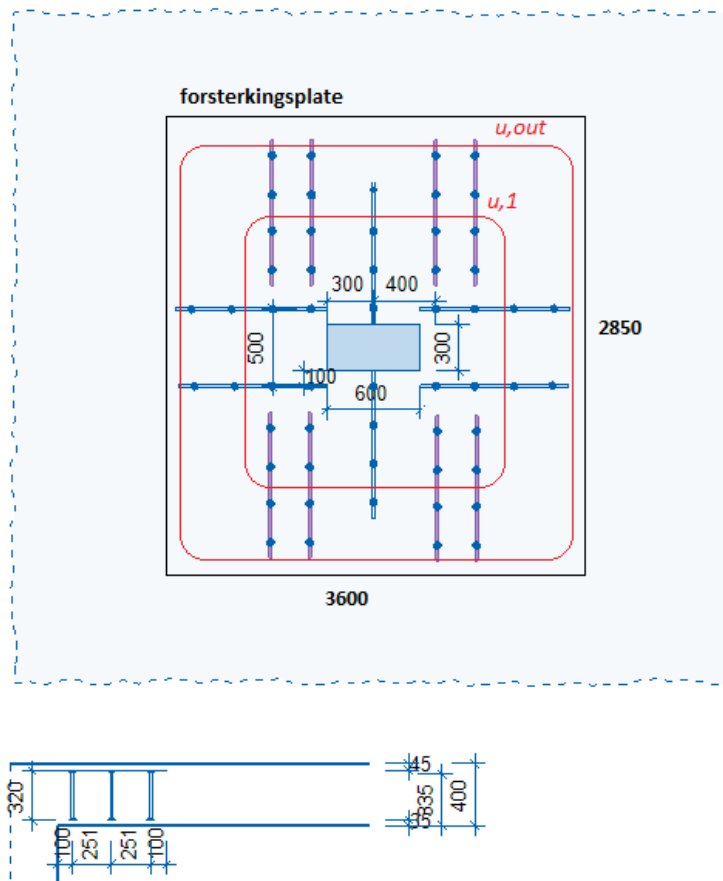
Nødvendig skjærarmering

Med en høyde på 100 mm reduseres behovet for skjærarmering betraktelig. Det er nå bare behov for 812,64 mm² skjærarmering ved det kritiske kontrollsnittet. Dette betyr også at skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ minker til 0,99 N/mm² som er betraktelig mindre enn $v_{Rd,c max}$. I tillegg er $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 0,909$ som betyr at mengde skjærarmering er OK, og at løsningen kan brukes.

Det er beregnet at det er best å bruke skjærarmering $\phi 12$ og 8 skinner. Det blir likevel i dette tilfellet bare vist til forslag fra Shearfix, med 6 hovedskinner og 4 sekundærskinner. Dette fordi plasseringen av manuelt beregnet antall skinner og studs ikke er gjennomførbart.

Forslaget fra Shearfix viser at den radielle avstanden er 250 mm, og den tangentielle avstanden er 400 mm på langsiden og 500 mm på kortsiden. Første skjærarmering kommer etter $0,3d = 100$ mm. Lengden på kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig $u_{out,ef}$ er nå 6417,98 mm og ligger 1172,5 mm fra ytterkant søyle. Dette er mindre enn den minste lengden på forsterkningsplaten l_H , som betyr at det ikke skal skjærarmers utenfor forsterkningsplaten.

Det er beregnet 4 studs per skinne som betyr at det til sammen er behov for 40 studs. Forslag til skjærarmering er hentet fra Shearfix og er vist i figur 13.2.1.



Figur 13.2.1. Forslag til plassering av skjærarmoring fra Shearfix, forsterkningsplate₂.

13.3 Forsterkningsplate₃ som ikke tilfredsstillers ACI 318-14, $l_H < 2h_H$ (søyle)

Det vil også presenteres en forsterkningsplate der $l_H < 2h_H$, slik at platen blir sett på som en del av søylen. Dette medfører at kravet fra ACI, 8.1.4 om at forsterkningsplaten må være minst $\frac{1}{6}$ av spennet fra senteret av opplegg i hver retning, ikke kan følges. Med tanke på at høyden på 100 mm tilfredsstillers krav, blir denne høyden brukt i dette forslaget også.

For at $l_H < 2h_H$, kan ikke lengden fra søylekant til ytterkant forsterkningsplate l_H være lengre enn maks 200 mm. Prøver derfor med 190 mm. Ny dimensjon på søyle i overkant blir dermed 680 x 980 mm. Dette fører til en søyleomkrets u_0 på 3320 mm, som igjen fører til en ny skjærkraft rundt søylekant på 2,347 N/mm². $v_{Ed} < v_{Rd,max(1)}$, så gjennomløkkingskapasiteten ved søylekanten er tilstrekkelig. Lengden på nytt kritisk kontrollsnitt u_1 er beregnet til 6273 mm som gir en ny skjærkraft langs det kritiske kontrollsnittet på 1,24 N/mm².

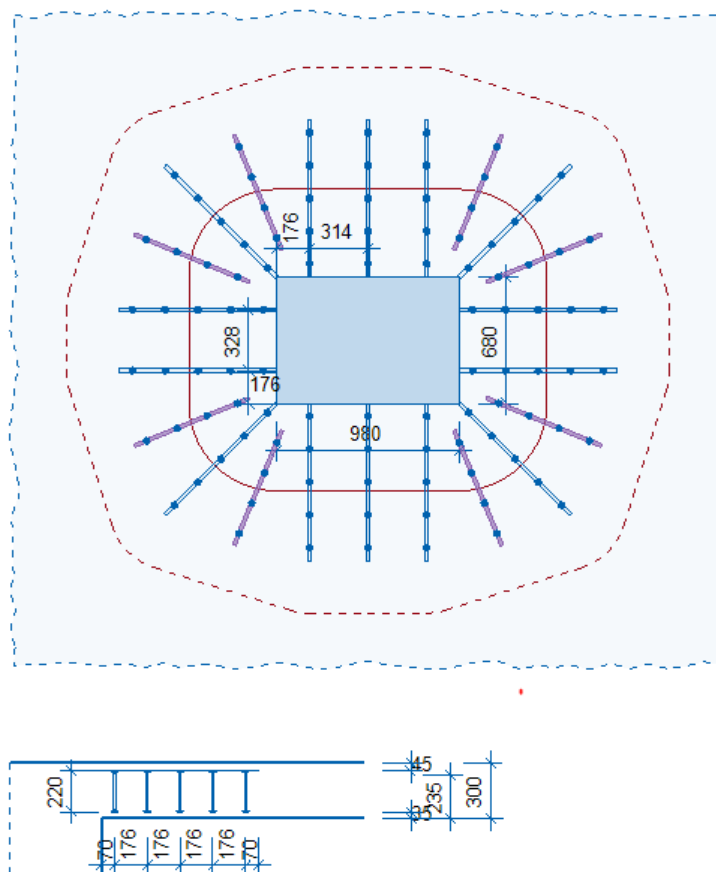
Nødvendig skjærarmering:

Det er i dette tilfellet nødvendig med $1384,4 \text{ mm}^2$ med skjærarmering i det kritiske kontrollsnittet. Skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ er nå $1,24 \text{ N/mm}^2$ som er mindre enn $v_{Rd,cmax}$, i tillegg til at $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$ som betyr at løsningen kan brukes.

Ved å bruke dimensjonen $\phi 10$ vil det være nødvendig med 18 skinner. Maksimal radiell senteravstand er 170 mm, og tangentiell senteravstand er satt til 333 mm på kortsiden og 350 mm på langsiden. Lengden på kontrollsnittet hvor skjærarmering ikke er nødvendig er nå 9149 mm og første skjærarmering kommer etter $0,4d = 90 \text{ mm}$.

Avstand ut til ytterligere kritisk kontrollsnitt r_{cont} er 927,14 mm og fører til en avstand ut til kontrollsnittet $u_{out,ef}$ på 1279,64 mm, som betyr at det trengs 5 studs per skinne. Til sammen er det da nødvendig med 18 skinner og 90 studs. Resultatene er så å si helt like som ved route₁. Det er derfor valgt å vise til samme forslag til skjærarmering. Dette er vist i figur 12.1.1.

Forslaget fra Shearfix er også nesten helt identisk som forslaget til Shearfix ved route₁, den eneste forskjellen er de tangentielle senteravstandene som er 314 mm på langsiden og 328 mm på kortsiden. Forslaget er vist i figur 13.3.1 under.



Figur 13.3.1. Forslag til plassering av skjærarmoring fra Shearfix, forsterkingsplate₃.

13.4 Forsterkningsplate₄ som ikke tilfredsstillers ACI 318-14, $l_H > 2h_H$ (plate)

Det vil også presenteres en løsning der $l_H > 2h_H$, hvor forsterkningsplaten er mindre enn forsterkningsplate₁ og forsterkningsplate₂ på 3600 x 2850 mm. Grunnen til at disse dimensjonene ble valgt er på grunn av krav fra ACI, 8.1.4. Ved å se vekk fra kravene kan det dermed velges mindre dimensjoner på forsterkningsplaten.

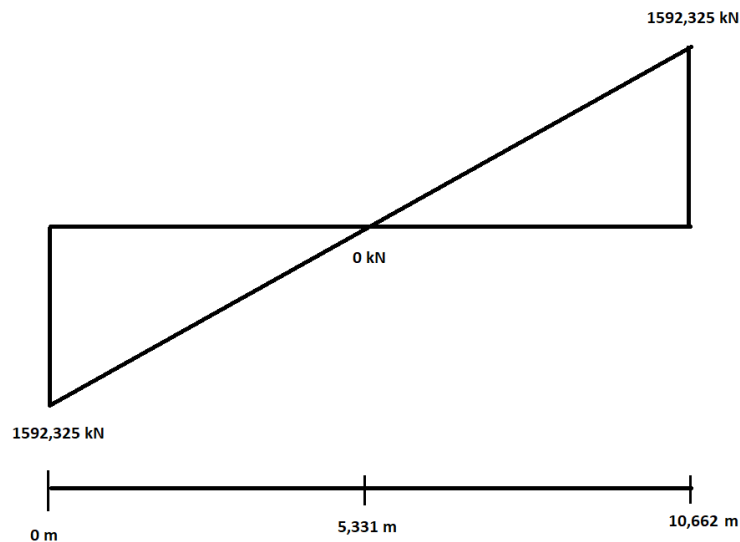
Det er beskrevet tidligere at kontrollsnittet hvor det ikke lenger er behov for skjærarmoring ligger $1,5d$ utenfor det kritiske kontrollsnittet u_1 . Det er beskrevet i teoridel at tilfeller der $l_H > 2h_H$ vil det kritiske kontrollsnittet u_1 ligge $2d$ fra søylekant. Kontrollsnitt hvor skjærarmoring ikke er nødvendig lenger dersom $l_H > 2h_H$, vil derfor ligge med en avstand $2d + 1,5d$ fra søylekant.

Ved bruk av denne informasjonen kan man dermed med gitte dimensjoner på forsterkningen finne ut om man må kontrollere for skjærkraft utenfor forsterkningsplaten eller ikke. Dersom dimensjonen på sidekanten til forsterkningen l_H er større enn avstanden ut til der man ikke trenger mer skjærarmoring ($2d + 1,5d$) så er det ikke nødvendig å utføre skjærkraftskontroll (skjærarmere) utenfor forsterkningen.

Med dette tatt i betraktning, og det velges en forsterkningsplate med høyde h_H lik 100 mm vil den effektive tykkelsen d være 335 mm som fører til at lengde fra søylekant og ut til hvor skjærarmring ikke er nødvendig er 1172,5 mm. Det betyr at man ved bruk av forsterkningsplate med høyde h_H lik 100 mm, og lengde på sidekanten til forsterkningen l_H som er større enn 1172,5 mm, slipper å kontrollere for skjærkraft eller skjærarmere utenfor forsterkningsplaten.

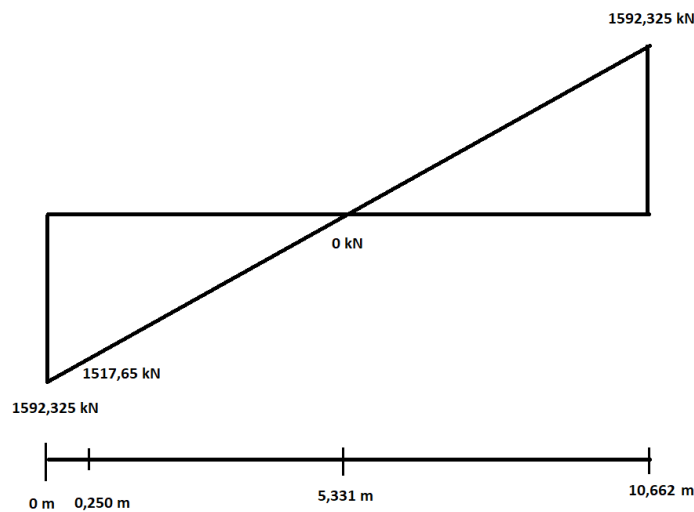
Dersom man derimot velger en forsterkningsplate der l_H er mindre enn 1172,5 mm vil man måtte kontrollere skjærkrefter utenfor forsterkningsplaten også. Utenfor forsterkningsplaten vil den effektive tykkelsen være lik den opprinnelig effektive tykkelsen på platen (235 mm) istedenfor 335 mm, i tillegg til at skjærkraften v_{Ed} vil være noe redusert.

Det største spennet er som nevnt tidligere i x-retning og er 10,662 meter. En tilnærming til et skjærkraftsdiagram i x-retning kan derfor se slik ut:



Figur 13.4.1. Skjærkraftdiagram x-retning. Skissert av prosjektgruppen.

Dersom man velger en forsterkningsplate med l_{H2} lik 250 mm, vil skjærkraften utenfor forsterkningsplaten være redusert til omtrent 1517 kN. Beregninger på dette er vist i vedlegg L og figur 13.4.2 viser en enkel oversikt.



Figur 13.4.2. Redusert skjærkraft utenfor forsterkningsplate med l_{H1} lik 250 mm. Skissert av prosjektgruppen.

Skjærkraften v_{Ed} ved kanten av forsterkningsplaten med l_{H2} lik 250 mm er beregnet til å være 2,85 N/mm². Dette er mindre enn $v_{Rd,max(1)}$, som betyr at det ikke vil oppstå trykkbrudd langs kanten. Likevel er ikke skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ i platen utenfor forsterkningsplaten mindre enn $v_{Rd,c max}$ i samme området. Det betyr at mengde skjærarmering som trengs i dekket utenfor forsterkningsplaten er mer enn tillatt, og løsningen kan ikke brukes. Beregninger er vist i vedlegg L.

Prosjektgruppen har dermed sjekket med en forsterkningsplate med sidekant l_{H1} lik 1100 mm, som er mye større enn forrige forslag. Dette for å sjekke om det faktisk er mulig å bruke en forsterkningsplate som har l_{H1} mindre enn 1170 mm. Men denne dimensjonen tilfredsstill heller ikke kravet om $v_{Rd,cs}$ mindre enn $v_{Rd,c max}$. Det er derfor ikke mulig å bruke en forsterkningsplate som er mindre enn avstanden ut til $u_{out,ef}$ i denne retningen. Med dette tatt i betraktning vil en løsning med en forsterkningsplate i x-retning som er 1200 mm være mest gunstig. 1200 mm > 1172,5 mm, som betyr at kontroll utenfor forsterkningsplaten ikke er nødvendig.


I y-retning derimot er det største spennet 8476 mm. En forsterkningsplate med l_{H1} lik 1000 mm i denne retningen gir dermed en redusert skjærkraft på 1216,15 kN og tilfredsstill alle krav. Likevel må det skjærarmes ut til 822,5 mm utenfor forsterkningsplaten, som igjen fører til at det må skjærarmes helt ut til 1822,5 mm utenfor søylen. Dette er mye armering i forhold til hvor mye man sparer på dimensjoner på forsterkningsplaten (200 mm i hver retning). I tillegg er det ikke gunstig å bruke to ulike løsninger på hver sin side av søylen. Dette vil gi utfordringer ved den praktiske

gjennomføringen. For å gjøre det enklest mulig vil derfor en forsterkningsplate der $l_{H1} = l_{H2} = 1200$ mm virke mest gunstig.

En forsterkningsplate med høyde h_H lik 100 mm og $l_{H1} = l_{H2} = 1200$ mm vil få akkurat de samme verdiene som ved forsterkningsplate₂. Det eneste som viker fra denne løsningen er at lengdene på forsterkningsplaten er mindre. Skjærarmeringen har derfor like dimensjoner og plasseringer som ved forsterkningsplate₂ og er vist i figur 13.2.1.

14 OVERSIKT

Tabell 14.1 En oversikt over de ulike løsningene

	Voute ₁	Voute ₂	Voute ₃	Voute ₄	F.plate ₁	F.plate ₂	F.plate ₃	F.plate ₄
Søyledim. (mm) x,y	600 x 300	600 x 300	c = 500	600 x 300	600 x 300	600 x 300	600 x 300	600 x 300
Dimensjon forsterkning (mm) x,y	1000 x 700	1000 x 1000	c = 1100	700 x 400	3600 x 2850	3600 x 2850	980 x 680	3000 x 2700
l_{H1} (mm) y- retning	200	350	300	50	1275	1275	190	1200
l_{H2} (mm) x- retning	200	200	300	50	1500	1500	190	1200
l_1 (mm) y- retning	700	1000		400	2850	2850	680	2700
l_2 (mm) x- retning	1000	1000		700	3600	3600	980	3000
h_H (mm)	150	200	200	Større enn 25	75	100	100	100
Volum forsterkning	0,062 m ³	0,095 m ³	0,105 m ³		0,7695 m ³	1,026 m ³	0,067 m ³	0,810 m ³
Bredde-lengde forhold	$l_H <$ $2h_H$	$l_H <$ $2h_H$	$l_H <$ $2h_H$	$l_H <$ $2h_H$	$l_H >$ $2h_H$	$l_H >$ $2h_H$	$l_H <$ $2h_H$	$l_H >$ $2h_H$
Forsterkning sett på som søyle/plate	Søyle	Søyle	Søyle	Søyle	Plate	Plate	Søyle	Plate
d (mm)	235	235	235	235	310	335	235	335
$v_{Rd,c}$ (N/mm ²)	0,8517	0,8517	0,8517	0,8517	0,8017	0,7895	0,8517	0,7895
u_l (mm)	6353,0 97	6953,0 97	6408,8 4	5153,097	5695,57	6009,734	6273,09	6009,73
v_{Ed} langs kritisk kontrollsnitt (N/mm ²)	1,227	1,12	1,215	1,51	1,037	0,909	1,24	0,909
u_0 (mm)	3400	4000	3455,7 5	2200	1800	1800	3320	1800
v_{Ed} langs søylekant (N/mm ²)	2,291	1,948	2,25	3,547	3,28	3,036	2,347	3,036

$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)}$	Ja	ja	Ja	Nei	Nei	Ja	Ja	ja
$v_{Ed} < v_{Rd,max(2)}$	Ja	ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	ja
r_{cont} (mm)	938,53	1030	1320	746			927,14	
s_r (mm)	170	170	176	170	230	250	170	250
A_{sw} (mm ²)	1370,6 56	1228,2 2	1403,4 1	2837,33	2765,5	812,64	1384,42	812,64
$v_{Rd,c max}$ (N/mm ²)	1,277	1,277	1,277	1,277	1,2025	1,184	1,277	1,184
$v_{Rd,cs}$ (N/mm ²)	1,227	1,12	1,215	2,14	2,004	0,99	1,24	0,99
$v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$	Ja	Ja	Ja	Nei	Nei	Ja	Ja	Ja
$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$	Ja	Ja	Ja			Ja	Ja	Ja
$u_{out,ef}$ (mm)	9149,0 2	9149,0 2	9149,0 2			6923,61	9149,02	6923,61
Avstand senter søyle til $u_{out,ef}$ (mm)	1291,0 3	1382,5	1672,5				1279,64	
Avstand ytterkant søyle til $u_{out,ef}$ (mm)						1172,5		1172,5
Armering (eget)	φ10	φ10	φ10			φ12	φ10	φ12
n studs i kritisk kontrollsnitt (eget)	18	16	18			8	18	8
n studs per skinne (eget)	5	4	6			4	5	4
Totalt antall studs (eget)	90	64	108			32	90	32
Armering (shearfix)	φ12	φ10	φ16		φ12	φ12	φ12	φ12
n studs i kritisk kontrollsnitt (shearfix)	14 H 8 S 22	20 H	12 H 12 S 24		14 H	6 H 4 S 10	14 H 8 S 22	6 H 4 S 10

<i>n</i> studs per skinne (shearfix)	5 H 4 S	4 H	4 H 3 S		3 H	4	5 H 4 S	4
Totalt antall studs (shearfix)	102	80	84		42	40	102	40

Del V: DISKUSJON OG REFLEKSJON

15 Løsninger og resultater

15.1 Vouter

Det er presentert to rektangulære, en kvadratisk og en sirkulær voute. En av de rektangulære voutene tilfredsstiller ikke alle krav og kan derfor ikke brukes. De voutene som derimot tilfredsstiller alle beregningsmessige krav er nokså like på mange områder, men det vil likevel trekkes frem ulikheter for å kunne vurdere hvilken voute som er best egnet ved ulike situasjoner.

Volum på voutene varierer fra omtrent $0,05 \text{ m}^3$ til $0,1 \text{ m}^3$, som ikke er betydningsfulle forskjeller gitt at det ikke skal produseres i store kvantum, og vil derfor ha en begrenset påvirkning på utfallet. Det er heller ingen nevneverdige forskjeller på mengde skjærarmering som er nødvendig. Mengden varierer fra omtrent 1200 til 1400 mm^2 skjærarmering per kontrollsnitt.

Når det kommer til antall skinner og studs derimot, er det den kvadratiske vouten₂ som kommer best ut. Likevel vil en kvadratisk voute på en rektangulær søyle være noe vanskelig å forskale. Vinklene på kortsiden vil være ulike fra vinkelen på langsiden, som vil gi et usymmetrisk utfall som kan resultere i et merkelig estetisk preg.

Dersom man likevel ønsker å ta denne løsningen i bruk vil nok løsningen fra Shearfix med til sammen 80 studs og 20 skinner være best egnet. Selv om antallet studs er flere enn det som er manuelt beregnet, vil fordelingen rundt søylen som vist i figur 12.2.2 være mer jevn, som er best egnet for praktisk gjennomføring.

Dersom man ser bort i fra den kvadratiske vouten, står man mellom å måtte endre alle søyler til sirkulære søyler eller ta i bruk den rektangulære løsningen (voute₁). Den rektangulære løsningen krever enten 90 studs og 18 skinner, eller 102 studs med 14 hovedskinner og 8 sekundærskinner. Sistnevnte forslag trenger flere studs og flere skinner i tillegg til at det kan virke mer utfordrende å plassere sekundærskinner på riktig plass, da disse ikke er tilkoblet selve konstruksjonen. Se figur 12.1.2. Førstnevnte forslag med 18 skinner og 90 studs kan derfor i dette tilfellet være best egnet. Dette forslaget er vist i figur 12.1.1.

Dersom man er villig til å endre alle søyler til sirkulære søyler vil løsningen med voute₃ være aktuell. Med å velge forslaget fra Shearfix vil antall skinner og studs være noe mindre enn ved å velge det manuelt beregnede forslaget, men diameter på skjærarmeringen fra forslaget til Shearfix er hele 16 mm. Om dette har en positiv eller negativ virkning på den praktiske utførelsen eller bestandigheten til betongen er usikkert, men det er en unormal stor størrelse på studs. I tillegg vil det her som ved voute₂ inneholde sekundærskinner som ikke er tilknyttet konstruksjonen, som igjen kan føre til utfordringer

ved riktig plassering. På den andre siden viser det manuelt beregnede forslaget at det er nødvendig med hele 6 studs per skinne. Dette kan virke mye i forhold til alle de andre løsningene som er presentert. Det kan med dette nevnes at valget av plassering og størrelse på skjærarmering dersom man ønsker en sirkulær voute, er avhengig av om man ønsker færre og store studs eller flere og mindre studs.

15.2 Forsterkningsplate

Det er vist til 4 ulike forsterkningsplater, der en av de ikke passerer alle teoretiske krav. Likevel beregner Shearfix at løsningen er tilstrekkelig, og gir et forslag til hvordan det kan skjærarmeres. Siden manuelle beregningene viser at kapasiteten ikke holder, velges det heller ikke å bruke løsningen. Det er her snakk om forsterkningsplate₁.

Det blir også lagt fram tre andre løsninger der to viser til det samme forslaget til skjærarmering. Da menes forsterkningplate₂ og forsterkningsplate₄. Det som skiller disse to løsningene er at forsterkningsplate₂ følger kravene i ACI 318-14, mens forsterkningsplate₄ gjør ikke det, og det kan derfor tillates mindre dimensjoner på forsterkningsplaten. Det samme gjelder forsterkningsplate₃ som har mindre dimensjoner enn forsterkningsplate₄ igjen. Hvilken av disse forsterkningsplatene man velger er derfor først og fremst avhengig av om man vil følge kravene til ACI 318-14 eller ikke.

Dersom man velger at det å følge ACI 318-14 ikke er nødvendig og man står mellom forsterkningsplate₂ og forsterkningsplate₄, er forskjellen på volumet $0,216 \text{ m}^3$, som er såpass lite at massen som kreves for å lage forsterkningsplatene ikke er utslagsgivende. Derimot er den største sidekanten på forsterkningsplate₂ på 3600 mm en del større enn ved forsterkningsplate₄ med største sidekant på 3000 mm, som kan ha mye å si på hvordan man kan plassere andre installasjoner og konstruksjoner nær forsterkningsplaten.

Dersom man på grunn av plassutnyttelse trenger en enda mindre forsterkningsplate vil forsterkningsplate₃ være et alternativ. Største lengden er her 980 mm, som er betydelig mindre enn de andre forsterkningsplatene. Likevel vil man måtte senke forsterkningsplaten noe lenger ned. Forsterkningsplate₁ og forsterkningsplate₄ har en dybde på 100 mm, mens forsterkningsplate₃ er omtrent dobbel så dyp på 190 mm. I tillegg er mengde nødvendig skjærarmering ved forsterkningsplate₃ over dobbelt så stor som ved de to andre forsterkningsplatene.

Så kort oppsummert så er det ved valg av dimensjoner på forsterkningsplater først og fremst avgjørende om man velger å følge ACI 318-14 sine krav eller ikke. Dersom man velger å følge ACI sine krav må man velge forsterkningsplate₂. Dersom man velger å ikke følge ACI sin krav, kan man velge mellom en stor, men forholdsvis «slank» forsterkningsplate med mindre skjærarmering, eller en mindre og «tykkere» forsterkningsplate med mer skjærarmering.

15.3 Bruk av ACI 318-14 ved forsterkningsplater

ACI 318-14 har blitt brukt som veileder på grunn av manglende informasjon i EC2 angående hvor små/store forsterkningsplatene kunne være. Standarden var til spesielt god hjelp når det kom til forsterkningsplatene, dette fordi forsterkningsplatene i motsetning til voutene ikke hadde begrensninger på lengdene l_H , siden l_H nå kunne være større enn $2h_H$. Det var derfor vanskelig å anslå en dimensjon på forsterkningsplatene som virket fornuftig.

Men etter å ha utført en rekke beregninger viser det seg at kravene fra ACI, 8.4.4 hadde gode grunner til å være der. Et forsøk på å bruke forsterkningsplater som var mindre enn forsterkningsplate₄ var ikke mulig å bruke siden de ikke ville hatt den kapasiteten som trengs for å motstå skjærkreftene. Og dimensjonene på forsterkningsplate₄ er ganske lik de dimensjonene som kreves for å tilfredsstille kravet om lengde lik $\frac{1}{6}$ av største spennet. I tillegg var kravet om dybde lik $\frac{1}{4}$ av platetykkelsen en god veileder for hvor tykk en forsterkningsplate bør være.

Selv om ACI 318-14 bare er brukt som veileder, vil det nok være hensiktsmessig å faktisk følge standardens krav til dimensjoner på forsterkningsplaten, siden det ikke finnes krav til dette i EC2. På den andre siden er ikke hele dekket dimensjonert, som fører til at den spesifikke betongtrykkspenningen ikke er bestemt, da den avhenger av hvor mye oppspenningskraft som trengs, som igjen er avhengig av faktorer som er utelukket i denne oppgaven. Dersom den eksakte oppspenningskraften derimot hadde vært kjent, og den hadde vært større enn 0,86 MPa, ville ikke dekket i henhold til kravene i ACI, 8.4.3 blitt behandlet som et slakkarmert dekke. Det vil si at kravene i kapittel 8.4.4 ikke ville vært gjeldende, som hadde ført til at forsterkningsplate₃ og forsterkningsplate₄ kunne blitt tatt i bruk uten å bryte noen krav. Likevel kan ikke disse avgjørelsene tas da den eksakte betongtrykkspenningen ikke er beregnet. I slike situasjoner bør det derfor tas i bruk de mest konservative løsningene for å unngå uheldige situasjoner. Det er da forsterkningsplate₂ som står sterkest.

15.4 Ligning (7.9) og (7.10)

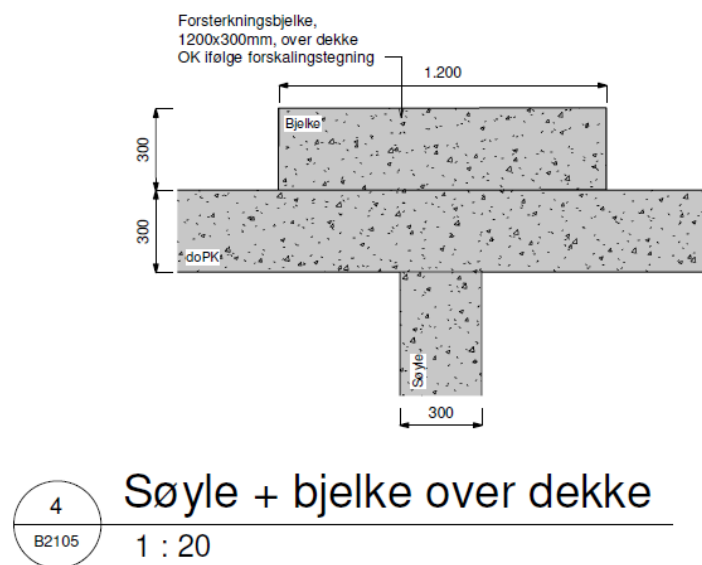
Det ble i kapittel 7.5 definert to ulike ligninger for maks tillatt skjærkraft rundt søylekant. Ligning (7.9) med $v_{Rd,max(1)}$ hadde en mer konservativ verdi, og var derfor vanskeligere å tilfredsstille. Ved å tilfredsstille ligning (7.10) og $v_{Rd,max(2)}$ kunne man derimot tillate en høyere skjærkraft langs søylekanten, men måtte ved utregning av nødvendig skjærarmering utelukke bidraget fra $v_{Rd,c}$. Ved å følge ligning (7.10) kunne derfor mindre dimensjoner på søyleforsterkninger tillates, men med det forbeholdet at mengden skjærarmering økte.

Med dette tatt i betraktning var det ingen av de løsningene som fulgte ligning (7.10) og $v_{Rd,max(2)}$ som tilfredsstilte alle krav. Ved bruk av disse søyleforsterkningene ble nødvendig skjærarmring for stor, slik at kravet om skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs}$ mindre enn $v_{Rdc,max}$ ikke ble tilfredsstilt. Det er derfor vist at det å ta i bruk større søyleforsterkninger, for så å tilfredsstille ligning (7.9) og $v_{Rd,max(1)}$ er mer hensiktsmessig enn å ta i bruk mindre søyleforsterkninger, for så å tilfredsstille ligning (7.10) og $v_{Rd,max(2)}$.

16 Dr. Ing. Steinar Trygstad AS sine løsninger

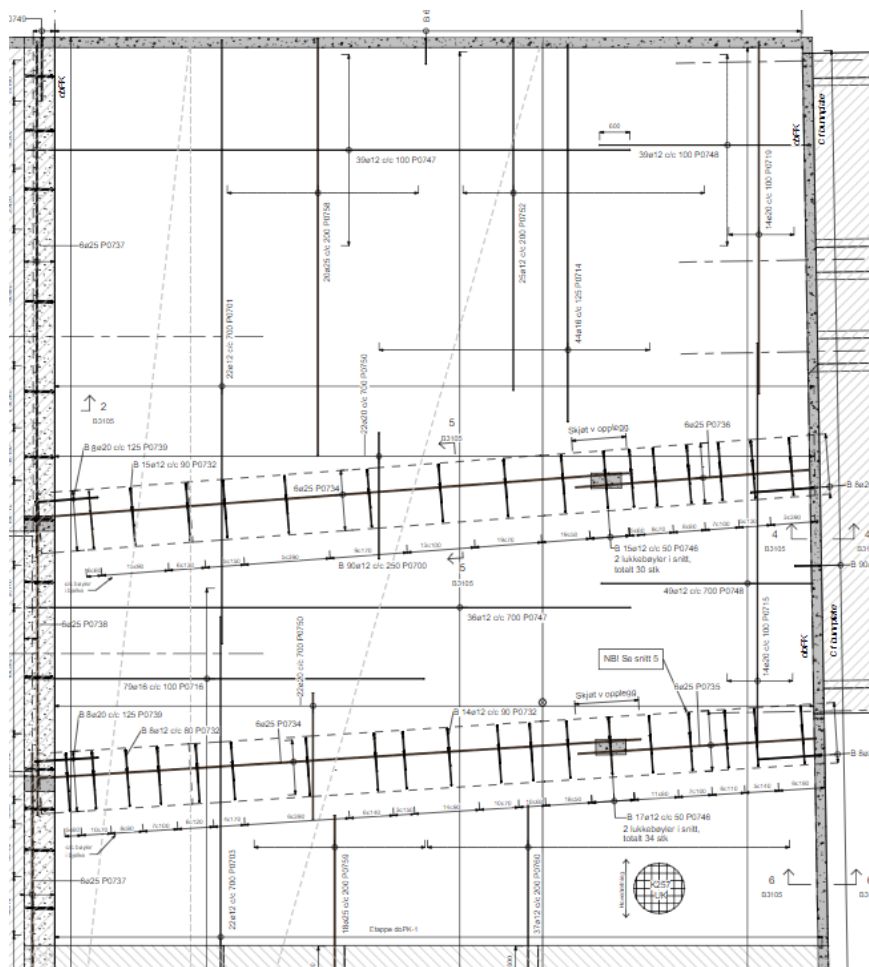
16.1 Overliggende spennarmert bjelke

Trygstad AS løste gjennomlokkingsproblematikken i flatdekket med en spennarmert betongbjelke i overkant av søylene. Grunnen til at bjelken ble plassert i overkant var fordi den ikke ville opptre som en høydebegrensning i parkeringskjelleren, i tillegg til at den kunne skjules innad i jordmasser over dekket. Et snitt av bjelken hentet fra forskalingstegning skissert av Trygstad AS, er vist i figur 15.1.1.



Figur 16.1.1. Overliggende spennarmert bjelke. Skissert av Trygstad AS.

Disse bjelkene ligger på tvers over de frittstående søylene som vist i figur 15.1.2. Figuren er hentet fra forskalingstegninger skissert av Trygstad AS.



Figur 16.1.2. Forskalingstegning av flatdekke. Skissert av Trygstad AS.

Bjelkene er 300 mm tykk og 1200 mm bred. Dette er ganske store dimensjoner, men siden bjelken ligger i overkant av dekket inne i jordmassene, så vil ikke dette gjøre noe med plassutnyttelsen verken over eller under dekket.

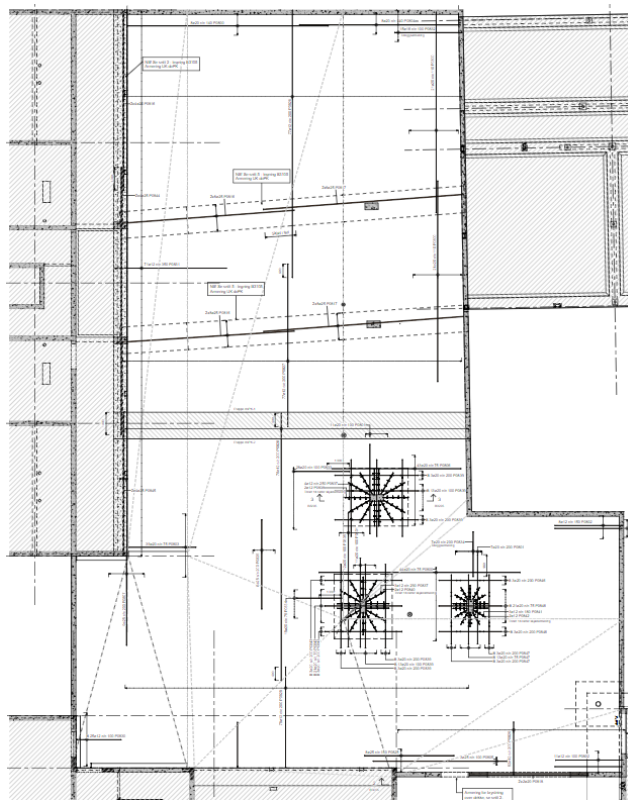
Etter samtaler med Trygstad blir det nevnt at den spennarmerte bjelken i bunn og grunn fungerer som en motvirkende kraft mot de påførte kreftene på dekket som beskrevet i kapittel 4. Dette fører til at de påførte kreftene minker, som fører til at blant annet at kapasitet mot gjennomlokking øker. Det blir også informert om at en overliggende bjelke i seg selv vil forhindre gjennomlokking. Likevel er det ikke er mulig å plassere en bjelke med tilstrekkelig dimensjoner over flatdekke, så den er spennarmert for å øke kapasiteten.

På den andre siden så kan bjelken ved bruk av reglementet fra kapittel 8.2 og 8.3 med de valgte dimensjonene bli behandlet som en del av platen. Dette fører til at den effektive tykkelsen på platen d øker med 300 mm, som alene har en positiv effekt på kapasiteten mot gjennomlokking. Det er her både snakk om en økning i skjærkraftkapasitet rundt søylekant, i tillegg til at en økning i dekket vil gjøre plass til mer skjærarmering som fører til at skjærkraftkapasiteten med skjærarmering $v_{Rd,cs}$ kan økes uten å overstige $v_{Rd,c max}$.

Dersom denne tilnærmingen kan brukes så kan en overliggende bjelke på 300 x 1200 mm **uten** spennarmering, være tilstrekkelig for å motstå gjennomlokking. Shearfix viser at det heller ikke er nødvendig med skjærarmering. Rapport er vist i vedlegg M.

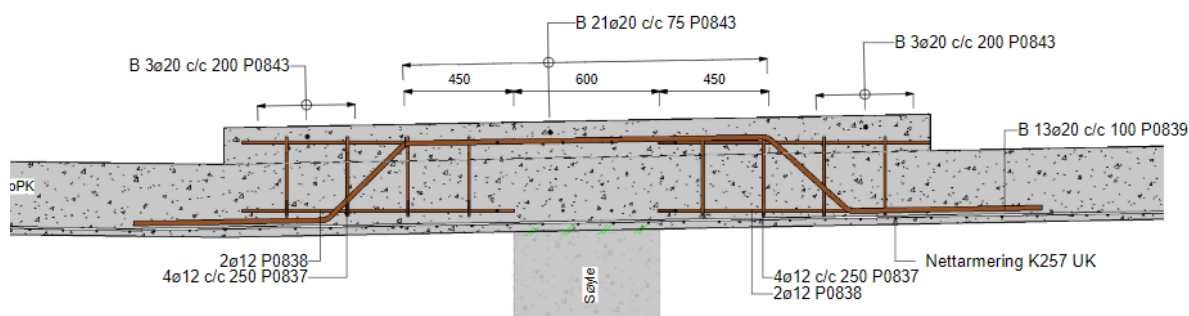
16.2 Forsterkningsplater i topp

Det vil også fremvises hvordan Trygstad AS har gjort det med andre frittstående søyler i den andre delen av etasjen. Som figur 15.2.1 viser, er ikke disse søylene utsatt for like store spenn som ved de søylene prosjektgruppen har sett på, men er likevel utsatt for samme problematikken og er dermed utrustet med både forsterkning og skjærarmering. Figuren er hentet fra forskalingstegninger skissert av Trygstad AS.



Figur 16.2.1. Skjærarmering og forsterkning for andre søyler i dekket. Skissert av Trygstad AS.

Forsterkningsplaten er som ved den overliggende bjelken også plassert i toppen av dekket. Dette er vist i figur 15.2.2 som er hentet fra forskalingstegninger skissert av Trygstad AS.



3 Snitt forsterkningsdekke over søyle
B3205 1 : 20

Figur 16.2.2. Viser snitt i forsterkningsdekke over søyle. Skissert av Trygstad AS.

Det å bruke forsterkningsplate i topp er ikke beskrevet i EC2 eller ACI. Likevel er lengde-høyde forholdet i forsterkningsplaten lik som ved den overliggende bjelken slik at forsterkningsplate blir sett på som en del av platen, og den effektive tykkelsen d vil derfor økes med 150 mm (tall hentet fra Trygstad AS).

Ved den overliggende forsterkningsplaten er det likevel behov for en del skjærarmering. Dette kan begrunnes med at høyden på forsterkningsplaten er noe mindre enn ved den overliggende bjelken, i tillegg til at den overliggende bjelken er spennarmert.

16.3 Oppsummering

For å oppsummere så vil løsninger med overliggende forsterkninger være gunstigst i dette tilfellet, mest fordi forsterkningene kan skjules da flatdekket ligger under terreng. Ved å bruke overliggende forsterkninger vil ikke forsterkningene være i veien for installasjoner, i tillegg til at de ikke føre til høydebegrensinger i parkeringskjelleren. Selv om det ikke finnes regler som direkte understøtter overliggende forsterkninger i standarder, så betyr ikke dette at løsningene ikke kan forsvares.

På den andre siden så hadde løsningene vært verre å ta i bruk dersom parkeringskjelleren lå under en bygning der flatdekket var gulvet i etasjen over. Det ville da blitt vanskelig å skjule forsterkningene i konstruksjonen, og løsninger med enten voute eller forsterkningsplate i underkant hadde vært mer gunstig.

17 Andre faktorer

17.1 Kostnader; tidsbruk vs. materiell

Ved valg av løsning er kostnader en viktig faktor. Hvorvidt det er kostnadene knyttet materiell eller tidsbruk som er mest utslagsgivende er viktig å tydeliggjøre. Med materiell menes her i hovedsak betong og armering, og med tidsbruk menes tidsbruken ved den praktiske gjennomføringen av å bygge de ulike forsterkningene.

Det er relativt små forskjeller på størrelsene på de ulike forsterkningene, i tillegg til at antall søyler er få. Dette fører til at forskjellen på bruk av betong er lite avgjørende for kostnadsbilde. Det vil heller være hvordan betongen skal støpes og forskales som vil være mest utslagsgivende. For eksempel så vil det å støpe og produsere forskaling til en voute være mer utfordrende og tidkrevende enn for en forsterkningsplate.

Når det kommer til mengde skjærarmering er forskjellene litt større, men likevel ikke så store at det er mengden som er fallende. Det er her også tidsbruken som går med til den praktiske gjennomføringen som vil påvirke kostnadene i større grad. Jo flere studs og skinner og utfordrende plasseringer, jo mer tid går med til utførelsen.

Det kan derfor antas at det ikke er mengde materiell, men tidsbruken med hver løsning som er den avgjørende faktoren for kostnadsbildet.

17.2 Praktisk gjennomføring; forsterkningsplate vs. voute

Rent praktisk vil det som nevnt tidligere være mer tidkrevende å lage forskaling til en voute kontra en forsterkningsplate, spesielt viss søylene er usymmetriske. Det er helt avgjørende at vinkler og størrelsesforhold blir helt korrekt slik at lastene blir fordelt som beregnet. Det vil være fordelaktig om samtlige søyler i byggeprosessen er av samme dimensjon slik at forskalingene kan brukes opp igjen uten å måtte ta hensyn til nye vinkler og størrelser.

Forsterkningsplater vil derimot ha utfordringer når det kommer til gjennomføringer og plassering av teknisk installasjon rundt søyleforsterkningen. Fordi forsterkningsplaten er nedsenket fra dekket over et større areal vil det tvinge installasjoner til omplassering eller unødvendige bend, noe som igjen kan resultere i tap av totalhøyde i etasjen. Tap av høyde i en parkeringskjeller er ikke ønskelig da det er svært kostbart å grave ut masser for å opprettholde ønsket høyde.

På den andre siden så er en av de løsningene som er lagt frem en forsterkningsplate som har en mer uvanlig lengde-høyde forhold for en forsterkningsplate. Altså at forsterkningsplaten er noe høyere, men har en mindre overflate enn de andre forsterkningsplatene. Forsterkningsplaten blir med andre ord

behandlet som en voute, men har utformingen til en forsterkningsplate. Det er her snakk om forsterkningsplate₃ som er 190 mm høy, med dimensjoner på 680 x 980 mm i topp.

Dette er en løsning som kan velges dersom man vil spare kostnader på forskaling i tillegg til å minimere utfordringene med føring av tekniske installasjoner. Denne løsningen vil likevel ha sine negative sider når det kommer til høydebegrensingen akkurat rundt søyletoppen, i tillegg til at det ikke vil ha det beste estetiske resultatet. Dette er dermed en alternativ løsning dersom det bare er det praktiske og ikke det estetiske som prioriteres.

DEL VI: KONKLUSJON

Prosjektgruppen konkluderer med at skjærkraftproblematikken rundt søyler i spennarmerte dekker kan løses med ulike typer søyleforsterkninger. Disse søyleforsterkningene kan være en voute, en forsterkningsplate eller en bjelke. Søyleforsterkningene ligger som regel under dekket, men de to sistnevnte kan også ligge over flatdekket dersom dette er gjennomførbart.

Når det kommer til hvilken løsning som er best egnet ved det prosjektet som er sett på, så er det nok den løsningen som Trygstad AS allerede har valgt med overliggende forsterkninger. På den andre siden ville ikke dette vært mulig dersom forsterkningene ikke var nedsenket i jordmasser. Da ville løsninger med underliggende forsterkninger vært bedre alternativ.

Hvilken av de underliggende søyleforsterkningene som er lagt fram i oppgaven som er best egnet er avhengig av mange faktorer. Om man velger en kvadratisk, rektangulær eller sirkulær voute kan blant annet være avhengig av estetiske faktorer og praktiske hensyn rundt forskaling. Dersom man heller velger en forsterkningsplate er dette både avhengig av om man følger ACI 318-14, og om man vil ha en forsterkningsplate med stor overflate og mindre høyde eller omvendt.

Igjen vil også valget mellom en forsterkningsplate eller en voute, være avhengig av hvorvidt det estetiske spiller en rolle og om man ønsker å bruke ressurser på forskaling. Eller om man vil prioritere ressurser på å finne smarte løsninger på føring av de tekniske installasjonene og hvor høyt man prioriterer høydebegrensinger.

Med dette har prosjektgruppen konkludert med at det finnes flere løsninger på problematikken, men at hvilke løsninger man velger i hver enkelt situasjon er avhengig av utforming på konstruksjonen, hvilke prioriteringer som velges og hvor konservativ tilnærmingen bør være.

Referanseliste

- American Concrete Institute (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Tilgjengelig fra: <http://aghababaie.usc.ac.ir/files/1506505203365.pdf> (Hentet: 04.03 2022).
- Breivik, L. (2012) *Flatdekke med spennarmering*. Masteroppgave, Unversitetet i Stavanger
- Bøe, H., Johansen, J. og Grønseth, K. (2019) *Lastberegninger og behandling av last (MARKOM) Maritim Kompetanse mot 2020*. Tilgjengelig fra: <http://www.marfag.no/k12>.
- Fasthetslære* (2022). Tilgjengelig fra: <https://site.uit.no/meccanica/fasthetslaere/> (Hentet: 29.04 2022).
- Knut Hofstad (2022) skjærspenning *Store Norske Leksikon* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/skj%C3%A6rspanning> (Hentet: 02.05.2022).
- Malmo, C. J. og Olsen, H. Ø. (2017) *Etteroppspente flatdekker med fiberarmering*. Master i Bygg- og miljøteknikk, NTNU
- NTNU (2006) skjærkraft og bøyemoment *STATIKK*. NTNU Gjøvik. Tilgjengelig fra: [https://www.ansatt.hig.no/leifs/Statikk/3-moment-likningen/Ekstra%20notater%20-%20for%20spesielt%20interesserte/Om%203-mom-likn%20fra%20s%2022%20\(fra%20Storms%20kompendium%202006\).pdf](https://www.ansatt.hig.no/leifs/Statikk/3-moment-likningen/Ekstra%20notater%20-%20for%20spesielt%20interesserte/Om%203-mom-likn%20fra%20s%2022%20(fra%20Storms%20kompendium%202006).pdf).
- Rothstein, B. (2019) *All about steel: cold rolles vs. cold drawn vs. hot rolled*. Tilgjengelig fra: https://www.meadmetals.com/blog/cold-drawn-vs-cold-rolled?fbclid=IwAR3bCEL5jk4_zrUtX1q2ZBeFOKsZwdaS8Bo1z4N6Stks6DiE_MHDwK7W1YY (Hentet: 04.05 2022).
- Rørvik, T. og Årskog, V. (2010) *Konstruksjonssikkerhet og belastning, kompendium i lastberegning Ålesund*
- Shear And Moment Diagrams*. Tilgjengelig fra: <https://www.chegg.com/homework-help/definitions/shear-and-moment-diagrams-5> (Hentet: 15.04 2022).
- Standard Norge *Eurokoder*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (Hentet: 02.05 2022).
- Standard Norge (2019) *NS-EN 1991 Eurokode 1 Laster på konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN+1991&subscr=1> (Hentet: 05.05 2022).
- Standard Norge (2021) *NS-EN 1992 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN+1992> (Hentet: 14.02 2022).
- Suckling, Q. *shear cap vs drop panel vs column capital* Tilgjengelig fra: <https://sheerforceeng.com/shear-cap-vs-drop-panel-vs-column-capital/> (Hentet: 09.05 2022).
- Sørensen, S. I. (2013) *Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* Bergen Fagbokforlaget
- Trygstad, S. (2001) *Structural behaviour of post tensioned concrete structures. Flat slab. Slabs on ground*. . Doktoringeniøravhandling NTNU.
- Ulaeto, W. N. og Odesola, A. I. (2017) modelling the response of isolated slab specimens using explicit quasi-static finite element analysis, *Journal of contemporary research in the built enviroment*

(*JOCREBE*) 1-10(mars). Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/figure/a-Falling-slab-due-to-punching-b-Punching-and-post-punching-shear-shear-failure-at_fig1_325929797.

Aalami, B. O. (2014) *Post-tensioned buildings: design and construction; international edition* San Francisco San Francisco State University

Vedlegg A – beregningsforutsetninger, kritisk kontrollsnitt og laster

Platetykkelse: 300mm

Dimensjon på søyle: 600 mm x 300 mm

Eksponeeringsklasse i overkant dekke XC3: $C_{nom}(OK) = 35 + 10 = 45mm$

Slakkarmering i overkant dekke (gitt fra Trygstad AS): $\varnothing 20$ med senteravstand s125 i begge retninger

Betongtrykkspenning i dekke (gitt fra Trygstad AS): $\sigma_{cp} = 0,8 \text{ MPa}$

Effektiv høyde

$$d_{eff} = d = \text{platetykkelse} - C_{nom}(OK) - \varnothing 20 = 300 - 45 - 20 = 235mm \quad (7.1)$$

Lengde av kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 235 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 600 = 4753 \text{ mm} \quad (7.3)$$

Søyleomkretsen for en innersøyle

$$u_0 = 600 \cdot 2 + 300 \cdot 2 = 1800mm$$

Momentoverføring innersøyle

$$\beta = 1,15$$

Fordelingsflate:

Mest kritisk: 55 m^2

Permanente laster:

Egenvekt: $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3m = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Påført permanent last: 10 kN/m^2

Total permanent last: $(10 + 7,5) \text{ kN/m}^2 \cdot 55 \text{ m}^2 = \mathbf{962,5 \text{ kN}}$

Variable laster:

Snølast: $3,5 \text{ kN/m}^2$

Brannbil: 160 kN

Område uten snølast for tilkomst av brannbil: $3m \cdot 7m = 21 \text{ m}^2$

Snølast: $(55 \text{ m}^2 - 21 \text{ m}^2) \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 55 \text{ m}^2 = 119 \text{ kN}$

Total variabel last: Snølast + brannbil = $119 \text{ kN} + 160 \text{ kN} = \mathbf{279 \text{ kN}}$

Dimensjonerende last basert på lastkombinasjoner i tabell 5.1:

$$B1: 1,35 \cdot 962,5kN + 1,05 \cdot 279kN = 1592,325 kN$$

$$B2: 1,2 \cdot 962,5kN + 1,5 \cdot 279kN = 1573,5 kN$$

$$V_{Ed} = \mathbf{1592,325 kN}$$

Vedlegg B – Skjærkraft og skjærkraftskapasitet i kritisk kontrollsnitt (uten skjærarmering)

Dimensjonerende skjærkraftskapasitet v_{Ed} i kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{4753 \cdot 235} = 1,6394 \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

Skjærkraftskapasitet uten skjærarmering $v_{Rd,c}$ i kritisk kontrollsnitt

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,9225 \leq 2,0$$

$$k_1 = 0,1 \text{ i trykk}$$

Kontroll betongtrykkspenning, σ_{cp}

$$0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot \left(0,85 \cdot \frac{35}{1,5}\right) = 3,96 \text{ Mpa} > \sigma_{cp} = 0,8 \text{ Mpa OK!}$$

Armeringsmengde innenfor en bredde på 3d til hver side av søylen er 16ø20 i x-retning og 14ø20 i y-retning.

$$n_x = \frac{b}{s} = \frac{600 + 3 \cdot 235 \cdot 2}{125} = 16,08 \text{ stk}$$

$$n_y = \frac{b}{s} = \frac{300 + 3 \cdot 235 \cdot 2}{125} = 13,68 \text{ stk}$$

Strekkarmeringsforholdet i hver retning blir derfor:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{16 \cdot \pi \cdot 10^2}{(600 + 3 \cdot 235 \cdot 2) \cdot 235} = 0,010695$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sz}}{b \cdot d} = \frac{14 \cdot \pi \cdot 10^2}{(300 + 3 \cdot 235 \cdot 2) \cdot 235} = 0,010695$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0106 \cdot 0,0106} = 0,010695 \leq 0,02 \text{ Ok!}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,9225^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,55197$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,9225 \cdot (100 \cdot 0,010695 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0,8 \geq 0,55197 + 0,1 \cdot 0,8$$

(7.5)

$$v_{Rd,c} = \mathbf{0,85174} \text{ N/mm}^2 \geq 0,63197 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} > v_{rd,c}$$

Det vil si at det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

Vedlegg C – Skjærkraftskapasitet langs søylekant

Ved søylekant må det kontrolleres at $v_{ed} \leq v_{Rd,max}$ for å unngå trykkbrudd.

Max tillat skjærkraft rundt søylekant, $v_{Rd,max}$:

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \left(\frac{35}{250} \right) \right] = 0,516$$

$$v_{Rd,max(1)} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 19,83 = 4,0936 \leq \frac{1,6 \cdot 0,8494 \cdot 4753}{1,15 \cdot 1800} = 3,1205$$

$$v_{Rd,max(1)} = 3,1205 \frac{N}{mm^2}$$

(7.9)

$$v_{Rd,max(2)} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,0936 \frac{N}{mm^2}$$

(7.10)

Skjærkraft rundt søylekant, v_{Ed} :

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{1800 \cdot 235} = 4,33 \frac{N}{mm^2}$$

(7.8)

$$\cancel{v_{Ed} \leq v_{Rd,max}} \quad \text{Ikke OK!}$$

Vedlegg D – Kontroll, Shearfix

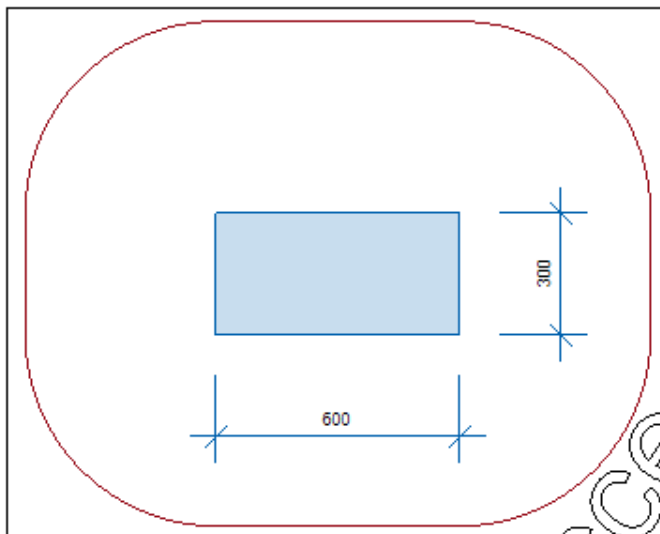
Leviat
 www.ancon.co.uk
 www.leviat.com
 info.ancon.uk@leviat.com

Ancon

Shearfix - Punching Shear Reinforcement Design Program, 6.2.1.0
 Standard: BS EN 1992-1-1:2004 + UK NA

Project name: File name:
 Column name: 1 Date: 10/04/2022
 Floor/Level: Designer:

Input:



Column shape: = Rectangular
 Column dimensions: y = 600 mm
 z = 300 mm
 Column location: = Internal
 Slab thickness: h = 900 mm
 Top cover: $c_{nom,t}$ = 25 mm
 Bottom cover: $c_{nom,b}$ = 35 mm
 Effective depth: d = 235 mm
 Reinforcement ratio: ρ_l = 1.07%

Reinforcement layers:	Diameter (mm)	Distance (mm)	Direction
	20	125	Y
	20	125	Z

Applied design shear force V_{Ed} = 1592.33 kN V_{eff} = 1831.17375 kN
 Prestress in concrete: σ_{cp} = 0.8 MPa
 Steel yield strength: f_{yk} = 0 MPa
 Concrete strength: f_{ck} = 35 MPa

Load increase factor dealing with eccentricity $\beta = 1.15$

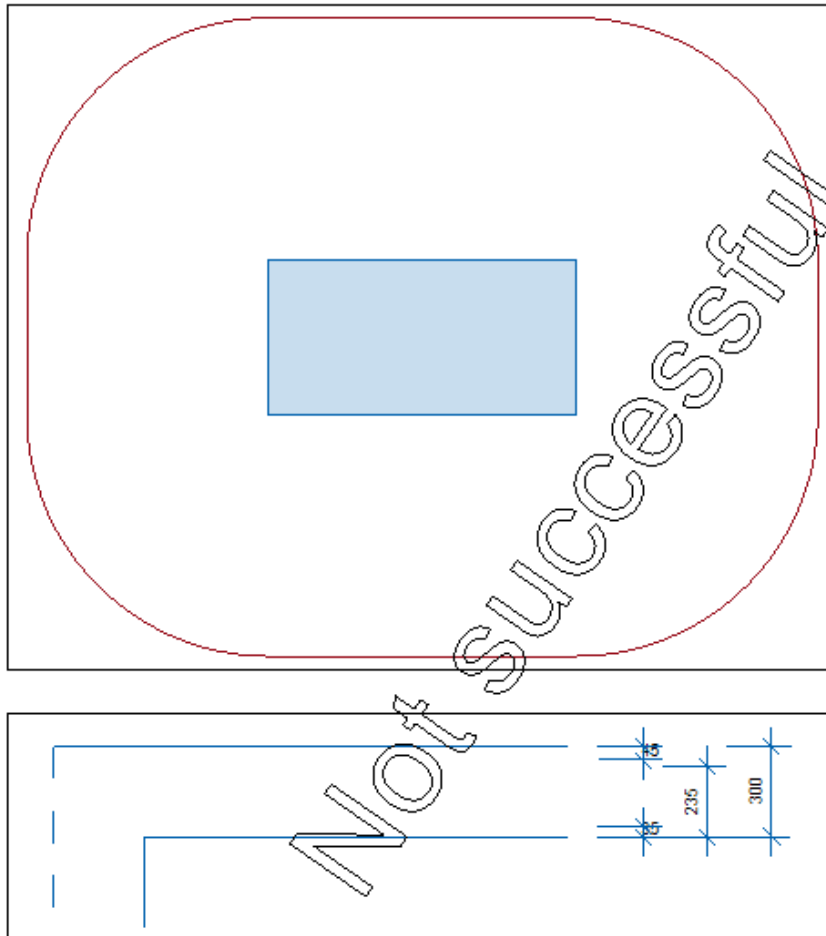
National Annex Parameters:

$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c$
 $V_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
 $k_1 = 0.1$

$V_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd}$
 $k_{max} V_{Rd,c} = 1.5 \cdot V_{Rd,c}$
 Factor of distance $k = 1.5$
 Shear rail min'm length to 1.5d from column face = True

- 1 The recommended distance to first stud (sr,0) is 0.5d.

Design solution:



(6.53) Design shear at column face	$V_{Ed,0} = \beta V_{Ed} / (u_0 \times d) = 4.329 \text{ MPa}$
Maximum shear capacity at column face	$V_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd} = 4.816 \text{ MPa}$
(6.38) Design shear at control perimeter	$V_{Ed,1} = \beta V_{Ed} / (u_1 \times d) = 1.639 \text{ MPa}$
(6.47) Shear capacity without shear reinforcement $\geq 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}$	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} = 0.852 \text{ MPa}$
	Punching shear reinforcement required
(6.4.5) Limiting value of punching shear capacity	$V_{Rd,c,max} = 2 \times v V_{Rd,c} = 1.278 \text{ MPa}$

Vedlegg E – Beregninger voute₁

Lengde på vouten

$$l_{H1} = 200 \text{ mm}$$

$$l_{H2} = 200 \text{ mm}$$

Høyde på vouten (h_H) > 100 mm velger 150 mm

$l_H < 2h_H$, voute blir sett på som en del av søylen

$$c_1 = 300 \text{ mm}, c_2 = 600 \text{ mm}$$

$$l_1 = c_1 + 2l_{H1} = 300 + 2 \cdot 200 = 700 \text{ mm}$$

$$l_2 = c_2 + 2l_{H2} = 600 + 2 \cdot 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$l_1 \leq l_2 \text{ OK}$$

Ny dimensjon på søyle i overkant: 700 x 1000 mm

Volum voute:

$$\text{Volum søyle: } 600 \cdot 300 \cdot 150 = 0.027 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum sidekant (600mm): } \frac{600 \cdot 150 \cdot 200}{2} \cdot 2 = 0.018 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum sidekant (300mm): } \frac{300 \cdot 150 \cdot 200}{2} \cdot 2 = 0.009 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum hjørner: } \frac{400 \cdot 400 \cdot 150}{3} = 0.008 \text{ m}^3$$

$$\text{Total volum voute} = 0.062 \text{ m}^3$$

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 235 + 2 \cdot 1000 + 2 \cdot 700 = 6353,097 \text{ mm}$$

(7.3)

Søyleomkrets med voute

$$u_0 = 1000 \cdot 2 + 700 \cdot 2 = 3400 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med voute

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{3400 \cdot 235} = \mathbf{2,291} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritis kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6353,097 \cdot 235} = 1,227 \frac{N}{mm^2} \quad (7.4)$$

Avstand fra senter søyle og ut til et ytterlige kritisk kontrollsnitt, beregnes som minste av:

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,56 \cdot \sqrt{700 \cdot 1000} = 938,53 \text{ mm} \quad (8.1)$$

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,69 \cdot 700 = 953 \text{ mm} \quad (8.2)$$

$$r_{cont} = 938,53 \text{ mm}$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{170 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \rightarrow \text{velger } 350 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmring

$$A_{sw} = (1,227 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 170 \cdot \frac{6353,097}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1370,656 \text{ mm}^2 \quad (7.7)$$

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{170} \cdot 1370,656 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{6353,097 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517 \quad (7.6)$$

$$v_{Rd,cs} = 1,227 \frac{N}{mm^2} \leq 1,277 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,227 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 170 \cdot 470}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 50,42 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benyttes $\phi 10$ som har tverrsnitt på $78,5 \text{ mm}^2$. Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 78,5 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{78,5 \cdot 6353,097}{1370,656} = 363,85 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,8517 \cdot 235} = 9149,02 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra senter søyle og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$r_{cont} + 1,5d = 938,53 + 1,5 \cdot 235 = 1291,03 \text{ mm}$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{1370,656}{78,5} = 17,4 \rightarrow \text{velger } 18$$

Avstand fra søylekant/voutekant ut til første skjærarmering (mellom $0,3d$ og $0,5d$)

$$0,4d = 90 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1291,03 - \frac{700}{2} - 90}{170} = 5$$

Totale antall studs

$$5 \cdot 18 = 9$$

Vedlegg F – Beregninger voute₂

Lengde på vouten

$$l_{H1} = 350 \text{ mm}$$

$$l_{H2} = 200 \text{ mm}$$

Høyde på vouten (h_H) > 175 mm velger 200 mm

$l_H < 2h_H$, vouten blir sett på som en del av søylen

$$c_1 = 300 \text{ mm}, c_2 = 600 \text{ mm}$$

$$l_1 = c_1 + 2l_{H1} = 300 + 2 \cdot 350 = 1000 \text{ mm}$$

$$l_2 = c_2 + 2l_{H2} = 600 + 2 \cdot 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$l_1 \leq l_2 \text{ OK}$$

Ny dimensjon på søyle i overkant: 1000 x 1000 mm

Volum voute

$$\text{Volum søyle: } 600 \cdot 300 \cdot 200 = 0.036 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum sidekant (600): } \frac{600 \cdot 350 \cdot 200}{2} \cdot 2 = 0.042 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum sidekant (300): } \frac{300 \cdot 200 \cdot 200}{2} \cdot 2 = 0.012 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum hjørner: } \frac{350 \cdot 200 \cdot 200}{3} = 0.0047 \text{ m}^3$$

$$\text{Total Volum} = 0.095 \text{ m}^3$$

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 235 + 2 \cdot 1000 + 2 \cdot 1000 = 6953,097 \text{ mm}$$

(7.3)

Søyleomkrets med voute

$$u_0 = 1000 \cdot 2 + 1000 \cdot 2 = 4000 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med voute

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{4000 \cdot 235} = \mathbf{1,948} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6953,097 \cdot 235} = 1,12 \frac{N}{mm^2}$$

(7.4)

Avstand fra senter søyle og ut til ytterlige kritisk kontrollsnitt, beregnes som minste av:

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,56 \cdot \sqrt{1000 \cdot 1000} = 1030 \text{ mm}$$

(8.1)

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,69 \cdot 1000 = 1160 \text{ mm}$$

(8.2)

$$r_{cont} = \mathbf{1030 \text{ mm}}$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{170 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t,max}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t,max}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \rightarrow \text{velger } 350 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmring

$$A_{sw} = (1,12 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 170 \cdot \frac{6953,097}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1228,22 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{170} \cdot 1228,22 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{6953,097 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,12 \frac{N}{mm^2} \leq 1,277 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,12 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 170 \cdot 470}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 50,42 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benyttes $\phi 10$ som har tverrsnitt på $78,5 \text{ mm}^2$. Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 78,5 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{78,5 \cdot 6953,097}{1228,22} = 444,38 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,8517 \cdot 235} = 9149,02 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra senter søyle og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$r_{cont} + 1,5d = 1030 + 1,5 \cdot 235 = 1382,5 \text{ mm}$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{1228,22}{78,5} = 15,6 \rightarrow \text{velger } 16$$

Avstand fra søylekant/voutekant ut til første skjærarmering (mellom $0,3d$ og $0,5d$)

$$0,4d = 90 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1382,5 - 500 - 90}{170} = 4,66 \approx 4$$

Totale antall studs

$$4 \cdot 16 = 64$$

Vedlegg G – Beregninger voute₃

Diameter c på søylen: 500 mm

$l_H = 300$ mm

Høyde på vouten (h_H) > 150 mm velger 200 mm

$l_H < 2h_H$, vouten blir sett på som en del av søylen

Ny diameter c på søyle i overkant: $500 + 2 \cdot 300 = 1100$ mm

Volum voute

$$\text{Volum kjeglestump: } \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot 200 \cdot (250^2 + 250 \cdot 550 + 550^2) = 0.105 \text{ m}^3$$

Lengde av kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = \pi \cdot (1100 + 4 \cdot 235) = 6408,84 \text{ mm} \quad (7.2)$$

Søyleomkrets med voute

$$u_0 = 2\pi r = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1100}{2} = 3455,75 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med voute

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{3455,75 \cdot 235} = 2,25 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (7.8)$$

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!} \quad (7.9)$$

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6408,84 \cdot 235} = 1,215 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (7.4)$$

Avstand fra senter søyle og ut til et ytterlige kritisk kontrollsnitt

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 300 + 0,5 \cdot 1100 = 1320 \text{ mm} \quad (8.3)$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{176 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \rightarrow \text{velger } 350 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmoring

$$A_{sw} = (1,215 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 176 \cdot \frac{6408,84}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1403,41 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmoring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{176} \cdot 1403,41 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{6408,84 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,215 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq 1,277 \frac{N}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,215 \frac{N}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 176 \cdot 470}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 52,2 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benytte $\phi 10$ som har tverrsnitt på $78,5 \text{ mm}^2$. Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 78,5 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{78,5 \cdot 6408,84}{1403,41} = 358,479 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt hvor skjærarmoring ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,8517 \cdot 235} = 9149,02 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra senter søyle og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$r_{cont} + 1,5d = 1320 + 1,5 \cdot 235 = 1672,5 \text{ mm}$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{1403,41}{78,5} = 17,8 \rightarrow \text{velger } 18$$

Avstand fra søylekant/voutekant ut til første skjærarmring (mellom 0,3d og 0,5d)

$$0,3d = 70 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1672,5 - 550 - 70}{176} = 5,98 \approx 6$$

Totale antall studs

$$6 \cdot 18 = 108$$

Vedlegg H – Beregninger voute₄

Lengde på vouten

$$l_{H1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{H2} = 50 \text{ mm}$$

Høyde på vouten (h_H) > 25 mm

$l_H < 2h_H$, voute blir sett på som en del av søylen

$c_1 = 300 \text{ mm}$, $c_2 = 600 \text{ mm}$

$$l_1 = c_1 + 2 \cdot l_{H1} = 300 + 2 \cdot 50 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = c_2 + 2 \cdot l_{H2} = 600 + 2 \cdot 50 = 700 \text{ mm}$$

$$l_1 \leq l_2$$

ny dimensjon på søyle i overkant: 700 x 400 mm

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 235 + 2 \cdot 700 + 2 \cdot 400 = 5153,097 \text{ mm}$$

(7.3)

Søyleomkrets med voute

$$u_0 = 700 \cdot 2 + 400 \cdot 2 = 2200 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med voute

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{2200 \cdot 235} = \mathbf{3,547} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(2)} \text{ OK!}$$

(7.10)

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{5153,1 \cdot 235} = \mathbf{1,51} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.4)

Avstand fra senter søyle og ut til et ytterlige kritisk kontrollsnitt, beregnes som minste av:

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,56 \cdot \sqrt{400 \cdot 700} = 766,32 \text{ mm} \quad (8.1)$$

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,69 \cdot 400 = 746 \text{ mm} \quad (8.2)$$

$$r_{cont} = \mathbf{746 \text{ mm}}$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{170 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \rightarrow \text{velger } 350 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmring

$$A_{sw} = (1,5 - 0,75 \cdot 0) \cdot 170 \cdot \frac{5153,09}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 2837,33 \text{ mm}^2 \quad (7.7)$$

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{170} \cdot 2837,33 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{5153,09 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517 \quad (7.6)$$

$$v_{Rd,cs} = 2,14 \leq 1,277 \quad \text{IKKE OK!}$$

Vedlegg I - Beregninger forsterkningsplate₁

Maks spenn mellom opplegg i x-retning: 10,662 m

Maks spenn mellom opplegg i y-retning: 8,467 m

Minimum dybde på forsterkningsplate

$$\frac{300}{4} = 75\text{mm}$$

Lengde på sidekant l_1 på forsterkningsplate etter krav fra ACI, y – retning

$$l_1 = \frac{1000 \cdot 8,467}{6} \cdot 2 = 2822 \approx 2850\text{mm}$$

Lengde på forsterkningsplate l_{H1} forsterkningsplate, y-retning

$$l_{H1} = \frac{2850}{2} - \frac{300}{2} = 1275\text{mm}$$

Lengde på sidekant l_2 på forsterkningsplate etter krav fra ACI, x – retning

$$l_2 = \frac{1000 \cdot 10,662}{6} \cdot 2 = 3554 \approx 3600\text{mm}$$

Lengde på forsterkningsplate l_{H2} forsterkningsplate, x-retning

$$l_{H2} = \frac{3600}{2} - \frac{600}{2} = 1500\text{mm}$$

$l_H > 2h_H$ i begge retninger, forsterkningsplaten vil bli sett på som en del av platen.

ny effektiv tykkelse (dh): $235 + 75 = 310$ mm

volum forsterkningsplate: $3600 \cdot 2850 \cdot 75 \cdot 10^{-9} = 0,7695$ m²

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{1800 \cdot 310} = \mathbf{3,28} \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(2)} \text{ OK!}$$

(7.10)

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 310 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 600 = 5695,57 \text{ mm} \quad (7.3)$$

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritisk kontrollsnitt med ny effektiv høyde

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{5696 \cdot 310} = 1,037 \text{ N/mm}^2 \quad (7.4)$$

Ny skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} = 1,80321 \leq 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,80321^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,501$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,80321 \cdot (100 \cdot 0,0106 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0,8 \geq 0,501 + 0,1 \cdot 0,8 \quad (7.5)$$

$$v_{Rd,c} = 0,8017 \text{ N/mm}^2$$

Lengde av kritisk kontrollsnitt hvor skjærarmoring ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,8017 \cdot 310} = 7368,108 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Omkrets/lengde av forsterkningsplate

$$u_{forsterking} = 3600 \cdot 2 + 2850 \cdot 2 = 12900 \text{ mm}$$

$$u_{out,ef} < u_{forsterking}$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 310 = 232,5 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{230 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 310 = 620 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 310 = 465 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmring

$$A_{sw} = (1,037 - 0,75 \cdot 0) \cdot 230 \cdot \frac{5695,57}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 310)} = 2765,3 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8017 + 1,5 \cdot \frac{310}{170} \cdot 2765,3 \cdot (250 + 0,25 \cdot 310) \cdot \frac{1}{5695,57 \cdot 310} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8017$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 2,004 \frac{N}{mm^2} \leq 1,2025 \frac{N}{mm^2} \text{ Ikke OK!}$$

Vedlegg J - Beregninger forsterkningsplate₂

Dybde på forsterkningsplate (h_H): 100 mm

Med ny dybde lik 100 er fortsatt $l_H > 2h_H$ i begge retninger og forsterkningsplaten vil bli sett på som en del av platen.

Ny effektiv tykkelse (dh): $235 + 100 = 335$ mm

Volum forsterkningsplate: $3600 \cdot 2850 \cdot 100 \cdot 10^{-9} = 1,026 \text{ m}^3$

Skjærkraft rundt søylekant med forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{1800 \cdot 335} = \mathbf{3,036} \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 335 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 600 = 6009,734 \text{ mm}$$

(7.3)

Dimensjonerende skjærkraftskapasitet i nytt kritisk kontrollsnitt med ny effektiv høyde

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6009,7 \cdot 335} = \mathbf{0,909} \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

Ny skjærkraftskapasitet uten skjærarmering

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{335}} = 1,77267 \leq 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,772^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,4887$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,77267 \cdot (100 \cdot 0,0106 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0,8 \geq 0,4887 + 0,1 \cdot 0,8$$

(7.5)

$$v_{Rd,c} = 0,7895 \text{ N/mm}^2$$

Omkrets av forsterkningsplate ($u_{forsterking}$), lik som tidligere: 12900 mm

$$u_{out,ef} < u_{forsterking}$$

Ingen behov for skjærkraftkontroll utenfor forsterkningsplate

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 335 = 251,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{250 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 335 = 670 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 335 = 502,5 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmering

$$A_{sw} = (0,909 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 250 \cdot \frac{6009,734}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 335)} = 812,64 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmering $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,7895 + 1,5 \cdot \frac{335}{170} \cdot 812,64 \cdot (250 + 0,25 \cdot 335) \cdot \frac{1}{6009,734 \cdot 335} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,7895$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 0,99 \frac{N}{mm^2} \leq 1,184 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 0,909 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 250 \cdot 670}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 105,7 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benyttes $\phi 12$ som har tverrsnitt på 113 mm^2 . Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 78,5 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{113 \cdot 6009,734}{812,64} = 835,67 \text{ mm}$$

Lengde av kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,7895 \cdot 335} = 6923,61 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra søylekant og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$2d + 1,5d = 2 \cdot 335 + 1,5 \cdot 335 = 1172,5 \text{ mm} < l_H$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{835,67}{113} = 7,39 \rightarrow \text{velger } 8 \text{ stk}$$

Avstand fra søylekant og ut til første skjærarmering (mellom $0,3d$ og $0,5d$)

$$0,3d = 100 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1172,5 - 100}{250} = 4,29 \approx 4 \text{ stk}$$

Totale antall studs

$$4 \cdot 8 = 32 \text{ stk}$$

Vedlegg K - Beregninger forsterkningsplate₃

Dybde på forsterkningsplate (h_H): 100 mm

For at voute skal bli sett på som del av søylen, $l_H < 2h_H = 200$

Setter derfor $l_H = 190$

Lengde på vouten

$$l_{H1} = 190 \text{ mm}$$

$$l_{H2} = 190 \text{ mm}$$

$c_1 = 300 \text{ mm}$, $c_2 = 600 \text{ mm}$

$$l_1 = c_1 + 2 \cdot l_{H1} = 300 + 2 \cdot 190 = 680 \text{ mm}$$

$$l_2 = c_2 + 2 \cdot l_{H2} = 600 + 2 \cdot 190 = 980 \text{ mm}$$

$$l_1 \leq l_2 \text{ OK}$$

Ny dimensjon på søyle i overkant: 680 x 980 mm

Effektiv høyde d (uendret): 235 mm

Volum forsterkningsplate: $680 \cdot 980 \cdot 100 \cdot 10^{-9} = 0,067 \text{ m}^3$

Lengde av nytt kritisk kontrollsnitt

$$u_1 = 4\pi \cdot 235 + 2 \cdot 680 + 2 \cdot 980 = 6273,09 \text{ mm}$$

(7.3)

Søyleomkrets med forsterkningsplate

$$u_0 = 680 \cdot 2 + 980 \cdot 2 = 3320 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft rundt søylekant med forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{3320 \cdot 235} = 2,347 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Dimensjonerende skjærkraft i nytt kritisk kontrollsnitt

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6273 \cdot 235} = 1,24 \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

Avstand fra senter søyle og ut til et ytterlige kritisk kontrollsnitt, beregnes som minste av:

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,56 \cdot \sqrt{680 \cdot 980} = 927,14 \text{ mm}$$

(8.1)

$$r_{cont} = 2 \cdot 235 + 0,69 \cdot 680 = 939,2 \text{ mm}$$

(8.2)

$$r_{cont} = \mathbf{927,14 \text{ mm}}$$

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{170 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \rightarrow \text{velger } 350 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmring:

$$A_{sw} = (1,24 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 170 \cdot \frac{6273,09}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1384,42 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c \text{ max}}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{170} \cdot 1384,42 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{6273,09 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 1,277 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 170 \cdot 470}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 50,42 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benytte $\emptyset 10$ som har tverrsnitt på $78,5 \text{ mm}^2$. Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 78,5 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{78,5 \cdot 6273,09}{1389,41} = 354,42 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,8517 \cdot 235} = 9149,02 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra senter søyle og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$r_{cont} + 1,5d = 927,14 + 1,5 \cdot 235 = 1279,64 \text{ mm}$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{1384,4}{78,5} = 17,64 \rightarrow \text{velger 18 stk}$$

Avstand fra ytterkant forsterkningsplate/søylekant og ut til første skjærarmering (mellom $0,3d$ og $0,5d$)

$$0,4d = 90 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1279,64 - \frac{680}{2} - 90}{170} = 4,99 \approx 5 \text{ stk}$$

Totale antall studs

$$5 \cdot 18 = 90 \text{ stk}$$

Vedlegg L - Beregninger forsterkningsplate₄

Dybde på forsterkningsplate (h_H): 100 mm

$$l_{H2} = 250$$

$l_{H2} > 2h_H$, forsterkningsplaten blir sett på som en del av platen

Effektiv tykkelse innen $l_{H2} = 250$: 335mm

Effektiv tykkelsen utenfor $l_{H2} = 250$: 235 mm

Volum forsterkningsplate: $3000 \cdot 2700 \cdot 100 \cdot 10^{-9} = 0,810 \text{ m}^3$

$$v_{Rd,c} = 0,8517 \text{ N/mm}^2$$

$$u_1 = 4753,09 \text{ mm}$$

Det lengste spennet er 10662 mm som betyr at lengden bort til skjærkraft lik 0 er $\frac{10662}{2} = 5331 \text{ mm}$

Redusert skjærkraft ved ytterkant forsterkningsplate i x-retning

$$\text{fordelingstall} = \frac{5331}{250} = 21,32$$

$$\text{redusering} = \frac{1592,325}{21,32} = 74,68 \text{ kN}$$

$$\text{redusert } V_{Ed} = 1592,325 - 74,68 = \mathbf{1517,65 \text{ kN}}$$

Omkrets til forsterkningsplaten

$$u_0 = (600 + 250) \cdot 2 + (300 + 250) \cdot 2 = 2800 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved ytterkant forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1517,64 \cdot 10^3}{2800 \cdot 235} = \mathbf{2,65 \frac{N}{\text{mm}^2}}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Dimensjonerende skjærkraft langs kritisk kontrollsnitt i plate (utenfor forsterkningsplaten)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1517,64 \cdot 10^3}{4753,09 \cdot 235} = 1,56 \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

NØDVENDIG SKJÆRARMERING UTENFOR FORSTERKNINGSPLATEN

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{176 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmoring

$$A_{sw} = (1,56 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 176 \cdot \frac{4753,09}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1664,01 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmoring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{176} \cdot 1664,01 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{4753,09 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,56 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq 1,277 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Løsningen kan ikke brukes!

Prøver $l_{H2} = 1100 \text{ mm}$

Redusert skjærkraft ved ytterkant forsterkningsplate i x-retning

$$\text{fordelingstall} = \frac{5331}{1100} = 4,84$$

$$\text{redusering} = \frac{1592,325}{4,84} = 328,99 \text{ kN}$$

$$\text{redusert } V_{Ed} = 1592,325 - 328,99 = \mathbf{1263,76 \text{ kN}}$$

Omkrets til forsterkningsplaten

$$u_0 = (600 + 1100) \cdot 2 + (300 + 1100) \cdot 2 = 6200 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved ytterkant forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1263,76 \cdot 10^3}{6200 \cdot 235} = \mathbf{0,99 \frac{N}{\text{mm}^2}}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max (1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Dimensjonerende skjærkraft langs kritisk kontrollsnitt i plate (utenfor forsterkningsplaten)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1263,76 \cdot 10^3}{4753,09 \cdot 235} = 1,3 \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{176 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t,max}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t,max}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmoring

$$A_{sw} = (1,3 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 176 \cdot \frac{4753,09}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1194,37 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmoring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{176} \cdot 1194,37 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{4753,09 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 1,277 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Løsningen kan ikke brukes!

Med tanke på at $l_{H2} = 1100$ mm som er rett under avstanden ut til $u_{out,ef}$ (1170 mm) ikke kan brukes, vil nok det å bruke en forsterkningsplate med l_{H1} mindre enn 1170 mm ikke være mulig. En forsterkningsplate med $l_{H2} = 1200$ mm er nok derfor mest praktisk å bruke.

I y-retning er derimot det lengste spennet 8467 mm. en l_{H1} på 1000 mm er derfor mulig å bruke. Dette er bevist under:

$$l_{H1} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{lengden bort til skjærkraft lik 0 er } \frac{8467}{2} = 4233,5 \text{ mm}$$

Redusert skjærkraft ved kant på forsterkningsplate i x-retning

$$\text{fordelingstall} = \frac{4233}{1000} = 4,23$$

$$\text{redusering} = \frac{1592,325}{4,23} = 376,43 \text{ kN}$$

$$\text{redusert } V_{Ed} = 1592,325 - 376,43 = \mathbf{1216,15 \text{ kN}}$$

Omkrets til forsterkningsplaten

$$u_0 = (600 + 1000) \cdot 2 + (300 + 1000) \cdot 2 = 5800 \text{ mm}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved ytterkant forsterkningsplate

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1216,15 \cdot 10^3}{5800 \cdot 235} = \mathbf{1,02 \frac{N}{mm^2}}$$

(7.8)

$$v_{Ed} < v_{Rd,max(1)} \text{ OK!}$$

(7.9)

Dimensjonerende skjærkraft langs kritisk kontrollsnitt i plate (utenfor forsterkningsplaten)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1216,15 \cdot 10^3}{4753,09 \cdot 235} = 1,25 \text{ N/mm}^2$$

(7.4)

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r_{max}} = 0,75d = 0,75 \cdot 235 = 176,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } 176 \text{ mm}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t_{max}}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 235 = 470 \text{ mm}$$

$$s_{t_{max}}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmoring

$$A_{sw} = (1,25 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 176 \cdot \frac{4753,09}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235)} = 1104,05 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmoring $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,8517 + 1,5 \cdot \frac{235}{176} \cdot 1104,05 \cdot (250 + 0,25 \cdot 235) \cdot \frac{1}{4753,09 \cdot 235} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,8517$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 1,25 \frac{N}{mm^2} \leq 1,277 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 1,25 \frac{N}{mm^2} \text{ OK!}$$

Oppgitt skjærarmoring kan brukes!

Likevel må det armeres $2d + 1,5d = 822,5$ mm utenfor forsterkningsplaten på 1000 mm. Det må derfor armeres helt ut til 1822,5 mm utenfor søylen. I tillegg blir det vanskelig å bruke to ulike metoder på kvar side av søylen. For å gjøre det enklest praktisk vil derfor en forsterkningsplate der $l_{H1} = l_{H2} = 1200$ mm være mest gunstig.

Dybde på forsterkningsplate (h_H): 100 mm

$$l_{H1} = 1200 \text{ mm}$$

$$l_{H2} = 1200 \text{ mm}$$

Dimensjon forsterkningsplate: 2700 x 3000 mm

$l_H > 2h_H$, forsterkningsplaten blir sett på som en del av platen.

Effektiv tykkelse (d): 335 mm (som ved forsterkningsplate₂)

Dette fører til at disse verdiene også samsvarer med forsterkningsplate₂:

$$v_{Rd,c} = 0,7895 \text{ N/mm}^2$$

$$u_1 = 6009,73 \text{ mm}$$

$$v_{Ed}(\text{langs søylekant}) = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{1800 \cdot 335} = \mathbf{3,036} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} < v_{Rd,max} (1)$$

$$v_{Ed}(\text{langs kontrollsnitt}) = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{6009,7 \cdot 335} = \mathbf{0,909} \text{ N/mm}^2$$

Dette fører til at nødvendig armering og armeringsmønster også blir helt likt som ved forsterkningsplate₂

NØDVENDIG SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom stenger

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 335 = 251,25 \text{ mm} \rightarrow \text{velger } \mathbf{250 \text{ mm}}$$

Maksimal tangentiell senteravstand mellom stenger

$$s_{t,max}(\text{utenfor kritisk kontrollsnitt}) = 2d = 2 \cdot 335 = 670 \text{ mm}$$

$$s_{t,max}(\text{innenfor kritisk kontrollsnitt}) = 1,5d = 1,5 \cdot 335 = 502,5 \text{ mm}$$

Mengde armering som trengs ved kritisk kontrollsnitt, vertikal skjærarmering

$$A_{sw} = (0,909 - 0,75 \cdot 0,8517) \cdot 250 \cdot \frac{6009,734}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 335)} = 812,64 \text{ mm}^2$$

(7.7)

Kontroll, skjærkraftkapasitet med skjærarmering $v_{Rd,cs} < v_{Rd,c,max}$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,7895 + 1,5 \cdot \frac{335}{170} \cdot 812,64 \cdot (250 + 0,25 \cdot 335) \cdot \frac{1}{6009,734 \cdot 335} \cdot 1 \leq 1,5 \cdot 0,7895$$

(7.6)

$$v_{Rd,cs} = 0,99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 1,184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} = 0,909 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK!}$$

Minimumstverrsnittet for en armerings stang blir:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{35} \cdot 250 \cdot 670}{500 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0)} = 105,7 \text{ mm}^2$$

(7.12)

Det må derfor benyttes $\phi 12$ som har tverrsnitt på 113 mm^2 . Den beregna tangentielle senteravstanden blir da:

$$s_t = 113 \cdot \frac{u_1}{A_{sw}} = \frac{113 \cdot 6009,734}{812,64} = 835,67 \text{ mm}$$

Lengde av kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$u_{out,ef} = 1,15 \cdot \frac{1592,325 \cdot 10^3}{0,7895 \cdot 335} = 6923,61 \text{ mm}$$

(7.11)

Lengde fra søylekant og ut til kontrollsnitt $u_{out,ef}$

$$2d + 1,5d = 2 \cdot 335 + 1,5 \cdot 335 = 1172,5 \text{ mm} < l_H$$

Antall nødvendige studs i kritisk kontrollsnitt (som også blir antall nødvendige skinner)

$$\frac{835,67}{113} = 7,39 \rightarrow \text{velger } 8 \text{ stk}$$

Avstand fra søylekant og ut til første skjærarmering (mellom $0,3d$ og $0,5d$)

$$0,3d = 100 \text{ mm}$$

Antall studs per skinne ut til $u_{out,ef}$

$$\frac{1172,5 - 100}{250} = 4,29 \approx 4 \text{ stk}$$

Totale antall studs

$$4 \cdot 8 = 32 \text{ stk}$$

Vedlegg M – rapport overliggende bjelke, Shearfix

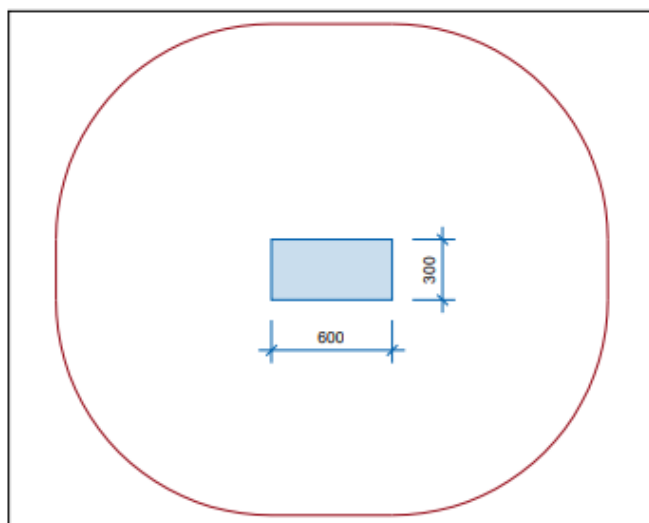
Leviat
 www.ancon.co.uk
 www.leviat.com
 info.ancon.uk@leviat.com

Ancon®

Shearfix - Punching Shear Reinforcement Design Program, 6.2.1.0
 Standard: BS EN 1992-1-1:2004 + UK NA

Project name: File name: route 2.asfx
 Column name: 1 Date: 07/05/2022
 Floor/Level: Designer:

Input:



Column shape: = Rectangular
 Column dimensions: y = 600 mm
 z = 300 mm
 Column location: = Internal
 Slab thickness: h = 600 mm
 Top cover: $C_{nom,t}$ = 45 mm
 Bottom cover: $C_{nom,b}$ = 35 mm
 Effective depth: d = 535 mm
 Reinforcement ratio: ρ_l = 0.47%

	Diameter (mm)	Distance (mm)	Direction
Reinforcement layers:	20	125	Y
	20	125	Z

Applied design shear force: V_{Ed} = 1592.33 kN $V_{eff} = 1831.17375$ kN
 Prestress in concrete: σ_{cp} = 0.8 MPa
 Steel yield strength: f_{yk} = 0 MPa
 Concrete strength: f_{ck} = 35 MPa

Load increase factor dealing with eccentricity, $\beta = 1.15$

National Annex Parameters:

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k_1 = 0.1$$

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

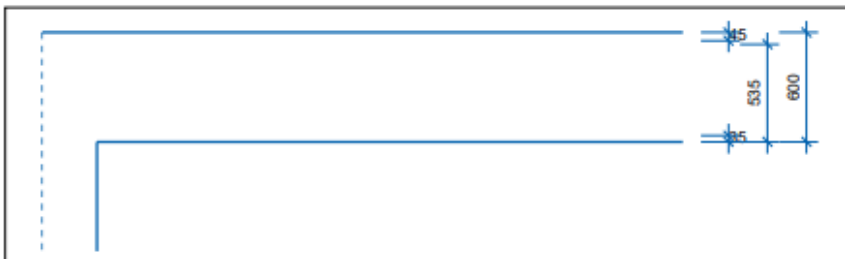
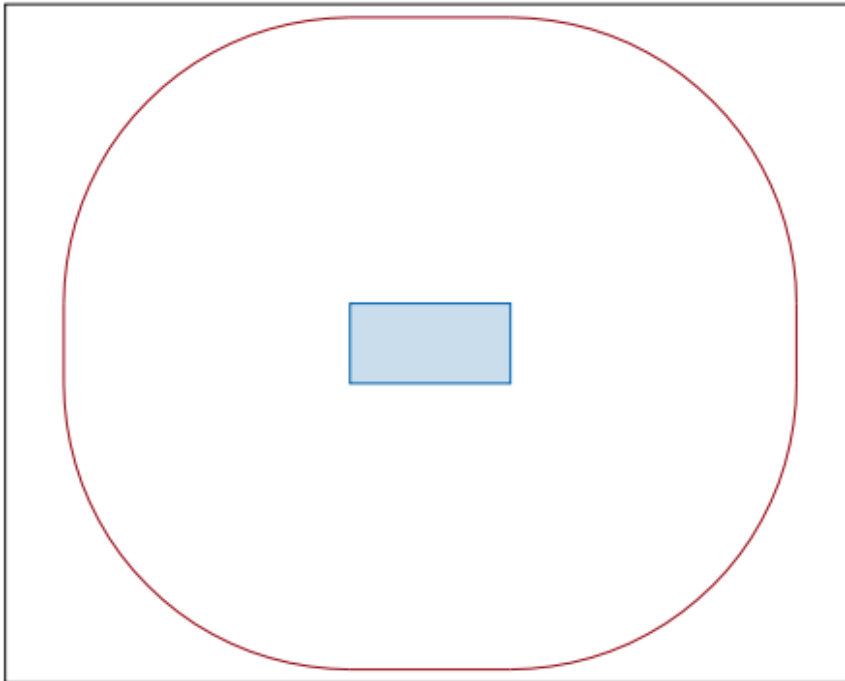
$$k_{max} V_{Rd,c} = 1.5 \cdot V_{Rd,c}$$

Factor of distance $k = 1.5$

Shear rail min'm length to 1.5d from column face = True

- 1 The recommended distance to first stud (sr,0) is 0.5d.

Design solution:



(6.53) Design shear at column face	$V_{Ed,0} = \{W_{Ed}\}/(u_0 \times d) = 1.902 \text{ MPa}$
Maximum shear capacity at column face	$V_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd} = 6.02 \text{ MPa}$
(6.38) Design shear at control perimeter	$V_{Ed,1} = \{W_{Ed}\}/(u_1 \times d) = 0.402 \text{ MPa}$
(6.47) Shear capacity without shear reinforcement $\geq 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}$	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} = 0.572 \text{ MPa}$

BYGA 2900 Bacheloroppgave

LOGG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

**Stud1: Edel Viken
Hansen**

Stud2: Sarah Fiskaa Haugen

Stud3: Jonas

Navn på bedrift/organisasjon: Dr. Ing. Steinar Trygstad AS

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Bartosz Siedziako

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
2	10.01	Planlegging av arbeid fremover.	3	3	0
2	11.01	Lest relevant teori og tok notater.	5	5	5
2	12.01	Veiledningsmøte.	2	2	2
2	13.01	Begynt å skrive på teoridel.	5	5	5
3	17.01	Skriver på teoridel, og møte med bedrift om oppgaven.	6	6	6
3	18.01	Snevret inn problemstilling og skrevet om metode.	4	5	5
3	19.01	Veiledningsmøte og fortsettelse på metode, finne programvarer og begynne på beregninger.	4,5	4,5	4,5
3	20.01	Skrive på metoder.	5	5	5
4	24.01	Skrive på metoder: Fullføre skjærkraftkapasitet og legge plan for beregningsforutsetninger.	5	5	5
4	25.01	Beregninger og oppbygging av oppgave, lære Shearfix.	6,5	6,5	6,5
4	26.01	Teori og beregninger.	2	2	2
5	31.01	Møte med bedrift for å få hjelp til beregningsforutsetninger og beregning av laster.	3	3	3
5	1.02	Mer arbeid med teori, oppgavens struktur blir stadig forbedret	5	5	5
5	2.02	Bruker mye tid på teori og metoder. Fortsetter å gjøre om på beregningene etter hvert.	5	5	5
5	3.02	Fortsetter med beregninger og sammenligner beregninger gjort for hånd med de vi finner i Shearfix	5	5	5
6		På grunn av stort prosjekt i annet fag har vi blitt nødt til å sette bacheloren på pause i 2 uker.			
7		På grunn av stort prosjekt i annet fag har vi blitt nødt til å sette bacheloren på pause i 2 uker.			
8	22.02	Finner fordelingsflate, studerer tegninger gitt av bedrift.	8	8	8
8	23.02	Sitter fast i beregninger. Finner ikke ut hvilken armering som skal brukes i flatdekket. Mye tid til lesing.	8	8	8

8	24.02	Fortsetter med prøving og feiling med beregninger av armering, prøver å finne ut av problemet selv.	8	8	8
8	25.02	Finner ikke en løsning. Booker møte med bedrift for å få veiledning.	5	5	5
9	28.02 - 06.03	HELE prosjektgruppen har hatt korona, fikk til et teamsmøte med bedrift 01.03. Problemet med armering blir endelig løst.	2	2	2
10	07.03	Denne uken fokuserer vi på beregninger, men mye tid på å lese EC og finne litteratur på gjennomlokkingsløsninger. Lite info om dette i EC.	8	8	8
10	08.03	Beregninger.	8	8	8
10	09.03	Beregninger.	8	8	8
10	10.03	Beregninger.	8	8	8
10	11.03	Beregninger.	8	8	8
11	14.03	Fortsette også denne uken med beregninger. Mye endringer skjer underveis når vi finner ut av ting.	8	8	8
11	15.03	Beregninger.	8	8	8
11	16.03	Beregninger.	7	7	7
11	17.03	Beregninger.	8	8	8
12	21.03 - 25.03	Gruppen arbeider med forberedelse til eksamen og har eksamen i annet fag.			
13	28.03	Skjærkontroll er ferdig. Står lite om beregninger av voute/forsterkningsplate i EC2, står derimot en del veiledning i ACI. Booker møte med bedrift for hjelp videre.	8	8	8
13	29.03	Forbereder oss til møte med bedrift og har møte. Skriver referat fra møtet. Mye ble oppklart.	5	5	5
13	30.03	Beregning av voute.	8	8	8
13	31.03	Skriver på metode om beregning av voute og forsterkningsplate. Beregner på forsterkningsplate.	8	8	8
14	04.04	Går gjennom teksten, ser på oppbygging. Retter underveis.	7	7	7
14	05.04	Fortsetter med beregninger, tar mye tid å skrive formler inn i Word.	8	8	8
14	06.04	Beregning av løsninger, diskuterer evt. Andre løsninger som øking av søyle størrelse.	8	8	8
14	07.04	Shearfix rapport er ferdig og stemmer overens med våre beregninger gjort for hånd. Det er MYE som skal gjennomgås i teksten og mye har blitt endret underveis.	9	9	9
14	08.04	Jobber med hele teksten. Mye skal rettes og endres. Skrives på riktig format osv.	7	7	7
15	11.04	Jobber med å gjøre teksten god. Regner gjennom for å dobbeltsjekke beregninger.	7	7	7
15	12.04	R _{cont} problematikk jobbes med. Retting av tekst.	5	5	5
15	13.04	Prøver å ta momentanalyse, fortsetter med beregninger og venter med R _{cont} til veiledningstime.	8	8	8
15	14.04	Rydder i ligninger, prøver å rette opp i Shearfixmodel. Refleksjoner rundt praktisk gjennomføring av løsninger.	4	4	4
15	15.04	Lager figurer i Autocad (har bare håndtegnet). Fortsetter med rydding og retting i dokumentet.	5	5	5
16	18.04	Fortsetter å jobbe med oppbygging av teksten, gjør små og større endringer. Rydder i vedlegg og div.	5	5	5

16	19.04	Kapittel om skjærkraft utvides. Lesing og retting.	5	5	5
16	20.04	Veiledningstime, hjelp med Rcont problematikk	4	4	4
16	21.04	Lager forslag til skjærarmeringsmønster.	5	5	5
17	25.04	Refleksjoner rundt de ulike løsningene mtp. økonomi, praktisk gjennomføring og estetikk.	5	5	5
17	26.04	Skriver ferdig refleksjon og begynner på konklusjonen.	9	9	9
17	27.04	Konklusjon skrives ferdig, skriver sammendrag (norsk og engelsk).	10	10	10
17	28.04	Skriver forord. Siste innspurt, fortsatt mye som skal gjøres, mye må diskuteres og prosjektgruppen må være enig.	10	10	10
17	29.04	De neste dagene vil kun brukes til korrektur og finne ut av spørsmål som vi har med veileder. Kildehenvisning osv.	10	10	10
18	02.05	Korrektur fortsettelse ...	9	9	9
18	03.05	Korrektur fortsettelse ...	10	10	10
18	04.05	Korrektur fortsettelse ...	10	10	10
18	05.05	Lager tabelliste, ligningliste og figurliste. Lager til rett sidetall (romersk og vanlig). Korrektur.	9	9	9
18	06.05	Siste møte med bedrift: Kontrollere at figurer lånt fra bedrift er ok. Samt referering i tekst og andre avklaringer.	10	10	10
18	07.05	Korrektur fortsettelse ...	10	10	10
19	09.05	Korrektur fortsettelse ...	9	9	9
19	10.05	Korrektur fortsettelse ...	9	9	9
19	11.05	Veiledningsmøte. Går gjennom og sjekker alle utregninger på nytt, samt at alle tall stemmer i oversiktstabell med løsninger.	10	10	10
19	12.05	Korrektur fortsettelse ... (ordner i møtereferater)	10	10	10
19	13.05	Korrektur fortsettelse ...	9	9	9
19	14.05	Korrektur fortsettelse ...	10	10	10
20	16.05	Små endringer: Skriftstørrelse, avstand mellom linjer. Lage plakat, legge inn vedlegg. Endring av ordet «vi» i hele teksten.	12	12	12
Sum timer			455	456	453

Vedlegg O – Møtereferater fra møter med Trygstad AS

MØTE 1 (12.10.2021) - oppstartsmøte

Ble introdusert for ulike problemstillinger som kunne velges mellom.

MØTE 2 (23.11.2021)

Problemstilling avklart. Skal skrive om skjærkraftproblematikk rundt søyler i spennarmerte flatdekker.

Ulike avtaler o.l. er underskrevet.

MØTE 3 (17.01.2022)

Sammendrag fra møte:

- Vi fikk snevret inn problemstillingen og har fått en konkret oppgave. Vi skal skrive om Prosjekt Øvre Nyhavna der vi skal fokusere på dekket over parkeringskjeller. Problematikken her er lange spenn mellom søyler og tunge laster (snø, brannbil, egenlast). Brannbil blir sett på som en punktlast.
- Trygstad AS løste gjennomlokkingsproblematikken ved å bruke overliggende drager med spennkabler over søylene. Resulterer i at det ikke blir problematikk med tekniske installasjoner og høyde i parkeringskjelleren.
- Bruker Visicon for innsyn i 3D-modell.
- Anbefalte gratis program som heter Shearfix for å beregne skjærkrefter.
- Må sende mail til Risa for å få tilgang til Adapt (program for spennbetong).
- Det er antall kabler som sier noe om hvor mye krefter som trengs. Bruker alltid full oppspenning. Utfordrende om man skal spenne opp noen av kablene på eks. 50 %.
- I vanlige dekker bruker man aktive og passive anker (forankring). Dersom spenn overkant av 20, 30 m bruker man to aktive anker.
- Skjærkraft er avhengig av dimensjon på plate/overkant søyle og høgden på dekke.
- Bruker som regel B35 ved etterspente betongdekke.
- Viktig å starte med et dimensjoneringsgrunnlag.

- Spørsmål til påstanden “Ved å påføre en trykkraft kan vi øke kapasiteten mot gjennomlokking opp til 50 prosent”. Stemmer dette?

Svar: Nei, dette bidraget er veldig lite. Det er et fortrinn å bruke spennarmering, men 50 % er feil. Ved beregninger er den eneste forskjellen på gjennomlokkingskapasitet en sigma cp som man ganger med 0,1 – dette vil gi litt bedre kapasitet når man regner på det, men ikke så mye som 50 %.

MØTE 4 (31.01.2022)

Sammendrag fra møte:

- Vi har nå bestemt oss for å fokusere på bare skjærkraft. Trenger derfor ikke å beregne antall spennkabler osv., trenger derfor heller ikke tilgang til ADAPT.
- Oppgaven er snevret inn til å kun ha fokus på skjærkraft og løsninger på dette. Løsningene er begrenset til forsterkningsplate eller voute.
- Skjærkrafta er uavhengig av de ekvivalente kreftene til spennkablene. Det eneste forskjellen er at man inkluderer σ_{cp} ganget med 0,1 i skjærkraft beregning.
- Det er ok å bruke forenklet metode (stripelast osv) for å beregne MED og NED
- Vi skal bruke Shearfix – husk å bruke norsk anneks (k1) i tillegg til å dele fcd på 0,85 slik at det blir riktig i forhold til norsk standard.
- Ytterveggene vil bli sett på som fritt opplagt fordi forankringene er lagt inn med rom for bevegelse. Så den forskyvningen som skjer ved oppspenning forankrer seg ikke i konstruksjonen.

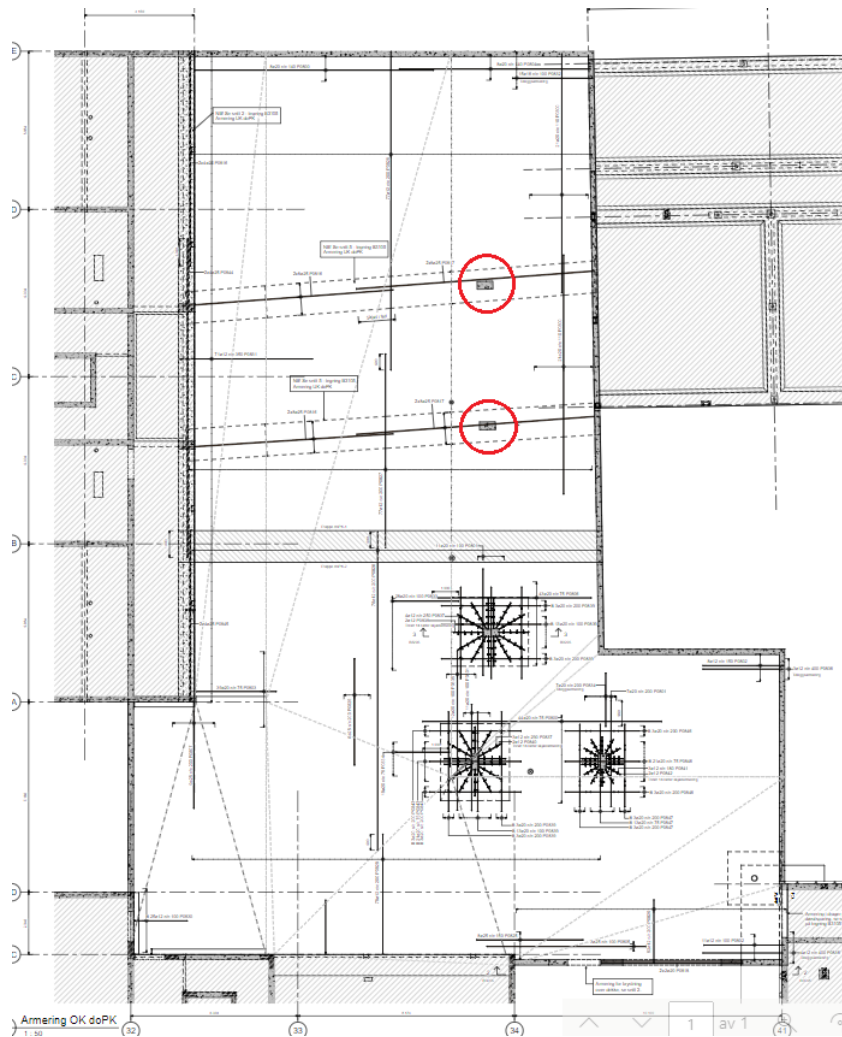
Ekstra: Spennkablene blir ofte satt til å skulle ta 80 % av egenvekten. Så vil man ved hjelp av beregninger finne hvor mye slakkarmering som trengs i tillegg. Dette er avhengig av hvor mye krefter man beregner at spennkablene skal ta. Bruker deretter formel fra boka. Dette er ikke relevant i denne oppgaven.

MØTE 5 (01.03.2022)

Spørsmål og svar fra møte:

- Er det slakkarmering over de markerte søylene? Da mener vi armering i overkant? Og vi ser vekk fra armering i drageren. (under vises er armeringstegning av dekke i overkant)

Svar: Det er ikke slakkarmering i overkant på grunn av drager.



- Dersom ikke, kan vi ta utgangspunkt i eksempel ex 4.11.6.9 (post tensioned buildings), Og bruke Ø14 s200 i begge retninger?

Svar: bruk Ø20 c125

- Vi har valgt å se bort ifra de to resterende søylene i avgrenset dekke da disse blir utsatt for helt andre krefter (fra bygget osv.) er dette ok?

Svar: OK

Ekstra:

- BRANNBIL
 - 4 hjul sentrisk over søyla. 160 KN – OK
 - Viktig å tenke over kombinasjon, snølast og lastebil. Med full snølast mest sannsynlig ingen tilkomst brannbil.
- UTFØRELSE
 - Søyla kan støpes opp i dekket, da blir dekket mindre. Dette fører til at skjærkreftene blir større. Derfor viktig å passe på at søyler bli støypt opp til underkant dekke.

MØTE 6 (29.03.2022)

Spørsmål før møtet:

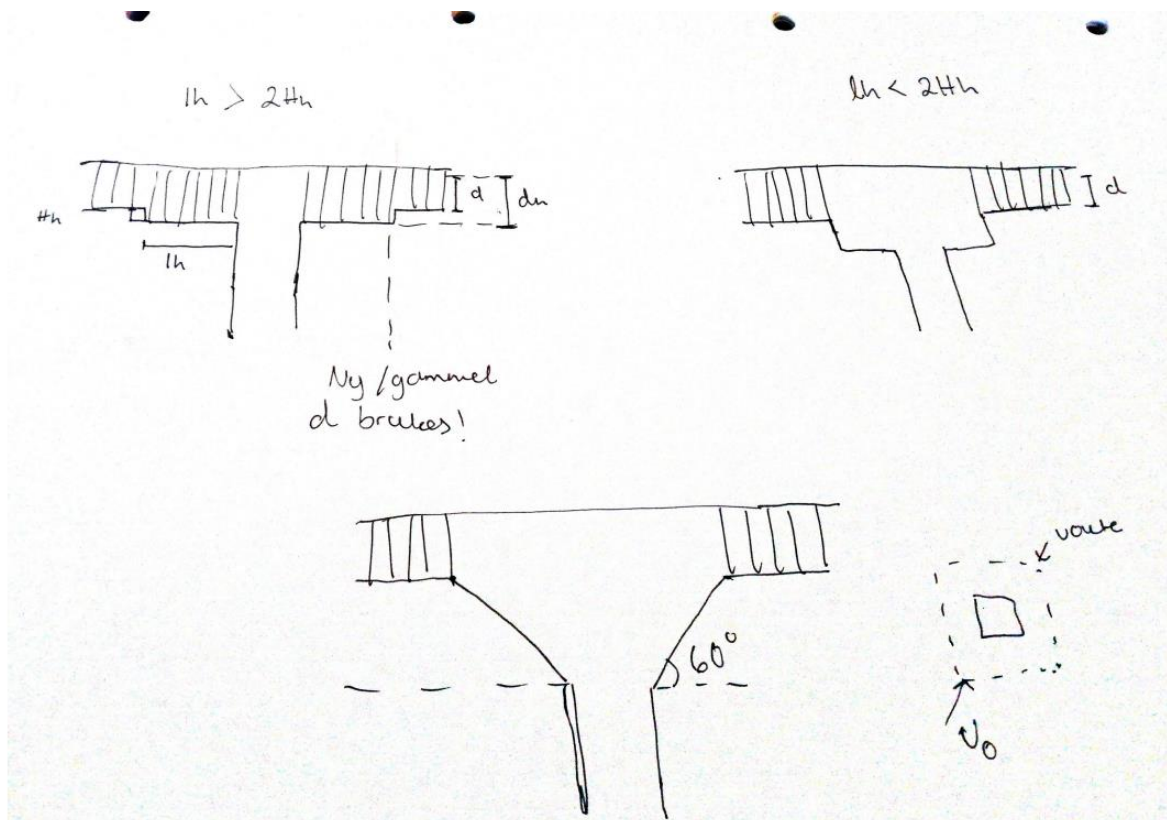
- Vi har funnet ut ved manuelle beregninger at skjærkraft langs søylekant er større enn $v_{rd,c}$ max som betyr at det kommer til å bli trykkbrudd i betongen / gjennomlokkingskapasiteten er ikke tilstrekkelig. Vi har begynt å se på voute og forsterkningsplater og lurer på:
 - Har du tips til veiledere på voute / forsterkningsplater.
 - Hvordan er det egentlig vouten påvirker kapasiteten på en positiv måte? Er det den effektive tykkelsen d som blir større, eller er det kontaktflata på søylene som får et større "areal". Finner regler på hvor langt ut man skal armere (r_{cont}) ved vouter i EC2, som er avhengig av forhold mellom lengde og høyde på vouten. men det står ingenting om hvordan kapasiteten øker når man bruker voute. Heller ingen begrensinger/tips på hvor store de skal være også videre.
- I EC2 er det ingen info om forsterkningsplater. Husker du nevnte at det var en plass i EC2 der det sto noe om begrensinger på hvor bred og høy en forsterkningsplate kunne være for at den skal kunne bli sett på som opplager. Hvor er det? Hva har det å si at forsterkningsplaten blir sett på som opplager?
- ACI sier om dimensjonene til en «drop panel»

- “To shorten this statement, if you're using a drop panel to reduce the amount of negative enforcement necessary you must: project the panel 1/4 of the slab thickness and extend the panel at least 1/6 the distance between supports”. Kan dette brukes?

Referat etter møte:

- Beregningsregler, voute, (kort oppsummert)
 - skal ha en vinkel på 60 grader. Det som faller utenom blir overflødig/har ingen virkning på skjærkreftene. Det som endrer seg er blant annet U_0 , som nå blir omkretsen til toppen av vouten istedenfor selve søyla.
- Beregningsregler, forsterkningsplate (kort oppsummert)
 - Dersom lengden er større enn 2 ganger høyden på forsterkningsplaten vil d bli « d_h ». Og man armerer både innenfor og utenfor forsterkningsplaten. Utenfor forsterkningsplaten beregner man med den gamle høyden på en måte.
 - Dersom lengden er mindre enn 2 ganger høyden, vil forsterkningsplaten bli sett på som en del av søylen, og man må bare armere fra forsterkningsplaten og utover.
- ACI kan brukes som veiledning

Her vises en forenkla oversikt over hvordan det skal gjøres (skissert av prosjektgruppen under møtet):



MØTE 7 (06.05.2022) – avsluttende møte

Dette møtet ble i hovedsak holdt for at Steinar Trygstad kunne se igjennom alle metoder og begrensinger i oppgaven, som er gjort med bakgrunn i informasjon hentet fra bedriften. Det meste ble godkjent. Det som ikke var det, er fjernet / endret.

I tillegg ble det avklart om vi kunne vise til Trygstad AS sine løsninger på problemet.

Trygstad fikk også se igjennom alle figurer o.l. hentet fra forskalingstegninger slik at dette kunne godkjennes for bruk i oppgaven.

