



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: KONSTRUKSJONER OG MATERIALER - BYGG	Vårsemesteret, 2012 Åpen / Konfidensiell
Forfatter: ANDRÉ KRONEN (signatur forfatter)
Fagansvarlig: ROLF ARILD JAKOBSEN Veileder: SVEN KRISTIAN GOA	
Tittel på masteroppgaven: INFILLMETODEN OG FAGVERKSANALOGI BRUKT SOM VERKTØY FOR ANALYSE AV HORISONTALE ELEMENTDEKKER Engelsk tittel: USING THE METHOD OF INFILLED FRAMES AND TRUSS ANOLOGY AS A TOOL FOR THE ANALYSIS OF FLOOR DIAPHRAGMS	
Studiepoeng: 30	
Emneord: UTFYLTE RAMMER (INFILLED FRAMES) FAGVERKSANALOGI (STRUT-AND-TIE) ELEMENTDEKKER (FLOOR DIAPHRAGMS)	Sidetall: 218 + vedlegg/annet: 99 Stavanger, 13.6.2012

INFILLMETODEN OG FAGVERKSANALOGI BRUKT SOM VERKTØY FOR ANALYSE AV HORISONTALE ELEMENTDEKKER

André Kronen¹

Masteroppgave vår 2012

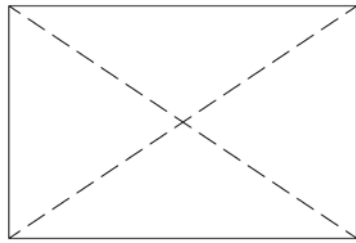
ved

Universitetet i Stavanger

og

Prefab Design AS

¹ Masterkandidat ved Det teknisk-naturvitenskapelige fakultet, institutt for konstruksjonsteknikk og materialteknologi



Sammendrag

Opgaven tar for seg utprøving og vurdering av en alternativ metode for å beregne krefter og armering i horisontale dekker av hulldekkeelementer. Metoden har som mål å være enklere og raskere i bruk enn eksisterende fremgangsmetoder og kan tenkes å komplementere disse som en effektiv beregningsjekk.

I denne fremgangsmåten er de horisontale elementdekkene erstattet av et fagverk bestående av rektangler, med kryssende trykkdiagonaler i midten. Konstruksjonskomponenter som oppleggsbjelker/vegger og tilhørende armering er representert ved de rette stavnene, mens hulldekkenes trykkeegenskaper ivaretas av trykkdiagonalene (infillmetoden). På bakgrunn av eksisterende teorigrunnlag har det blitt utviklet en beregningsmetode som tar i bruk denne fagverksanalogien og infillmetoden.

I den innledende delen er det lagt vekt på å vise fram generelle avstivende systemer som forekommer i vanlige bygg. De ulike systemenes virkemåte og bruksområder har blitt presentert. Videre har det blitt utført grundige litteraturstudier av infillmetoden (utfylte rammer) og fagverksmetoden (strut-and-tie) som går igjennom generelle begreper, prinsippene bak metodene, bruksområder og historie og utvikling.

Deretter har en beregningsmetode for horisontale elementdekker blitt utviklet og foreslått basert på foregående kapitler. Flere beregningsmetoder fra litteraturen har blitt utprøvd for å vurdere trykkdiagonalens kapasitet. En alternativ metode for å vurdere denne kapasiteten viste seg derimot å være et bedre valg og ble brukt videre. Framgangsmåter for å finne de totale kreftene og armering i stavnene i dekket har blitt presentert, i tillegg til krav til minimumsarmering.

Detaljtegninger av forskjellige knutepunkter har blitt utarbeidet ved hjelp av AutoCAD.

Tre testbygg ble modellert og beregnet etter denne metoden for å sammenligne resultater fra eksisterende beregninger. Generelt ga fagverksberegningen mindre armeringsmengder enn det de eksisterende armeringstegningene antydte, og også mindre enn nødvendig minimumsarmering. På bakgrunn av dette ble det konkludert med at metoden har et potensiale til å modellere kreftene i et dekke mer effektivt og dermed gi lavere armeringsbehov.

Erfaring fra modelleringen av testbyggene viste at beregningsmetoden var kjapp og enkel i bruk (med flere muligheter for forenklinger). Med en optimal fagverksinndeling på plass tok det ikke lang tid å bygge opp og analysere modellen i analyseprogrammet (SAP2000). Armeringsmengdene i dekket ble raskt bestemt på bakgrunn av de beregnede stavkreftene.

Innhold

Forord	- 11 -
Figurliste	- 13 -
Tabelliste	- 15 -
1 Innledning	- 17 -
1.1 Oppgavens mål og fremgangsmåte	- 18 -
2 Avstivende systemer	- 19 -
2.1 Generelt	- 20 -
2.2 Innspente søyler.....	- 20 -
2.3 Rammekonstruksjoner	- 20 -
2.4 Skivevirkning	- 21 -
2.5 Utfylte rammer (infillmetoden)	- 24 -
3 Infillmetoden (infilled frames)	- 25 -
3.1 Prinsipp og metode	- 26 -
3.2 Bruk.....	- 26 -
3.3 Historie og utvikling	- 28 -
3.4 Analyse og beregningsmetoder	- 30 -
4 Fagverksmetoden (strut-and-tie)	- 35 -
4.1 Generelt	- 36 -
4.2 D og B regioner	- 37 -
4.3 Komponenter	- 40 -
4.4 Analyse.....	- 45 -
4.5 Historie og utvikling	- 48 -
5 Dekker modellert ved infillmetoden og fagverksanalogi	- 51 -
5.1 Generelt	- 52 -
5.2 Kraft- og spenningsfordeling i skiver	- 53 -
5.3 Beregningsmetode for trykkdiagonal (infill)	- 58 -
5.3.1 Stafford Smith og Carter (1969)	- 66 -
5.3.2 Stafford Smith og Riddington (1978).....	- 69 -
5.3.3 Alvarenga med flere (2006).....	- 73 -
5.3.4 Oppsummering av resultater	- 78 -
5.3.5 Alternativ metode	- 79 -
5.4 Kontroll av fagverkets staver og knutepunkt	- 90 -

5.4.1	Generelle staver	- 90 -
5.4.2	Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner	- 95 -
5.5	Krefter og armeringsbehov	- 96 -
5.5.1	Kraft/armeringsbidrag fra trykkdiagonal.....	- 96 -
5.5.2	Kraft/armeringsbidrag fra rette staver.....	- 97 -
5.5.3	Totale krefter/armering for generelle staver	- 99 -
5.5.4	Krefter ved vertikalt avstivende konstruksjoner	- 101 -
5.5.5	Minimumsarmering for generelle staver	- 101 -
6	Testbygg I	- 103 -
6.1	Generelt	- 104 -
6.2	Resultater.....	- 112 -
6.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 113 -
6.2.2	Krefter	- 115 -
6.2.3	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 124 -
6.2.4	Minimumsarmering.....	- 126 -
6.2.5	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter.....	- 128 -
6.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 136 -
7	Testbygg II	- 139 -
7.1	Generelt	- 140 -
7.2	Resultater.....	- 152 -
7.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 153 -
7.2.2	Kontroll av moment og skjærkrefter i avstivende vegger	- 154 -
7.2.3	Krefter	- 155 -
7.2.4	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 167 -
7.2.5	Minimumsarmering.....	- 169 -
7.2.6	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter.....	- 171 -
7.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 182 -
8	Testbygg III	- 185 -
8.1	Generelt	- 186 -
8.2	Resultater.....	- 194 -
8.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 195 -
8.2.2	Krefter	- 196 -
8.2.3	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 203 -
8.2.4	Minimumsarmering.....	- 205 -
8.2.5	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter.....	- 206 -
8.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 210 -
9	Konklusjon.....	- 211 -
9.1	Generelt	- 212 -
9.2	Forslag til beregningsmåte.....	- 212 -

Kildehenvisning	- 217 -
Vedlegg.....	- 219 -

Forord

Denne hovedoppgaven markerer en avslutning på mitt toårige masterstudium innen «konstruksjoner og materialer - bygg», ved universitetet i Stavanger. Oppgaven er skrevet våren 2012 hos Prefab Design AS, en bedrift som jobber med prosjektutvikling og detaljprosjektering innen prefabrikkert betong. Da jeg gjennom studietiden har fått økt interesse for betongelementbygg, falt det naturlig å skrive om dette temaet.

Arbeidet med oppgaven har vært utfordrende og til tider vanskelig. Da temaet for oppgaven ikke har vært utprøvd i stor grad tidligere, har det gått med mye tid til å benytte forskjellige konsepter på en ny måte. Med jevn kontakt med veileder og påfølgende selvstudium har forståelsen omkring temaet økt gradvis utover i oppgaveperioden. Resultatet av det innledende arbeidet har resultert i en generell beregningsmetode som har vist seg å være kjapp og effektiv til å modellere de reelle kreftene i et elementdekke, noe som var intensjonen med oppgaven.

Gjennom dette arbeidet har jeg også fått mer kunnskap om avstivningssystemer i elementbygg og hvordan disse modelleres i analyseprogrammer. Ved datamodellering og dataanalyser har jeg tatt i bruk Tekla Structures og SAP2000, respektivt, og dermed fått god erfaring med disse programmene.

Jeg vil takke Prefab Design AS for lån av kontor og datamaskin, og for et hyggelig opphold dette semesteret. En stor takk går også til bedriftens konstruksjonssjef Sven Kristian Goa, som har utarbeidet oppgavetemaet og satt av tid til veiledning og råd underveis i oppgaveskrivingen. I tillegg vil jeg rette en takk til medstudent Øystein Toppe, som jeg har delt kontor med, for godt selskap denne våren.

Stavanger, juni 2012

André Kronen

Figurliste

Figur 2-1 Avstivning ved bruk av innspente søyler (BEF, 2005a).....	- 20 -
Figur 2-2 Rammeforbindelser (BEF, 2005b)	- 21 -
Figur 2-3 Rammekonstruksjon med skjøt mellom søyler (BEF, 2005a)	- 21 -
Figur 2-4 Bygg med avstivning ved hjelp av veggskiver og heis/trappesjakt (BEF, 2005a)	- 22 -
Figur 2-5 Typisk bokssystem (BEF, 2005a).....	- 22 -
Figur 2-6 Skivevegg og søyler (BEF, 2005b)	- 23 -
Figur 2-7 Kombinasjonssystem (BEF, 2005b)	- 23 -
Figur 2-8 Eksempler på fagverk (BEF, 2005b).....	- 23 -
Figur 3-1 Modell av ramme med påført last (Stafford Smith, 1962)	- 26 -
Figur 3-2 Eksempler på bruk av infillmetoden i høye bygg (Crisafulli, udatert).....	- 27 -
Figur 3-3 En ujevn plassering av murverk kan gi "myke" etasjer med store forskyvninger (Sezen mfl., 2000).....	- 27 -
Figur 3-4 En utfylt ramme modellert som et fagverk med en ekvivalent trykkdiagonal (Amato mfl., 2009).....	- 28 -
Figur 3-5 Holmes foreslo at verdien w , (width), skulle settes til $1/3$ av diagonallengden Bilde: (Teeuwen, 2009)	- 29 -
Figur 3-6 Effekten av vertikale laster gir en større bredde på trykkdiagonalen (Amato mfl., 2009).....	- 29 -
Figur 3-7 Modell med tre trykkdiagonaler (El-Dakhkhni mfl., 2003)	- 30 -
Figur 3-8 Systemoppførsel under økende belastning (Elliott, 2002)	- 31 -
Figur 4-1 Eksempler på bruk av fagverksanalogi i betongkonstruksjoner (Tjhin, 2005)	- 36 -
Figur 4-2 Klassisk eksempel på modellering ved bruk av strut-and-tie metoden	- 37 -
Figur 4-3 Spenningsfordeling og oppdeling av B- og D regioner(Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987)	- 37 -
Figur 4-4 St. Venants prinsipp (Brown mfl., 2006)	- 38 -
Figur 4-5 Fordeling av B- og D soner i bjelker (Schlaich mfl., 1987)	- 39 -
Figur 4-6 Eksempel på en god og en dårlig løsning (Schlaich mfl., 1987)	- 39 -
Figur 4-7 Forskjellige komponenter i en fagverksmodell (T. Martin & H. Sanders, 2007)	- 40 -
Figur 4-8 Tre grunnleggende trykkformer (Schlaich mfl., 1987).....	- 41 -
Figur 4-9 Forskjellige trykkformer i høye bjelker (T. Martin & H. Sanders, 2007)	- 41 -
Figur 4-10 Effektive areal på trykkstaven ved forskjellige noder (AASHTO, 2007)	- 42 -
Figur 4-11 Forskjellige nodetyper (Tjhin, 2005).....	- 43 -
Figur 4-12 Forskjellige nodetyper (Schlaich & Schäfer, 1991)	- 44 -
Figur 4-13 Hydrostatiske og ikke-hydrostatiske noder (Brown mfl., 2006)	- 44 -
Figur 4-14 Modellering ved lastvei- metoden (Schlaich & Schäfer, 1991).....	- 45 -
Figur 4-15 Modellering ved bruk av spenningstrajektorier (Schlaich & Schäfer, 1991).....	- 46 -
Figur 4-16 Steg i utviklingen av en strut-and-tie modell (Brown mfl., 2006).....	- 47 -
Figur 5-1 Konstruksjonsdeler som modelleres ved infillmetoden og fagverksanalogi	- 52 -
Figur 5-2 Komponenter i fagverksmodellen	- 53 -
Figur 5-3 Testoppsett for sammenligning av metoder	- 54 -
Figur 5-4 Hovedspenningstrajektorier i skiven (Leonhardt, 1986)	- 55 -
Figur 5-5 Fagverksmodell fra SAP2000 før belastning	- 56 -
Figur 5-6 Fagverksmodell fra SAP2000 etter belastning (rødt indikerer trykk, blått indikerer strekk)	- 57 -
Figur 5-7 Vindlast parallelt med hulldekker	- 59 -
Figur 5-8 Vindlast parallelt med hulldekker, fagverksmodell	- 59 -
Figur 5-9 Vindlast normal på hulldekker	- 60 -
Figur 5-10 Vindlast normal på hulldekker, fagverksmodell	- 60 -
Figur 5-11 Bruddformer på grunn av strekk	- 62 -
Figur 5-12 Brudd gjennom flens og fuge	- 62 -
Figur 5-13 System belastet parallelt med hulldekker	- 63 -
Figur 5-14 Antatte effektive tykkelser	- 64 -
Figur 5-15 System belastet normalt på hulldekker	- 65 -
Figur 5-16 Den utfylte rammens komponenter	- 66 -
Figur 5-17 Områder i den utfylte rammen med størst belastning.....	- 69 -
Figur 5-18 Antatt trykkdiagonal i en utfylt ramme (Alvarenga mfl., 2006).....	- 73 -
Figur 5-19 Strut-and-tie modell i den utfylte rammen (Alvarenga mfl., 2006)	- 73 -
Figur 5-20 Antatt fordeling av strekkspenninger (Alvarenga mfl., 2006)	- 74 -
Figur 5-21 Fordeling av trykkspenninger (Alvarenga mfl., 2006).....	- 75 -
Figur 5-22 Typisk armering i et dekke av hulldekker (Elliott, 2002).....	- 80 -
Figur 5-23 Skjæroverføring mellom hulldekker (Elliott, 2002)	- 81 -

Figur 5-24 Oppsett med last orientert parallelt med hulldekker.....	- 83 -
Figur 5-25 Oppsett med last orientert normalt på hulldekker	- 86 -
Figur 5-26 Oversikt over plasseringen av de forskjellige stavene.....	- 90 -
Figur 5-27 Stav av oppleggsbjelke/vegg og armering.....	- 91 -
Figur 5-28 Stav av oppleggsbjelke/vegg og armering, forankring	- 91 -
Figur 5-29 Stav av oppleggsbjelke/vegg (rand) og armering	- 92 -
Figur 5-30 Stav av oppleggsbjelke/vegg (rand) og armering, forankring.....	- 92 -
Figur 5-31 Stav av hulldekker og armering i kanaler	- 93 -
Figur 5-32 Stav av hulldekker og armering i kanaler, forankring.....	- 93 -
Figur 5-33 Stav av hulldekker og armering i kanaler (rand).....	- 94 -
Figur 5-34 Stav av hulldekker og armering i kanaler (rand), forankring	- 95 -
Figur 5-35 Stavtyper i fagverket	- 98 -
Figur 5-36 Stav av hulldekker og armering.....	- 98 -
Figur 5-37 Forankringslengder for forankring i kanal (BEF, 2006).....	- 99 -
Figur 5-38 Trykkdiagonalens bidrag til strekkrefter	- 99 -
Figur 5-39 Minimumskrefter for bestemmelse av minimumsarmering (BEF, 2005b)	- 101 -
Figur 5-40 Eksempler på forankring av armering (BEF, 2005b)	- 102 -
Figur 6-1 Strukturelle komponenter, 1.....	- 104 -
Figur 6-2 Strukturelle komponenter, 2.....	- 104 -
Figur 6-3 Strukturelle komponenter, 3.....	- 105 -
Figur 6-4 Strukturelle komponenter, 4.....	- 105 -
Figur 6-5 Strukturelle komponenter, 5.....	- 106 -
Figur 6-6 Strukturelle komponenter, 6.....	- 106 -
Figur 6-7 Modellering av avstivende vegg.....	- 111 -
Figur 6-8 Eksempel på stavkrefter.....	- 112 -
Figur 6-9 Analysemodell fra SAP2000, vind mot kortside	- 115 -
Figur 6-10 Stavkrefter, 1 etg	- 116 -
Figur 6-11 Stavkrefter, 2 etg	- 116 -
Figur 6-12 Stavkrefter, 3 etg	- 117 -
Figur 6-13 Analysemodell fra SAP2000, vind mot langside	- 120 -
Figur 6-14 Stavkrefter, 1 etg	- 121 -
Figur 6-15 Stavkrefter, 2 etg	- 121 -
Figur 6-16 Stavkrefter, 3 etg	- 122 -
Figur 6-17 Oversikt over minimumsarmering	- 127 -
Figur 6-18 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg.....	- 134 -
Figur 6-19 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg.....	- 135 -
Figur 6-20 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 3 etg.....	- 136 -
Figur 7-1 Strukturelle komponenter, 1.....	- 140 -
Figur 7-2 Strukturelle komponenter, 2.....	- 141 -
Figur 7-3 Strukturelle komponenter, 3.....	- 141 -
Figur 7-4 Strukturelle komponenter, 4.....	- 142 -
Figur 7-5 Strukturelle komponenter, 5.....	- 142 -
Figur 7-6 Strukturelle komponenter, 6.....	- 143 -
Figur 7-7 Eksempel på veggelementer som avstivende konstruksjoner	- 151 -
Figur 7-8 Eksempel på veggelementenes antatte statiske system	- 151 -
Figur 7-9 Analysemodell fra SAP2000, vind mot kortside	- 155 -
Figur 7-10 Stavkrefter, 1 etg	- 156 -
Figur 7-11 Stavkrefter, 2 etg	- 156 -
Figur 7-12 Stavkrefter, 3 etg	- 157 -
Figur 7-13 Stavkrefter, 4 etg	- 157 -
Figur 7-14 Stavkrefter, 5 etg	- 158 -
Figur 7-15 Analysemodell fra SAP2000, vind mot langside	- 162 -
Figur 7-16 Stavkrefter, 1 etg	- 163 -
Figur 7-17 Stavkrefter, 2 etg	- 163 -
Figur 7-18 Stavkrefter, 3 etg	- 164 -
Figur 7-19 Stavkrefter, 4 etg	- 164 -
Figur 7-20 Stavkrefter, 5 etg	- 165 -
Figur 7-21 Oversikt over minimumsarmering	- 171 -
Figur 7-22 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg.....	- 177 -
Figur 7-23 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 2 etg.....	- 178 -
Figur 7-24 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 3 etg.....	- 179 -
Figur 7-25 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 4 etg.....	- 180 -

Figur 7-26 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 5 etg.....	- 181 -
Figur 8-1 Strukturelle komponenter, 1.....	- 186 -
Figur 8-2 Strukturelle komponenter, 2.....	- 187 -
Figur 8-3 Strukturelle komponenter, 3.....	- 187 -
Figur 8-4 Strukturelle komponenter, 4.....	- 188 -
Figur 8-5 Strukturelle komponenter, 5.....	- 188 -
Figur 8-6 Analysemodell fra SAP2000, vind mot kortsida	- 196 -
Figur 8-7 Stavkrefter, 1 etg	- 197 -
Figur 8-8 Stavkrefter, 2 etg	- 197 -
Figur 8-9 Analysemodell fra SAP2000, vind mot lang.....	- 200 -
Figur 8-10 Stavkrefter, 1 etg	- 201 -
Figur 8-11 Stavkrefter, 2 etg	- 201 -
Figur 8-12 Oversikt over minimumsarmering	- 206 -
Figur 8-13 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg.....	- 209 -
Figur 8-14 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 2 etg.....	- 209 -

Tabelliste

Tabell 4-1 Komponenter i fagverksmodellen (fra (Fu & E, 2001))	- 40 -
Tabell 5-1 Sammenligning av resultater, last parallelt med hulldekker	- 78 -
Tabell 5-2 Sammenligning av resultater, last normalt på hulldekker	- 78 -
Tabell 5-3 Påvirkning av trykkdiagonalens vinkel	- 85 -
Tabell 5-4 Armeringsbehov som funksjon av trykkdiagonalens vinkel	- 97 -
Tabell 6-1 Maksimale krefter i oppleggsbjelker	- 123 -
Tabell 6-2 Maksimale krefter i hulldekke-staver	- 123 -
Tabell 6-3 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner	- 123 -
Tabell 6-4 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000).....	- 125 -
Tabell 6-5 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver	- 137 -
Tabell 6-6 Armeringsbehov i staver ved avstivende diagonaler	- 138 -
Tabell 7-1 Skjærkraft og moment, vind mot kortsida.....	- 154 -
Tabell 7-2 Skjærkraft og moment, vind mot langsida	- 154 -
Tabell 7-3 Maksimale stavkrefter parallelt med tallakse.....	- 166 -
Tabell 7-4 Maksimale stavkrefter parallelt med bokstavakse	- 166 -
Tabell 7-5 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner	- 166 -
Tabell 7-6 Vinkler og fugelengder for beregning av trykkdiagonalens kapasitet, 1-5 etg.....	- 167 -
Tabell 7-7 Trykkdiagonalens kapasitet og begrensning.....	- 168 -
Tabell 7-8 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000).....	- 169 -
Tabell 7-9 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver	- 183 -
Tabell 8-1 Maksimale stavkrefter parallelt med tallakse.....	- 202 -
Tabell 8-2 Maksimale stavkrefter parallelt med bokstavakse	- 202 -
Tabell 8-3 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner	- 202 -
Tabell 8-4 Vinkler og fugelengder for beregning av trykkdiagonalens kapasitet, 1-2 etg.....	- 203 -
Tabell 8-5 Trykkdiagonalens kapasitet og begrensning.....	- 204 -
Tabell 8-6 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000).....	- 204 -
Tabell 8-7 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver	- 210 -

1 Innledning



1.1 Oppgavens mål og fremgangsmåte	- 18 -
---	---------------

1.1 Oppgavens mål og fremgangsmåte

Oppgaven går ut på å utarbeide en metode for å beregne krefter i horisontale dekker utsatt for vindlastens trykk- og sugkomponenter. Det er ønskelig at metoden gir et godt bilde på hvordan lastene fordeler seg i dekket, samt lastenes vei til de vertikale avstivende konstruksjonene. Metoden antas å ha et potensiale til effektivt å beregne kreftene som oppstår rundt utsparinger og ellers i kompliserte geometriske former i dekket.

I denne oppgaven fokuseres det på dekker av hulldekker opplagt på et bjelke/søyle-system og/eller elementvegger. Beregningskonseptet går ut på å dele opp dekket i et fagverk av rektangler med kryssende trykkdiagonaler i midten. Fugearmering og betong ved oppleggsbjelker og elementvegger fungerer som rette staver den ene veien, mens kanalarming og betong i hulldekkene fungerer som rette staver den andre veien. Inne i rektanglene antas det at hulldekkene vil danne diagonale trykkstaver mellom hjørnene.

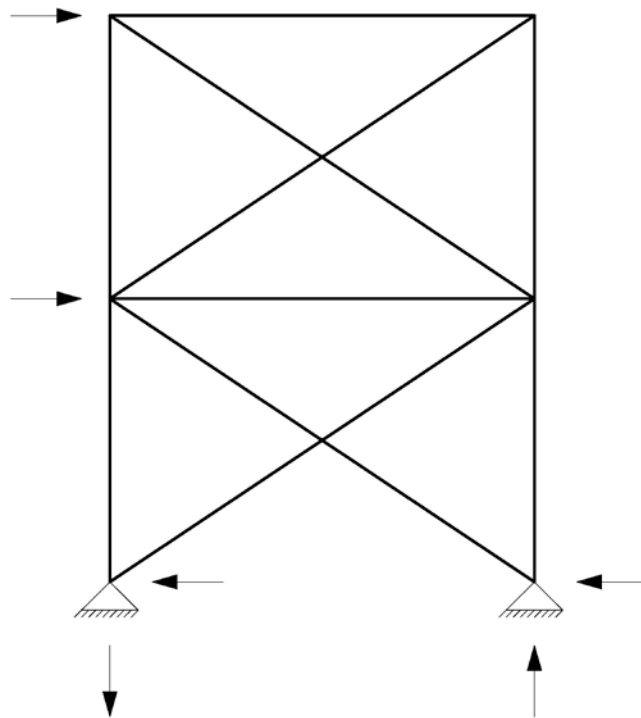
Grunntanken ved en slik fagverksinndeling er at man enkelt konstruerer fagverket og bestemmer kreftene i stavene i et analyseprogram. Deretter kan man kjapt kan bestemme nødvendig armering (i fuge/kanal) på bakgrunn av de største strekkreftene som oppstår i disse stavene.

Oppgaven er bygd opp ved at det først presenteres en litteraturstudie av infillmetoden og fagverksanalogi (strut-and-tie), da dette er viktige konsepter som resten av oppgaven baserer seg på. Deretter fokuseres det på å vurdere flere metoder for å beregne styrken til trykkdiagonalen i rektangelet. Videre blir de forskjellige stavene i fagverket gjennomgått og beskrevet. Et forslag til en metode for å beregne de totale kreftene i fagverket blir så utarbeidet og dermed også armeringsbehovet i stavene. Krav til minimumsarmering blir beskrevet i korte trekk.

Med disse metodene på plass blir tre bygg modellert og beregnet etter disse prinsippene. Fagverksmodellen blir bygget opp og analysert ved hjelp av dataprogrammet SAP2000. Først blir det utført korte analyser av de globale kreftene, deretter beregnes kreftene i stavene i fagverket. Trykkdiagonalens kapasitet blir også kontrollert, før nødvendig minimumsarmering blir bestemt. Til slutt sammenlignes armeringsmengde fra eksisterende montasje/armeringtegninger av bygget, beregnet armering fra fagverksanalysen og nødvendig minimumsarmering.

En konklusjon blir presentert til slutt der det drøftes hvordan fremgangsmåten med fagverksmodellering er i bruk og om den har et potensiale i forhold til resultatene fra tradisjonelle beregningsmetoder. Som en avslutning på oppgaven presenteres det et forslag til en generell framgangsmåte ved bruk av denne beregningsmetoden.

2 Avstivende systemer



2.1	Generelt	20
2.2	Innsente søyler	20
2.3	Rammekonstruksjoner	20
2.4	Skivevirkning	21
2.5	Utfylte rammer (infillmetoden)	24

2.1 Generelt

(Stoffet er hovedsakelig hentet fra Betongelementboken, bind A og B (BEF, 2005a), (BEF, 2005b))

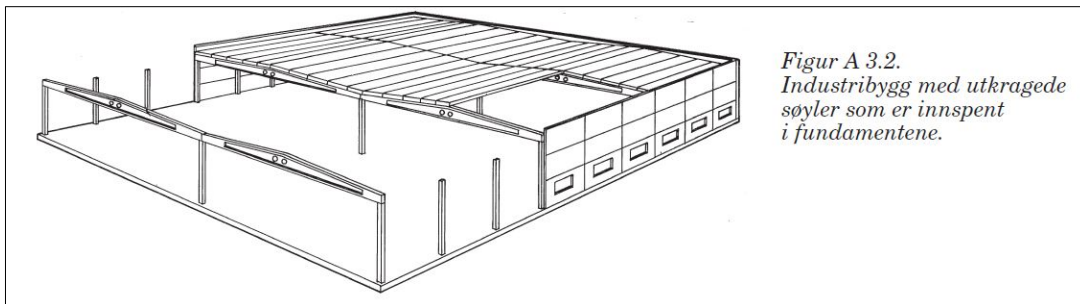
Ethvert bygg må konstrueres med et godt avstivende system som motstår de kreftene det er utsatt for. For å oppnå dette er derfor valget av et slikt system viktig. De vanligste systemene innen betongelementbygg er:

- Innspente søyler
- Rammekonstruksjoner
- Skivevirkning

Utforming og geometri på bygget er med på å bestemme valget av avstivningssystem.

2.2 Innspente søyler

Søylene utformes innspent i fundamentet og leddlagret i knutepunktet mellom bjelker. Vindlast opptas ved moment og skjærkraft i de avstivende søylene, i tillegg må søylene dimensjoneres for vertikallast. Utkragede søyler som avstivende system vil potensielt føre til for store utbøyinger i toppen av høye bygg, systemet er derfor forbeholdt bygg på en og to etasjer, som for eksempel industribygg (Figur 2-1).

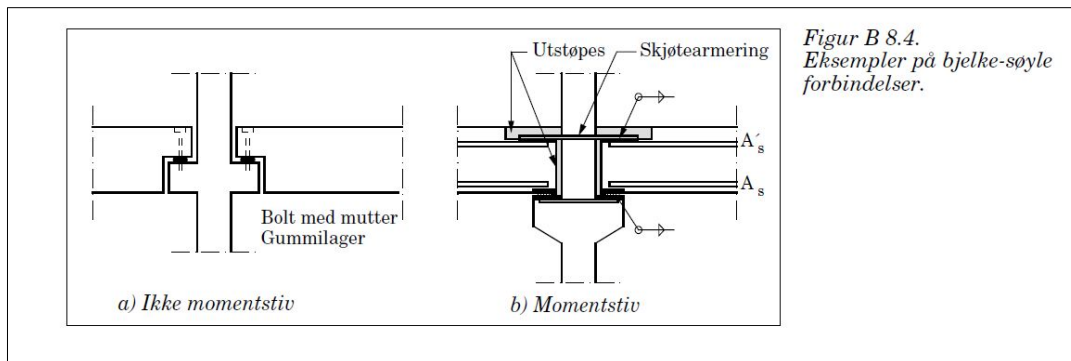


*Figur A 3.2.
Industribygg med utkragede søyler som er innspent i fundamentene.*

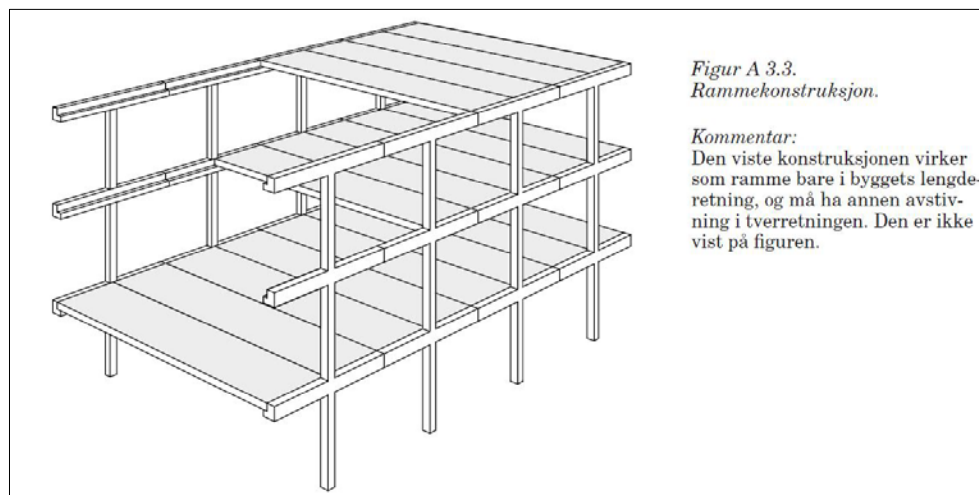
Figur 2-1 Avstivning ved bruk av innspente søyler (BEF, 2005a)

2.3 Rammekonstruksjoner

I en rammekonstruksjon er knutepunktet mellom søylen og bjelken momentstivt forbundet. Innspente knutepunkt fører til økt stabilitet av bygget, men metoden er gjerne begrenset til 2-3 etasjer. Bygg høyere enn dette vil kreve store tverrsnittsdimensjoner på søylene for å ta opp krefter ved innspenning. Momentstivheten kan f.eks. oppnås ved utstøping med armering (Figur 2-2b) eller ved at søyle og bjelke støpes i én del på fabrikk, der skjøten plasseres hvor det er liten påkjenning (Fig 2-3). En ikke momentstiv løsning med ledd mellom søyle og bjelke er vist i Fig 2-2a.



Figur 2-2 Rammeforbindelser (BEF, 2005b)

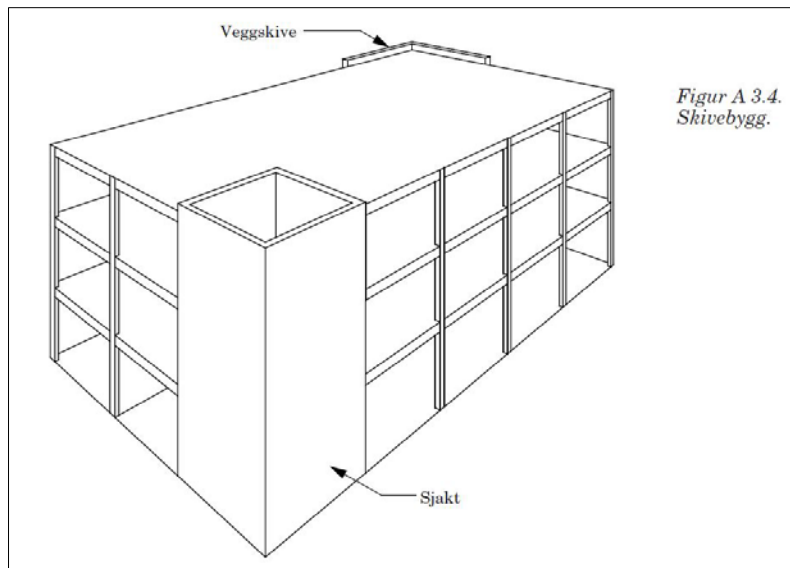


Figur 2-3 Rammekonstruksjon med skjøt mellom søyler (BEF, 2005a)

2.4 Skivevirkning

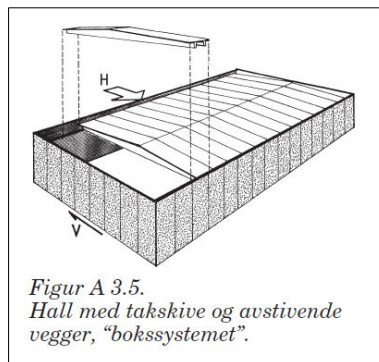
Avstivningen blir ivaretatt ved at vertikale skiver tar opp horisontallaster i sitt eget plan. Dekkene regnes som stive skiver som overfører laster til de vertikale skivene. Siden avstivning ved skivevirkning er mer effektiv enn momentstive søyler, er det bare nødvendig med et fåtall skiver plassert ved gunstige posisjoner i bygget.

Det finnes mange måter å bygge opp et system på ved bruk av skivevirkning. Veggskivene kan være fasadeelementer eller innvendige skillevegger, bærende eller ikke-bærende, og eksisterende skiver i trapperom/heissjakt kan enkelt benyttes til avstivning (Fig 2-4). Helst bør plasseringen av skivene være mest mulig symmetrisk for å unngå store vridninger av bygget. Avstivning ved skivevirkning passer godt i bygg med mange etasjer, der eventuelle søyler antas leddet og bare tar opp vertikallast. Systemet blir også brukt i mindre bygg med én etasje (Fig 2-5).



Figur A 3.4.
Skivebygg.

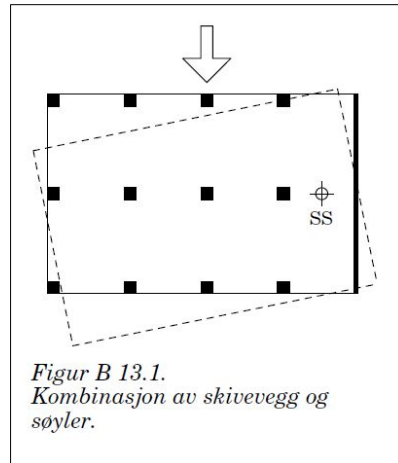
Figur 2-4 Bygg med avstivning ved hjelp av veggskiver og heis/trappesjakt (BEF, 2005a)



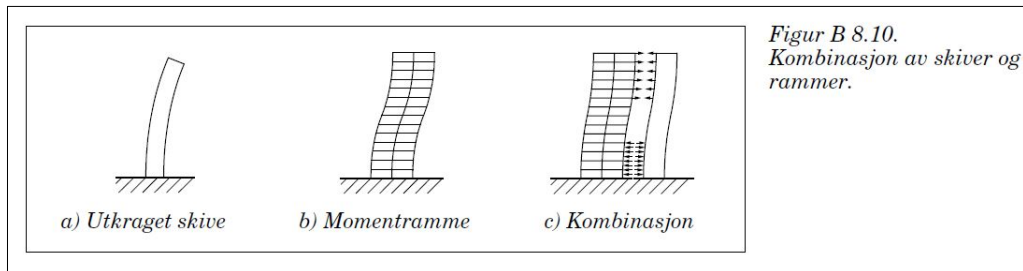
Figur A 3.5.
Hall med takskive og avstivende
vegger, "bokssystemet".

Figur 2-5 Typisk bokssystem (BEF, 2005a)

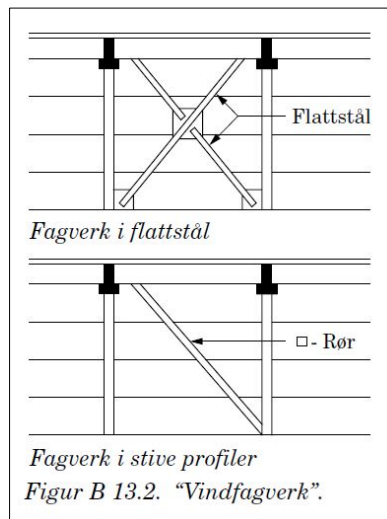
De ulike systemene kan også kombineres, som for eksempel bruk av både veggskiver og innspente søyler (Figur 2-6), og rammekonstruksjon kombinert med skiver (Figur 2-7). Bruk av fagverk i stål og betong kan også benyttes som ekstra avstivning (Figur 2-8).



Figur 2-6 Skivevegg og søyler (BEF, 2005b)



Figur 2-7 Kombinasjonssystem (BEF, 2005b)



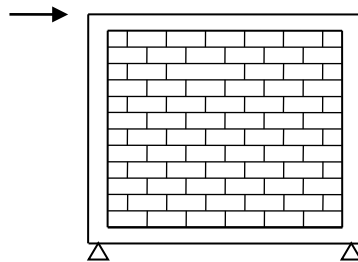
Figur 2-8 Eksempler på fagverk (BEF, 2005b)

2.5 Utfylte rammer (infillmetoden)

Ved tradisjonell bruk av rammer (innspenne eller leddet), vil ikke materialet som brukes i tomrommet (utfyllende stenderverk, vinduer osv.) ha noen avstivende bidrag til rammen, dvs. kreftene tas opp ved moment i momentstive hjørner eller ved annen avstivning som for eksempel skivevirkning. Hvis derimot hele tomrommet i rammen fylles med et tilstrekkelig sterkt materiale og kreftene føres til dette systemet, vil rammens kapasitet mot horisontale krefter forbedres betraktelig (i planet).

Den horisontale kapasiteten er blant annet avhengig av rammens deformasjon og samspillet mellom rammen og det innfelte materialet. Aktuelle materialer for å fylle igjen rammen er murverk (tegl, betong), stedstøpt betong og prefabrikkerte betongelementer. Denne metoden er ikke beskrevet i detalj i Betongelementboken, noe som kan skyldes at dette prinsippet ikke er brukt i stor grad i Norge. Det er i hovedsak dette avstivningskonseptet som vil bli vurdert i denne oppgaven, men ved horisontalt bruk (i dekker).

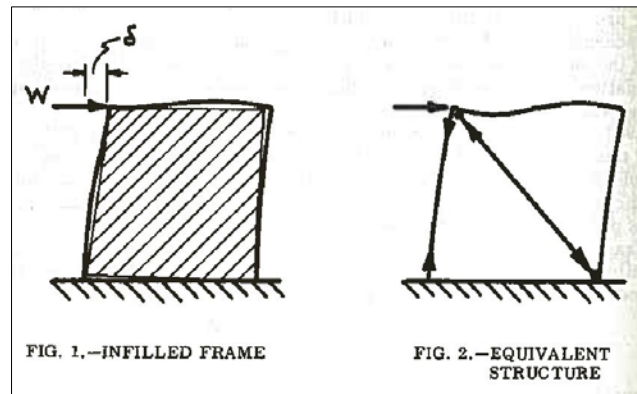
3 Infillmetoden (infilled frames)



3.1	Prinsipp og metode.....	- 26 -
3.2	Bruk.....	- 26 -
3.3	Historie og utvikling.....	- 28 -
3.4	Analyse og beregningsmetoder.....	- 30 -

3.1 Prinsipp og metode

Som nevnt tidligere er hensikten med å fylle igjen en ramme å forbedre rammens kapasitet mot belastninger i eget plan, hovedsakelig fra vindlast (men også fra jordskjelvlaster). Både stål- og betongrammer kan brukes, sammen med ulike infillmaterialer (for eksempel murverk, betongskiver). Infill-materialet er som regel ikke integrert eller forbundet med rammen, men bare plassert tett inntil rammen. Ved belastning vil det generelt dannes en trykmdiagonal gjennom infill-materialet fra der lasten er påført til det motsatte hjørnet, slik at systemet kan modelleres som et fagverk (Figur 3-1).



Figur 3-1 Modell av ramme med påført last (Stafford Smith, 1962)

Selv om det er åpenbart at rammen vil få en økt stivhet ved å fylle den igjen, er det ikke like lett å beskrive systemet som en helhet. Variabler i rammen og infill-materialet, samt vekselvirkningen mellom disse vil influere på resultatet.

3.2 Bruk

Bruken av utfylte rammer er ikke et moderne konsept og har vært i bruk i mer enn 200 år (FEMA 306, 1998), selv om man lenge ikke vektla de eventuelle positive og/eller negative sidene ved et slikt system.

Infill-materialer gir en mulighet til å dele opp arealer og tette igjen fasader, og samtidig ta hensyn til brann og lydisolasjon (Figur 3-2). Den strukturelle effekten av infill-materialet har generelt blitt oversett og det ble antatt at de horisontale lastene ble tatt opp av selve rammen i form av bøyning (Marjani & Ersoy, 2002). Derfor ble utformingen av slike vegger stort sett bare tillagt arkitektoniske krav. Det var stort sett mangel på kunnskap på området som gjorde at man ignorerte virkningen av veggene.



Figur 3-2 Eksempler på bruk av infillmetoden i høye bygg (Crisafulli, udatert)

Denne forenklingen kan føre til at en bygning vil oppføre seg på en annen måte enn den var tiltenkt (som ren rammekonstruksjon) og kritiske punkt kan oppstå på andre steder i konstruksjonen. For eksempel vil duktile betongrammer som er designet for store deformasjoner kunne bli hindret i å bevege seg på grunn av den økte stivheten infill-materialet representerer. Resultatet kan bli et ikke-duktilt brudd (sprøbrudd), og en plutselig kollaps.

Ved jordskjelvbeklastning vil utfylte rammer spille en viktig rolle når det gjelder stivhet og motstandsevne (Marjani & Ersoy, 2002), det er derfor helt nødvendig med en god forståelse av hvordan avstivning med utfylte rammer virker. En ujevn fordeling av utfylte rammer i høyderetningen av et bygg kan føre til såkalte «myke» etasjer med store forskyvninger (Figur 3-3). Under jordskjelvet i Tyrkia i 1999 har dette sammen med ikke-duktilt løsnings og dårlig utførelse ført til store ødeleggelser (Sezen mfl., 2000).

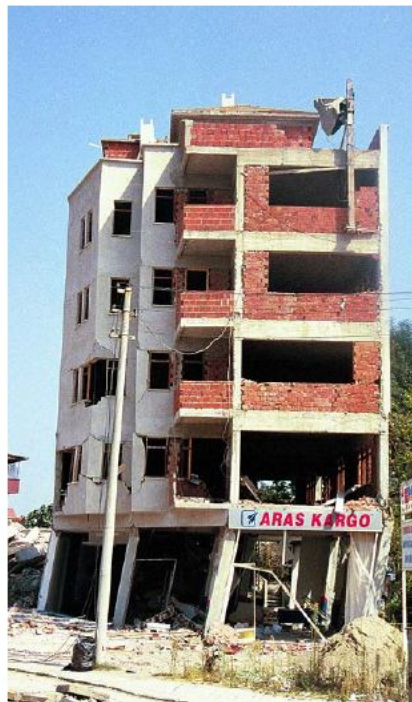


Figure 3-23 Formation of a soft and weak story

Figur 3-3 En ujevn plassering av murverk kan gi "myke" etasjer med store forskyvninger (Sezen mfl., 2000)

Ved å ignorere infill-materialet ser man bort fra et signifikant bidrag til økt stivhet, noe som kan være veldig konservativt. Bruk av utfylte rammer kan være med på å øke kapasiteten mot horisontale laster, men det er svært viktig at det tas hensyn til disse under designprosessen for å unngå uønskede og negative virkninger.

På grunn av systemets komplekse natur og mange variabler er fortsatt konseptet ikke fullt ut forstått. Dette har ført til at mange designkoder ikke inneholder spesifikke analytiske modeller for hvordan slike systemer bør beregnes. I disse tilfellene må den ansvarlige selv velge hvordan et slikt system skal tas i betraktning, for eksempel ved FEM-analyser. Amato mfl. (Amato, Fossetti, Cavaleri, & Papia, 2009) peker på disse forskjellene i dagens designkoder, der Eurokode 8 gir ingeniøren full frihet til å velge beregningsmodell selv, mens FEMA 356 gir valget mellom FEM-analyser eller innføre en ekvivalent trykkdiagonal gjennom infill-materialet.

3.3 Historie og utvikling

Siden 50-tallet har det blitt utviklet mange analytiske modeller og flere praktiske forsøk har vært utført for å beskrive oppførselen til utfylte rammer. Utviklingen innen FEM-modellering i den senere tid har også blitt utnyttet til å beskrive systemet. Det vil si at det er i hovedsak to kategorier av beregningsmodeller som finnes:

- *Makromodell*: Dette er en forenklet modell som prøver å beskrive den globale effekten uten å ta hensyn til alle detaljer.
- *Mikromodell*: Denne modellen er mer kompleks og detaljert, og prøver å beskrive alle mulige bruddformer (FEM).

Makromodell

Den mest brukte makromodellen innebærer å innføre en ekvivalent trykkstav diagonalt gjennom infill-materialet med en viss bredde og samme mekaniske egenskaper som infill-materialet. Den utfylte rammen blir dermed sett på som et fagverk (Figur 3-4).

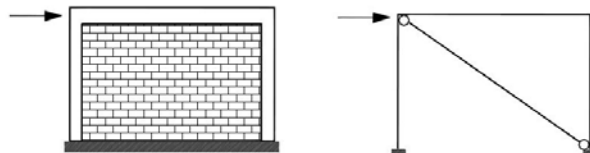


Figure 4. Actual and equivalent schemes of infilled single-bay single-storey frame.

Figur 3-4 En utfylt ramme modellert som et fagverk med en ekvivalent trykkdiagonal (Amato mfl., 2009)

Det kan også nevnes at det finnes andre makromodeller (ekvivalent ramme, plastisitetsteori) som Teeuwen nevner (Teeuwen, 2009), men disse beskrives ikke i detalj i denne oppgaven.

I følge César og Parsekian (César A. R. Madia & A. Parsekian, 2011) var det Polyakov som i 1956 først foreslo å bruke konseptet om en ekvivalent trykkdiagonal i utfylte rammer. Holmes videreutviklet denne ideen og kom fram til en beregningsmetode der trykkstaven ble antatt å ha en bredde som tilsvarte $1/3$ av diagonallengden (Figur 3-5) og samme tykkelse som infill-materialet (Holmes, 1961).

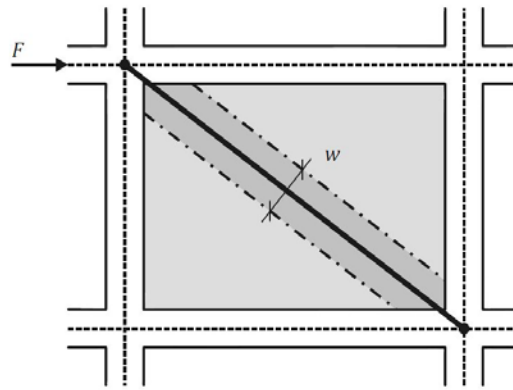


Figure 2-1: Equivalent diagonal strut analogy

Figur 3-5 Holmes foreslo at verdien w , (width), skulle settes til $1/3$ av diagonallengden Bilde: (Teeuwen, 2009)

Stafford Smith (Stafford Smith, 1966) knyttet den effektive bredden av trykkdiagonalen til kontaktlengden mellom ramme og infill-materiale, basert på teori for bjelker på elastiske opplegg. En videreføring av dette arbeidet ble utført av Stafford Smith (Stafford Smith, 1967a), (Stafford Smith, 1967b) og Stafford Smith og Carter (Stafford Smith & Carter, 1969). Den effektive bredden på trykkdiagonalen var i følge Stafford Smith og Carter avhengig av den relative stivheten mellom søylen i rammen og infill-materialet, geometrien på infill-materialet, spenning/tøyning forhold i infill-materialet og verdien på den diagonalen kraften som virker på infill-materialet. De produserte flere diagrammer som kunne brukes til å bestemme kapasiteten til infill-materialet på bakgrunn av de nevnte variabler.

Andre måter å bestemme bredden på den ekvivalente trykkdiagonalen har blitt forslått, blant annet av Mainstone (Mainstone, 1971). FEMA (Federal Emergency Management Agency) gir retningslinjer for hvordan ta hensyn til utfylte rammer basert på Mainstones arbeid (FEMA 273, 1997), (FEMA 306, 1998), (FEMA 356, 2000).

Det har også blitt utarbeidet oppdaterte beregningsprosedyrer som tar hensyn til flere variabler. Påvirkningen av vertikale laster og tøyingsforhold (Poisson) for bestemmelse av bredden på trykkdiagonalen har blitt undersøkt av Amato mfl. (Amato mfl., 2009). Resultatet var en større bredde på trykkdiagonalen enn tidligere (Mainstone) og følgelig større kapasitet (Figur 3-6).

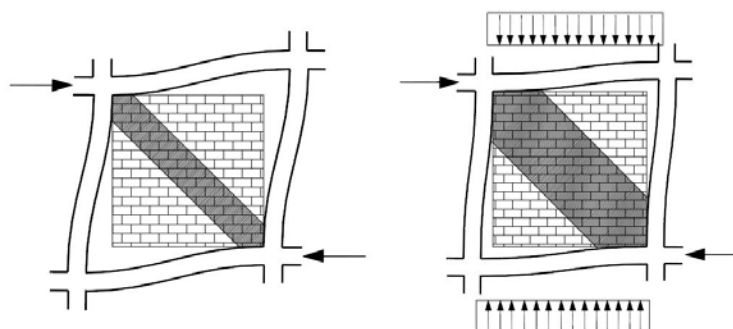


Figure 3. Influence of vertical load on effectiveness of infill.

Figur 3-6 Effekten av vertikale laster gir en større bredde på trykkdiagonalen (Amato mfl., 2009)

For å beskrive rammen og infill-materialet på en mer nøyaktig måte har det blitt foreslått å modellere systemet med flere trykkdiagonaler. Flere trykkstaver i ulike posisjoner gir en mulighet til å ta hensyn til momenter og skjærkrefter som oppstår

i rammen. For eksempel foreslo El-Dakhkhni, Elgaaly og Hamid (El-Dakhkhni, Elgaaly, & Hamid, 2003) å modellere systemet med tre trykkdiagonaler (Figur 3-7).

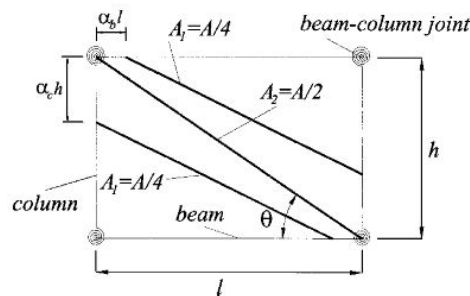


Fig. 6. Proposed concrete masonry-infilled steel frame model

Figur 3-7 Modell med tre trykkdiagonaler (El-Dakhkhni mfl., 2003)

Mikromodell

Mikromodeller er basert på FEM-analyser og gir mulighet til svært detaljert modellering. Utviklingen innen FEM har gjort store fremskritt de siste tiårene og gitt ingeniører et verktøy for å analysere komplekse problemer. Følgelig har mange brukt denne teknikken for å evaluere oppførselen til utfylte rammer. I følge Asteris (Asteris, 2008) var det Mallick og Severn som i 1967 først foreslo å bruke FEM-analyse for å beskrive utfylte rammer. De ville blant annet oppnå en bedre modellering av kontaktforholdene mellom ramme og infill-materialet.

Stafford Smith og Riddington (Stafford Smith & Riddington, 1977) utførte analyser av elastiske spenninger i utfylte rammer. De inkluderte muligheten for separasjon mellom ramme og infill-materiale og tilhørende redusert friksjon i resten av kontaktlengden. Formler ble utarbeidet som beskrev skjærspenninger, diagonale strekkspenninger og vertikale trykkspenninger i midten av infill-materialet. I tillegg ble størrelsen på bøyemomentet i rammen utarbeidet fra analysene. På bakgrunn av disse analysene utarbeidet de formler og retningslinjer for design av stållammer utfylt med murverk (Stafford Smith & Riddington, 1978).

Modelleringen ved FEM-analyser har stadig blitt mer avansert. Utviklingen fortsetter enda og målet er å beskrive systemet bedre, et eksempel er arbeid av Asteris (Asteris, 2008). Man har også siden 80-tallet tatt i bruk ikke-lineære FEM-analyser for å beskrive hele hendelsesforløpet til en belastet utfylt ramme.

Marjani og Ersoy (Marjani & Ersoy, 2002) undersøkte utfylte rammer utsatt for syklisk belastning ved hjelp av både makro- og mikromodeller. De kom fram til at mikromodellene (lineær, ikke-lineær) generelt gav bedre resultater så lenge elastisitetmodulen til infill-materialet ble fastsatt riktig.

Mikromodellering har også blitt brukt til å forbedre gjeldende makromodeller. Doudoumis (Doudoumis, 2008) utførte en parameterstudie ved hjelp av FEM-analyser i stedet for tradisjonelle fysiske tester og kom fram til resultater som gjorde makromodellen mer realistisk.

3.4 Analyse og beregningsmetoder

Når en utfylt ramme utsettes for økende belastning vil ramme og infill-materiale gradvis separere. Dette fører til at det dannes en trykkdiagonal, der kontaktlengden mellom ramme og infill-materialet vil variere med påført belastning (Figur 3-8). Kapasiteten til trykkdiagonalen vil blant annet være avhengig av denne kontaktlengden mellom ramme og infill-materiale. Ved tilstrekkelig belastning er det mange ulike måter brudd eller kollaps kan oppstå. Variabler i rammen og infill-materiale, geometri osv. vil avgjøre hvordan systemet vil oppføre seg fram til svikt.

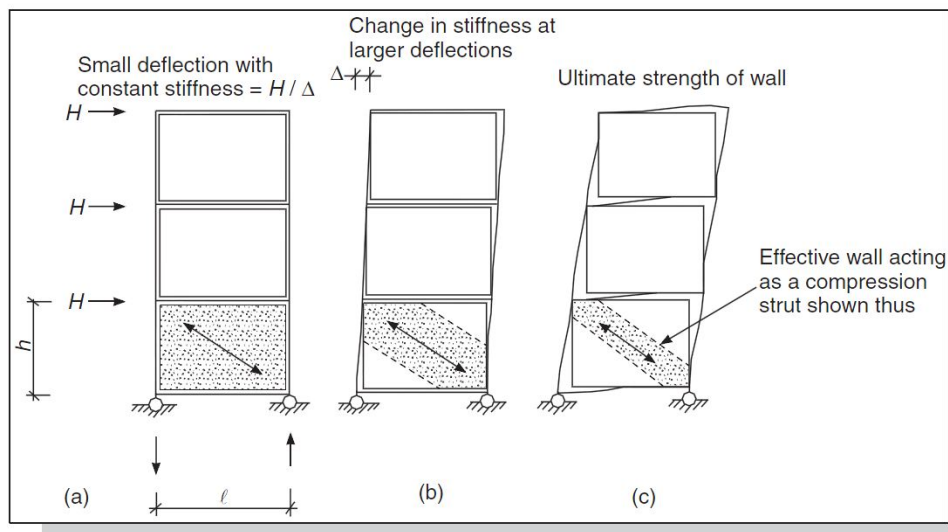


Figure 6.29: Load vs sway mechanism in infill walls.

Figur 3-8 Systemoppførsel under økende belastning (Elliott, 2002)

Som nevnt tidligere er dette et komplekst system der kapasitetsberegninger er utfordrende. De forskjellige teoriene om en ekvivalent trykkdiagonal har generelt handlet om å bestemme bredden av trykkdiagonalen og dermed også infillmaterialets bidrag til den økte stivheten. Noen fremgangsmåter krever avanserte utregninger for denne verdien, mens andre forenkler hele systemet og det antas en tilstrekkelig konservativ verdi.

Stafford Smith og Carter (1969)

Her følger noen hovedpunkter fra Stafford Smith og Carters (Stafford Smith & Carter, 1969) artikkel om analyse av utfylte rammer. Artikkelen er basert på nytt og gammelt stoff fra forfatterne og danner mye av det generelle grunnlaget for analyse av utfylte rammer.

Generelt

Ramme og infill-materiale er ikke integrert, det vil si når last påføres vil infill-materialet gradvis separere fra rammen. Dermed vil en trykkdiagonal dannes og systemet kan modelleres som et fagverk. Generelt vil infill-materialet svikte dersom rammen er sterk nok, og motsatt vil rammen kunne svikte dersom infill-materialet er sterkere.

Stivhet og styrke til en utfylt ramme er blant annet avhengig av kontaktlengden mellom ramme og infill-materialet som er omtrentlig gitt ved:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h}$$

Der λh er en dimensjonsløs parameter som beskriver den relative stivheten mellom ramme og infill-materialet (h er høyden av søylen mellom bjelkenes senterlinje i rammen).

λ er gitt ved:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_t t \sin(2\theta)}{4EIh'}}$$

Der E_t , t og h' er Youngs modulus, tykkelse og høyden på infill-materialet respektivt. E og I er Youngs modulus og annet arealmoment av søylen, θ er trykkdiagonalens vinkel.

Forsøk har vist at bjelkens stivhet har lite å si for oppførselen til systemet og kan derfor neglisjeres.

Stivhet

Elastisitetsmodulen til betong minker ved økende spenning. Dette reduserer den diagonale stivheten til infill-materialet og det er derfor viktig å bruke en modifisert verdi for elastisitetsmodulen der hvor spenningen vurderes. Generelt vil spenningene være størst ved hjørnene.

Følgelig vil den effektive bredden av trykkdiagonalen ikke være konstant, men minke ved økende belastning. Brudd vil skje når spenningen i infill-materialet (hjørnene) overstiger betongens trykkfasthet.

Den effektive bredden av trykkdiagonalen avhenger av:

- Kontaktlengde (relativ stivhet) mellom ramme og infill-materialet
- Ramme/infill-materialets geometri
- Spenning/tøyningsforhold i infill-materialet
- Verdien av den diagonale lasten i forhold til den diagonale trykkbruddlasten

Ved bruk av flere like rammer i høyderetningen utsatt for horisontale laster, vil spenningene i infill-materialet være mindre jo høyere opp i bygningen. Følgelig vil den effektive bredden av trykkdiagonalen øke for hver etasje.

I forhold til en ramme uten infill-material vil bøyemomentene være mye mindre i en utfylt ramme. Derfor kan man neglisjere disse momentene og kun ta hensyn til de direkte kreftene i rammen og trykkdiagonalen. I tillegg vil utregningen av den horisontale stivheten bli mye enklere.

Styrke

For å finne systemets kapasitet må den svakeste bruddformen mellom ramme og infill-materiale bestemmes.

Ramme:

Selve rammen kan bli utsatt for strekkbrudd i søylen (nærmest lasten), skjærbrudd i søyler og bjelker og deres knutepunkter. Kraftene finnes ved å analysere systemet som et leddet fagverk (dvs. uten momenter) og deretter sammenligne krefter og kapasiteter.

Betong-infill:

Et infill-materiale av betong vil kunne svikte ved en av eller begge disse alternativene:

- Oppsprekking langs den belastede diagonalen på grunn av strekk.
- Hjørneknusing ved enden av trykkdiagonalen, eller knusing av et større område inn mot midten (krever en meget stiv ramme)

Murverk-infill:

I et infill-materiale av murverk (tegl, betong) kan følgende bruddformer oppstå:

- Oppsprekking på grunn av skjær langs overflaten mellom mørtel og murstein
- Oppsprekking på grunn av strekk gjennom mørtel og murstein
- Lokal knusing av murstein eller mørtel i et av hjørnene av trykkdiagonalen

Bruddformene har mye til felles med betong-infill, men den første bruddformen er særegen for murverk.

Felles for både betong og murverk er at selv om oppsprekking begynner vil man som regel fortsatt kunne øke lasten før full kollaps, men i praksis vil denne oppsprekkingen bli definert som brudd.

Stafford Smith og Carter gir retningslinjer for hvordan man beregner styrke og stivhet hovedsakelig basert på flere diagrammer de har utarbeidet.

FEMA

FEMA 306 (FEMA 306, 1998) har et eget kapittel om utfylte rammer og beskriver i detalj om egenskaper ved systemet. Ved forenklet beregning bruker også FEMA 306 en ekvivalent trykkdiagonal. Formelen for bredden av den ekvivalente trykkdiagonalen, w , er basert på arbeid av Mainstone (1971) og Mainstone og Weeks (1970) og er gitt ved:

$$w = 0,175(\lambda h)^{-0,4}d$$

Der λ er gitt som før:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_t t \sin(2\theta)}{4EIh'}}$$

h er høyden av søylen mellom bjelkenes senterlinje og d er lengden av den ekvivalente trykkdiagonalen.

Forenklete metoder

På slutten i sin artikkel nevner Mainstone (Mainstone, 1971) en alternativ og forenklet metode for å bestemme bredden av den ekvivalente trykkdiagonalen. Mainstone foreslår å anta en konservativ verdi uavhengig av den relative stivheten mellom ramme og infill-material (λh), som også var konseptet Holmes (Holmes, 1961) baserte seg på. Til forskjell fra Holmes foreslo Mainstone en mye lavere og mer konservativ verdi på bredden av trykkdiagonalen.

Mainstone (1971):

$$w = \frac{1}{10}d$$

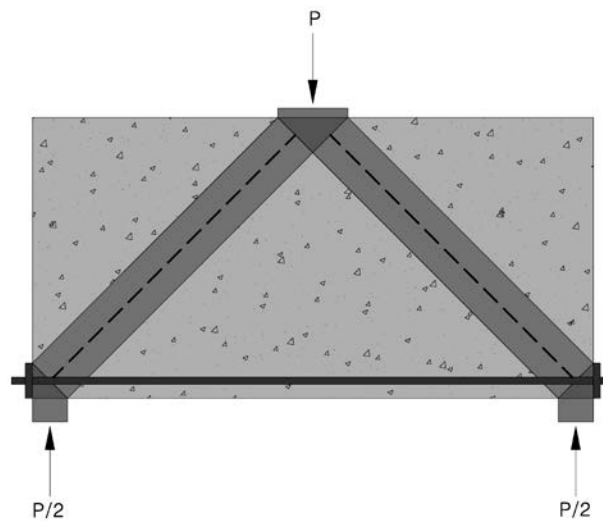
Holmes (1961):

$$w = \frac{1}{3}d$$

I læreboken til Elliott (Elliott, 2002) brukes bredden foreslått av Mainstone (Mainstone, 1971) ved utregning av utfylte rammer med betongelementer. Ved utregning av rammer utfylt med murverk blir diagrammene utarbeidet av Stafford Smith og Carter (Stafford Smith & Carter, 1969) brukt.

(Andre generelle kilder brukt i dette avsnittet: (World Housing Encyclopedia, 2006))

4 Fagverksmetoden (strut-and-tie)



4.1	Generelt	36
4.2	D og B regioner	37
4.3	Komponenter	40
4.4	Analyse.....	45
4.5	Historie og utvikling.....	48

4.1 Generelt

Strut-and-tie metoden er en forenklet framgangsmåte for å beregne spesielle soner i betongkonstruksjoner (Figur 4-1). Disse sonene har ofte blitt designet basert på tommelfingerregler og tidligere erfaringer. Strut-and-tie metoden gir derimot mulighet for en mer rasjonell og forent framgangsmåte for beregninger av disse områdene.

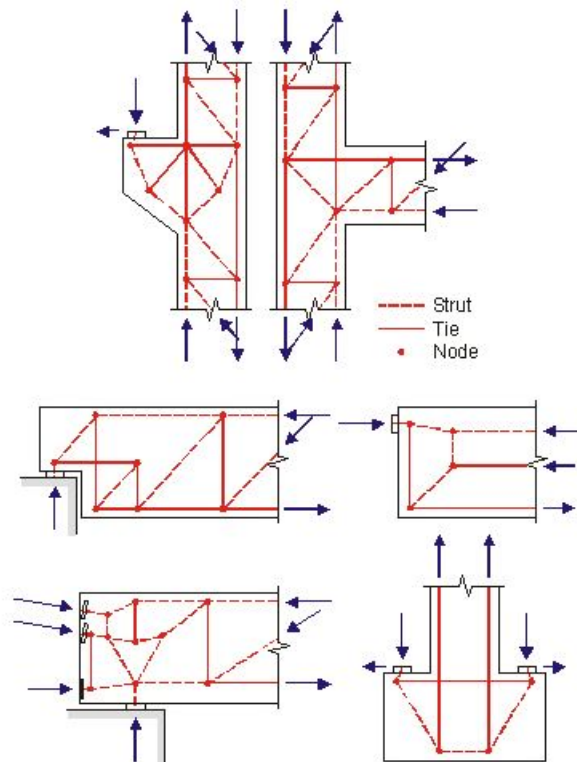
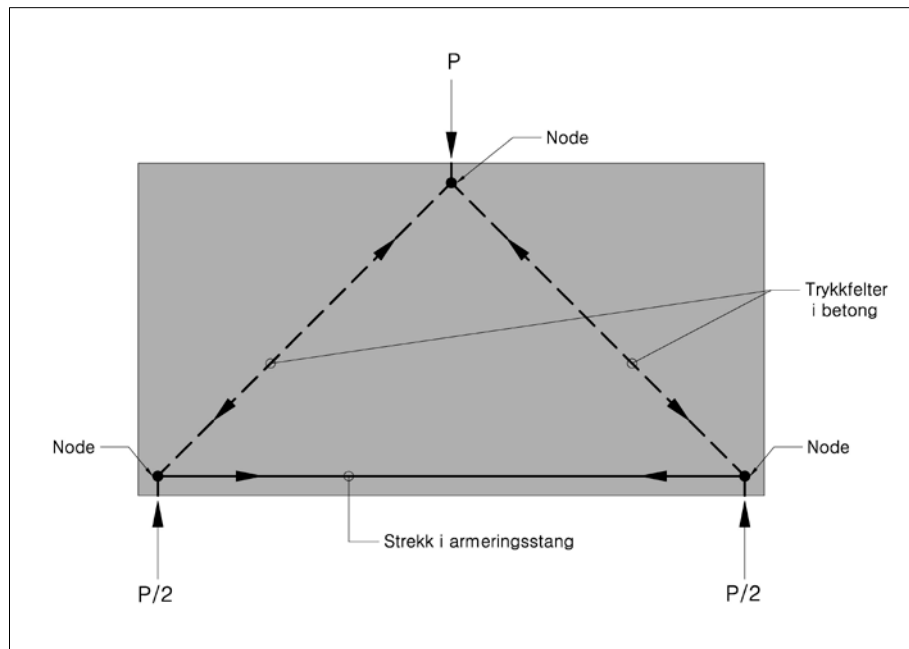


Figure 3 Examples of Strut-and-Tie Models for Common Structural Concrete Members

Figur 4-1 Eksempler på bruk av fagverksanalogi i betongkonstruksjoner (Tjhin, 2005)

Komplekse spennings situasjoner blir erstattet av en fagverksmodell bestående av struts (trykkstaver) som representerer trykkfeltet av betong og ties (strekkestaver) som representerer armering av stål (Figur 4-2). På den måten utnyttes betongens trykkapasitet i trykkstavene, og armeringsstålets strekkapasitet i strekkestavene. Stavene antas å være utsatt for én-akset spenning og møtes i noder (forbindelser).

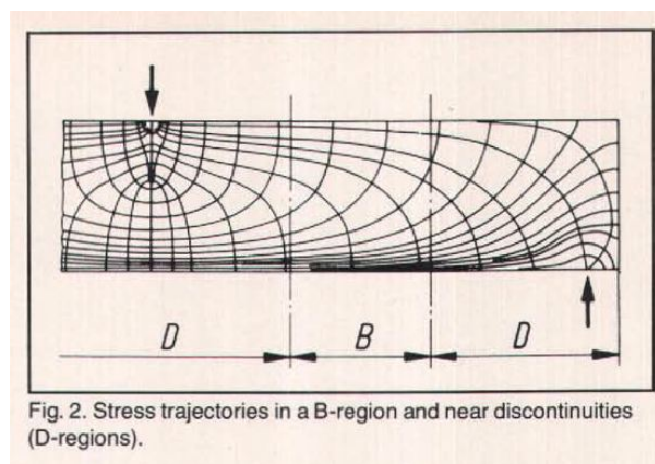


Figur 4-2 Klassisk eksempel på modellering ved bruk av strut-and-tie metoden

Når man har etablert et passende fagverk kan man ved hjelp av de påførte lastene regne ut kreftene i stavene ved vanlig fagverksanalyse. Deretter velges dimensjoner på strekkstaver, trykkstaver og noder, og kapasitetene sjekkes opp mot de aktuelle stavkreftene. Prosessen kan typisk kreve noen iterasjoner for å oppnå tilstrekkelig kapasitet.

4.2 D og B regioner

Metoden med fagverksanalogi kommer best til nytte ved beregninger av soner i betongen med store skjærkrefter og spenningsvariasjoner, kalt D-regioner (disturbed/discontinuity regions, D-regions) (Figur 4-3). Slike soner finnes for eksempel ved opplegg, utsparinger, konsentrerte laster, konsoller og i dype bjelker. I disse områdene vil det være en ikke-lineær tøyingsfordeling slik at Bernoullis hypotese som sier at plane tverrsnitt forblir plane ved bøyning, ikke gjelder. Følgelig kan ikke beregningsmetoder basert på denne hypotesen brukes her.



Figur 4-3 Spenningsfordeling og oppdeling av B- og D regioner (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987)

I følge St. Venants prinsipp vil effekten av konsentrerte laster gradvis jevnes ut jo lenger avstanden er fra den påførte lasten (Figur 4-4). Utstrekningen av D-regionene antas derfor å være lik høyden av tverrsnittet (Figur 4-5). Sonene der Bernoullis hypotese igjen er gjeldende kalles B-regioner (Bernoulli/beam, B-regions) og beregnes etter vanlig bjelketeori (urisset eller risset tverrsnitt).

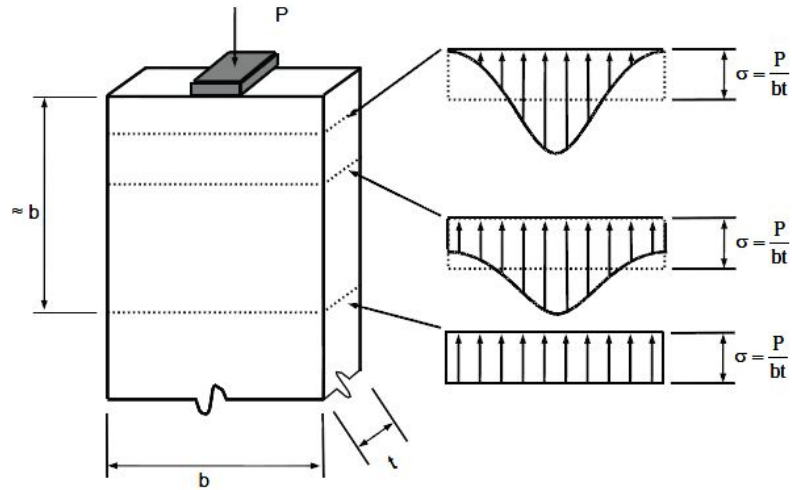
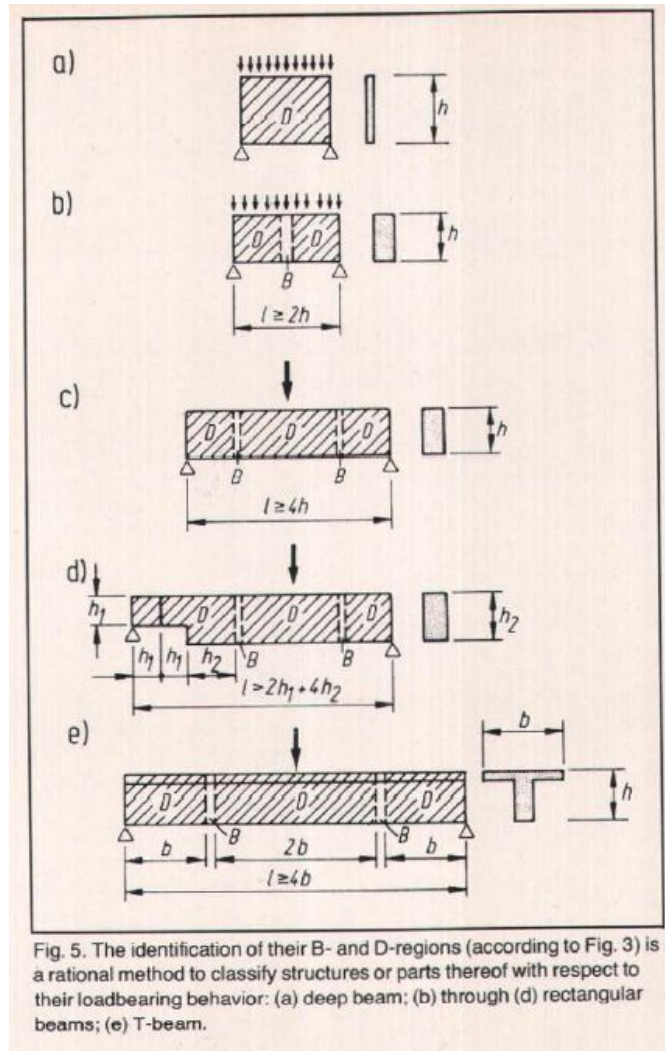


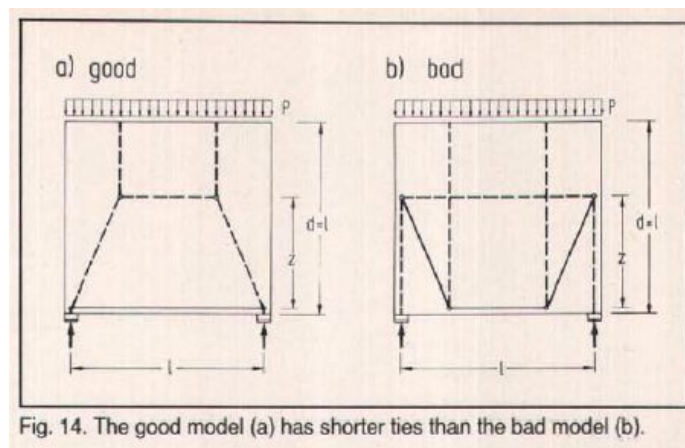
Figure 2-15: St. Venant's principle

Figur 4-4 St. Venants prinsipp (Brown mfl., 2006)



Figur 4-5 Fordeling av B- og D soner i bjelker (Schlaich mfl., 1987)

I motsetning til beregning av B-regioner, vil fagverksmetoden potensielt ha mange mulige oppsett og løsninger til et gitt problem. Det er derfor viktig med erfaring og riktig dømmekraft for å oppnå den beste løsningen. I følge Schlaich og Schäfer (Schlaich & Schäfer, 1991) er det det oppsettet som gir minst og korteste strekkstaver (armering) som er best (Figur 4-6).



Figur 4-6 Eksempel på en god og en dårlig løsning (Schlaich mfl., 1987)

4.3 Komponenter

Som nevnt blir fagverksmodellen modellert av trykkstaver, strekkstaver og noder (Figur 4-7) bestående av betong og armeringsstål (Tabell 4-1).

Trykkstav	Trykk	Betong
Strekkstav	Strekk	Armering
Node	Forbindelse	Betong

Tabell 4-1 Komponenter i fagverksmodellen (fra (Fu & E, 2001))

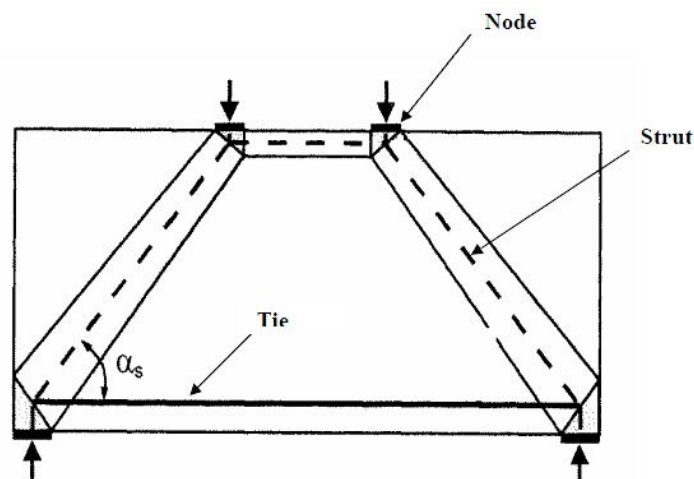


Figure 1-1: Illustration of the different components of a strut-and-tie model using a deep beam.

Figur 4-7 Forskjellige komponenter i en fagverksmodell (T. Martin & H. Sanders, 2007)

i. Trykkstaver

Trykkstavens hovedoppgave er å motstå moment ved å ta opp trykk i fagverksmodellen og å overføre skjær til oppleggene ved hjelp av diagonale trykkstaver. Trykkstaven kan sees på som resultatanten til det tilhørende spenningsfeltet mellom nodene i modellen.

Det er i hovedsak tre forskjellige geometriske former på trykkstaver. Disse formene er avhengig av hvordan kreftene fordeler seg og eventuelle armeringsdetaljer (T. Martin & H. Sanders, 2007).

a. Vifteform

En vifteformet trykkstav oppstår når spenninger overføres fra et stort areal til et mindre areal. Kurvaturen er neglisjerbar og derfor vil det ikke oppstå tverrspanninger (Figur 4-8/9)

b. Flaskeform

Når de geometriske endeforholdene til en trykkstav er definert mens det resterende området ikke er knyttet spesielt til trykkstaven, vil det oppstå en flaskeform. Her vil det utvikles tverrspanninger med trykk i flaskehalsen og strekk (på tvers) lenger unna. Denne formen kan igjen deles opp i en mindre modell som tar hensyn til disse effektene (Figur 4-9). Tverrspanningene kan føre til langsgående sprekker, det kan derfor være nødvendig å plassere ekstra rissarmering i disse områdene (Figur 4-8/9).

c. Prismeform

Den enkleste formen på en trykkstav er prismeformet og har et konstant tverrsnitt. Denne formen er vanlig i B-regioner i trykksonen (Figur 4-8/9).

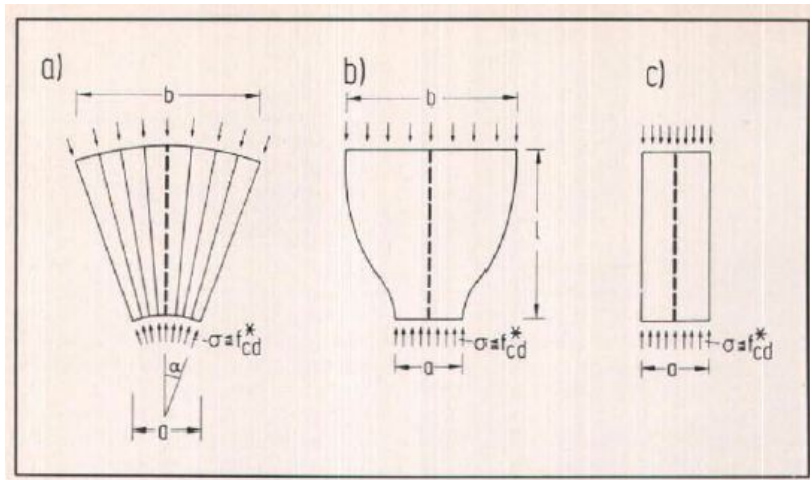


Fig. 20. The basic compression fields: (a) the "fan"; (b) the "bottle"; (c) the "prism".

Figur 4-8 Tre grunnleggende trykkformer (Schlaich mfl., 1987)

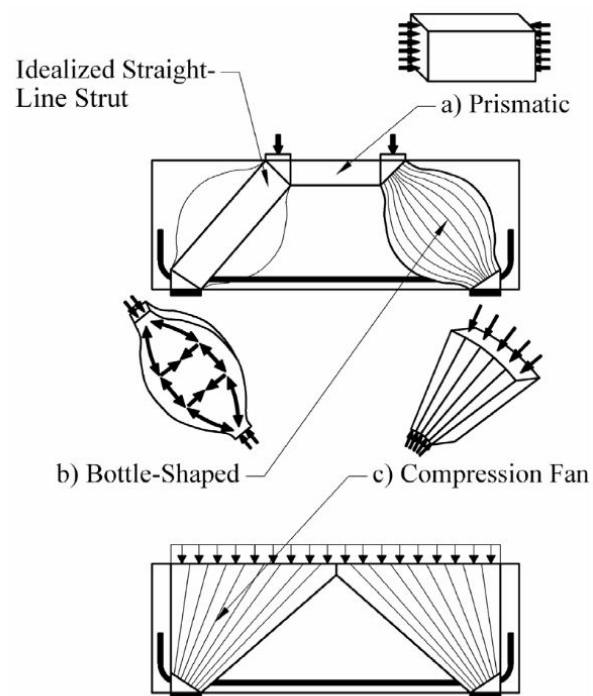


Figure 1-2: Geometric shapes of struts.

Figur 4-9 Forskjellige trykkformer i høye bjelker (T. Martin & H. Sanders, 2007)

Generelt er kapasiteten til en trykkstav avhengig trykkstavens areal og betongens trykkkapasitet.

Trykkapasiteten til betongen ganges med en reduksjonsfaktor som tar hensyn til forhold som kan svekke kapasiteten, som for eksempel spenningstilstanden (fler-akset) og påvirkninger fra sprekker og armering (Schlaich & Schäfer, 1991). Reduksjonsfaktoren er derfor ofte avhengig av hva slags geometrisk form trykkstaven har. AASHTO (AASHTO, 2007) tar hensyn til stavens orientering (vinkel) ved beregning av dens reduksjonsfaktor, en lav vinkel vil føre til redusert kapasitet.

Trykkstavens areal er blant annet avhengig av armeringens plassering/fordeling og dens forankring ved nodene (Figur 4-10). I tillegg vil størrelsen på oppleggsflater og tilgjengelig betongareal spille inn.

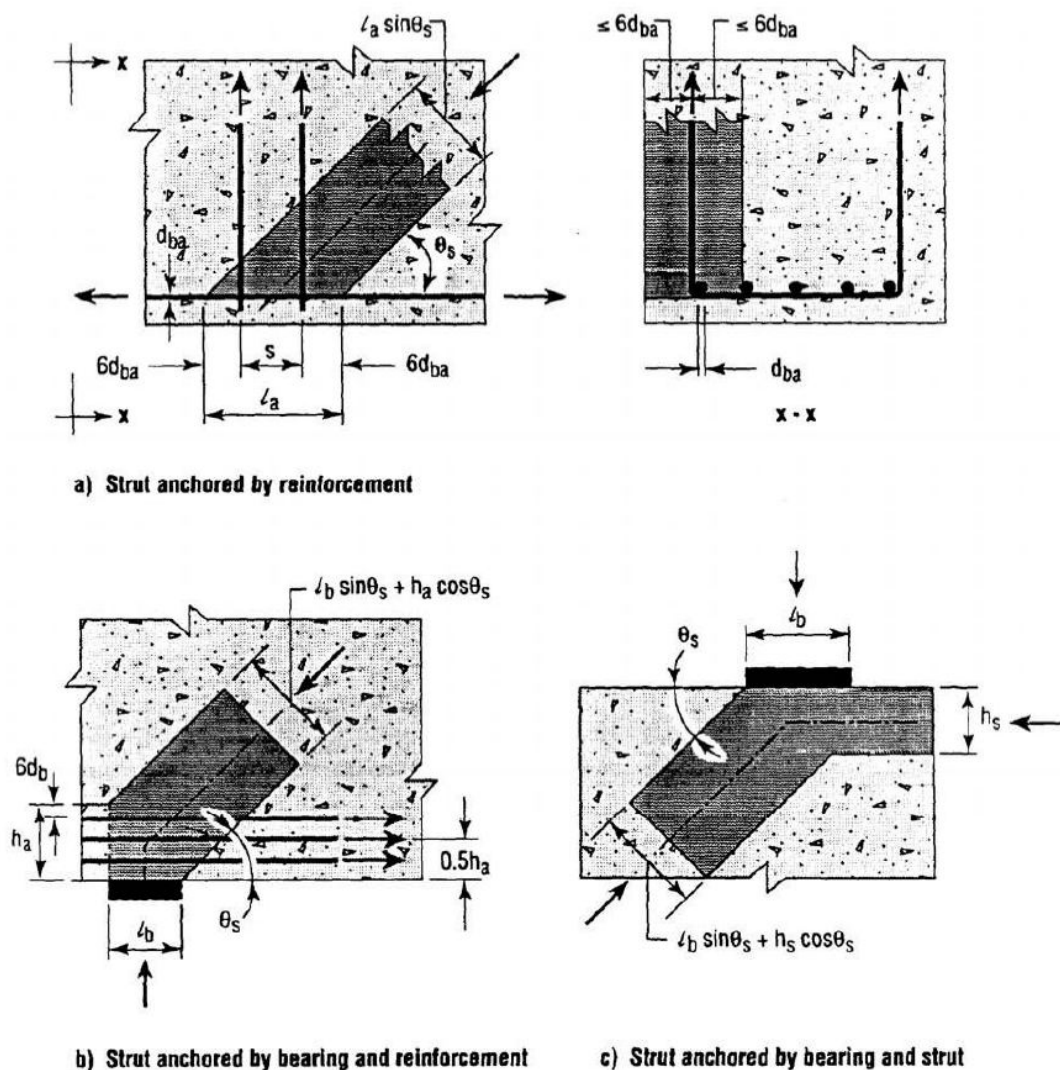


Figure 5.6.3.3.2-1 Influence of Anchorage Conditions on Effective Cross-Sectional Area of Strut.

Figur 4-10 Effektive areal på trykkstaven ved forskjellige noder (AASHTO, 2007)

ii. Strekkstaver

Som tidligere nevnt består strekkstavene av armeringsstål (slakk eller oppspent), betongens strekkapasitet blir vanligvis neglisjert. I motsetning til trykkstavens utstrakte spenningsfelt, representerer strekkstaven et én-dimensjonalt element. Kapasiteten til strekkstavene blir bestemt av tverrsnittsarealet og materialets flytegrense. Det er viktig at strekkstavene blir tilstrekkelig forankret slik at flytegrensen kan oppnås, og sprø forankringsbrudd unngås.

I tillegg til horisontal- og vertikalarmering (bøyler) blir det i noen tilfeller også tilleggsarmert (for eksempel nett) for å unngå riss og sprekker (crack control reinforcement).

iii. Noder

Trykkstaver og strekkstaver møtes i noder, og her vil blant annet de eksterne kreftene påføres. Her vil kreftene i konstruksjonen forandre retning og det er derfor viktig å vie disse områdene oppmerksomhet. Utformingen av nodene har betydning for styrken til trykk- og strekkstavene som er forankret til dem, da nodedetaljene påvirker flyten av kreftene i konstruksjonen (Schlaich mfl., 1987).

Som for trykkstaver er kapasiteten til en node basert på betongens trykkapasitet og en reduksjonsfaktor.

Reduksjonsfaktoren er avhengig av nodetypen, som beskriver hvordan trykk- og strekkstavene er koblet og som dermed bestemmer den aktuelle spenningstilstanden.

Det er hovedsakelig fire nodetyper som brukes (Figur 4-11):

- CCC: Kun trykkstaver
- CCT: To trykkstaver og en strekkstav
- CTT: En trykkstav og to strekkstaver
- TTT: Kun strekkstaver

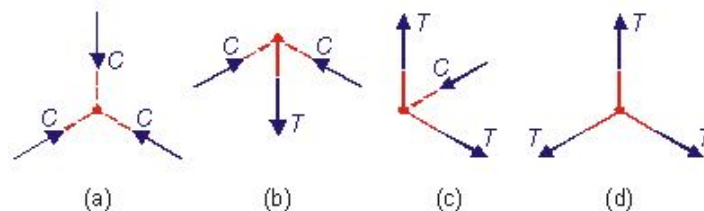


Figure 5 Basic Type of Nodes: (a) CCC (b) CCT (c) CTT (d) TTT

Figur 4-11 Forskjellige nodetyper (Tjhin, 2005)

Normalt vil betongens trykkspenning reduseres i nodene, men i noen tilfeller (CCC-noder) kan betongens trykkapasitet økes på grunn av de 2/3-dimensjonale trykkspenningene som oppstår her (Schlaich & Schäfer, 1991).

I følge Schlaich og Schäfer (Schlaich & Schäfer, 1991) er det i tillegg forskjell på kontinuerlige noder (smeared/continuous) og konsentrerte noder (singular), da noder modellert som et punkt ofte ikke stemmer helt med virkeligheten. Kontinuerlige noder finnes der hvor store spenningsfelter møtes i betongen eller i områder med tett fordelt armering (Figur 4-12). I begge disse tilfellene vil retningsforandringen til kreftene bli fordelt over en viss lengde. I konsentrerte noder foregår retningsforandringen over en mye mindre avstand og nær det teoretiske nodepunktet (Figur 4-12). Slike noder finnes for eksempel ved konsentrerte laster, opplegg, armeringsforankring og andre steder med spenningskonsentrasjoner. De kontinuerlige nodene er ikke ansett som kritiske, men de konsentrerte nodene må utformes nøye blant annet for å unngå sprekker. Dette gjøres ved å påse at vinkelen mellom trykk- og strekkstaven ikke blir for liten, slik at elastisitetsteorien følges gjennom modelleringsprosessen.

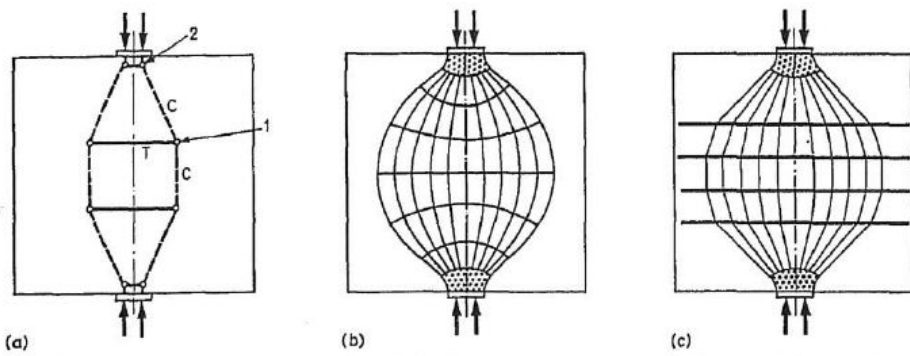


Fig 9. 'Smeared nodes' 1 and 'singular nodes' 2 in a D-region; (a) model, (b) and (c) stress fields and node regions

Figur 4-12 Forskjellige nodetyper (Schlaich & Schäfer, 1991)

Nodene kan modelleres hydrostatisk, det vil si at spenningene står vinkelrett på nodeoverflaten og har samme størrelse (Figur 4-13). I motsatt tilfelle modelleres nodene ikke-hydrostatisk, der spenningene har ulik verdi på nodeoverflatene, noe som medfører skjærspenninger (Figur 4-13). Hvilken fremgangsmåte som velges må vurderes i hvert enkelt tilfelle. I følge Schlaich og Schäfer (Schlaich mfl., 1987) er det imidlertid tilstrekkelig at spenningsforholdet mellom nodeoverflatene kan være så lavt som 0,5.

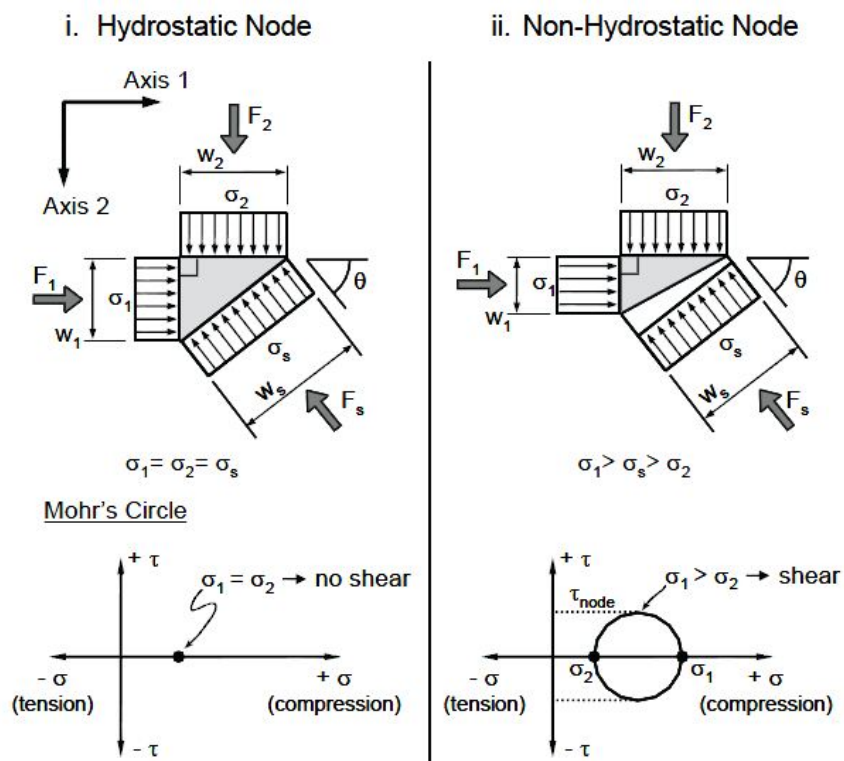


Figure 2-4: Mechanics of hydrostatic and non-hydrostatic nodes (Thompson 2002)

Figur 4-13 Hydrostatiske og ikke-hydrostatiske noder (Brown mfl., 2006)

4.4 Analyse

Strut-and-tie metoden innebærer design etter det nedre grenseteoremet ved plastisitetsteori. Siden betong har en lav kapasitet ved plastisk deformasjon er det derfor viktig å påse at trykkbrudd ikke skjer før flytegrensen i armeringen er nådd. Dette vil sikre en tilstrekkelig duktil konstruksjon.

Normalt vil derfor strekk- og trykkstavene orienteres etter hvordan kreftene fordeler seg i konstruksjonen basert på elastisitetsteori. Som regel plasseres da trykkstavene parallelt med retningen til første rissutvikling. En fordel med en fagverksmodell basert på elastisitetsteori er at modellen både kan brukes ved sjekk av brukstilstand og bruddtilstand, dog blir noe bruddkapasitet neglisjert i dette tilfellet som kunne ha blitt oppnådd ved bruk av ren plastisitetsteori (Schlaich & Schäfer, 1991).

Fagverksmodeller utvikles generelt ved to fremgangsmåter (Schlaich & Schäfer, 1991):

- Lastvei-metoden (load path method)
Spenningsfeltene ved grensen av D-regionen deles opp i kraftresultanter slik at kreftene på motsatt side er av samme størrelse. Deretter blir flyten av krefter skissert jevnt gjennom konstruksjonen og erstattet av rette linjer. Strekk- og trykkstaver blir lagt til for likevekt i tverretningen (Figur 4-14)
- Spenningstrajektorier
Ved hjelp av FEM-analyser blir elastiske spenninger og retningene til hovedspenningene bestemt. Trykkstaver blir for eksempel plassert i retningen til hovedtrykkspenningene (ved opplegg), og strekk- og trykkstaver i tverretningen plasseres som resultanter i spenningsdiagrammenes tyngdepunkter (Figur 4-15)

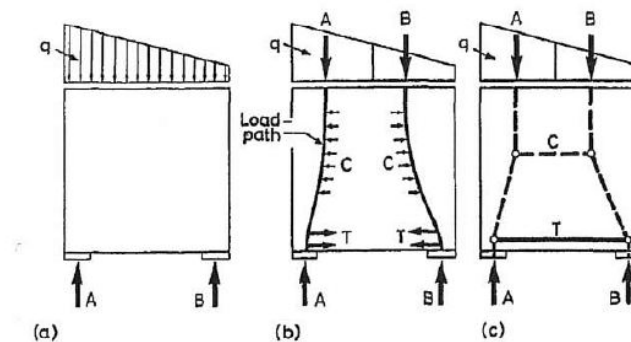


Fig 2. The load path method: (a) the structure and its loads; (b) the load paths through the structure; (c) the corresponding strut-and-tie model

Figur 4-14 Modellering ved lastvei- metoden (Schlaich & Schäfer, 1991)

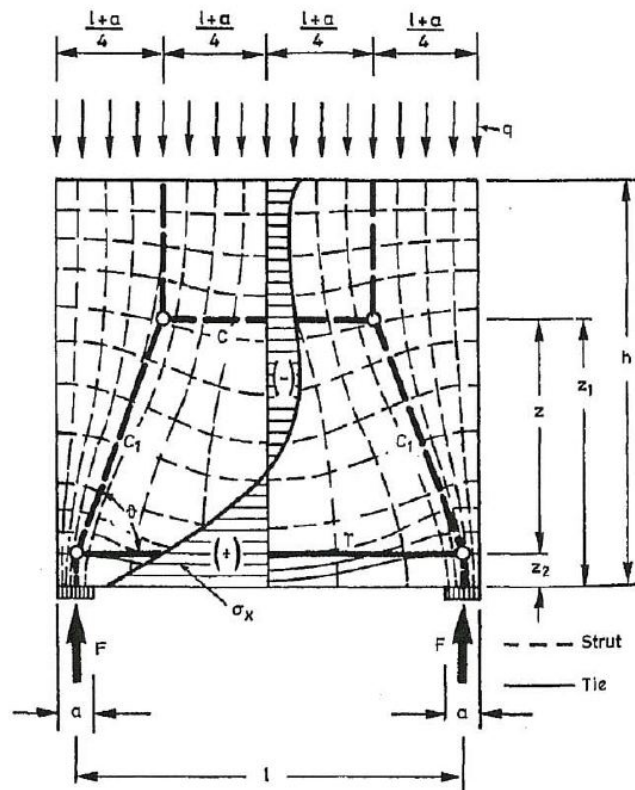


Fig 4. Elastic stress trajectories, distribution of elastic stresses, and corresponding strut-and-tie model

Figur 4-15 Modellering ved bruk av spenningstrajektorier (Schlaich & Schäfer, 1991)

Fremgangsmåte

Når man bruker strut-and-tie metoden er det som regel en fast rutine som følges når konstruksjoner skal modelleres og beregnes (Figur 4-16). Her følger en «oppskrift» som angir rekkefølgen og beskriver de ulike punktene ved utvikling av en fagverksmodell (Brown mfl., 2006)(T. Martin & H. Sanders, 2007)

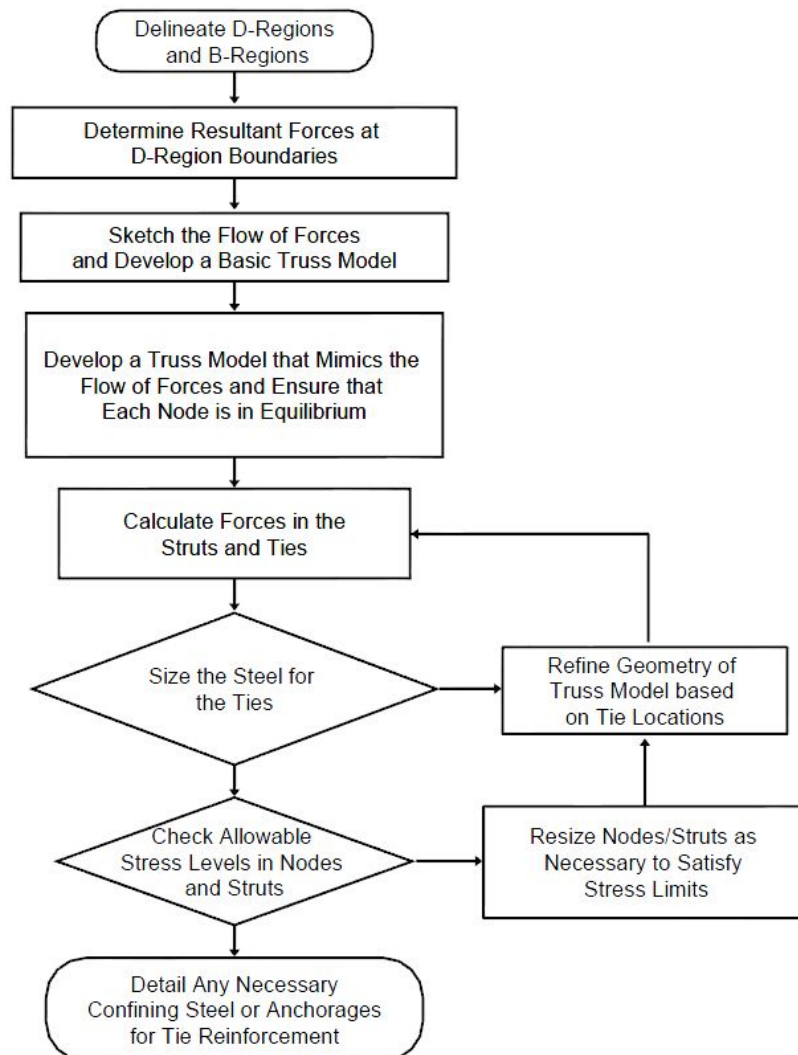


Figure 2-14: Flowchart for STM process

Figur 4-16 Steg i utviklingen av en strut-and-tie modell (Brown mfl., 2006)

1. *Bestemmelse av D/B-regioner*

Det første steget er å lokalisere D-regionene og deres utbredelse. Som nevnt tidligere finnes disse enten ved konsentrerte laster/opplegg eller ved lokale geometriske forandringer. Utbredelsen er antatt å være like stor som tverrsnittets høyde (St. Venants prinsipp), B-regionen starter der D-regionen slutter.

2. *Krefter ved grensen til D-regionen*

Ved analyse av B-regionen bestemmes moment-, skjær- og aksialkrefter ved overgangen til D-regionen, krefter direkte på D-regionen tas også med. Basert på kreftene bestemmes deretter tilhørende spenninger. Spenningsfordelingen ved overgangen mellom D/B-regionene blir så erstattet med ekvivalente punkt laster. Likevekt på grensen mellom D/B-regionene ivaretas av riktig bestemmelse av plassering og verdi på kreftene (på grensen).

3. *Skissere flyten av krefter*

Ved hjelp av de ekvivalente punktlastene på grensen mellom D/B-regionene antas det hvordan kreftene strømmer gjennom D-regionen (Figur 4-14). I de fleste tilfeller kan dette enkelt visualiseres og tegnes opp for hånd. Alternativt kan FEM-analyser brukes i komplekse tilfeller (Figur 4-15).

4. *Fagverksmodell*

Med utgangspunkt i forrige steg kan en passende fagverksmodell utarbeides. Man må påse at nodene i modellen er i likevekt, i tillegg bør ikke trykk- og strekkstaver møtes i lave vinkler (trykkapasiteten reduseres ved små vinkler).

Som nevnt tidligere er det mange mulige fagverksmodeller som kan oppfylle likevekt, det er derfor viktig å vurdere nøye hver enkelt modell. I tillegg er det en fordel om modellen utformes som statisk bestemt (Brown mfl., 2006), da det kan være vanskelig å bestemme riktig stivhet til stavene (som trengs for kraftberegninger av en statisk ubestemt konstruksjon).

5. *Krefter i trykk- og strekkstaver*

Med en definert fagverksmodell beregnes kreftene i trykk- og strekkstavene. Dette gjøres best med et dataprogram da man ofte må gjøre forandringer på fagverksmodellen gjennom designprosessen.

6. *Armering i strekkstaver*

Strekkstavens armering bestemmes på bakgrunn på stålets flytegrense og dets materialfaktor. Armeringen sentreres i henhold til strekkstaven i fagverksmodellen. Hvis armeringen ikke får plass der hvor den er tiltenkt, må fagverksmodellen modifiseres og kraftberegninger gjøres på nytt.

7. *Spenningssjekk i trykkstaver og noder*

Spenningen i trykkstaver og noder sammenlignes med aktuelle kapasiteter. Som nevnt tidligere blir kapasiteten bestemt på forskjellige måter i standarder og designkoder. For å beregne spenningen i noder og trykkstaver må utformingen og geometrien til disse først bestemmes.

For eksterne knutepunkter er faktorer som oppleggsflater og armeringsføring avgjørende. I interne knutepunkter som ikke knyttet til en oppleggsflate eller armering kan det være vanskelig å bestemme aktuell geometri. Imidlertid er denne usikkerheten i geometri akseptert på grunn av knutepunktets evne til plastisk omfordeling av spenninger (Brown mfl., 2006).

Hvis det viser seg at spenningene er for høye kan det være nødvendig å gjøre arealet til noden/trykkstaven større. Dette kan gjøres ved å øke oppleggsflaten, endre armeringsføring eller forandre selve størrelsen til noden/trykkstaven. En bedre betongkvalitet er et alternativ hvis ikke de nevnte tiltakene er mulig. Med disse forandringene må ofte modellen modifiseres og nye beregninger av krefter, armering og spenninger må til.

8. *Armeringsdetaljer*

Når all armering er beregnet for strekkstavene må det kontrolleres at stålet er tilstrekkelig forankret slik at det kan nå sin flytegrense. Andre armeringsdetaljer må sjekkes og ekstra rissarmering plasseres der hvor riss og sprekker er antatt å oppstå.

4.5 Historie og utvikling

Betongmodellering ved fagverksanalogi (strut-and-tie) ble foreslått ganske tidlig i den armerte betongens historie. I følge Brown mfl. (Brown mfl., 2006) var det Wilhelm Ritter som i 1899 først utviklet en fagverksmekanisme for å forklare tverrarmeringens betydning på skjærkapasiteten til bjelker. Denne modellen ble senere videreutviklet av Mörsch i 1902 som erstattet enkle trykkdiagonaler i modellen med et diagonalt trykkfelt.

I Nord-Amerika ble modellering ved fagverksanalogi utkonkurrert da enkle og trygge beregningsmetoder basert på tverrsnittmodeller ble introdusert. Strut-and-tie metoden ble igjen tatt i bruk i USA tidlig på 1970-tallet, da Lampert og Thürliman brukte metoden til å evaluere kombinasjon av skjær og torsjon (Brown mfl., 2006).

Metoden fikk mer og mer oppmerksomhet i årene framover på grunn av dens evne til å ta for seg komplekse lastsituasjoner. Fremgangsmåter og modelleringsprinsipper for beregning av D-regioner (soner nær opplegg, laster osv) ble publisert av for eksempel Peter Marti i 1985 (Marti, 1985). En meget utfyllende rapport på dette området ble utgitt i 1987 av Schlaich, Schäfer og Jennewein (Schlaich mfl., 1987).

Canadas designkode (Canadian Concrete Code) tok i bruk strut-and-tie metoden for skjærberegninger allerede i 1984 og var med det de første som gjorde dette. I 1986 gav Collins og Mitchell (Collins & Mitchell, 1986) ut en rapport der de nye prosedyrene ble grundig beskrevet sammen med beregningseksempler.

I tiden etter har flere designkoder inkludert fagverksmodellen, for eksempel:

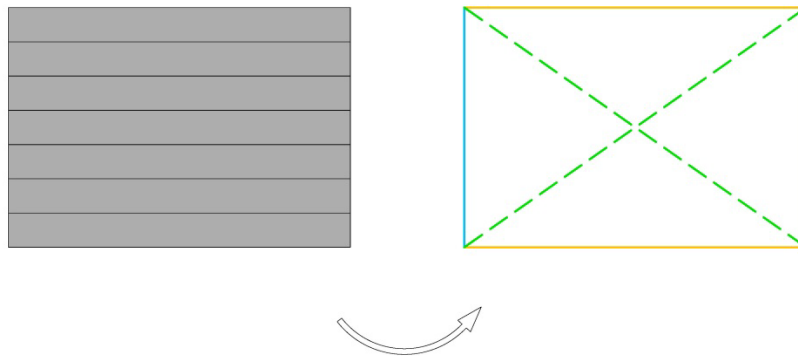
- ACI 318-05
- AASHTO LRFD Bridge Design Specification
- CSA A23.3-94
- NZS 3101:1995
- fib recommendations 1999

Hver av disse behandler komponentene i fagverksmodellen på noe forskjellige måter.

Fremgangsmåter og beregningsmetoder er stadig under utvikling der mer nøyaktige designprosedyrer er målet. I en rapport fra Tuchscherer, Birrcher og Bayrak (Tuchscherer, Birrcher, & Bayrak, 2011) ble forskjellige designkoder sammenlignet opp mot laboratorieforsøk av dype bjelker. De kom fram til at flere av kodene var veldig konservative og ineffektive, og en ny og forbedret modelleringsprosedyre ble foreslått.

(Andre generelle kilder brukt i dette avsnittet: (Kuchma & De Rooy, 2010), (R. Mertz, 2005a), (R. Mertz, 2005b))

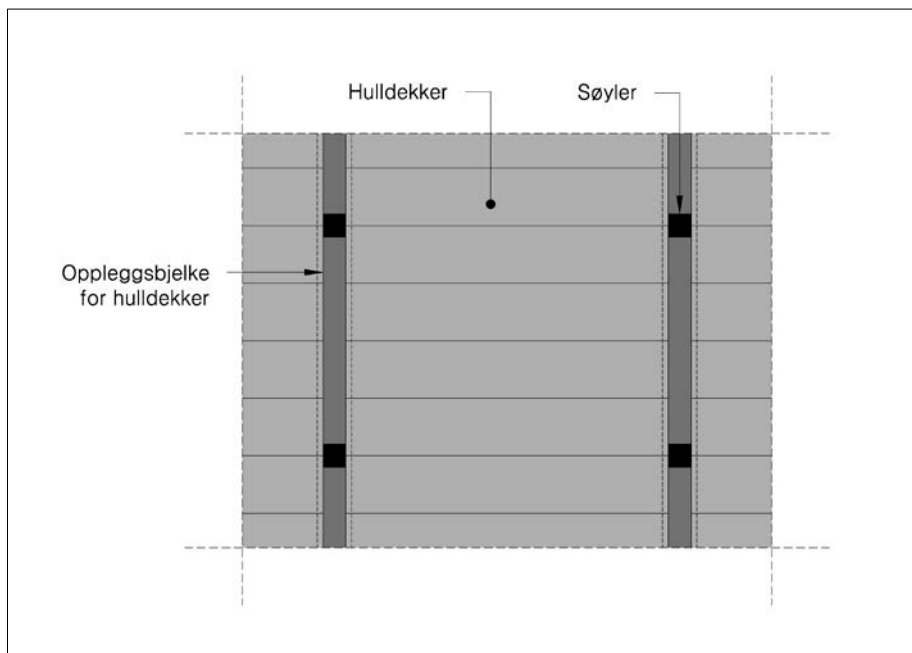
5 Dekker modellert ved infillmetoden og fagverksanalogi



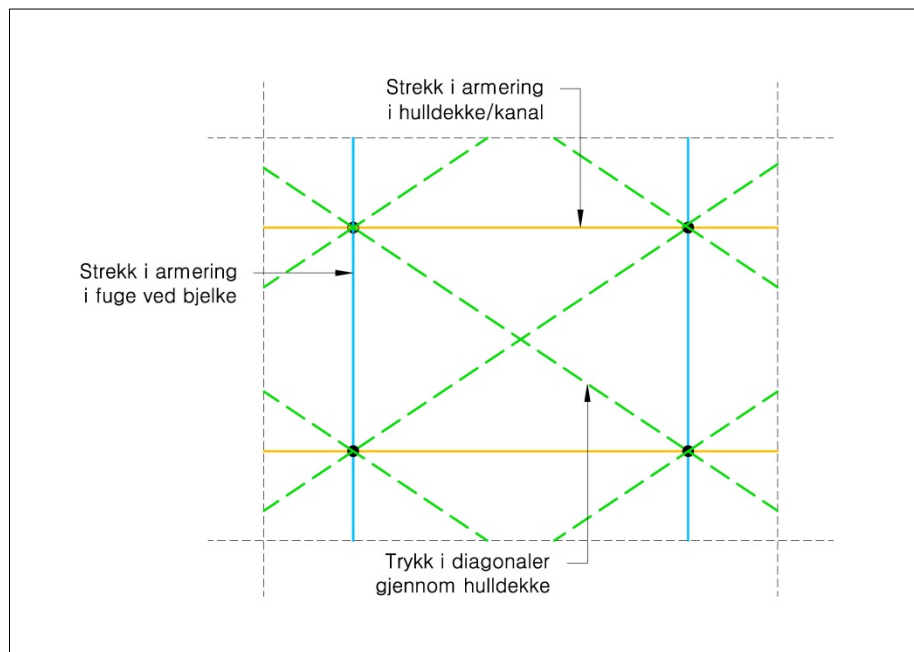
5.1	Generelt	- 52 -
5.2	Kraft- og spenningsfordeling i skiver	- 53 -
5.3	Beregningsmetode for trykkdiagonal (infill)	- 58 -
5.3.1	Stafford Smith og Carter (1969)	- 66 -
5.3.2	Stafford Smith og Riddington (1978)	- 69 -
5.3.3	Alvarenga med flere (2006)	- 73 -
5.3.4	Oppsummering av resultater	- 78 -
5.3.5	Alternativ metode	- 79 -
5.4	Kontroll av fagverkets staver og knutepunkt	- 90 -
5.4.1	Generelle staver	- 90 -
5.4.2	Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner	- 95 -
5.5	Krefter og armeringsbehov	- 96 -
5.5.1	Kraft/armeringsbidrag fra trykkdiagonal	- 96 -
5.5.2	Kraft/armeringsbidrag fra rette staver	- 97 -
5.5.3	Totale krefter/armering for generelle staver	- 99 -
5.5.4	Krefter ved vertikalt avstivende konstruksjoner	- 101 -
5.5.5	Minimumsarmering for generelle staver	- 101 -

5.1 Generelt

Ved å modellere et dekke med fagverksanalogi og infillmetoden deles dekket opp i mindre rektangler med trykkdiagonaler som virker mellom hjørnene. Basert på hvordan bygget er konstruert består rektanglene av rette staver av oppleggsbjelker/elementvegger der fugearmeringen tar strekkrefter og betongen trykkrefter. Normalt på disse staverne har rektanglene staver av hulldekker (en medvirkende bredde bidrar) der armeringen i hulldekket og kanalene tar strekkrefter. Hulldekket inne i rektangelet modelleres som et kryss av to trykkdiagonaler (kun trykk) som spenner mellom hjørnene (Figur 5-2). Oppdelingen til et fagverk av rektangler følger generelt byggets konstruksjon. Der det er mulig legges fagverkets knutepunkter til naturlige knutepunkter i bygget, som for eksempel bjelke/søyle forbindelser. Rektangler av forskjellige størrelse brukes ved utsparinger og ujevn plassering av bjelker/søyler og vegger. Horisontale laster (vind, skjevstilling) føres inn i knutepunkter i modellen på begge sider og videre til de vertikalt avstivende konstruksjonene.



Figur 5-1 Konstruksjonsdeler som modelleres ved infillmetoden og fagverksanalogi



Figur 5-2 Komponenter i fagverksmodellen

Som nevnt tidligere er ideen med denne framgangsmåten at man oppnår en god modell på hvordan de horisontale kreftene fordeler seg i dekket. Særlig ved kompliserte geometriske former på dekket og rundt utsparinger er tanken at metoden effektivt vil beregne kreftene i disse områdene. Metoden beskriver også de horisontale lastenes naturlige og korteste vei til de vertikalt avstivende konstruksjonene og dermed belastningen på disse.

5.2 Kraft- og spenningsfordeling i skiver

En vanlig måte å modellere påvirkningen av moment fra vind i skiver (belastning i eget plan) er å bruke konseptet om en indre, effektiv momentarm (z). Denne momentarmen er definert som avstanden fra trykkresultanten (trykkspenningenes tyngdepunkt) til strekkresultanten (strekkspenningenes tyngdepunkt) i skiven. Ved betongberegninger ivaretas trykkraften av betongens trykkapasitet, mens strekkraften opptas av armering (referer Figur 4-15). Siden den indre spenningsfordelingen forandres når skivens høyde/lengde-forhold (d/L) endres vil også den indre momentarmen forandres. Generelt betyr dette at jo høyere skivens d/L -forhold er, jo mindre blir den indre momentarmen. Dette fører igjen til at skiven krever mer armering for å opprettholde en viss momentkapasitet ($M = A_s f_s z \rightarrow A_s = M / z f_s$), se for øvrig vedlegg D «Bestemmelse av skivens indre momentarm, z ». Denne framgangsmåten kan være effektiv når man beregner «rene» firkantede skiver, men utilstrekkelig i andre tilfeller.

Hvordan krefter og spenninger fordeler seg rundt såkalte forstyrrende soner (D-regioner, referer Figur 4-3) kan være meget komplisert. I et horisontalt dekke er det særlig områdene rundt de vertikalt avstivende konstruksjonene og utsparinger som oppnår lastkonsentrasjoner. En måte å beregne spenninger og krefter i disse områdene er å bruke FEM-analyser, men denne metoden kan være arbeidskrevende. Det er her fagverksmodelleringen kommer inn i bildet som et enkelt og effektivt alternativ til FEM-modellering.

Det er en betydelig forskjell i måten å modellere et dekke ved en FEM-modell og en fagverksmodell. Som resultat i en FEM-modell får man ut en ganske komplisert spenningsfordeling med trykk- og strekkspenninger. Ved betongberegninger må trykkfeltene sjekkes og en tilstrekkelig armeringsmengde ($A_s = F / f_s$) må plasseres i strekkfeltene på bakgrunn av strekkresultanten (F). Ved en fagverksmodellering derimot unngår man å gå veien om spenninger i dekket. Som nevnt erstattes betongen i hulldekkene med trykkdiagonaler og armering på langs og tvers av hulldekkene med strekkstaver. Ut

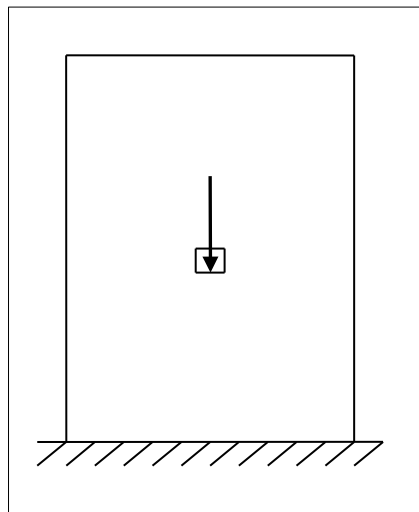
ifra hvilke stavkrefter som oppstår i fagverket bestemmes dermed armeringsmengden direkte og trykkdiagonalens påkjenning kontrolleres mot den kapasitet.

Fagverksmetoden vil naturlig nok ha noen begrensninger når det kommer til nøyaktighet i forhold til en FEM-modell. En oppdeling med mange rektangler vil generelt gi større nøyaktighet, men denne nøyaktigheten vil konvergere og nå en grenseverdi, slik at det er helt unødvendig med overdrevent mange rektangler. Antall rektangler blir i praksis bestemt av plasseringen av søyler/vegger og utsparinger. Så lenge fagverksmodellen modellerer kreftene i dekket på en realistisk måte er denne fremgangsmåten å foretrekke på grunn av dens enkle natur.

Sammenligning av metoder

For å kunne bruke en fagverksanalogi sammen med infill-metoden til å modellere dekker er det viktig at denne framgangsmåten representerer de faktiske forhold så godt som mulig. For å sjekke beregningsmetoden kan det være interessant å vurdere eksisterende skiveberegninger opp mot resultater fra den foreslåtte framgangsmåten. Hovedspenninger og spenningstrajektorier fra eksisterende databeregninger blir derfor sammenlignet med de krefter som oppstår i fagverket og det kan da vurderes om likheten er god nok. Dette vil gi en pekepinn på om fagverksmodellen i tilstrekkelig grad beskriver kreftene riktig.

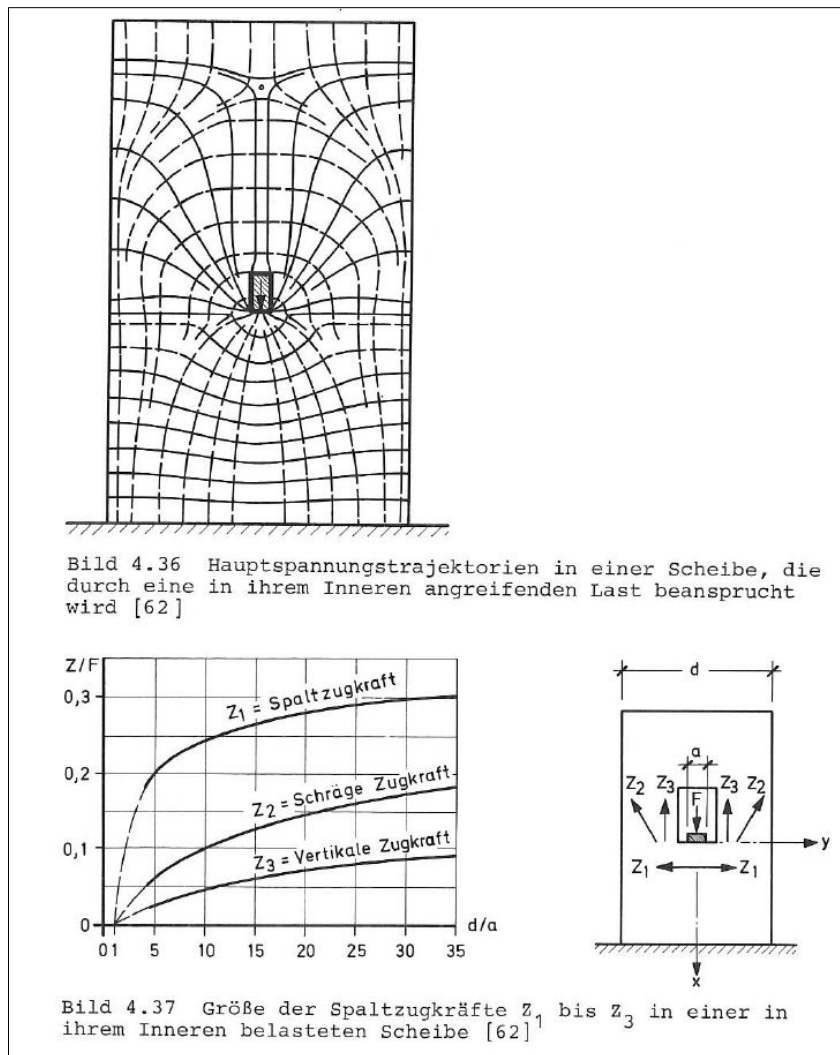
Dette testoppsettet inneholder en innspent skive med en sentral punktlast og er hentet fra Vorlesungen über Massivbau av Fritz Leonhardt (Leonhardt, 1986). Figuren (Figur 5-3) kan sammenlignes med et dekke utsatt for vindlast på den ene siden (innspenningen) og en vertikalt avstivende konstruksjon i midten (punktlasten). Oppsettet gir et komplisert lastbilde med blant annet store trykkrefter under punktlasten og store strekkrefter over punktlasten.



Figur 5-3 Testoppsett for sammenligning av metoder

Spenningsstrajektorier

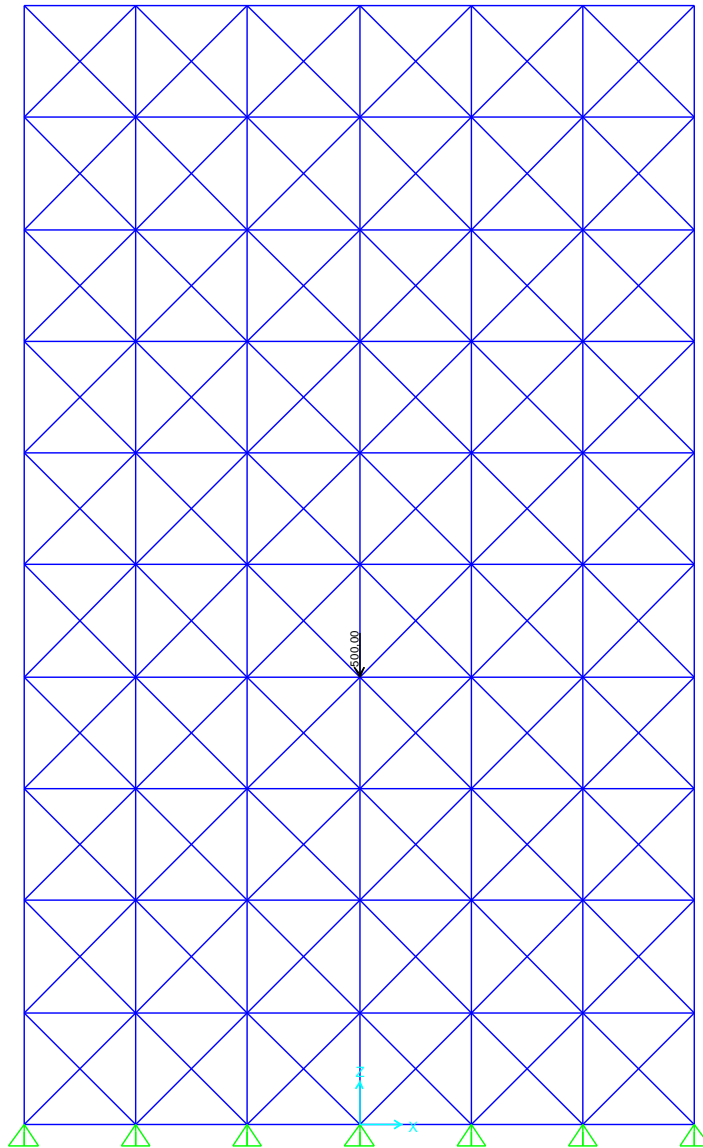
I Figur 5-4 vises spenningsstrajektoriene til strekk- og trykkspenningene i den belastede skiven. De stiplede linjene angir trykk og de heltrukne linjene angir strekk.



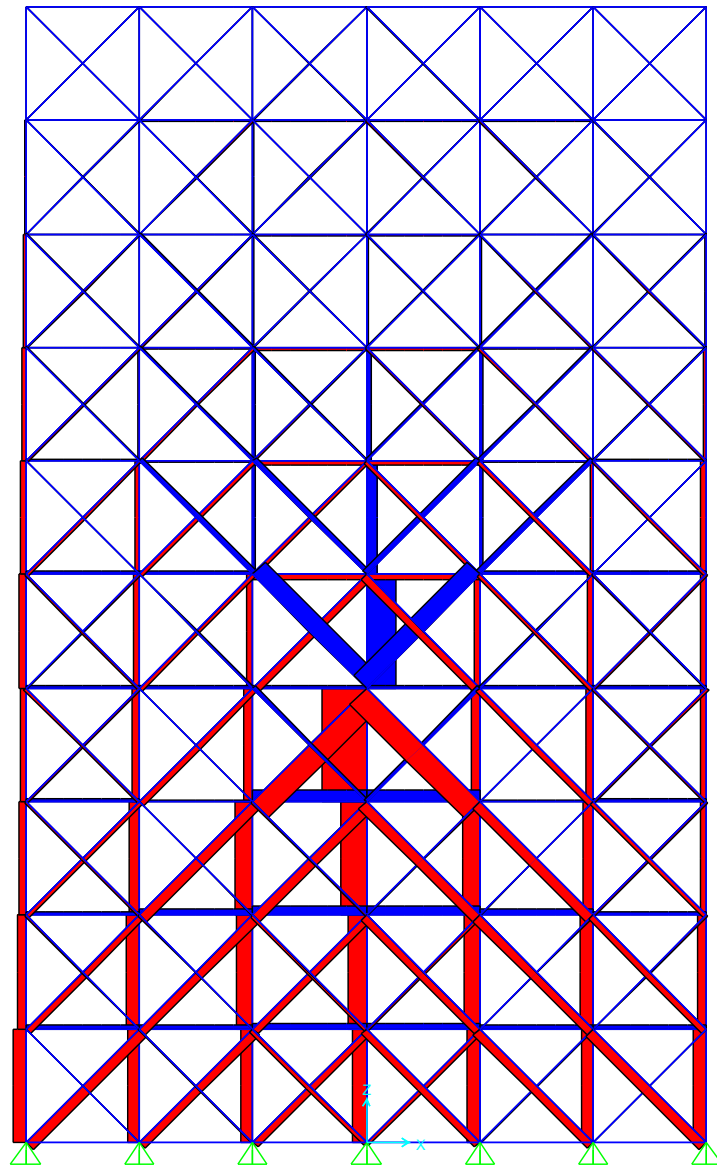
Figur 5-4 Hovedspenningstrajektorier i skiven (Leonhardt, 1986)

Fagverksmodellering

Geometrien til fagverket er bygd opp så likt som mulig som skiven i Figur 5-4 i analyseprogrammet SAP2000. Modellen er derfor antatt 30 meter høy, 18 meter bred og kvadrater på 3x3 meter. En punktlast på 500 kN angriper noe under senterlinjen, og konstruksjonen er opplagt på fastholdte knivlager. Søylar og bjelker består av betong med et tverrsnitt på 400x400 mm. Betongdiagonalene har en bredde på 420 mm (ca 10 % av diagonal lengden, referer side 33) og høyde 400 mm. Diagonalene er dette tilfellet tillatt å ta både strekk og trykk for sammenligning med Figur 5-4. Siden alle stavene har ca. samme areal vil resultatet av kreftene kunne tolkes som spenninger.



Figur 5-5 Fagverksmodell fra SAP2000 før belastning



Figur 5-6 Fagverksmodell fra SAP2000 etter belastning (rødt indikerer trykk, blått indikerer strekk)

Som det fremgår av Figur 5-6 er det mange likheter med figuren til Leonhardt (Figur 5-4). Store trykkspenninger dannes rett under lasten og føres ned og på skrå til opplager. De store strekkspenningene over lasten fører til ytterligere trykkspenninger som blir ført ned langs sidene. Under lasten dannes det også tverrgående strekkspenninger (spaltekraft), mens over lasten oppstår det stort sett tverrgående trykkspenninger.

Siden de to beregningsmetodene gir relativt like resultater kan det foreløpig konkluderes med at fagverksmetoden gir et tilstrekkelig bilde på de faktiske krefter og spenninger i en dekkekonstruksjon. Senere blir forskjellige testbygg modellert med fagverksmetoden for så å sammenligne resultatene med eksisterende beregninger for å vurdere metoden ytterligere.

5.3 Beregningsmetode for trykkdiagonal (infill)

Det vil hovedsakelig være tre bruddtyper som kan oppstå i infill-materialet i et dekke når det belastes i sitt eget plan:

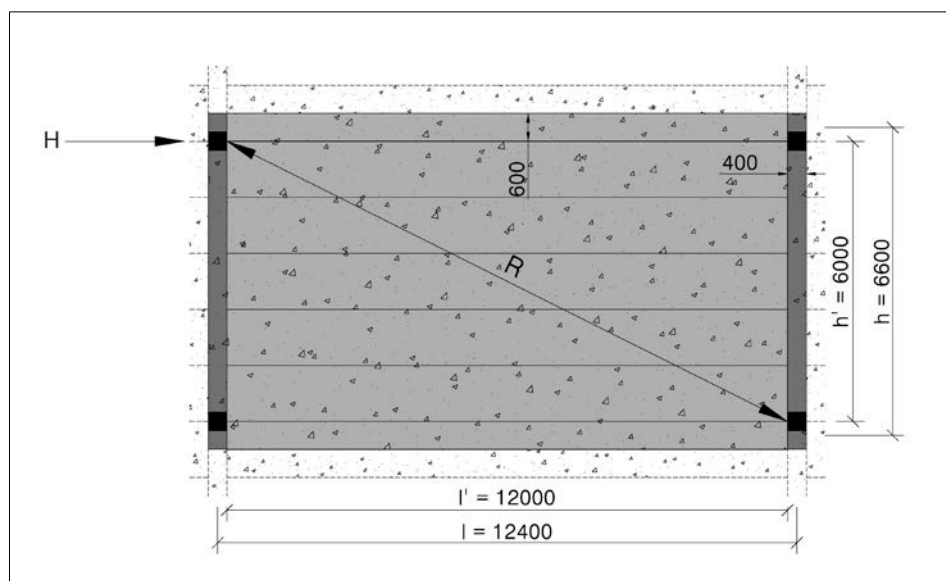
- Skjærbrudd
- Trykkbrudd
- Strekkbrudd

I tillegg belastes dekket av laster normalt på sitt plan (egenvekt, nyttelast osv), slik at plateknekking kan være en mulig bruddform. Denne innvirkningen på kapasiteten velges det å neglisjere da det først og fremst er dekkets skrivekapasitet denne oppgaven dreier seg om.

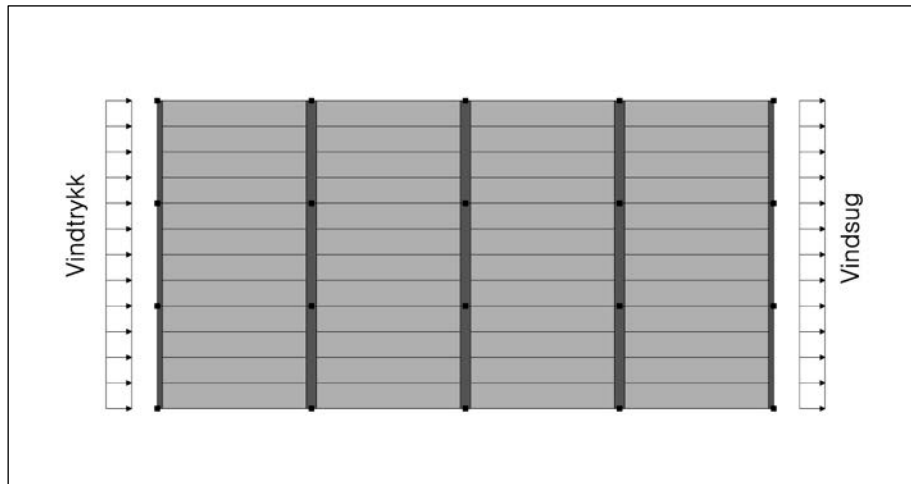
Det finnes ingen universell og allmenn akseptert beregningsmetode når det kommer til kapasiteten til trykkdiagonalen i et infill-materiale. Dette prinsippet har likevel vært utsatt for mye forskning og testing som igjen har resultert i mange og til dels svært forskjellige framgangsmåter for å beregne kapasiteter og bruddformer.

I det følgende gjøres det et forsøk på å sammenligne noen av metodene opp mot hverandre for å vurdere hvilke kapasiteter de gir for de forskjellige bruddformene. Et viktig poeng er at disse foreslåtte beregningsmetodene tar utgangspunkt i et infill-materiale av murstein og/eller massiv betong. Da det i denne oppgaven brukes hulldekker blir disse modellert som «store mursteiner». Verdt å nevne er at et infill-materialet av murstein eller betong vil ha ganske like mekaniske egenskaper i retninger normalt på hverandre, mens hulldekker har svært forskjellige egenskaper i de ulike retningene. For eksempel har et hulldekke i den ene retningen oppspent armering, hule kanaler og en lang fugelengde. Det er altså en del ulikheter i infill-materialet i beregningsmåtene fra litteraturen i forhold til denne oppgaven. I tillegg er de fleste av disse metodene også basert på forsøk og testing av single utfylte rammer, mens et dekke vil være sammensatt av mange slike rammer.

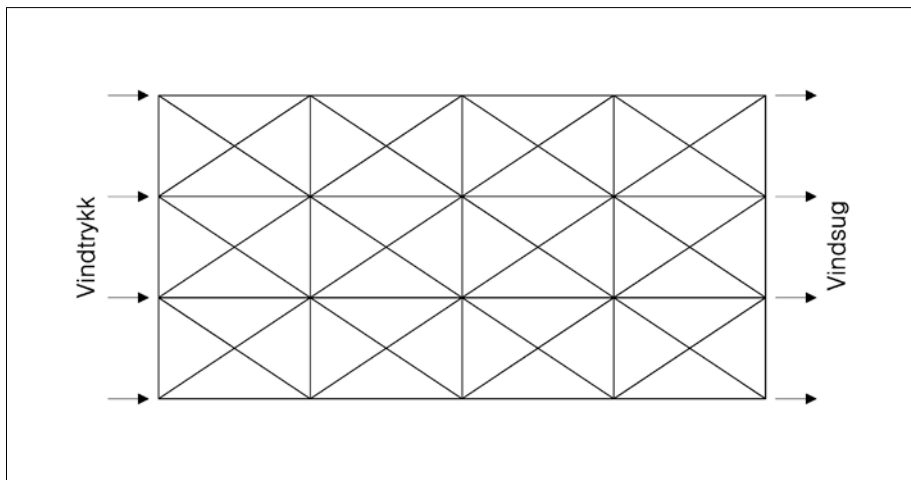
For sammenligning av de forskjellige metodene benyttes det et rektangel av hulldekker på 12x6 meter. Hulldekkene er 265 mm høyde, opplagt på hattebjelker (som igjen støttes av søyler) på kortsidene og støter mot tilsvarende hulldekker på langsiden. I beregningen antas det at hattebjelkene er ekvivalente med kvadratiske bjelker med tverrsnitt 400x400 mm for å lette regningen noe. Siden hulldekkene har kanaler brukes en effektiv høyde av hulldekket ved trykkberegninger. Det antas at et halvt hulldekkeelement på hver side vil medvirke til å stive opp infill-materialet.



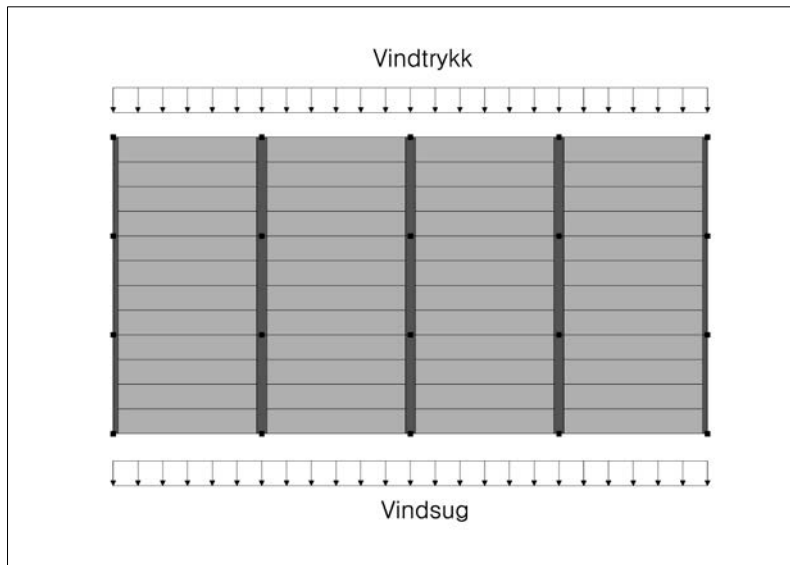
Siden vindlasten kan angripe fra forskjellige retninger gir dette belastning på to geometriske forskjellige rammer. Derfor beregnes kapasiteten til trykkdiagonalen i to orienteringer, en avlang ramme og en høy ramme (beregningemetodene fra litteraturen tar også hensyn til dette), se Figur 5-7 til 5-10.



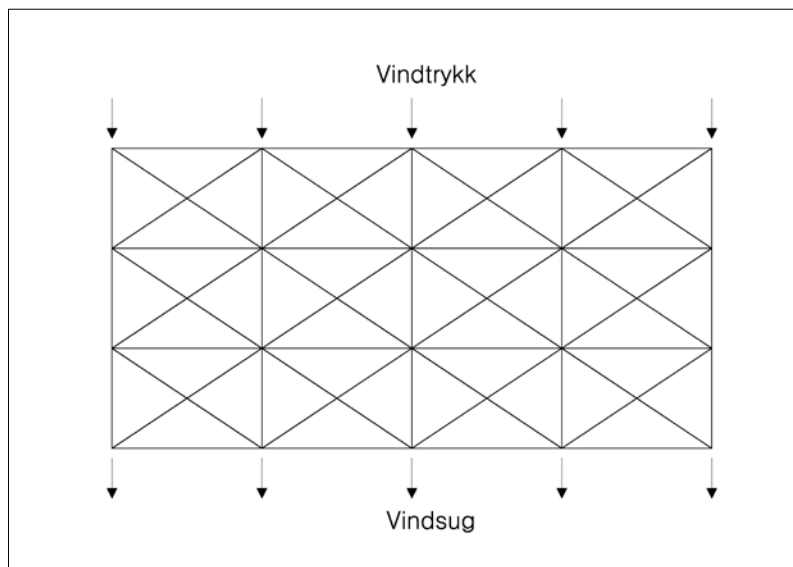
Figur 5-7 Vindlast parallelt med hullekker



Figur 5-8 Vindlast parallelt med hullekker, fagverksmodell



Figur 5-9 Vindlast normal på hulldekker



Figur 5-10 Vindlast normal på hulldekker, fagverksmodell

Kapasiteter for fuge (B30):

Trykkapasitet:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_{c,fuge}} = \frac{23,8}{1,6} = 14,9 \text{ N/mm}^2$$

Strekkapasitet:

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_{c,fuge}} = \frac{1,8}{1,6} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

Skjær/heft-kapasitet:

$$f_s = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

(for å sikre skjærfriksjon, mer om dette i punkt 5.3.5)

Kapasiteter for hulldekke(B45):

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{34,3}{1,4} = 24,5 \text{ N/mm}^2$$

Strekkapasitet:

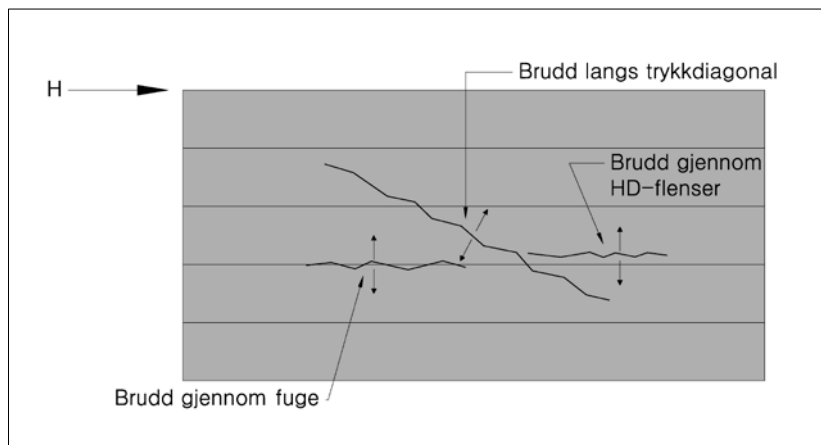
$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = \frac{2,3}{1,4} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

Det antas at skjærbrudd ikke skjer gjennom hulldekket.

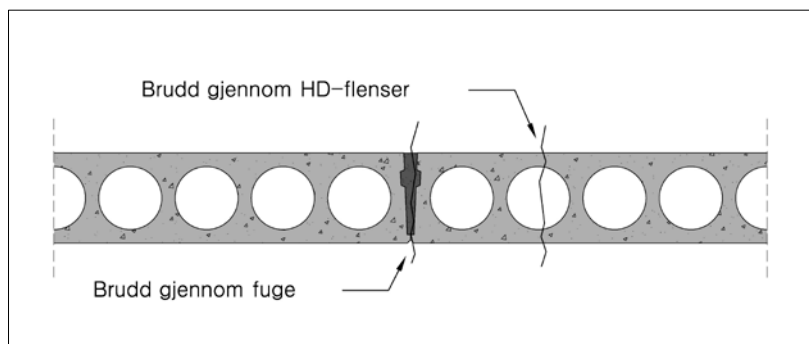
E-modulen for bjelkene og hulldekkene settes til 28000 N/mm²

Siden hulldekket har kanaler og er hult, regnes hulldekkets tykkelse om til en effektiv tykkelse ved utregning av stivhetsparameteren og ved trykkberegninger.

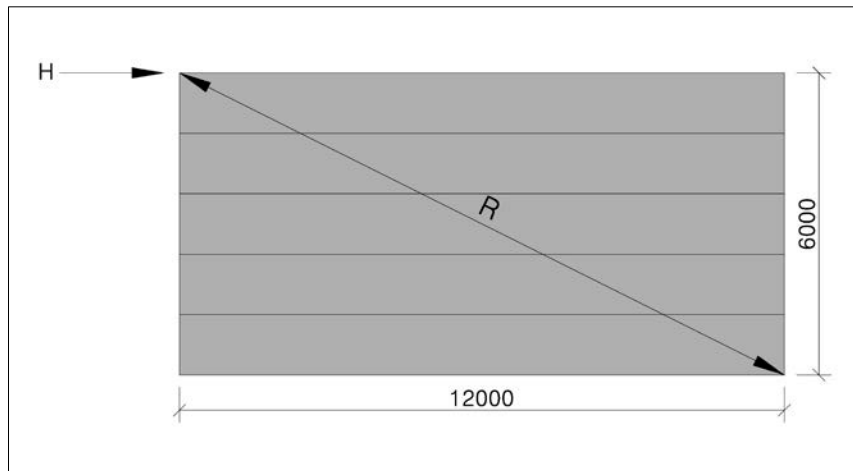
Det er vanskelig å se for seg at et diagonalt strekkbrudd vil oppstå gjennom hulldekke og fuge, dvs brudd langs trykkdiagonalen (pga av hulldekkenes armering). Derfor antas det at strekkbrudd vil oppstå gjennom fugen eller gjennom hulldekket (hulldekkets flenser), se Figur 5-11 og 5-12



Figur 5-11 Bruddformer på grunn av strekk



Figur 5-12 Brudd gjennom flens og fuge

Last parallelt med hulldekke

Figur 5-13 System belastet parallelt med hulldekker

Når hulldekket belastes parallelt med fugeretningen (se Figur 5-13) antas det at den effektive tykkelsen tilsvarer hulldekkets tykkelse uten luft (omregnet til kun betong), se Figur 5-14.

For HD265 (5 kanaler, kanaldiameter 185 mm):

Totalt areal (inkludert fuge):

$$A_{tot} = 1200 \cdot 265 = 318000 \text{ mm}^2$$

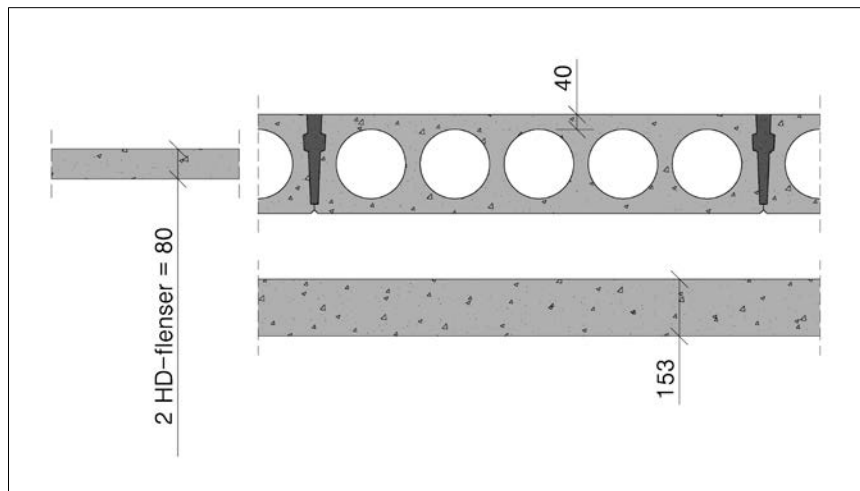
Kanalareal:

$$A_{kanal} = 5 \cdot \pi \cdot \left(\frac{185}{2}\right)^2 = 134401 \text{ mm}^2$$

$$\text{Betongareal: } A_{betong} = A_{tot} - A_{kanal} = 318000 - 134401 = 183599 \text{ mm}^2$$

Effektiv tykkelse:

$$t_{eff} = \frac{A_{betong}}{1200} = \frac{183599}{1200} = 153 \text{ mm}$$



Figur 5-14 Antatte effektive tykkelser

Diverse verdier:

Høyde infill:

$$h' = 6000 \text{ mm}$$

Lengde infill:

$$l' = 12000 \text{ mm}$$

Høyde bjelke (c/c halv hulldekke):

$$h = 6600 \text{ mm}$$

Lengde halvt hulldekke (c/c bjelker):

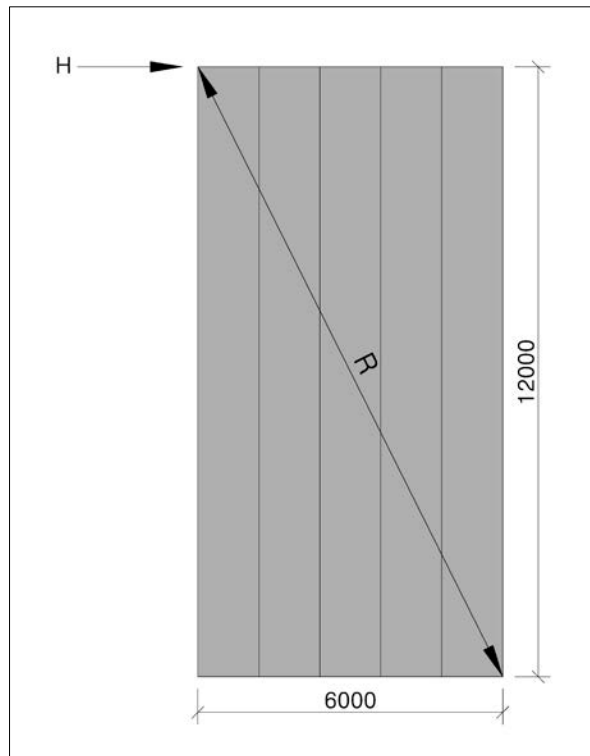
$$l = 12400 \text{ mm}$$

Annet arealmoment for bjelker:

$$I_{bjelker} = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 400^3}{12} = 2133 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Trykkdiagonalens vinkel:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{6000}{12000} \right) = 26,6^\circ$$

Last normalt på hulldekke

Figur 5-15 System belastet normalt på hulldekker

Når hulldekket belastes normalt på fugeretningen antas det at den effektive tykkelsen tilsvarer kun hulldekkets over- og underflens, se Figur 5-14.

Flenstykkelsen er antatt å være 40 mm slik at den effektive høyden blir:

$$t_{eff} = 2 \cdot 40 = 80 \text{ mm}$$

Diverse verdier:

Høyde infill:

$$h' = 12000 \text{ mm}$$

Lengde infill:

$$l' = 6000 \text{ mm}$$

Høyde HD + bjelke (c/c bjelker):

$$h = 12400 \text{ mm}$$

Lengde bjelke (c/c halvt hulldekke):

$$l = 6600 \text{ mm}$$

Annet arealmoment for halvt hulldekke (det antas at kun over- og underflensen bidrar):

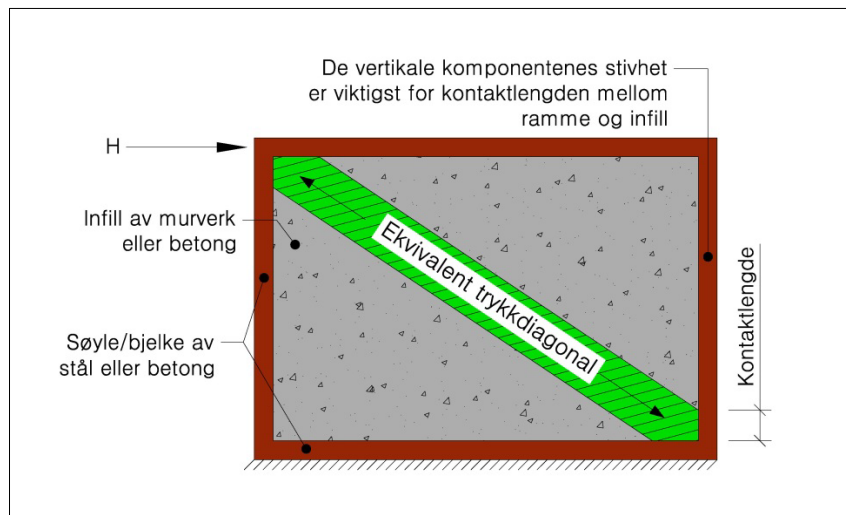
$$I_{\frac{1}{2}HD} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2 \cdot 40) \cdot \left(\frac{1200}{2}\right)^3}{12} = 1440 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Trykkdiagonalens vinkel:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{12000}{6000}\right) = 63,4^\circ$$

5.3.1 Stafford Smith og Carter (1969)

Stafford Smith og Carter (Stafford Smith & Carter, 1969) har utviklet kapasitetsgrafer som beregner trykkdiagonalens største last. En viktig verdi er stivhetsparameteren som beskriver stivheten til infill-materialet i forhold til stivheten til bjelken på motsatt side av lasten, se Figur 5-16.



Figur 5-16 Den utfylte rammens komponenter

Last parallelt med hulldekke

Effektiv tykkelse:

$$t_{eff} = 153 \text{ mm}$$

Fugetykkelse:

$$t_{fuge} = t - 30 \text{ mm} = 265 - 30 = 235 \text{ mm}$$

Tykkelse, to flenser:

$$t_{flenser} = 2 \cdot 40 = 80 \text{ mm}$$

Stivhetsparameter (jo lavere verdi jo stivere system):

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_i t_{eff} \sin(2\theta)}{4EIh'}} h = \sqrt[4]{\frac{28000 \cdot 153 \cdot \sin(2 \cdot 26,6)}{4 \cdot 28000 \cdot 2133 \cdot 10^6 \cdot 6000}} \cdot 6600 = 8,2$$

Lengde:bredde forhold = 2:1

Avleste designverdier fra kapasitetsgrafer l:b = 2:1

(Se vedlegg D «Designgrafer for beregning av utfylte rammer (Stafford Smith & Carter, 1969)», betonggrafen er brukt for trykkberegninger).

Trykk: $k = 0,23$

Strekk: $k = 4,3$

Skjær: $k = 2,3$ (friksjonskoeffisient = 0,6)

Tilhørende kapasiteter i trykkdiagonalen:

Trykk(fuge i hjørner):

$$R_c = k f_c h t_{eff} = 0,23 \cdot 14,9 \cdot 6600 \cdot 153 = 3461 \text{ kN}$$

Strekk:

Brudd gjennom fuge:

$$R_t = k f_{t,fuge} h t_{fuge} = 4,3 \cdot 1,1 \cdot 6600 \cdot 235 = 7336 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekkeflenser:

$$R_t = k f_{t,HD} h t_{flenser} = 4,3 \cdot 1,6 \cdot 6600 \cdot 80 = 3633 \text{ kN}$$

Skjær (gjennom fuge):

$$R_s = k f_s h t_{fuge} = 2,3 \cdot 0,10 \cdot 6600 \cdot 235 = 357 \text{ kN}$$

Last normalt på hulldekke

Stivhetsparameter:

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_i t_{eff} \sin(2\theta)}{4EIh'}} h = \sqrt[4]{\frac{28000 \cdot 80 \cdot \sin(2 \cdot 63,4)}{4 \cdot 28000 \cdot 1440 \cdot 10^6 \cdot 12000}} \cdot 12400 = 12,2$$

Lengde:bredde forhold = 1:2

Uheldigvis gjelder ikke designgrafene for et lengde:bredde forhold under 1:1. Da verdiene for 1:1 er det nærmeste man kommer presenteres disse her, men de faktiske verdiene bør være lavere.

Avleste designverdier fra kapasitetsgrafer l:b = 1:1

(Se vedlegg D «Designgrafer for beregning av utfylte rammer (Stafford Smith & Carter, 1969)», betonggrafene er brukt for trykkberegninger).

Trykk: $k = 0,18$ Strekk: $k = 2,4$ Skjær: $k = 1,6$ (friksjonskoeffisient = 0,6)

Tilhørende kapasiteter i trykkdiagonalen:

Trykk (fuge i hjørner):

$$R_c = k f_c h t_{eff} = 0,18 \cdot 14,9 \cdot 12400 \cdot 80 = 2661 \text{ kN}$$

Strekk:

Brudd gjennom fuge:

$$R_t = k f_{t,fuge} h t_{fuge} = 2,4 \cdot 1,1 \cdot 12400 \cdot 235 = 7693 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekeflenser:

$$R_t = k f_{t,HD} h t_{flenser} = 2,4 \cdot 1,6 \cdot 12400 \cdot 80 = 3809 \text{ kN}$$

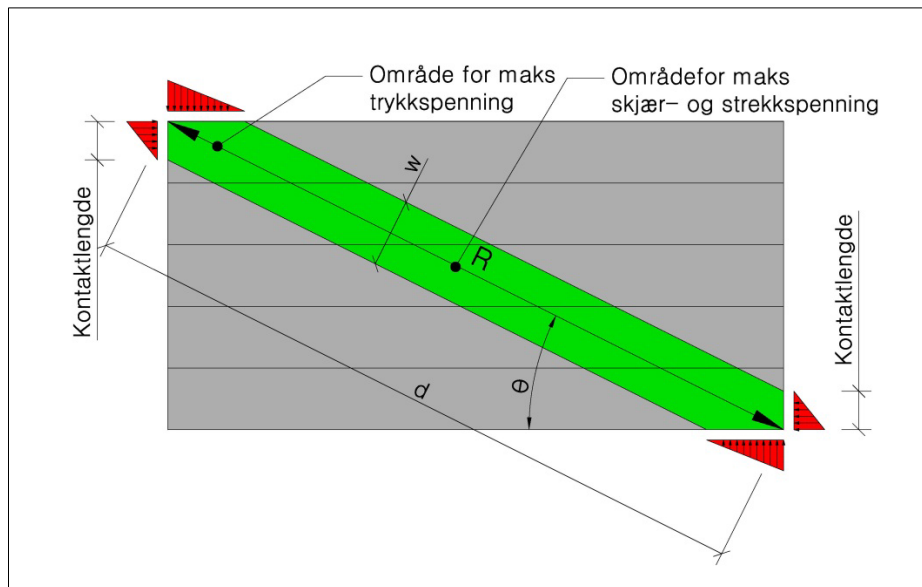
Skjær(gjennom fuge):

$$R_s = k f_s h t_{eff} = 1,6 \cdot 0,10 \cdot 12400 \cdot 80 = 159 \text{ kN}$$

Det er lite sannsynlig at et skjærbrudd vil opptre normalt på fugeretningen da hulldekket har innstøpt armering som effektivt vil hindre dette. Derfor kan denne bruddformen neglisjeres.

5.3.2 Stafford Smith og Riddington (1978)

Stafford Smith og Riddington (Stafford Smith & Riddington, 1978) baserer sine anbefalinger på diverse FEM-analyser. De foretok beregninger av single stålrammer utfylt av murverk i tillegg til systemer med tre rammer, både oppreist og liggende. Ut fra resultatene foreslo de enkle formler som skulle beskrive viktige spenninger i midten av infill-materialet, dvs. skjærspenning, diagonal strekkspenning og vertikal trykkspenning. Trykkapasiteten ble estimert av en formel utarbeidet av Mainstone som tar hensyn til søylenes stivhet og dermed kontaktlengden i hjørnet der trykkbrudd vil skje.



Figur 5-17 Områder i den utfylte rammen med størst belastning

Formler for ulike spenninger i midten av infill-materialet:

Horisontal skjærspenning:

$$\tau_{xy} = 1,43 \cdot \frac{H}{lt}$$

der H = horisontal skjærkraft
l = lengden av infill-materialet
t = tykkelsen av infillmaterialet

Diagonal strekkspenning:

$$\sigma_{dt} = 0,58 \cdot \frac{H}{lt}$$

Vertikal trykkspenning:

$$\sigma_y = \left(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2\right) \cdot \frac{H}{lt}$$

der h = høyden av infill-materialet

Basert på disse formlene utarbeidet Stafford Smith og Riddington (Stafford Smith & Riddington, 1978) en designmetode som beregner skjær- og strekkapasitet.

Skjærbrudd (senter):

Skjærkapasitet:

$$f_s = f_{bs} + \mu \sigma_y$$

f_{bs} settes til $0,10 \text{ N/mm}^2$ og $\mu = 0,6$ for sammenligning med metoden i pkt. 5.3.1

$$f_s = 0,10 + 0,6 \cdot \sigma_y$$

Kapasitet:

$$\tau_{xy} = f_s \rightarrow 1,43 \cdot \frac{H}{lt} = 0,10 + 0,6 \cdot \sigma_y \rightarrow 1,43 \cdot \frac{H}{lt} = 0,10 + 0,6 \cdot \left(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2\right) \cdot \frac{H}{lt}$$

$$H = \frac{lt}{15,5 - 4,8 \frac{h}{l}}$$

Strekkbrudd (senter):

Strekkapasiteten f_{dt} settes til $1,1 \text{ N/mm}^2$ for fuge og $1,6 \text{ N/mm}^2$ for hulldekke for sammenligning.

Kapasitet:

Fuge:

$$\sigma_{dt} = f_{dt} \rightarrow 0,58 \cdot \frac{H}{lt} = 1,1$$

$$H = 1,9 \cdot lt$$

Hulldekke:

$$\sigma_{dt} = f_{dt} \rightarrow 0,58 \cdot \frac{H}{lt} = 1,6$$

$$H = 2,8 \cdot lt$$

Trykkbrudd (fuge i hjørner):

Trykkapasiteten f_c settes til $14,9 \text{ N/mm}^2$ for sammenligning.

Kapasitetsformel fra Mainstone:

$$H = 1,12(\lambda h)^{-0,88} f_c h t \cos^2 \theta$$

der λh = stivhetsparameter
 θ = trykkdiagonalens vinkel

Alle kapasitetene er uttrykt ved den horisontale kraften H. For å finne kraften i diagonalen, R, må H deles på $\cos(\theta)$.

Last parallelt med hulldekke

Skjærkapasitet(gjennom fuge):

$$H = \frac{lt}{15,5 - 4,8 \frac{h}{l}} = \frac{12000 \cdot 235}{15,5 - 4,8 \cdot \frac{6000}{12000}} = 215 \text{ kN}$$

Trykkdiagonalens vinkel:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{6000}{12000} \right) = 26,6^\circ$$

$$R = \frac{H}{\cos(\theta)} = \frac{215}{\cos(26,6^\circ)} = 240 \text{ kN}$$

Strekkapasitet:

Brudd gjennom fuge:

$$H = 1,9 \cdot lt = 1,9 \cdot 12000 \cdot 235 = 5358 \text{ kN}$$

$$R = \frac{5358}{\cos(26,6^\circ)} = 5992 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekkeflenser:

$$H = 2,8 \cdot lt = 2,8 \cdot 12000 \cdot 80 = 2688 \text{ kN}$$

$$R = \frac{2688}{\cos(26,6^\circ)} = 3006 \text{ kN}$$

Trykkapasitet (fuge i hjørner):

$$H = 1,12(\lambda h)^{-0,88} f_c h t \cos^2 \theta = 1,12 \cdot (8,2)^{-0,88} \cdot 14,9 \cdot 6000 \cdot 153 \cdot \cos^2(26,6) = 1923 \text{ kN}$$

$$R = \frac{1923}{\cos(26,6^\circ)} = 2154 \text{ kN}$$

Last normalt på hulldekke

Skjærkapasitet:

$$H = \frac{lt}{15,5 - 4,8 \frac{h}{l}} = \frac{6000 \cdot 80}{15,5 - 4,8 \cdot \frac{12000}{6000}} = 81 \text{ kN}$$

Trykkdiagonalens vinkel:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{12000}{6000} \right) = 63,4^\circ$$

$$R = \frac{H}{\cos(\theta)} = \frac{81}{\cos(63,4^\circ)} = 181 \text{ kN}$$

Strekkapasitet:

Brudd gjennom fuger:

$$H = 1,9 \cdot lt = 1,9 \cdot 6000 \cdot 235 = 2679 \text{ kN}$$

$$R = \frac{2679}{\cos(63,4^\circ)} = 5983 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekeflenser:

$$H = 2,8 \cdot lt = 2,8 \cdot 6000 \cdot 80 = 1344 \text{ kN}$$

$$R = \frac{1344}{\cos(63,4^\circ)} = 3002 \text{ kN}$$

Trykkapasitet (fuger i hjørner):

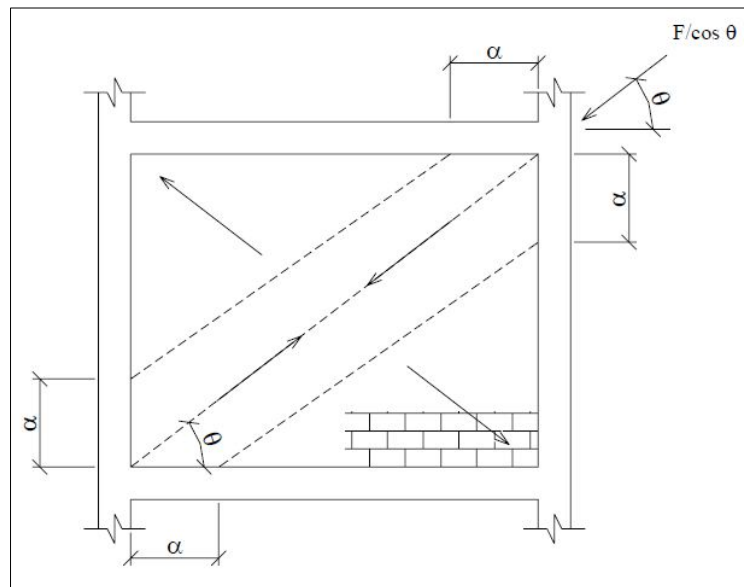
$$H = 1,12(\lambda h)^{-0,88} f_c h t c \cos^2 \theta = 1,12 \cdot (12,2)^{-0,88} \cdot 14,9 \cdot 12000 \cdot 80 \cdot \cos^2(63,4) = 355 \text{ kN}$$

$$R = \frac{355}{\cos(63,4^\circ)} = 793 \text{ kN}$$

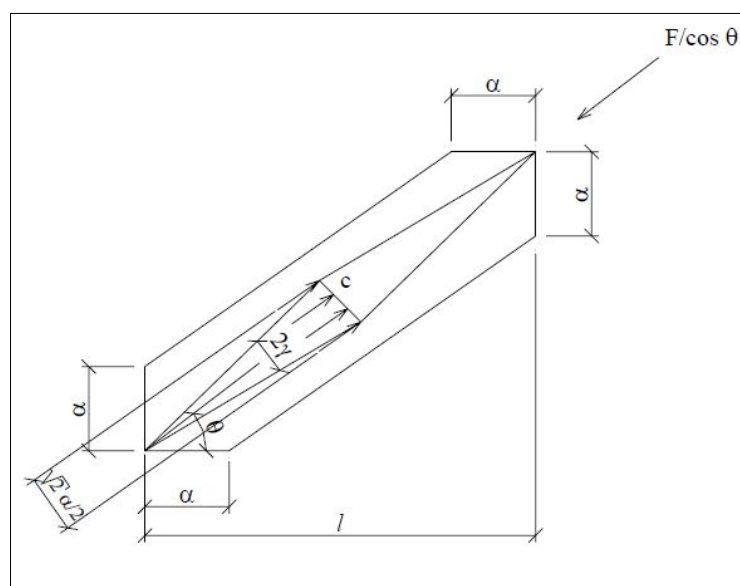
5.3.3 Alvarenga med flere (2006)

Alvarenga, Lourenco og Silva (Alvarenga, Lourenco, & Silva, 2006) har utarbeidet en enkel metode basert på en strut-and-tie modell. Trykkdiagonalen er her erstattet med to trykkstaver som stråler ut av hvert hjørne (to staver fra hvert hjørne) som er knyttet sammen med en strekkstav i midtområde (Figur 5-19). Modellen ble utarbeidet ved bruk av FEM-analyser av rammer utfyllt med murverk der virkningen av forskjellige variabler ble undersøkt. Resultatene modellen gav ble sammenlignet med fysiske eksperimenter og andre aktuelle beregningsmodeller. I følge forfatterne er dette en nyttig og enkel framgangsmåte der resultatene stemmer godt overens med resultatene fra andre modeller.

Denne beregningsmodellen gir ingen metode for å beregne skjærkraftkapasiteten, som mest sannsynlig vil være kritisk når hulldekker brukes. Likevel gjøres det en sammenligning av trykk- og strekkkapasiteten mot de andre modellene for å vurdere denne framgangsmåten.



Figur 5-18 Antatt trykkdiagonal i en utfylt ramme (Alvarenga mfl., 2006)



Figur 5-19 Strut-and-tie modell i den utfylte rammen (Alvarenga mfl., 2006)

Ved å kreve likevekt i et av hjørneknutepunktene kan kraften i trykkstaven (C) finnes:

$$C = \frac{F}{2\cos(\gamma)\cos(\theta)}$$

der F = påført horisontalkraft
 2γ = vinkel mellom trykkstaver
 θ = trykkdiagonalens vinkel med horisontalen

På samme måte kan strekkraften (T) finnes ved å kreve likevekt i knutepunktet der strekkstaven og trykkstavene møtes:

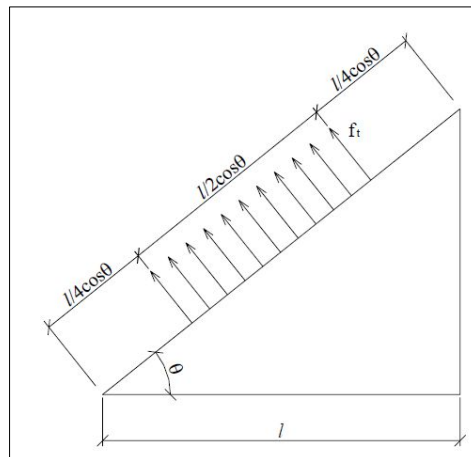
$$T = \frac{F \tan(\gamma)}{\cos(\theta)}$$

der $\tan(\gamma) = \alpha \frac{\sqrt{2} \cos(\theta)}{l}$

der α = kontaktlengde mellom infill-materialet og rammen
 l = lengden av infill-materialet

Strekkapasitet:

I modellen antas det en konstant strekkspenningsfordeling i midtområde tilsvarende lengden av halve diagonalen (Figur 5-20).



Figur 5-20 Antatt fordeling av strekkspenninger (Alvarenga mfl., 2006)

Ved å bruke sammenhengen mellom spenning, kraft og areal ($\sigma = F/A$) kan den maksimale kraften i strekkstaven finnes:

$$T_{MAX} = \frac{f_t l t}{2\cos(\theta)}$$

der f_t = infill-materialets strekkapasitet
 t = tykkelsen av infill-materialet

For å finne kapasiteten ved strekkbrudd relateres de to siste ligningene:

$$T = T_{MAX}$$

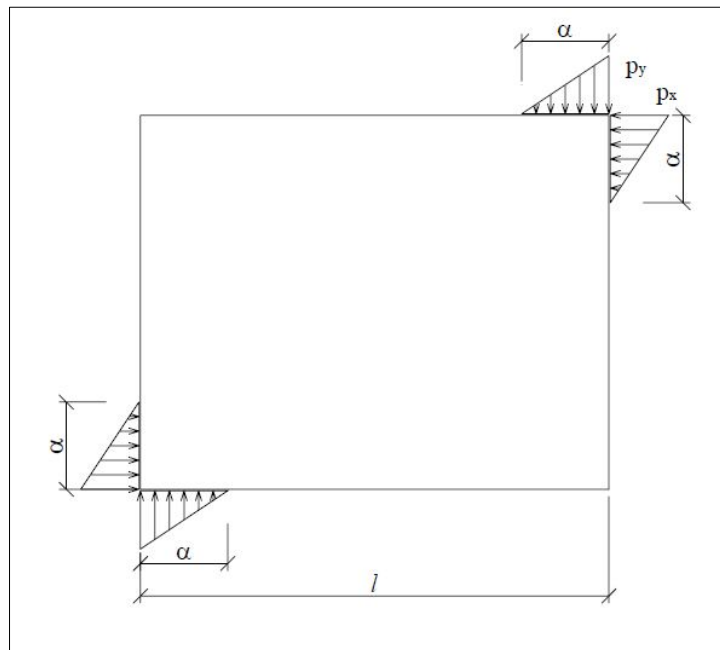
$$\frac{F \tan(\gamma)}{\cos(\theta)} = \frac{f_t l t}{2 \cos(\theta)}$$

Og dermed er den maksimale horisontale kraften gitt ved:

$$F_{Crack} = \frac{f_t l t}{2 \tan(\gamma)}$$

Trykkapasitet:

Det antas at trykkbrudd bare kan skje i hjørnene siden trykkspenningene er størst her. Videre antas det en triangulær spenningsfordeling langs kontaktlengden α , mellom infill-materialet og rammen (Figur 5-21).



Figur 5-21 Fordeling av trykkspenninger (Alvarenga mfl., 2006)

De største trykkspenningene (innerst i hjørnet) er gitt ved:

$$p_x = \frac{2F}{\alpha t}$$

og

$$p_y = \frac{2F \tan(\theta)}{\alpha t}$$

(Forfatterne introduserer begreper som bi-aksial spenning og effektiv spenning i forbindelse med betongkapasiteten, men det velges å neglisjere disse)

Dermed er den maksimale horisontale kraften ved trykkbrudd gitt ved:

$$F_{Crush} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_c \alpha t}{2} \\ \frac{f_c \alpha t}{2 \tan(\theta)} \end{array} \right.$$

Kontaktlengden α , er gitt av (Stafford Smith & Carter, 1969):

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h}$$

Last parallelt med hulldekke

Kontaktlengde:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} = \frac{\pi}{2 \cdot 8,2} = 0,19156 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,19156 \cdot 6600 = 1264 \text{ mm}$$

$$\tan(\gamma) = \alpha \frac{\sqrt{2} \cos(\theta)}{2l} = 1264 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\cos(26,6)}{12000} = 0,066598$$

Strekkapasitet:

Brudd gjennom fuge:

$$F_{Crack} = \frac{f_t l t}{2 \tan(\gamma)} = \frac{1,1 \cdot 12000 \cdot 235}{2 \cdot 0,066598} = 23289 \text{ kN}$$

$$R = \frac{F_{Crack}}{\cos(\theta)} = \frac{23289}{\cos(26,6)} = 26046 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekkeflenser:

$$F_{Crack} = \frac{f_t l t}{2 \tan(\gamma)} = \frac{1,6 \cdot 12000 \cdot 80}{2 \cdot 0,066598} = 11532 \text{ kN}$$

$$R = \frac{F_{Crack}}{\cos(\theta)} = \frac{11532}{\cos(26,6)} = 12897 \text{ kN}$$

Trykkapasitet (trykkbrudd i endefuge):

$$F_{Crush} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_c \alpha t}{2} = \frac{14,9 \cdot 1264 \cdot 153}{2} = 1441 \text{ kN} \\ \frac{f_c \alpha t}{2 \tan(\theta)} = \frac{14,9 \cdot 1264 \cdot 153}{2 \cdot \tan(26,6)} = 2877 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$R = \frac{F_{Crush}}{\cos(\theta)} = \frac{1441}{\cos(26,6)} = 1612 \text{ kN}$$

Last normalt på hulldekke

Kontaktlengde:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} = \frac{\pi}{2 \cdot 12,2} = 0,12875 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,12875 \cdot 12400 = 1597 \text{ mm}$$

$$\tan(\gamma) = \alpha \frac{\sqrt{2} \cos(\theta)}{2l} = 1597 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\cos(63,4)}{6000} = 0,084272$$

Strekkapasitet:

Brudd gjennom fuge:

$$F_{Crack} = \frac{f_t l t}{2 \tan(\gamma)} = \frac{1,1 \cdot 6000 \cdot 235}{2 \cdot 0,084272} = 9202 \text{ kN}$$

$$R = \frac{F_{Crack}}{\cos(\theta)} = \frac{9202}{\cos(63,4)} = 20551 \text{ kN}$$

Brudd gjennom hulldekkeflenser:

$$F_{Crack} = \frac{f_t l t}{2 \tan(\gamma)} = \frac{1,6 \cdot 6000 \cdot 80}{2 \cdot 0,084272} = 4557 \text{ kN}$$

$$R = \frac{F_{Crack}}{\cos(\theta)} = \frac{4557}{\cos(63,4)} = 10177 \text{ kN}$$

Trykkapasitet (trykkbrudd i endefuge):

$$F_{Crush} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_c \alpha t}{2} = \frac{14,9 \cdot 1597 \cdot 80}{2} = 952 \text{ kN} \\ \frac{f_c \alpha t}{2 \tan(\theta)} = \frac{14,9 \cdot 1597 \cdot 80}{2 \cdot \tan(63,4)} = 477 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$R = \frac{F_{Crush}}{\cos(\theta)} = \frac{477}{\cos(63,4)} = 1065 \text{ kN}$$

5.3.4 Oppsummering av resultater

Last parallelt med hulldekke, kraft i trykkdiagonal:

Stafford Smith & Carter (1969)				Stafford Smith og Riddington (1978)				Alvarenga med flere (2006)			
Strekk		Trykk	Skjær	Strekk		Trykk	Skjær	Strekk		Trykk	Skjær
Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge	Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge	Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge
7336	3633	3461	357	5992	3006	2154	215	26046	12897	1612	-

Tabell 5-1 Sammenligning av resultater, last parallelt med hulldekker

Last normalt på hulldekke, kraft i trykkdiagonal:

Stafford Smith & Carter (1969)				Stafford Smith og Riddington (1978)				Alvarenga med flere (2006)			
Strekk		Trykk	Skjær	Strekk		Trykk	Skjær	Strekk		Trykk	Skjær
Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge	Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge	Gj. fuge	Gj. HD	Hjørne	Fuge
7693	3809	2661	159	5983	3002	793	81	20551	10177	1065	-

Tabell 5-2 Sammenligning av resultater, last normalt på hulldekker

(De blå tallene er utregnet med et lengde:bredde forhold på 1:1 selv om det egentlige lengde:bredde forholdet er 1:2. Derfor skal verdiene egentlig være en del lavere enn det som er oppgitt.)

Last parallelt med hulldekke:

Ut ifra resultattabellene ser man at kapasiteten til et skjærbrudd ligger vesentlig lavere enn strekk- eller trykkbrudd. På grunn av hulldekkenes orientering i forhold til lasten tyder det på at en slik bruddform er meget sannsynlig.

Last normalt på hulldekke:

Som nevnt tidligere er det liten sannsynlighet for at et skjærbrudd vil opptre normalt på hulldekkefugen og det velges derfor å neglisjere denne bruddformen. Fra tabellen ser man også at skjærkapasiteten er usannsynlig lav med denne orienteringen. Videre ser man at trykkkapasiteten ligger en del lavere enn strekkkapasiteten og det er derfor mest sannsynlig at et trykkbrudd vil opptre i hjørnene med dette oppsettet.

Konklusjon

Generelt er det stor spredning i resultatene, men noen trender viser seg; strekkkapasiteten er størst, deretter trykkkapasiteten og den laveste og dermed kritiske kapasiteten er skjærkapasiteten.

Det er imidlertid stor usikkerhet i beregningene som er utført med fremgangsmåtene fra litteraturen. Disse tar utgangspunkt i en enkel ramme utfyllt med murverk eller betong, mens i dette tilfellet består systemet av mange rammer satt sammen, utfyllt av hulldekker. Da rammene i midten av dekket er omringet av andre rammer vil dette øke stivheten til midtrammen og dermed øke trykkdiagonalens kapasitet i forhold til rammer som er plassert ut mot kanten. Dette har blitt forsøkt løst med en medvirkende bredde på nærliggende hulldekker for å kompensere for dette. Som nevnt tidligere er ikke infill av hulldekker direkte sammenlignbart med infill av murstein og betong. Hulldekkene har forskjellige egenskaper i retninger normalt på hverandre, dette gjelder ikke for murstein og betong som disse fremgangsmåtene er basert på.

Basert på usikkerhetene og resultatene fra denne utprøvingen blir det derfor utarbeidet en alternativ framgangsmåte for å beregne trykkdiagonalens kapasitet.

5.3.5 Alternativ metode

Da ingen av de øvrige framgangsmåtene som er testet er spesielt beregnet for hulldekker er det interessant å vurdere en alternativ beregningsmetode. Det tenkes at denne alternative metoden vil modellere systemets kapasitet på en bedre måte da dekkets armering tas med i beregningen (noe ingen av de andre metodene gjør). Som det går fram av de øvrige beregningene er det spesielt skjærbruddkapasiteten som vil være avgjørende, og dette antas også med denne metoden. I denne framgangsmåten tas det hensyn til fugearmeringen langs hulldekkendeene som effektivt gir god skjærkapasitet. Det er bare skjærkapasiteten som blir vurdert på grunn av begrensinger som skjær-friksjonsmodellen gir (mer om dette senere).

Denne beregningsmetoden er basert på kjente konsepter innen skjærkraftoverføring i hulldekker. Det presenteres derfor litt generell teori om temaet hovedsakelig hentet fra Elliott (Elliott, 2002).

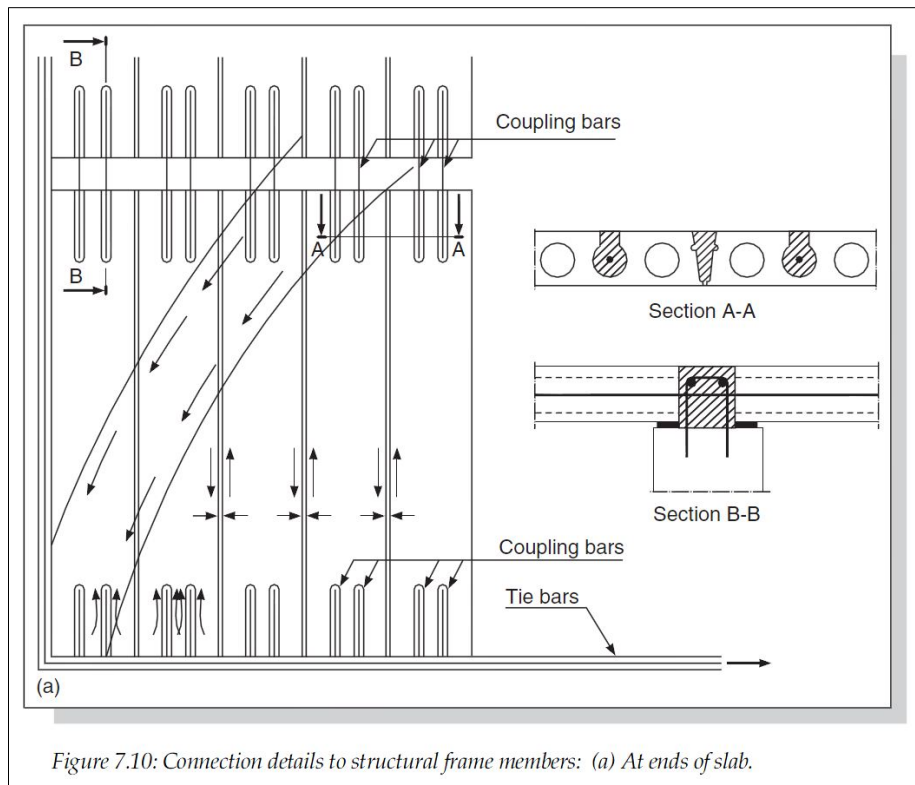
Teori

Mellom hulldekker (og mellom hulldekker og vertikalt avstivende konstruksjoner) vil det generelt dannes tynne riss. Disse rissene dannes i overgangen mellom det prefabrikkerte elementet og mørtelen på grunn av krymping. Rissene gjør det mulig å overføre skjærkrefter mellom hulldekker og bredden på risset vil være avgjørende for det effektive skjærarealet i dette området.

Generelt vil dekker av hulldekker motstå skjærkrefter ved plassering av armering på utvalgte steder (Figur 5-22):

- Strekkarmering i ytterkant (randarmering, tie bars) som krysser de langsgående fugene og er forankret ved hjelp av bøylere i hulldekkekanaler (tar også moment).
- Skjærarmering (bøylearmering, coupling bars) som fester hulldekkene til oppleggsbjelker/vertikalt avstivende konstruksjoner og motstår skjær i hulldekkendeer. Armering kan også legges de langsgående fugene mellom elementene for å overføre skjær i endefugen (ikke vist på figur)

I tillegg kommer armering i hulldekkets sidekant som overfører krefter til vertikalt avstivende konstruksjoner (ikke vist på figur).



Figur 5-22 Typisk armering i et dekke av hulldekker (Elliott, 2002)

Skjærkapasiteten er gitt av en kombinasjon av:

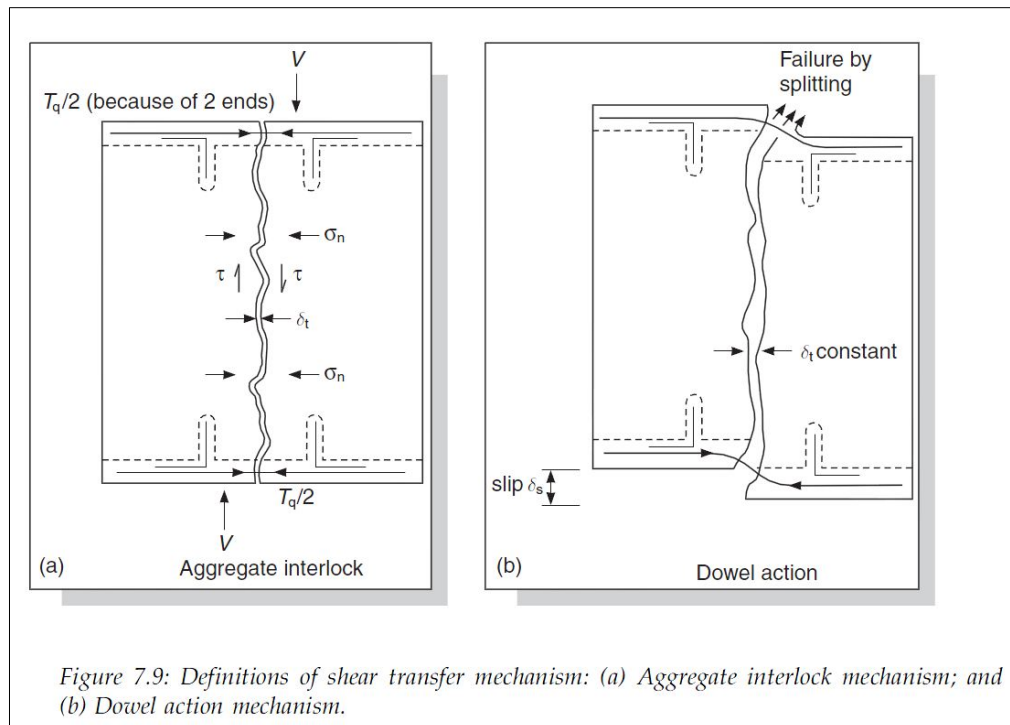
1. **Aggregate interlock:** I opprisset betong vil tilslaget «låses» i hverandre ved hjelp av heft og skjærfriksjon.
 - a. **Heft:** Mellom hulldekket og mørtelen vil det være en viss heftkapasitet (Figur 5-23). Denne kapasiteten overskrides når størrelsen på risset i dette området er stor nok til å øke strekkraften i armeringen (T_q).
 - b. **Skjærfriksjon:** Når risset mellom hulldekket og mørtelen blir større økes også strekkraften i armeringen, og dermed blir skjærfriksjonen den dominerende virkningen. Den økte kraften i randarmeringen (T_q) vil føre til en normalspenning (σ_n) som klemmer elementene sammen (Figur 5-23). Denne kapasiteten er også avhengig av ruheten (μ) til fugeoverflatene til elementene. Denne kapasiteten overskrides når størrelsen på risset når en kritisk verdi.

Disse konseptene ivaretar skjærkapasitet og stivhet.

2. **Dowel action (dybelvirkning):**

I forhold til heft og skjærfriksjon bidrar dybelvirkningen med lavere styrke, men desto større deformasjonsegenskaper (Figur 5-23). Kapasiteten avhenger av armeringsstålets egenskaper til å motstå skjærkrefter ved bøying og «bukning» (engelsk: kinking). I tillegg vil måten randarmeringen er forankret til hulldekkene og selve skiven spille en rolle.

Dette konseptet ivaretar strukturell integritet.



Figur 5-23 Skjæroverføring mellom hulldekker (Elliott, 2002)

Beregningsmetode

Denne alternative metoden er utarbeidet med utgangspunkt i teori fra Betongelementboken Bind B² (BEF, 2005b), der kapittel 16 omhandler «skjæroverføring i utstøpte fuger mellom elementer». Relevant stoff finnes også i Betongelementboken Bind C³ (BEF, 2006), kapittel 13 som omhandler skiver.

Den generelle formelen som angir skjærkapasiteten i et dekke av hulldekker med utstøpte fuger er gitt ved (BEF, 2005b):

$$V_d = V_{cd} + V_{sv} - V_N \leq V_{ccd}$$

der:

$$V_{cd} = \tau_{cd} A_c = \text{betongens heftbidrag}$$

$$V_{sd} = \mu f_{sd} A_{sv} = \text{armeringens bidrag}$$

$$V_N = \mu \sigma_c A_c = \text{normalspenningens bidrag}$$

$$V_{ccd} = 0,3 f_{cd} A_c = \text{betongtrykkbrudd som øvre grense}$$

der:

τ_{cd} = dimensjonerende heftspenning i fugen

A_c = hulldekkets fugearreal, regnet som hulldekkets tykkelse minus 30 mm

μ = friksjonskoeffisient for friksjon mellom hulldekker

f_{sd} = dimensjonerende stålspenning for armering

A_{sv} = armeringsareal

² Se Bind B fra side 170

³ Se Bind C fra side 226

σ_c = normalspenning (trykk) på fugen
 f_{cd} = dimensjonerende trykkspenning i fugen

Merk at V_N er regnet positivt som strekk i formelen.

Alternativt blir formelen da:

$$V_d = \tau_{cd}A_c + \mu f_{sd}A_{sv} - \mu \sigma_c A_c \leq 0,3f_{cd}A_c$$

Betingelser for beregning:

Etter samtaler med veileder ble det bestemt at armeringens og normalspenningen skulle bidra til skjærkapasiteten. Friksjonskoeffisienten er satt til 1,0 og fugearmeringen i hulldekkene forutsettes tilstrekkelig forankret.

Ifølge Betongelementboken Bind B⁴ (BEF, 2005b) anbefales det at skjærspenningen i fugen (τ_d) mellom hulldekker begrenses til 0,10 N/mm² for å sikre bruk av skjær-friksjonsmodellen. Det anbefales ikke skjærspenninger over 0,20 N/mm², med så høye spenninger blir dybelvirkningen gjeldene og knutepunkter må utformes spesielt.

I denne oppgaven kontrolleres blant annet trykkdiagonalens kapasitet med hensyn til begrensning av skjærspenning i fugen. Det ligger utenfor oppgaven å foreslå løsninger i tilfeller der skjærspenninger er over den anbefalte grensen, men man må ta spesielle hensyn til dette. Det antas at en skjærspenning opp til 0,15 N/mm² ikke vil kreve spesielle tiltak.

$$\tau_{d,MAX} = \frac{V_d}{A_c} \leq 0,10 \text{ N/mm}^2$$

der:

V_d = dimensjonerende skjærkapasitet
 A_c = hulldekkets fugeareal

Siden det er satt en lav begrensning på skjærspenningen i fugen (0,10 N/mm²) antas det derfor at strekk- eller trykkbrudd ikke vil oppstå.

Ved bruk av for eksempel av B30 i fugen er øvre grense for skjærspenningen ved trykkbrudd:

$$\tau_d = 0,3f_{cd} = 0,3 \frac{f_{cn}}{\gamma_{fuge}} = 0,3 \frac{23,8}{1,6} = 4,46 \frac{N}{mm^2} \gg \tau_{d,MAX} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

Hulldekkets egen armering vil i tillegg effektivt hindre diagonale strekkbrudd gjennom elementet.

⁴ Se Bind B side 176

Dermed blir den modifiserte formelen for skjærkapasitet:

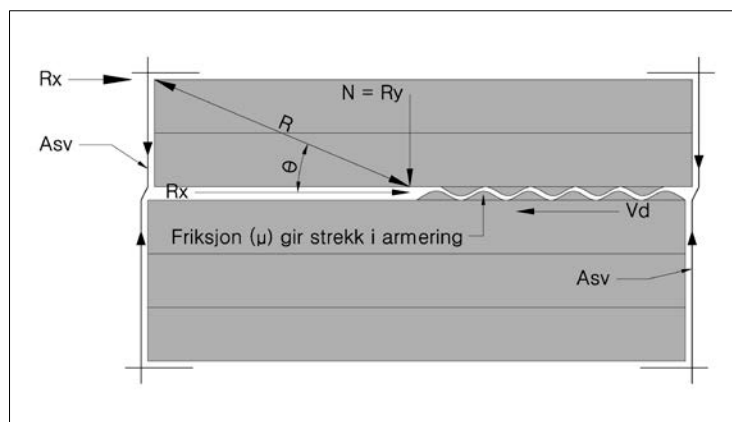
$$V_d = V_{sd} + V_N = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu \sigma_c A_c$$

der:

$$\sigma_c A_c = N = \text{trykkdiagonalens normalkraft på fugen}$$

Merk at V_N nå er regnet positivt som trykk.

Last parallelt med hulldekke



Figur 5-24 Oppsett med last orientert parallelt med hulldekker

Når lasten er orientert på denne måten er det trykkdiagonalens horisontale (R_x) komponent som belaster fugen. Kapasiteten opprettholdes ved trykkdiagonalens vertikale komponent (R_y) som klemmer elementene sammen og friksjonen (μ) mellom elementene. Armeringen i hulldekkene (A_{sv}) vil motvirke separasjonen av hulldekkene på grunn av friksjonen i fugen. Dette vil øke skjærkapasiteten ytterligere.

$$V_d = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu N = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu R_y$$

Sammenhengen mellom trykkdiagonalens to komponenter (R_x og R_y) og trykkdiagonalens kraft (R):

$$R_x = \cos(\theta)R$$

$$R_y = \sin(\theta)R$$

Dermed er den dimensjonerende skjærkapasiteten i fugen gitt ved:

$$V_d = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu \sin(\theta)R$$

Og den påførte skjærkraften i fugen er gitt ved:

$$V_f = R_x = \cos(\theta)R$$

Skjærkapasiteten må tilfredsstille:

$$V_d > V_f$$

Begrensing av skjærspenning i fugen:

$$\tau_{d,MAX} = \frac{V_{d,MAX}}{A_c} \leq 0,10 \text{ N/mm}^2$$

Kravet gir en begrensing på tillatt dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{d,MAX} \leq 0,10A_c$$

Ved tilfeller hvor den dimensjonerende skjærkapasiteten er større enn kravet ovenfor må situasjonen vurderes spesielt. Hvis det lar seg gjøre kan den maksimale skjærspenningen i fugen (τ_d) økes til 0,15-0,20 N/mm².

Ved dette oppsettet kan man se at skjærkraften i fugen (R_x) fra diagonalen (R) er størst når vinkelen er 0°, der bidraget fra diagonalens normalkraft (R_y) på fugen i dette tilfellet er null. Når vinkelen økes mot 45° blir skjærkraften (R_x) gradvis mindre mens normalkraften (R_y) øker, og ved 45° er verdiene like store. Ved vinkler over 45° fortsetter normalkraften å øke mens skjærkraften minker, og ved 90° bidrar trykkdiagonalen kun til normalkraft på fugen. Dette innebærer at ved vinkler over 45° vil normalkraften være større enn skjærkraften, som betyr at skjærbrudd ikke vil oppstå i dette vinkelområdet.

For å illustrere dette regnes det et lite eksempel:

Trykkdiagonal: $R = 100 \text{ kN}$

Total armering (2 ϕ 12, 1 ϕ 12 på hver side): $A_{sv} = 2 \cdot 113 \text{ mm}^2$

Stålspenning: $f_{sd} = 400 \text{ N/mm}^2$

Friksjonskoeffisient: $\mu = 1,0$

θ	$V_d = \mu \cdot f_{sd} \cdot A_{sv} + \mu \cdot \sin(\theta) \cdot R \text{ [kN]}$			
	Total skjærkapasitet	Armering	Normalkraft	Skjærkraft
	$V_d \text{ [kN]}$	$\mu \cdot f_{sd} \cdot A_{sv} \text{ [kN]}$	$\mu \cdot \sin(\theta) \cdot R \text{ [kN]}$	$V_f = \cos(\theta) \cdot R \text{ [kN]}$
0°	90	90	0	100
10°	107	90	17	98
20°	124	90	34	94
30°	140	90	50	87
40°	154	90	64	77
45°	161	90	71	71
50°	167	90	77	64
60°	177	90	87	50
70°	184	90	94	34
80°	188	90	98	17
90°	190	90	100	0

Tabell 5-3 Påvirkning av trykkdiagonalens vinkel

Trykkdiagonalens kapasitet:

1. Armering og normalkraft

Ved å bruke kravet til skjærkapasitet;

$$V_d > V_f \rightarrow \mu f_{sd} A_{sv} + \mu \sin(\theta) R > \cos(\theta) R$$

er trykkdiagonalens kapasitet gitt ved:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

for $45^\circ < \theta \leq 90^\circ$ er normalkraften større enn skjærkraften som fører til at elementene klemmes så mye sammen slik at skjærbrudd ikke oppstår.

2. Begrensning av skjærspenning

Skjærkapasitetens øvre grense:

$$V_d < V_{d,MAX} \rightarrow \mu f_{sd} A_{sv} + \mu \sin(\theta) R < \tau_{d,MAX} A_c$$

gir trykkdiagonalens øvre kapasitet:

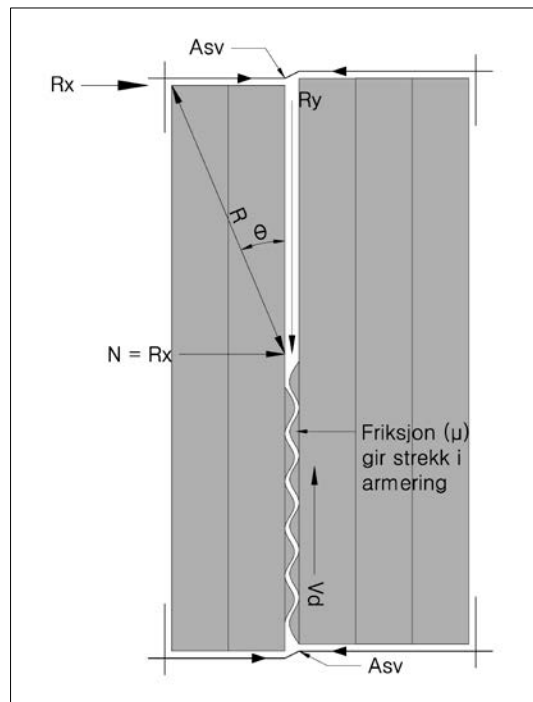
$$R_{MAX} < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

for $45^\circ < \theta \leq 90^\circ$ er normalkraften større enn skjærkraften som fører til at elementene klemmes så mye sammen slik at fugen ikke belastes på langs.

Ved tilfeller hvor $R > R_{MAX}$ må den øvre kapasiteten økes. Av formelen ser man at for å øke trykkdagonalens øvre kapasitet må enten den tillatte skjærspenningen i fugen økes, eller så må armeringsmengden reduseres (så lenge vinkelen holdes konstant).

Last normalt på hulldekke



Figur 5-25 Oppsett med last orientert normalt på hulldekker

Når lasten er orientert på denne måten er det trykkdiagonalens vertikale komponent (R_y) som belaster fugen. Kapasiteten opprettholdes ved trykkdiagonalens horisontale (R_x) komponent som klemmer elementene sammen og friksjonen (μ) mellom elementene. Armeringen i hulldekkeendene (A_{sv}) vil også være med på å øke skjærkapasiteten.

$$V_d = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu N = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu R_x$$

Sammenhengen mellom trykkdiagonalens to komponenter (R_x og R_y) og trykkdiagonalens kraft (R):

$$R_x = \sin(\theta)R$$

$$R_y = \cos(\theta)R$$

Dermed er den dimensjonerende skjærkapasiteten i fugen gitt ved:

$$V_d = \mu f_{sd} A_{sv} + \mu \sin(\theta)R$$

Og den påførte skjærkraften i fugen er gitt ved:

$$V_f = R_y = \cos(\theta)R$$

Skjærkapasiteten må tilfredsstille:

$$V_d > V_f$$

Begrensing av skjærspenning i fugen:

$$\tau_{d,MAX} = \frac{V_{d,MAX}}{A_c} \leq 0,10 \text{ N/mm}^2$$

Kravet gir en begrensing på tillatt dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{d,MAX} \leq 0,10 A_c$$

Som det fremgår av utledningene er det ingen forskjell i kapasitetene ved ulik orientering av infill-rektangelet i forhold til lasten. Grunnen til dette er at fugeretningen også skifter retning når rektangelet blir rotert.

Kapasitet i trykkdiagonal - eksempel

Kapasiteten regnes ut med data fra skissen på side 58 for sammenligning med de andre metodene.

Hulldekke tykkelse (HD265):

$$t = 265 \text{ mm}$$

Friksjon mellom elementer:

$$\mu = 1,0$$

Dimensjonerende stålspenning:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,25} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Armering i endefugen antas å være 2 stenger à 12 mm (113 mm²) diameter i hver fuge (standard fugearmering):

$$A_{sv} = 4 \cdot 113 = 452 \text{ mm}^2$$

Trykkdiagonalens vinkel med horisontalen:

$$\theta = 26,6^\circ$$

Trykkdiagonalens kapasitet:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)} = \frac{1,0 \cdot 400 \cdot 452}{\cos(26,6) - 1,0 \sin(26,6)} = 405 \text{ kN}$$

Trykkdiagonalens begrensning ved skjærspenning begrenset til 0,10 N/mm²:

$$R_{MAX} < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\sin(\theta)} < \frac{0,10 \cdot ((265 - 30) \cdot 12000) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(26,6)} < 226 \text{ kN}$$

Krav:

$$R < R_{MAX} \rightarrow 405 \text{ kN} < 226 \text{ kN} \rightarrow \text{ikke OK!}$$

Trykkdiagonalens øvre kapasitet ved skjærspenning begrenset til 0,15 N/mm²:

$$R_{MAX} < \frac{0,15 \cdot ((265 - 30) \cdot 12000) - 1,0 \cdot 200 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(26,6)} < 541 \text{ kN}$$

$$R < R_{MAX} \rightarrow 405 \text{ kN} < 541 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Trykkdiagonalens kapasitet oppsummert:

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R_{MAX} < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Krav:

$$R < R_{MAX}$$

Hvis kapasiteten er større enn begrensningen pga tillatt skjærspenning (0,10 - 0,20 N/mm²) må situasjonen vurderes spesielt.

Denne metoden bygger på konsepter som er spesielle for hulldekker og det tenkes derfor at denne framgangsmåten modellerer kapasiteten på en bedre måte. I forhold til de øvrige beregningsresultatene gir denne metoden en høyere kapasitet på trykkdiagonalen som følge av armeringens bidrag, dermed får man en mer riktig kapasitet som kan forventes av dette oppsettet. Basert på dette brukes denne metoden i det videre arbeidet.

5.4 Kontroll av fagverkets staver og knutepunkt

Det er viktig å undersøke kreftene på forskjellige steder fordi stavenes og knutepunktene kapasitet avhenger av hvordan disse utformes og eventuelle begrensninger som foreligger. Aktuelle steder å sjekke er dekkets innvendige felt og randområder, kreftene her vil være relativt homogene og jevnt fordelt. Kritiske områder som må undersøkes med potensielt store kraftkonsentrasjoner befinner seg ved de vertikalt avstivende konstruksjonene der de horisontale kreftene i dekket samles opp.

5.4.1 Generelle staver

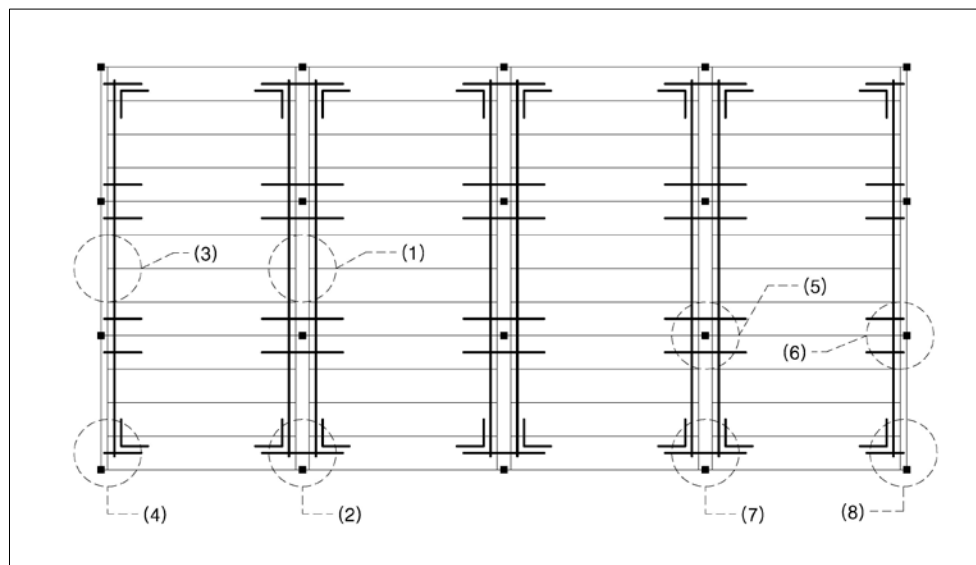
Med generelle staver menes alle staver som ikke er i direkte kontakt med de vertikalt avstivende konstruksjonene og der kreftene er relativt like. I en gitt akse må stavens kapasitet og forankring vurderes. Den kritiske og dermed den dimensjonerende kraften for alle staver av en gitt type tar utgangspunkt i den største enkeltverdien denne type stav har i det aktuelle dekket.

Det vil si:

- For staver i innvendige felt (alle midtakser):
Ved å sammenligne alle makskreftene i akser i innvendige felt kommer man fram til en kritisk verdi. Denne kraften antas å være dimensjonerende for alle staver i innvendig felt.
- For staver i utvendige felt (ved randakse):
På samme måte sammenlignes maksverdier i akser i utvendige felt (randakser) slik at man kommer fram til en kritisk verdi som gjelder for alle staver ved rand.

Dette gjelder naturligvis for både staver av oppleggsbjelker/elementvegger og staver av hulldekker (kalt HD-stav videre).

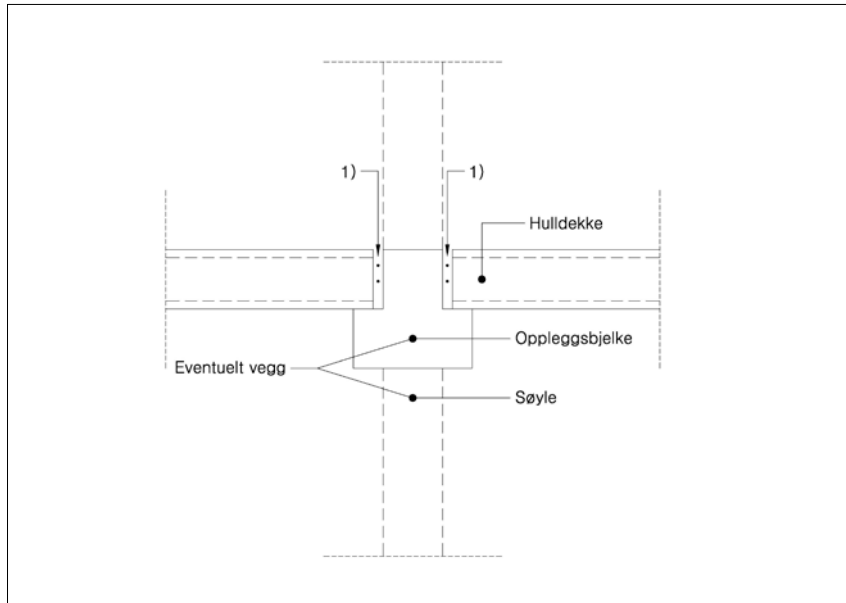
Figurene under viser et søyle-bjelkesystem, men konseptene gjelder også der hulldekkene bæres av elementvegger.



Figur 5-26 Oversikt over plasseringen av de forskjellige stavene

Oppleggsbjelker

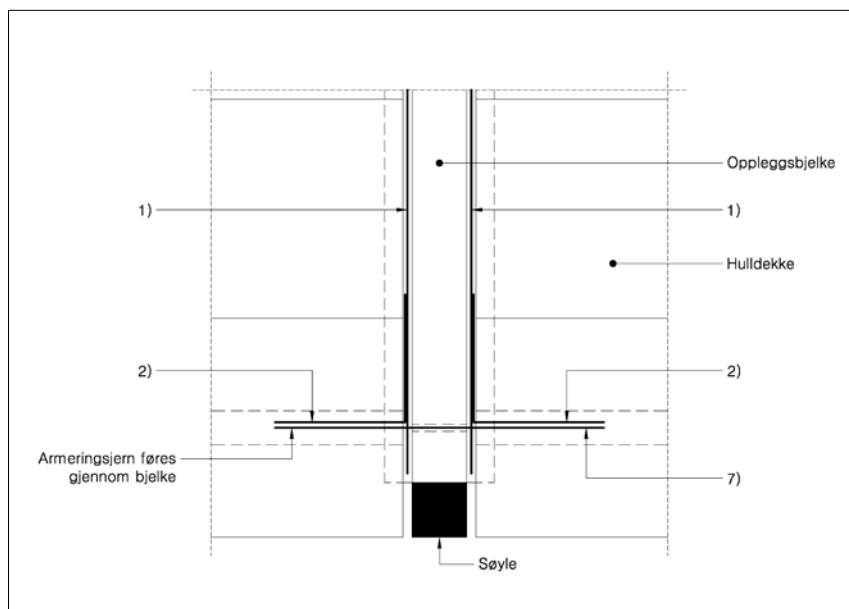
1) Stav i innvendig felt



Figur 5-27 Stav av oppleggsbjelke/vegg og armering

Staven består av en oppleggsbjelke, eller elementvegg, der hulldekker er opplagt på begge sider med armering i den langsgående fugen.

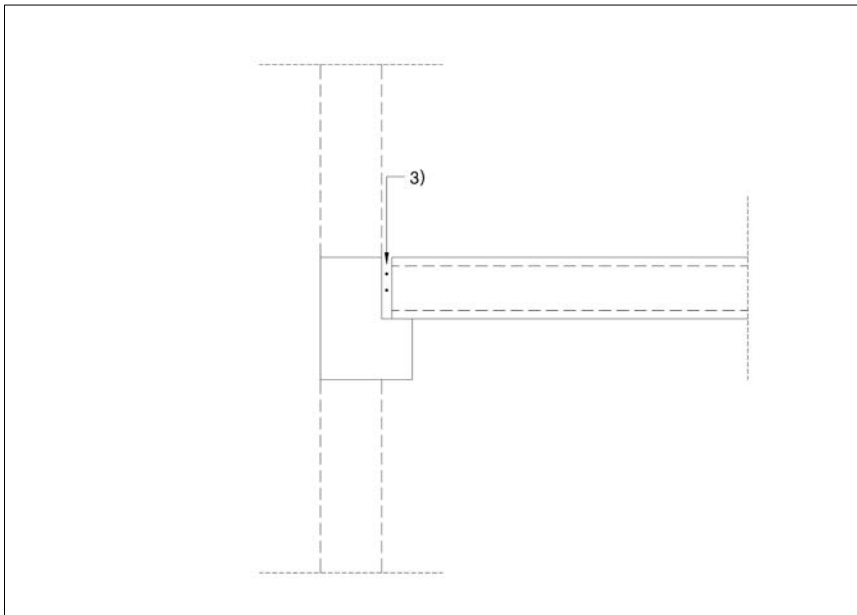
2) Stav i innvendig felt, forankring mot rand



Figur 5-28 Stav av oppleggsbjelke/vegg og armering, forankring

Armeringen i staven nevnt over må forankres ved rand. Dette gjøres ved å legge et vinkeljern i fugen mot kanten og inn i kanal i hulldekker på hver side av bjelken. Antall og størrelse som i 1).

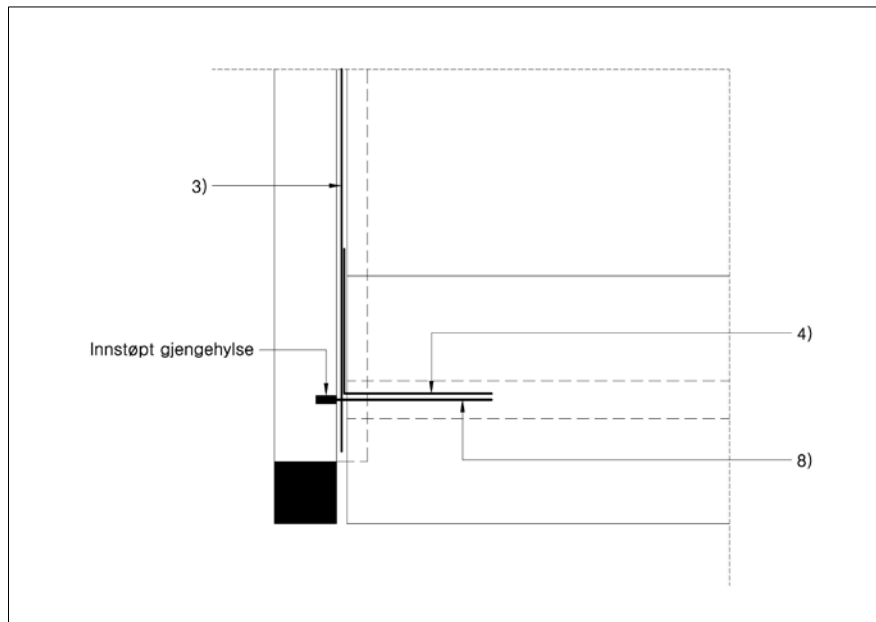
3) Stav ved rand



Figur 5-29 Stav av oppleggsbjelke/vegg (rand) og armering

Staven består av en oppleggsbjelke, eller elementvegg, der hulldekker er opplagt på den ene siden med armering i den langsgående fugen.

4) Stav ved rand, forankring mot rand

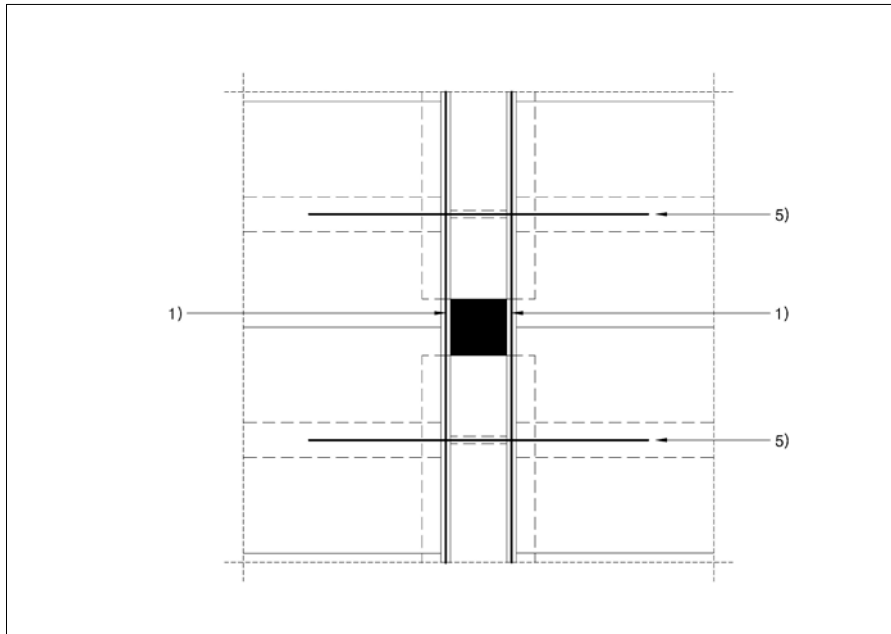


Figur 5-30 Stav av oppleggsbjelke/vegg (rand) og armering, forankring

Armeringen i staven nevnt over må forankres ved rand. Dette gjøres ved å legge et vinkeljern i fugen mot kanten og inn i kanal i hulldekket.

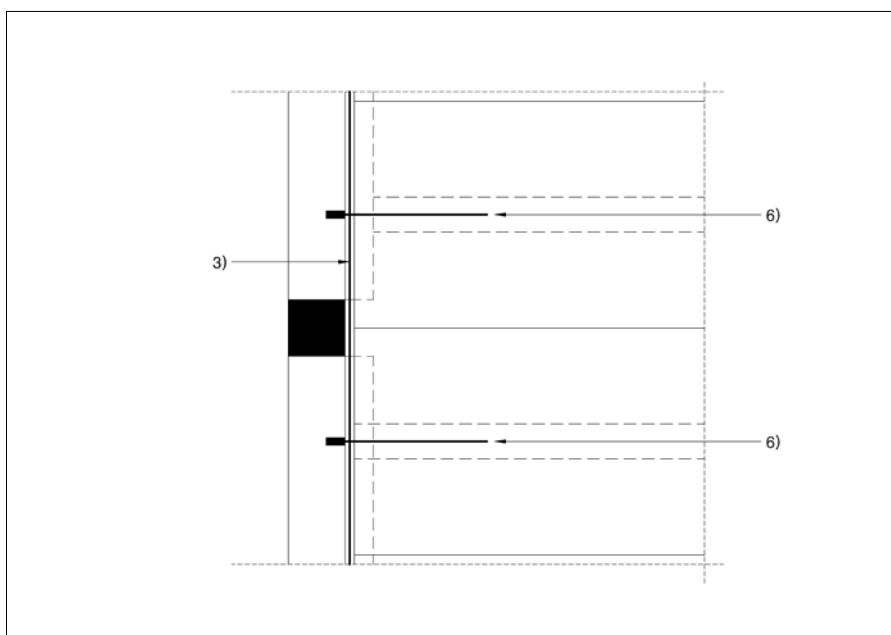
HD-staver

5) Stav i innvendig felt

*Figur 5-31 Stav av hulldekker og armering i kanaler*

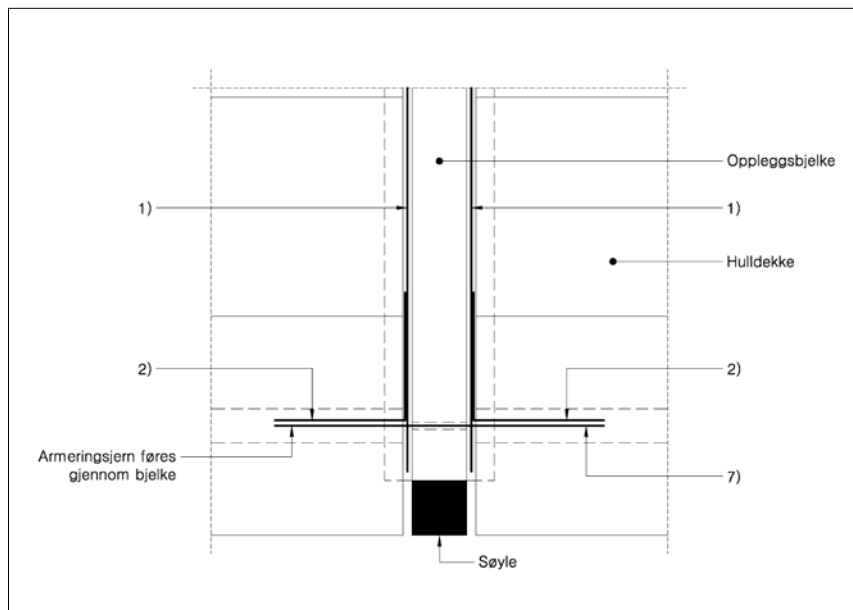
Staven består av armering i selve hulldekke (antas tilstrekkelig) og armering ved knutepunkt som knytter stavene sammen. I kanaler i hver hulldekkeende legges det et armeringsjern som føres videre inn i kanal i tilstøtende hulldekke. Kanalarmering fra to hulldekker antas å bidra til strekkapasiteten i staven.

6) Stav i innvendig felt, forankring mot rand

*Figur 5-32 Stav av hulldekker og armering i kanaler, forankring*

Strekforbindelsen i staven nevnt over må forankres ved rand. Dette gjøres ved å støpe inn gjengehylser i randbjelken der gjengestenger skrues på og føres inn i kanaler i hulldekkeenden. Eventuelt brukes hårnål festes i armeringsstang (i korrugert rør mellom elementer) der elementvegger brukes. Kanalarmering fra to hulldekker antas å bidra til strekkapasiteten i staven.

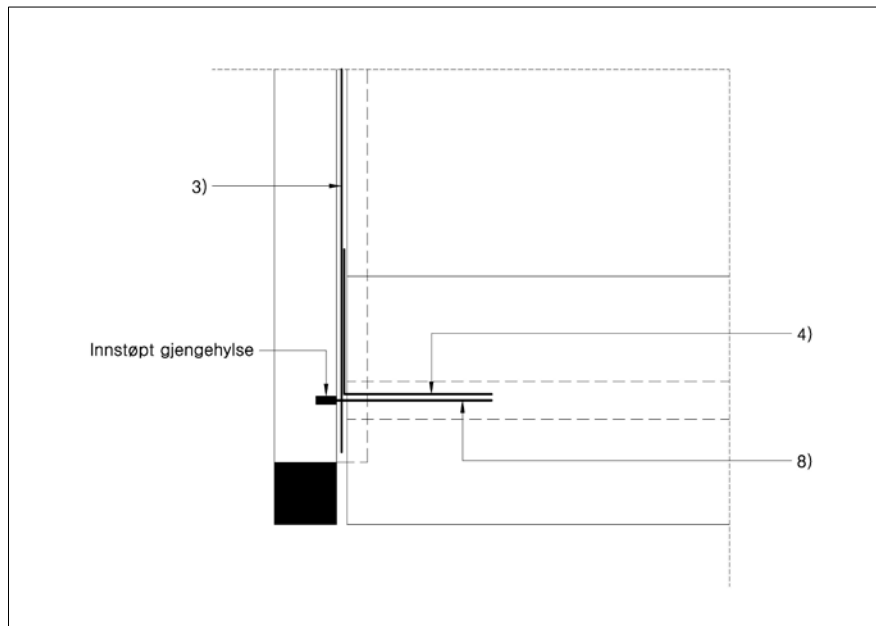
7) Stav ved rand



Figur 5-33 Stav av hulldekker og armering i kanaler (rand)

Staven består av armering i selve hulldekke (antas tilstrekkelig) og armering ved knutepunkt som knytter staven sammen. I kanaler i hver hulldekkeende legges det et armeringsjern som føres videre inn i kanal i tilstøtende hulldekke (armeringen kan eventuelt legges kontinuerlig langs rand). Der hulldekker spenner langs elementvegger legges armeringen kontinuerlig i den langsgående fugen mellom hulldekke og elementvegg. Kanalarmering fra ett hulldekke antas å bidra til strekkapasiteten i staven.

8) Stav ved rand, forankring mot rand



Figur 5-34 Stav av hulldekker og armering i kanaler (rand), forankring

Strekforbindelsen i staven nevnt over må forankres ved rand. Dette gjøres ved å støpe inn en gjengehylse i randbjelken der en gjengestang skrues på og føres inn i kanalen i hulldekkeenden. Ved bruk av elementvegger kan man anta at vinkelarmeringen (4) er nok til å forankre armeringen som ligger i den langsgående fugen mellom hulldekke og elementvegg.

5.4.2 Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Disse staverne har potensielt større belastninger enn de generelle staverne på grunn av at disse er i kontakt med de vertikalt avstivende konstruksjonene og opplever derfor lastkonsentrasjoner. På bakgrunn av kreftene i disse staverne vurderes det om det trengs ekstra armering enn armeringen fra de generelle staverne. I noen tilfeller kan det være tilstrekkelig å øke armeringen fra de generelle staverne lokalt, mens andre tilfeller kan kreve spesielle armeringsføringer. Generelt gjelder det at denne armeringen må sikres tilstrekkelig forankringslengde. Hvordan man plasserer og forankrer armeringen må vurderes fra situasjon til situasjon.

Det er kun staverne i fagverket som kontrolleres i disse områdene, utforming av selve koblingen mellom dekket og de vertikalt avstivende konstruksjonene ligger utenfor denne oppgaven.

5.5 Krefter og armeringsbehov

5.5.1 Kraft/armeringsbidrag fra trykkdiagonal

Diagonalene i infill-materialet (hulldekker) blir modellert som trykkstaver, der kapasiteten blir bestemt av hulldekkenes skjærkapasitet. Skjærkraften motvirkes av friksjon, strekkrefter i armeringen i endefugene og normalkrefter (trykk) mellom hulldekkeelementene.

På grunn begrensing av skjærspenning i fugen antas det at eventuelle trykkbrudd og strekkbrudd ikke vil oppstå. I de rektangler der eventuelt to trykkstaver oppstår, brukes staven med størst trykkraft, dvs det tas ikke hensyn til eventuelle avlastende effekter to kryssende trykkdiagonaler måtte ha på hverandre.

R : trykkraft i diagonal, hentes direkte fra analyseprogram.

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft (referer side 89):

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Total strekkraft i armering (i endefuger) indusert av trykkdiagonalen:

$$R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu f_{sd}} = A_{sv} = \frac{F_{s,diag}}{f_{sd}}$$

$$F_{s,diag} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Armeringsbehov i endefuger:

$$A_{sv,diag} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu f_{sd}}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Armeringsbehov versus trykkdiagonalens vinkel ($\mu = 1,0$, $f_{sd} = 400 \text{ N/mm}^2$)

θ	$A_{sv} [\text{mm}^2]$	
0°	0,0025	$\cdot R \cdot 10^3$
10°	0,0020	$\cdot R \cdot 10^3$
20°	0,0015	$\cdot R \cdot 10^3$
30°	0,0009	$\cdot R \cdot 10^3$
40°	0,0003	$\cdot R \cdot 10^3$
45°	0,0000	$\cdot R \cdot 10^3$

Tabell 5-4 Armeringsbehov som funksjon av trykkdiagonalens vinkel

($A_{sv, \text{diag}}$ er det totale armeringsarealet for begge endefuger)

Ved 45° (og over) er normalkraften like stor eller større enn skjærkraften. Dette fører til null skjærbelastning som igjen ikke krever armering. Det vil si at diagonaler med liten vinkel vil føre til størst armeringsbehov og er derfor kritiske.

Siden det er satt en begrensning på skjærspenning langs hulldekkefugene ($\tau_d = 0,10 \text{ N/mm}^2$) fører det til en øvre grense for verdien på trykkdiagonalen:

$$R_{MAX} < \frac{0,10A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

5.5.2 Kraft/armeringsbidrag fra rette staver

Det vil være to forskjellige typer staver i fagverket (Figur 5-35):

- Stav av oppleggsbjelke/elementvegg og armering: Denne staven består av bjelken/veggen der hulldekkene er opplagt på og armering i endefugen. Betongen i bjelken/veggen tar trykkrefter og armeringen tar strekkrefter.

$F_{s, \text{opp1}}$: strekkraft i stav, hentes direkte fra analyseprogram.

Armeringsbehov i endefuge(r):

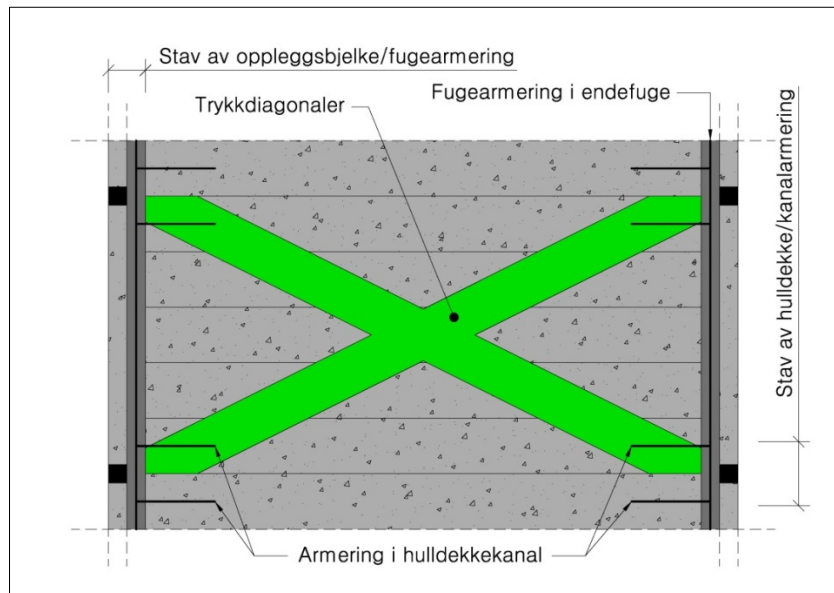
$$A_{s, \text{opp1}} = \frac{F_{s, \text{opp1}}}{f_{sd}}$$

- Stav av hulldekke og armering: Denne staven står normalt på oppleggsbjelkene og spenner fra opplegg til opplegg. En medvirkende del av betongen i hulldekket tar trykkrefter mens armering i kanaler og armering i selve hulldekket (spenntau) tar strekkrefter, se Figur 5-36. Kapasiteten av armeringen i hulldekke antas tilstrekkelig slik at det er armeringen i kanalene som dimensjoneres på bakgrunn av strekkreftene. I tillegg må tilstrekkelig forankringslengde for denne armeringen sikres, se Figur 5-37.

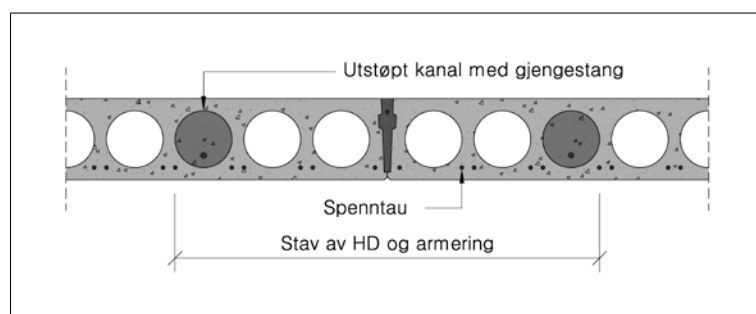
$F_{s,HD}$: strekkraft i stav, hentes direkte fra analyseprogram.

Armeringsbehov i kanaler:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}}$$



Figur 5-35 Stavtyper i fagverket

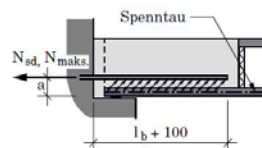


Figur 5-36 Stav av hulldekker og armering

Tabell C 12.2. Maksimal forankringskraft og anbefalt forankringslengde for forankring i kanal.

Stangtype	Dimensjon mm	N_{ed} kN	Maksimalt strekk (kN)				l_b+100
			h=200	h=265	h=320	h=400	
Kamstål B500C	8	20	20	20	20	20	430
	10	31	31	31	31	31	510
	12	45	45	45	45	45	590
	16	80	53*	70*	80	80	750
	20	126	-	-	84*	105*	780
Gjengestang K4.6	M16	45	45	45	45	45	590
	M20	71	53*	70*	71	71	700
	M24	102	53*	70*	84*	102	830
	M30	162	-	-	84*	105*	700
Gjengestang K5.6	M20	88	53*	70*	84*	88	860
	M24	127	-	70*	84*	105*	850
Gjengestang K8.8	M16	90	53*	70*	84*	90	1070
	M20	141	-	-	-	105*	1000

* Forankringskraften N_{maks} er dimensjonerende.



Figur C 12.8. Forankring i kanal. Illustrasjon til tabell C 12.2.

Figur 5-37 Forankringslengder for forankring i kanal (BEF, 2006)

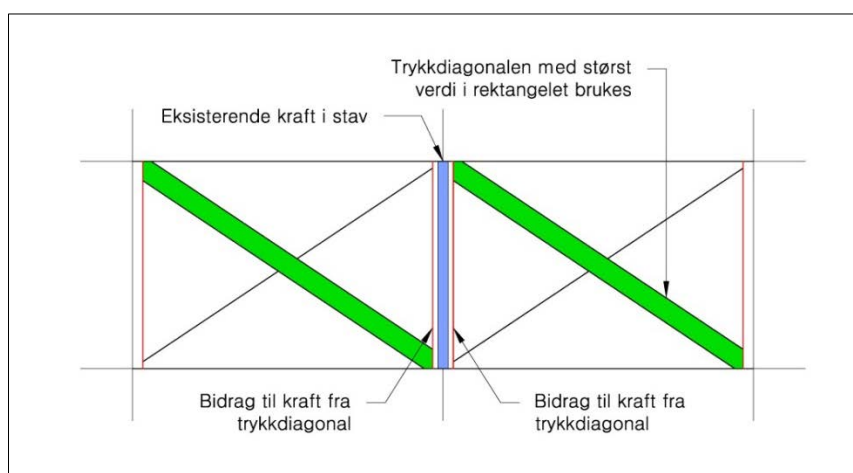
5.5.3 Totale krefter/armering for generelle staver

(Trykkapasiteten antas tilstrekkelig slik at det er bare armeringen som dimensjoneres på grunn på strekkrefter)

Oppleggsbjelke:

Strekkreftene i staven som danner oppleggsbjelke kommer av flere bidrag:

- Strekkrefter vil bli induisert av trykkdiagonaler inntil staven, mot rand vil én diagonal bidra, ellers vil diagonaler på hver side av staven bidra. Trykkdiagonalene fører til strekk i fugearmeringen i hver ende av hulldekkene (Figur 5-38)
- Selve staven kan også ha strekkrefter, den nødvendige armeringen for å motstå disse kreftene blir lagt til armeringsbehovet fra trykkdiagonalene (Figur 5-38).



Figur 5-38 Trykkdiagonalens bidrag til strekkrefter

Den totale strekkraften i oppleggsbjelken blir derfor strekkraften i staven + bidrag fra trykkdiagonalen på én eller to sider. Kraftene motstås av fugearmering i hulldekkende (langs oppleggsbjelken) på én eller to sider.

Totalt strekkrefter i oppleggsbjelken (Figur 5-38):

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,oppl}$$

Totalt behov for armering i endefuge(r):

$$A_{s,TOTAL} = A_{sv,diag,V} + A_{sv,diag,H} + A_{s,oppl}$$

Der V/H står for diagonalens bidrag på henholdsvis venstre og høyre side av oppleggsbjelken.

HD-stav:

Trykkdiagonalene vil ikke influere på kreftene i HD-stavene slik at det er kun strekkreftene i selve HD-staven som bestemmer nødvendig armering. Armeringen legges i to kanaler i hver ende av hulldekket.

$F_{s,HD}$: strekkraft i stav, hentes direkte fra analyseprogram

Armeringsbehov i kanal:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}}$$

Ved å bruke denne modelleringsmåten får man store mengder data ut fra analyseprogrammet (her SAP2000). Det er derfor viktig med en effektiv måte å hente ut kritiske data, dvs verdien på de største stavkreftene i dekkene, da dette danner grunnlaget for bestemmelse av armeringsmengdene. Metoden lar seg enkelt systematisere ved et jevnt fordelt aksesystem og der bygget tillater en symmetrisk og lik fordeling av infill-rektanglene. Ved mer komplisert inndeling av rektanglene må det forventes noe mer arbeid.

Det må vurderes i hvert enkelt tilfelle hvordan man finner og regner ut disse kreftene.

5.5.4 Krefter ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Ved de vertikalt avstivende konstruksjonene vil det kunne oppstå store krefter i staven. Framgangsmåten for å finne de totale kreftene følger de samme prinsippene som for de generelle staven.

For staver som er orientert normalt på hulldekkefuge (som oppleggsbjelkene) er den totale strekkraften:

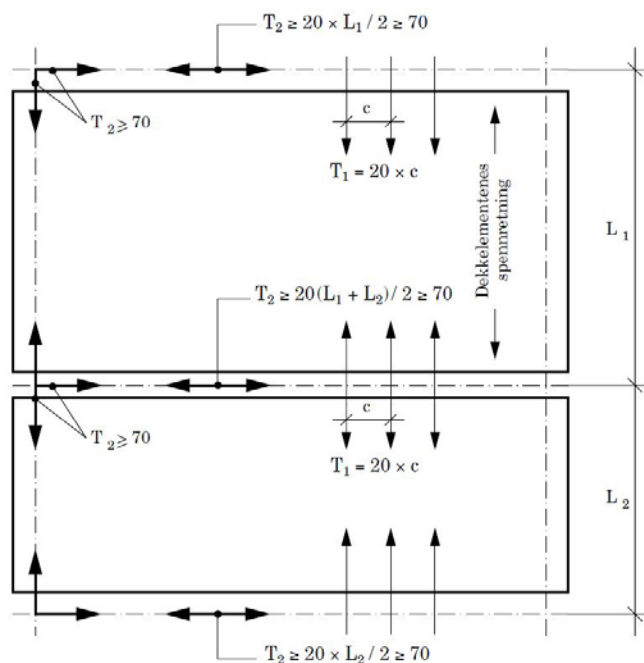
$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,stav}$$

Det vil si den totale kraften er summen av trykkdiagonalenes bidrag til strekk pluss eksisterende strekk i staven.

For staver som er orientert parallelt med hulldekkefuge (HD-stav) er strekkraften den eksisterende kraften i staven og finnes direkte fra analyseprogram.

5.5.5 Minimumsarmering for generelle staver

For å sikre bæreevne ved spesielle lasttilfeller (for eksempel ulykkeslasten som kan føre til lokale brudd) blir bygningskomponentene dimensjonert etter en nedre grenselast. Betongelementboken⁵ gir retningslinjer for dette (BEF, 2005b): «Hovedregelen er: I dekker og vegger skal det ligge en fordelt armering i to kryssende retninger med en kapasitet som ikke er mindre enn 20,0 kN/m» (Figur 5-39).



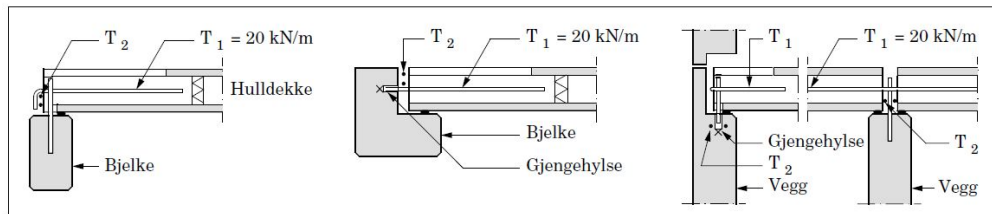
Figur B 8.14. Anbefalte minimumskrefter i et typisk dekke.

Alle krefter i kN og kN/m.
Bruddgrensetilstand.

Figur 5-39 Minimumskrefter for bestemmelse av minimumsarmering (BEF, 2005b)

Armeringen må forankres tilstrekkelig ved opplegg (Figur 5-40).

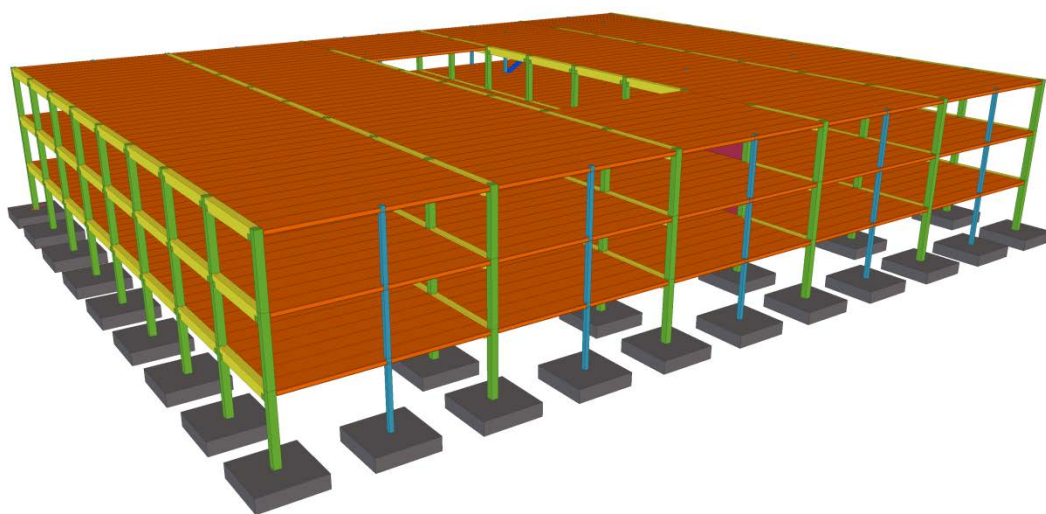
⁵ Se Bind B side 51



Figur B 8.15.
Eksempler på forankring av
hulldekker.

Figur 5-40 Eksempler på forankring av armering (BEF, 2005b)

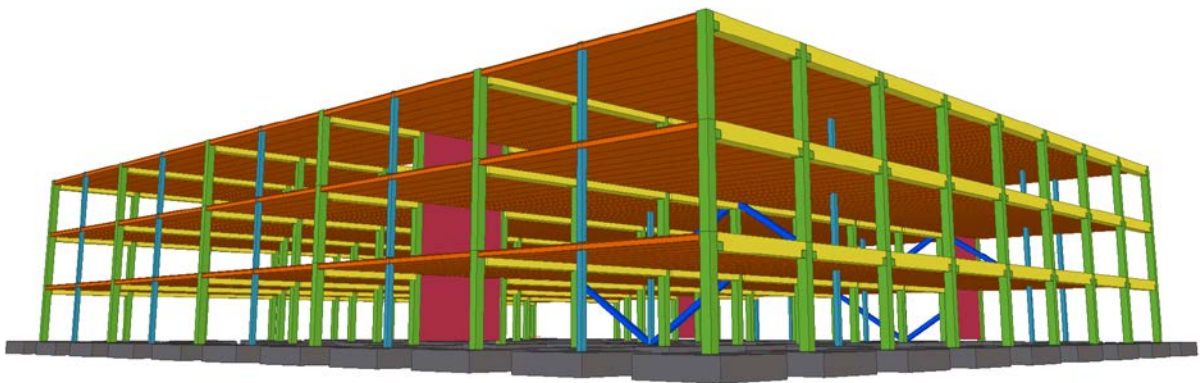
6 Testbygg I



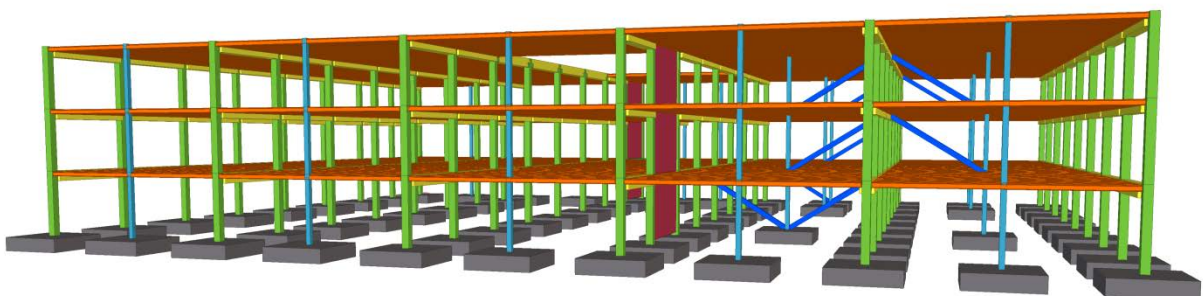
6.1	Generelt	- 104 -
6.2	Resultater	- 112 -
6.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 113 -
6.2.2	Krefter	- 115 -
6.2.3	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 124 -
6.2.4	Minimumsarmering	- 126 -
6.2.5	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter	- 128 -
6.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 136 -

6.1 Generelt

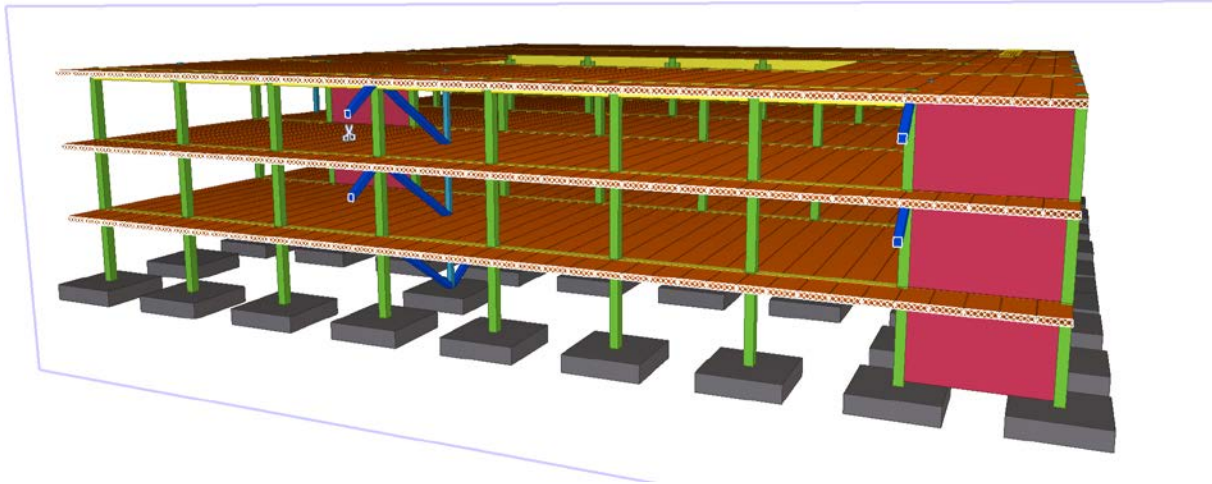
Det første bygget som denne beregningsmetoden skal prøves ut på har en lengde på 60 meter, bredde 48 meter og en høyde på 11,1 meter fordelt på 3 etasjer. De horisontale skivene er bygd opp av hulldekker opplagt på betongbjelker som igjen er opplagt på søyler. Hulldekkene spenner ca. 12 meter mellom bjelkene. De horisontale lastene bæres av diagonale betongstaver(fagverk) i lengderetningen og av betongvegger i bredderetningen. Under (Figur 6-1 til 6-6) vises bilder av datamodell laget med Tekla Structures.



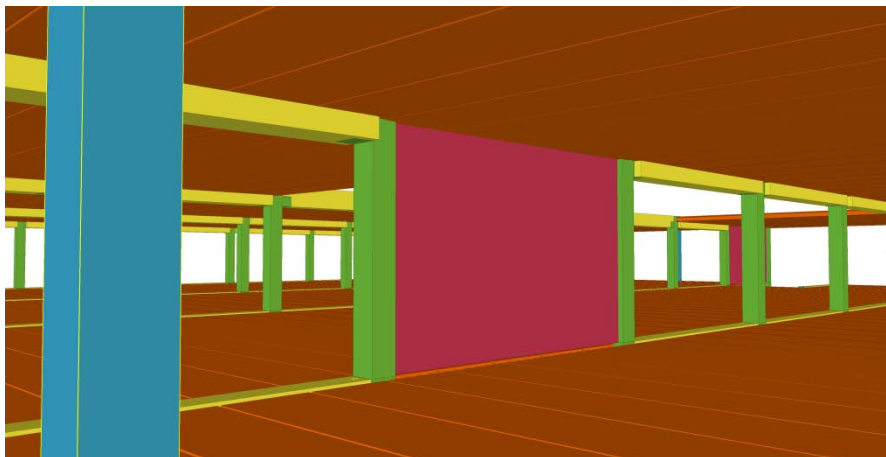
Figur 6-1 Strukturelle komponenter, 1



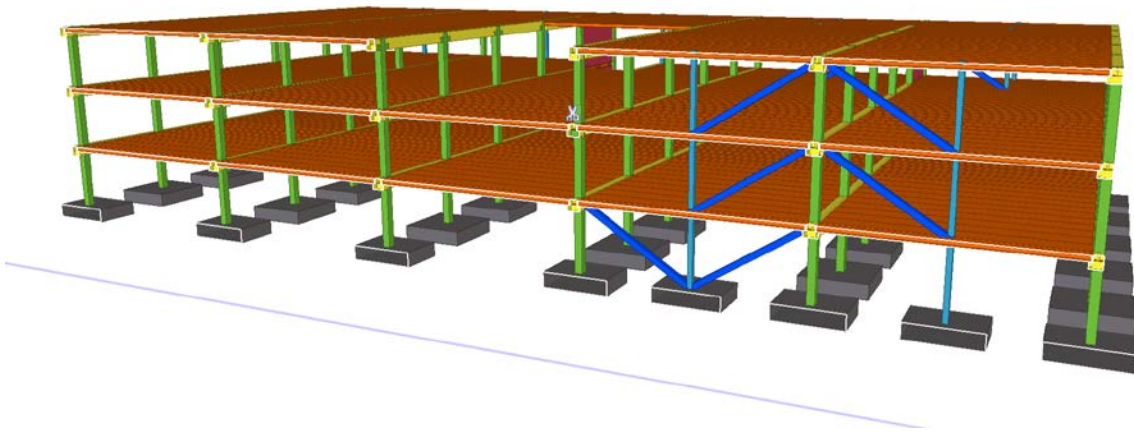
Figur 6-2 Strukturelle komponenter, 2



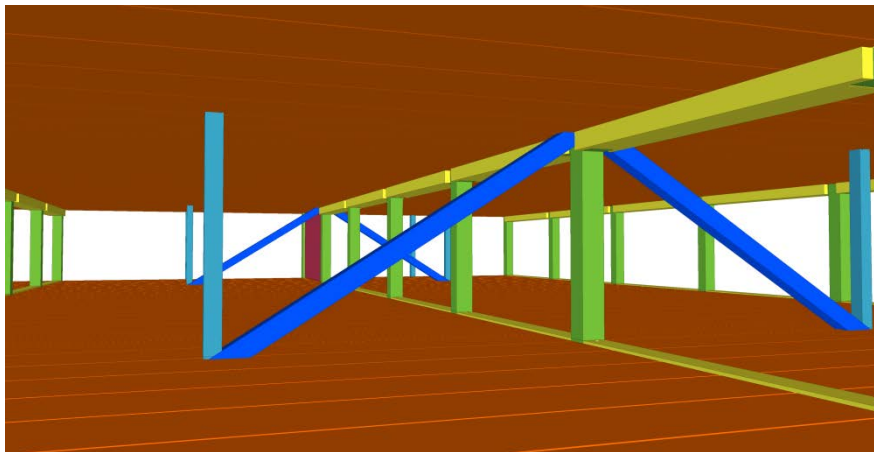
Figur 6-3 Strukturelle komponenter, 3



Figur 6-4 Strukturelle komponenter, 4



Figur 6-5 Strukturelle komponenter, 5



Figur 6-6 Strukturelle komponenter, 6

Modellering ved bruk av SAP2000:

Analysemodellen er bygd opp av staver med dimensjoner på stavene som vist under. Grunnlaget er hentet fra eksisterende plantegninger av bygget. Modellen er blitt belastet med trykk- og sugkomponenter fra vindlaster (egen- og nyttelaster er neglisjert) mot kortsida og mot langside. For å utnytte at diagonalene kun tar opp trykkrefter ble analysen kjørt ikke-lineær statisk.

Generelt spenner trykkdiagonalene i et felt på 12x6 meter (se vedlegg A «Testbygg I; 1-3 etg»), unntatt for felt mellom akse 3 -4 mellom akse H – I. Her er det felt på 4,25x6 meter og 7,75x6 meter.

Vinkler:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{6}{12}\right) = 26,6^\circ$$

$$\theta^6 = \tan^{-1}\left(\frac{6}{4,25}\right) = 54,7^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{6}{7,75}\right) = 37,7^\circ$$

Se vedlegg A «Testbygg I; 1-3 etg» for eksisterende plantegninger/armeringstegning av bygget og fagverksinndelingen.

Vindlaster:

Totale bruddlaster på dekke (tatt fra tidligere analyser av bygget):

1 etg: 4,86 kN/m

2 etg: 6,06 kN/m

3 etg: 4,16 kN/m

⁶ Ved denne vinkelen er det ikke behov for armering med tanke på trykkdiagonalen, se side 84

Vind mot kortsiden:

Avstand mellom søyler: 6 m

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sug 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlast, trykk:

$$P_{Aakse\ 1, midte} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 17,01\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1, rand} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{6}{2} = 8,51\ kN$$

Punktlast, sug:

$$P_{Aakse\ 6, midte} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 12,15\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6, rand} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{6}{2} = 6,08\ kN$$

2 etg:

Punktlast, trykk:

$$P_{Aakse\ 1, midte} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 21,21\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1, rand} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{6}{2} = 10,61\ kN$$

Punktlast, sug:

$$P_{Aakse\ 6, midte} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 15,15\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6, rand} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{6}{2} = 7,58\ kN$$

3 etg:

Punktlast, trykk:

$$P_{Aakse\ 1, midte} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 14,56\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1, rand} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{6}{2} = 7,28\ kN$$

Punktlast, sug:

$$P_{Aakse\ 6, midte} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 10,40\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6, rand} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{6}{2} = 5,20\ kN$$

Vind mot langside:

Avstand mellom søyler: 12 m

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sug 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Aakse\ I, midte} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 34,02\ kN$$

$$P_{Aakse\ I, rand} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{12}{2} = 17,01\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Aakse\ A, midte} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 24,30\ kN$$

$$P_{Aakse\ A, rand} = \frac{4,86}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{12}{2} = 12,15\ kN$$

2 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Aakse\ I, midte} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 42,42\ kN$$

$$P_{Aakse\ I, rand} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{12}{2} = 21,21\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Aakse\ A, midte} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 30,30\ kN$$

$$P_{Aakse\ A, rand} = \frac{6,06}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{12}{2} = 15,15\ kN$$

3 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Aakse\ I, midte} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 29,12\ kN$$

$$P_{Aakse\ I, rand} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{12}{2} = 14,56\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Aakse\ A, midte} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{12}{2} + \frac{12}{2}\right) = 20,80\ kN$$

$$P_{Aakse\ A, rand} = \frac{4,16}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{12}{2} = 10,40\ kN$$

For illustrasjon av punktlastene på bygget, se vedlegg C «Testbygg I, Stavkrefter fra SAP2000».

Dimensjoner, hxb [mm]:

Hulldekker: HD270 (tykkelse 270 mm)

Hulldekkenes ekvivalente høyde settes til 100 mm

HD-staver: 100x1200

HD-staver, rand: 100x600

Søylar: 400x400

Bjelker:

Oppleggsbjelker: 600x400

Antatt armering i fugen ved oppleggsbjelkene antas 2Ø12 i hver fuge.

Diagonaler:

Standard:

Lengde:

$$d = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{12^2 + 6^2} = 13,42 \text{ m}$$

Bredde (referer side 33):

$$w = \frac{1}{10}d = \frac{1}{10} \cdot 13,42 = 1342 \text{ mm}$$

Tykkelse:

Tykkelsen av diagonalstaven (av hulldekke) er antatt å være 100 mm.

Diagonalstav: 100x1342

Felt ved trapperom (Akse 3 og akse H og I):

Lengde:

$$d = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{(3,5 + 4,25)^2 + 6^2} = 9,80 \text{ m}$$

Bredde (referer side 33):

$$w = \frac{1}{10}d = \frac{1}{10} \cdot 9,80 = 980 \text{ mm}$$

Tykkelse:

Tykkelsen av diagonalstaven (av hulldekke) er antatt å være 100 mm.

Diagonalstav: 100x980

Lengde:

$$d = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{4,25^2 + 6^2} = 7,35 \text{ m}$$

Bredde (referer side 33):

$$w = \frac{1}{10}d = \frac{1}{10} \cdot 7,35 = 735 \text{ mm}$$

Tykkelsen av diagonalstaven (av hulldekke) er antatt å være 100 mm.

Diagonalstav: 100x735

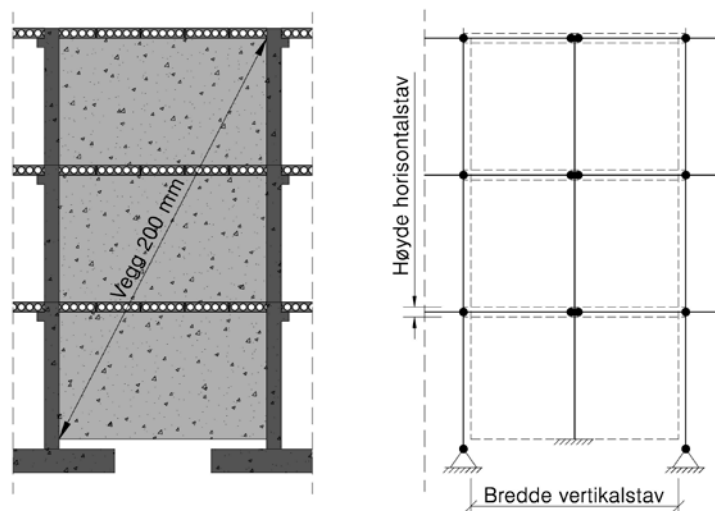
Vertikalt avstivende konstruksjoner:

Skråstaver: 300x300

Skråstavene ivaretar vertikal avstivning fra vindlast i lengderetningen. Trykkrefter fra dekket (trykkrefter fra vind) føres gjennom staven og ned til fundament og motsatt fører strekkrefter fra dekket (sugkrefter fra vind) til strekkrefter i fundamentet.

Vegger: 5600x200

Det er tre betongvegger som stiver av bygget på tvers. Avstivningen ivaretas gjennom opptak av moment og skjærkrefter fra påførte dekkelaster. Veggene er 200 mm brede og ca 5,6 m lange. I beregningsprogrammet (SAP2000) blir veggene bygget opp som en stavmodell (Figur 6-7). Denne består av en vertikalstav som er fast innspent med lengde og bredde lik veggens og horisontale staver som fører dekkelastene inn til vertikalstaven (skiven). De horisontale staven antas å ha en bredde lik veggens og en høyde på 270 mm (høyde av hulldekke).



Figur 6-7 Modelling av avstivende vegg

6.2 Resultater

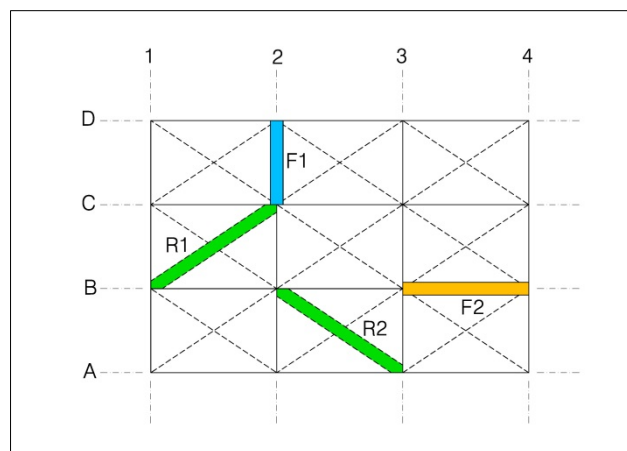
Analysemetode:

Generelle staver

Av de generelle staver i en akse søkes det etter den største stavkraften i aksen ved innvendige og utvendige felt. Ved å sammenligne alle makskrefter i akser i innvendige felt kommer man fram til en kritisk verdi. Denne kraften antas å være dimensjonerende for alle staver i innvendig felt. På samme måte sammenlignes maksverdier i akser i utvendige felt (randområder) slik at man kommer fram til en kritisk verdi som gjelder for alle staver ved rand. Denne framgangsmåten brukes videre for å finne de relevante og mest interessante verdiene.

- Krefter i oppleggsbjelker: Kraften i en oppleggsbjelke vil ha bidrag fra trykkdiagonalene i tillegg til krefter i selve oppleggsbjelken. Først lokaliseres største stavstrekk i aksen, deretter største trykkdiagonal på hver side av aksen. For å forenkle prosessen velges det kun maksverdier av trykkdiagonalene og ikke de faktiske verdiene på trykkdiagonalene som ligger på hver side av staven med størst strekk (vil gi større krefter slik at metoden er konservativ). Strekkraftene fra trykkdiagonalene legges så til strekkraften i bjelken til en maks strekkraft i den aktuelle aksen. Se eksempelet under for ytterligere forklaring.
- Krefter i HD-staver: Her er det ingen bidrag fra trykkdiagonalene slik at den største strekkraften i staven finnes umiddelbart i den aktuelle aksen. Se eksempelet under.

Eksempel:



Figur 6-8 Eksempel på stavkrefter

- Maksverdi for stavkraft i akse 2 (oppleggsbjelke): Største stavkraft i akse (F1) + strekkraft induisert av største trykkdiagonal på venstre side (R1) + strekkraft induisert av største trykkdiagonal på høyre side (R2).
- Maksverdi for stavkraft i akse B (HD-stav): Største stavkraft (F2)

Når så disse kreftene er funnet må man sammenligne maksverdiene i tilfellet der man har vind mot kortside og i tilfellet der man har vind mot langside. Den største verdien vil naturligvis være dimensjonerende.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Siden antallet av denne typen staver er mye mindre enn de generelle stavene regnes den totale strekkraften i staven som summen av:

- Eksisterende kraft i stav
- Bidrag fra nærliggende trykkdiagonal fra venstre felt
- Bidrag fra nærliggende trykkdiagonal fra høyre felt

Dette gjelder for staver parallelt med oppleggsbjelker.

For staver normalt på oppleggsbjelker (parallelt med HD-staver) hentes stavkraften direkte fra analyseprogram.

Verdier sammenlignes i tilfeller med vind mot kortside og vind mot langside, der maksverdien er dimensjonerende

6.2.1 Kontroll av globale krefter og reaksjoner

For å kontrollere beregningsmodellen (fra SAP2000) sjekkes likevekten mellom de påførte lastene og den globale reaksjonskraften.

Vind mot kortside

Dekkelengde: 48 m

Dekkelaster (fra vind):

1 etg: 4,86 kN/m

2 etg: 6,06 kN/m

3 etg: 4,16 kN/m

Global kraft i vindretning:

$$F_{Vind} = (4,86 + 6,06 + 4,16) \cdot 48 = 724 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg I; Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

$$F_{x,Global} = -724 \text{ kN}$$

Siden den påførte kraften og reaksjonskraften er i likevekt tyder det på at punktlastene er riktige og at datamodellen er klar for videre analyser.

Vind mot langside

Dekkelengde: 60 m

Dekkelaster (fra vind):

1 etg: 4,86 kN/m

2 etg: 6,06 kN/m

3 etg: 4,16 kN/m

Global kraft i vindretning:

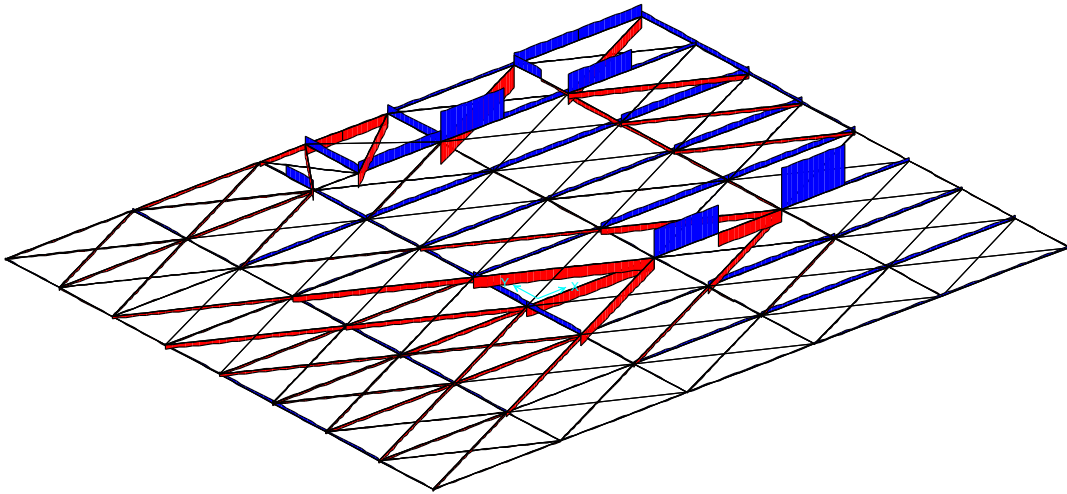
$$F_{vind} = (4,86 + 6,06 + 4,16) \cdot 60 = 905 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg I; Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

$$F_{x,global} = -905 \text{ kN}$$

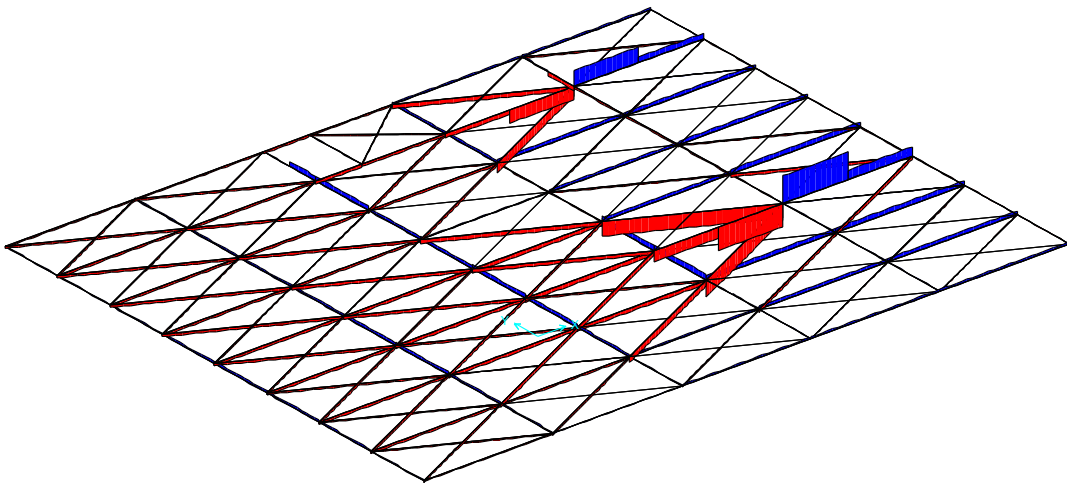
Også her er den påførte kraften og reaksjonskraften i likevekt, dermed er lastmodelleringen riktig.

1 etg:



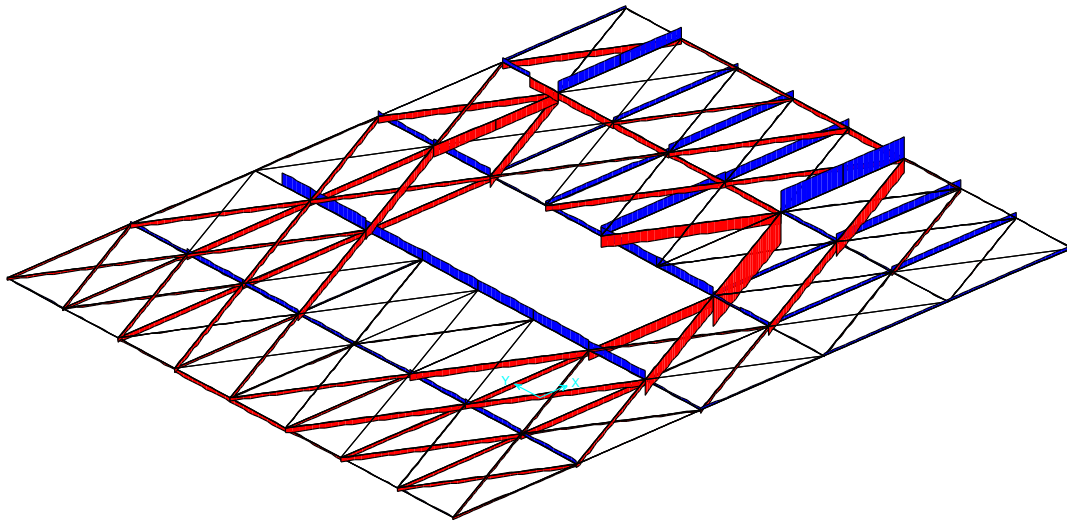
Figur 6-10 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



Figur 6-11 Stavkrefter, 2 etg

3 etg:



Figur 6-12 Stavkrefter, 3 etg

Man kan tydelig se hvordan trykkreftene (rødt) fordeler seg gjennom dekket og konsentrerer seg ved de vertikalt avstivende konstruksjonene. I disse områdene føres trykkreftene nedover i konstruksjonen og ender opp i fundamentene. Sugkreftene fra vinden fører til strekk i dekket på den andre siden (av de vertikalt avstivende konstruksjonene) som også går nedover i konstruksjonen og er forankret i fundamentene. Disse strekkreftene «griper» også tak i diagonalstaver og gir trykk i disse. Man ser også at det dannes strekkrefter normalt på lastretningen, særlig rundt utsparingen midt i dekket.

Med denne vindretningen ser man at kreftene i dekket fordeler seg ganske likt mellom vertikalt avstivende konstruksjoner i akse D og akse H/I.

Krefter i generelle staver

For en fullstendig oversikt over krefter i de generelle stavene, se vedlegg C «Testbygg I; Krefter i generelle staver».

Eksempel på utregning:

Maks strekkraft i akse 4:

Maks trykkraft i diagonal (venstre side): $R = 45,1 \text{ kN}$

Maks trykkraft i diagonal (høyre side): $R = 91,5 \text{ kN}$

Vinkel: $26,6^\circ$

Friksjonskoeffisient: 1,0

Bidrag til strekkraft i stav (venstre side):

$$\frac{F_{s,diag,v}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2} = 45,1 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 10,1 \text{ kN}$$

Bidrag til strekkraft i stav (høyre side):

$$\frac{F_{s,diag,H}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \cdot \frac{1}{2} = 91,5 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 20,4 \text{ kN}$$

Eksisterende strekkraft i stav:

$$F_{s,opp1} = 35,1 \text{ kN}$$

Total strekkraft i stav:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,opp1} = 10,1 + 20,4 + 35,1 = 65,6 \text{ kN}$$

(denne verdien er markert ved et lyseblått felt i aktuell tabell i vedlegg C «Testbygg I, Krefter i generelle staver»)

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

For en fullstendig oversikt over krefter i disse stavene, se vedlegg C «Testbygg I; Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner».

Eksempel på utregning i tabeller:

1 etg:

Vegg i akse 3:

Bidrag fra venstre trykkdiagonal:

$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \cdot \frac{1}{2} = 9,6 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 2,2 \text{ kN}$$

Bidrag fra høyre trykkdiagonal:

Trykkdiagonalens vinkel er $\theta = 54,7^\circ$ slik at det blir intet bidrag (referer side 84).

$$F_{s,diag,H} = 0$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 43,8 \text{ kN}$$

Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,stav} = 2,2 + 0 + 43,8 = 46,0 \text{ kN}$$

Vegg i akse 4:

Bidrag fra venstre trykkdiagonal:

$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = 13,2 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 2,9 \text{ kN}$$

Bidrag fra høyre trykkdiagonal:

$$\frac{F_{s,diag,H}}{2} = 8,9 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 2,0 \text{ kN}$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 4,2 \text{ kN}$$

Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = 2,9 + 2,0 + 4,2 = 9,1 \text{ kN}$$

Vegg i akse 5:

Bidrag fra venstre trykkdiagonal:

$$F_{s,diag,V} = 91,5 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 40,8 \text{ kN}$$

Bidrag fra høyre trykkdiagonal:

$$F_{s,diag,H} = 46,1 \cdot \frac{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 20,6 \text{ kN}$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 40,9 \text{ kN}$$

Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = 40,8 + 20,6 + 40,9 = 102,3 \text{ kN}$$

Stavkreftene som oppstår på grunn av de vertikalt avstivende diagonalene er i område fra akse 4 til 6.

Største strekkraft i akse D:

$$F_s = 165,7 \text{ kN}$$

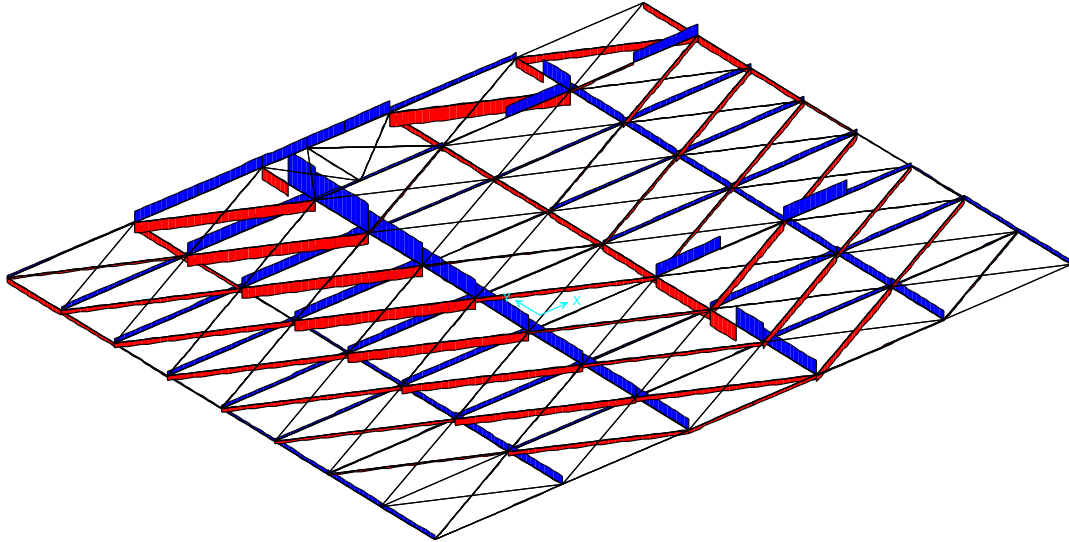
Største strekkraft i akse H:

$$F_s = 122,4 \text{ kN}$$

Største strekkraft i akse I:

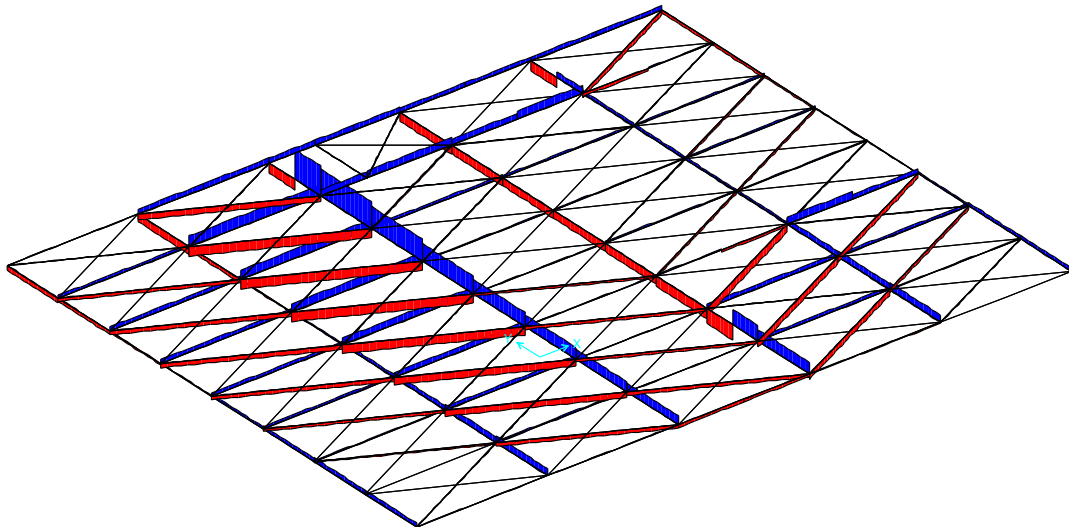
$$F_s = 47,3 \text{ kN}$$

1 etg:



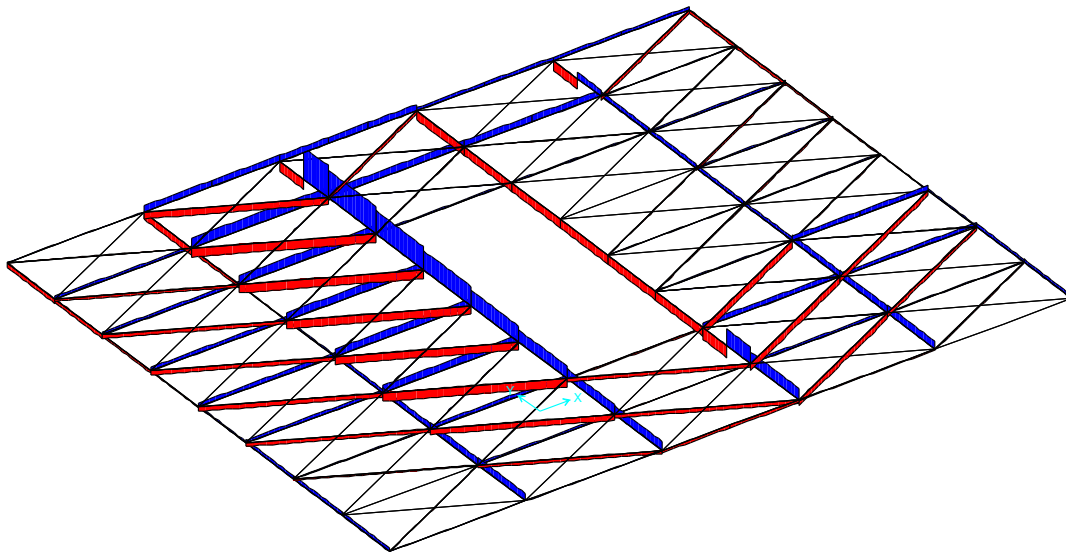
Figur 6-14 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



Figur 6-15 Stavkrefter, 2 etg

3 etg:



Figur 6-16 Stavkrefter, 3 etg

Med denne vindretningen ser man at kreftene i dekket er fordelt på en annen måte enn ved vind mot kortsiden. Igjen ser man at trykkreftene søker de vertikalt avstivende konstruksjonene og konsentrerer seg her. Strekkrefter vil «henge» seg fast i diagonalene og føre til økt trykk i disse. Trykkreftene i diagonalene fører igjen til strekkrefter normalt på lastretningen. Det er særlig den avstivende veggen i akse 3 som tar opp mye strekkrefter. Både krefter fra vindens trykk- og sugkomponenter bidrar til dette. Figurene viser også at trykkrefter føres til vegg i akse 4 og strekkrefter belaster vegg i akse 5.

Ved vind mot langside ser man at det er en nokså ujevn fordeling av kreftene ved de vertikalt avstivende konstruksjonene. Det er klart størst belastning på veggen i akse 3 og gradvis mindre krefter ved vegg i akse 4 og i akse 5.

Kreftene i de generelle stavene og stavene ved de vertikalt avstivende konstruksjonene er beregnet på samme måte som for vind mot kortsiden (se vedlegg C «Testbygg I; Krefter i generelle staver, Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner» for oversikt over kreftene).

Maks krefter i akser, vind mot kortsida versus vind mot langside

Da dimensjoneringen tar utgangspunkt i de stavene med de største kreftene vises det her makskrefter i stavene, enten fra vind mot kortsida eller vind mot langside (verdiene er hentet fra vedlegg C «Testbygg I; Krefter i generelle staver, Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner»).

Krefter i generelle staver

Oppleggsbjelker:

	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4	Akse 5	Akse 6
1 etg	15,6	34,3	91,3	65,6	39,6	30,9
Vindretning	L	L	L	K	L	K
2 etg	19,7	43,1	125,0	58,3	43,6	19,6
Vindretning	L	L	L	L	L	L
3 etg	13,5	29,3	86,3	40,5	30,1	13,8
Vindretning	L	L	L	K	L	L

Tabell 6-1 Maksimale krefter i oppleggsbjelker

HD-staver:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse F	Akse G	Akse H	Akse I
1 etg	6,1	14,3	20,1	13,5	23,1	26,2	30,7	46,9	31,8
Vindretning	K	K	K	L	K	L	K	K	L
2 etg	7,6	15,1	19,3	21,9	29,4	35,4	38,6	46,4	21,7
Vindretning	K	K	K	L	L	L	L	L	L
3 etg	5,2	10,7	17,3	20,1	21,1	22,2	24,6	29,0	18,1
Vindretning	K	K	K	L	K	L	L	L	L

Tabell 6-2 Maksimale krefter i hulldeke-staver

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

	Vegg i akse 3	Vegg i akse 4	Vegg i akse 5	Stav akse D	Stav akse H	Stav akse I
1 etg	101,1	58,9	102,3	165,7	122,4	47,3
Vindretning	L	L	K	K	K	K
2 etg	131,2	72,4	28,1	112,0	64,9	-
Vindretning	L	L	L	K	K	
3 etg	97,9	53,7	20,9	44,6	22,0	-
Vindretning	L	L	L	K	K	

Tabell 6-3 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner

6.2.3 Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet

Armering og normal kraft

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Tillatt skjærspenning i fuge

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

For normale felt:

Tykkelse hulldekke (HD270): 270 mm

Lengde hulldekke: 12000 mm

Stålspenning: 400 N/mm²

Antatt armering i endefuge (totalt): 4Ø12

Friksjonskoeffisient: 1,0

Trykkdiagonalens vinkel: 26,6°

(A_c er hulldekkets fugeareal)

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)} = \frac{1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{\cos(26,6) - 1,0 \cdot \sin(26,6)} = 405 \text{ kN}$$

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)} < \frac{0,10 \cdot ((270 - 30) \cdot 12000) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(26,6)} < 239 \text{ kN}$$

Alle trykkdiagonalene i Tabell 6-4 ligger godt under den øvre begrensningen.

Maksverdier i trykkdiagonal (R) fra beregningsprogram:

Diagonal mellom akse	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
1 etg	15,5	31,2	45,1*	91,5	46,1
Vindretning	K	L	K	K	K
2 etg	18,7	38,8	24,0	67,8	19,7
Vindretning	L	L	K	K	L
3 etg	12,7	25,4	31,0	63,8	29,3
Vindretning	L	L	K	K	K

Tabell 6-4 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000)

For spesielt felt (*):

Den største trykkdiagonalen mellom akse 3 - 4 er egentlig på 57,3 kN (K) og plassert i det høyre lille feltet ved akse H - I. Siden dette feltet har en annen utforming regnes kapasiteten ut nedenfor.

Lengde av feltet er $3500 + 4250 = 7750$ mm og høyde 6000 mm.

Vinkel trykkdiagonal:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{6000}{7750} \right) = 37,7^\circ$$

Ved bruk av armering 4Ø12:

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{\cos(37,7) - 1,0 \cdot \sin(37,7)} = 1006 \text{ kN}$$

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{0,10 \cdot ((270 - 30) \cdot 7750) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(37,7)} < 8,5 \text{ kN}$$

Som beregningen viser er kapasiteten til trykkdiagonalen veldig lav. Prøver med tiltatt skjærspenning på $0,15 \text{ N/mm}^2$:

$$R < \frac{0,15 \cdot ((270 - 30) \cdot 7750) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(37,7)} < 161 \text{ kN} > 57,3 \text{ kN}$$

Kraften i trykkdiagonalen ligger nå godt under den øvre grensen.

Hvis minimumsarmering eller armeringsbehov fra påførte krefter gir en større armeringsmengde enn antatt her, bør begrensingen av trykkdiagonalen kontrolleres på nytt (i det videre antas det derimot at trykkdiagonalenes kapasitet og begrensning er tilfredsstillt).

6.2.4 Minimumsarmering

(for generelle staver)

Minimumsarmering beregnes etter Figur 5-39, side 101.

Hulldekkenes spennlengde: 12 m (= $L_1 = L_2$).

Senteravstand for kanalarmering per hulldekke: 1,2 m (= c).

Armering i kanaler:

Strekraft:

$$T_1 = 20c = 20 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 24 kN$$

Armering:

$$A_1 = \frac{T_1}{f_{sd}} = \frac{24 \cdot 10^3}{400} = 60 mm^2$$

1 \emptyset 10 gir 79 mm² som legges i kanal i hver ende av hulldekket.

Ved å anta at armering fra to hulldekker bidrar til strekkapasiteten i staven blir minimumsarmeringen 1+1 \emptyset 10 som gir 157 mm².

(Da ethvert element må festes tilstrekkelig, legges det armering i hver endekanal av alle elementer, ikke bare elementene som utgjør staver i fagverksmodellen)

Armering ved rand:

Strekraft:

$$T_2 = 20 \frac{L_1}{2} = 20 \frac{kN}{m} \cdot \frac{12 m}{2} = 120 kN > 70 kN$$

Armering:

$$A_2 = \frac{T_2}{f_{sd}} = \frac{120 \cdot 10^3}{400} = 300 mm^2$$

2 \emptyset 14 som gir 308 mm² legges i fugen langs oppleggsbjelker.

1 \emptyset 20 som gir 314 mm² legges i hulldekkkanaler (ved rand).

Lengdearmering ved midte:

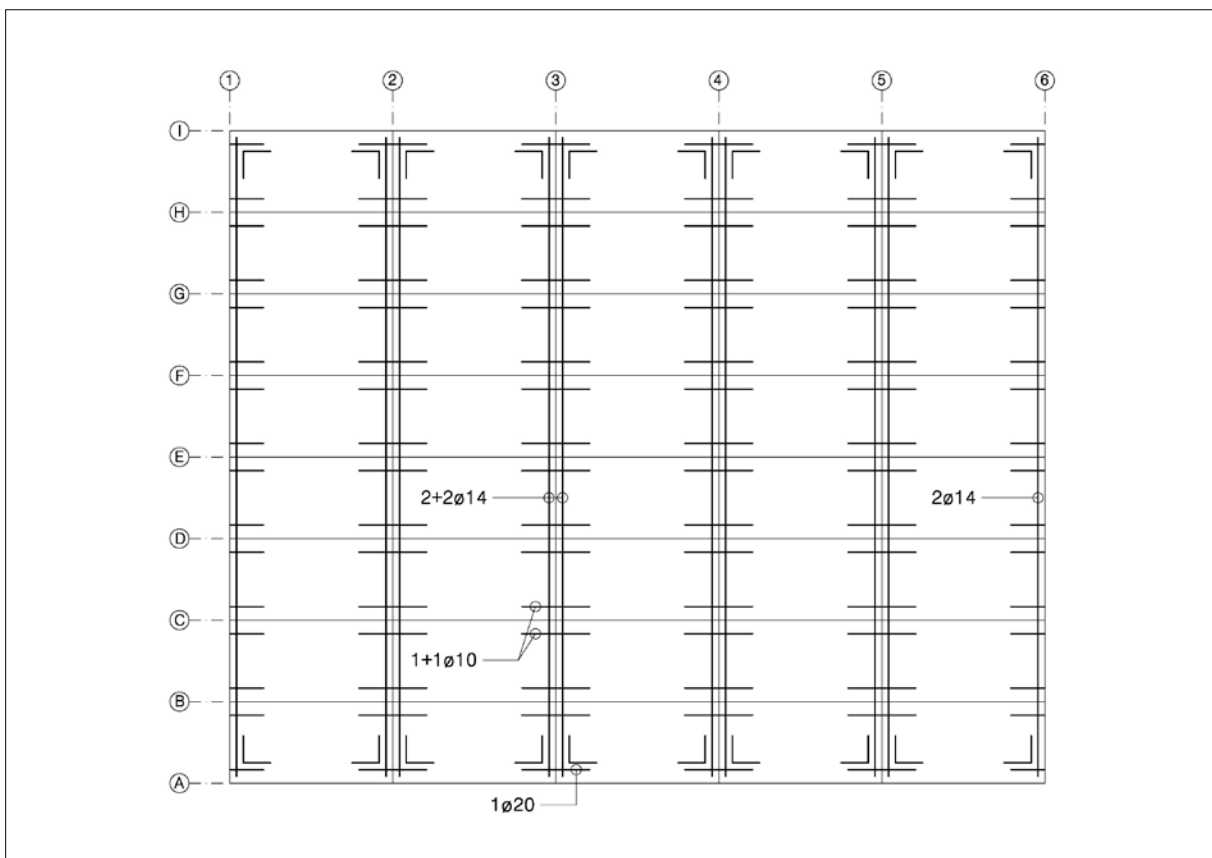
Strekraft:

$$T_{2,m} = 20 \frac{(L_1 + L_2)}{2} = 20 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(12 + 12) m}{2} = 240 kN > 70 kN$$

Armering:

$$A_{2,m} = \frac{T_{2,m}}{f_{sd}} = \frac{240 \cdot 10^3}{400} = 600 mm^2$$

2+2 ϕ 14 gir 616 mm², der 2 ϕ 14 legges i fugen langs hver side av oppleggsbjelken.



Figur 6-17 Oversikt over minimumsarmering

6.2.5 Armeringsbehov på grunn av stavkrefter

Generelle staver

Ut fra strekkreftene i dekket bestemmes armeringsbehov i fugene ved oppleggsbjelkene og i kanalene i HD-stavene. Aktuelle steder å bestemme armering er:

- Lengdearmering ved oppleggsbjelker ved innvendig felt og rand
- Kanalarmering ved HD-stav ved innvendig felt og rand

I tillegg må armeringen forankres tilstrekkelig.

Den største strekkraften i hver type stav antas dimensjonerende for alle staver (av den aktuelle typen) i hver etasje. For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 6-1 og 6-2.

(Referer Figur 5-26 på side 90 for de forskjellige armeringstypene).

Oppleggsbjelker ved innvendig felt

1 etg:

Største strekkraft er i akse 3 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 91,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{91,3 \cdot 10^3}{400} = 228 \text{ mm}^2$$

2+2Ø10 gir 314 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

2 etg:

Største strekkraft er i akse 3 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 125,0$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{125,0 \cdot 10^3}{400} = 313 \text{ mm}^2$$

2+2Ø10 gir 314 mm², eventuelt gir 2+2Ø12 452 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

3 etg:

Største strekkraft er i akse 3 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 86,0$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{86,0 \cdot 10^3}{400} = 215 \text{ mm}^2$$

2+2 ϕ 10 gir 314 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2 ϕ 14 som gir 616 mm² brukes, 2 ϕ 14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2 ϕ 14 i hver kanal).

Se vedlegg B; «Oppleggsbjelke (DLB)» og «Oppleggsbjelke DLB mot rand» for tegninger av armeringen.

Oppleggsbjelker ved rand

1 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 6 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 30,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{30,9 \cdot 10^3}{400} = 77 \text{ mm}^2$$

1 ϕ 10 gir 79 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2 ϕ 14 som gir 308 mm² brukes, denne armeringen legges i fugen langs oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2 ϕ 14 i én kanal).

2 etg:

Største strekkraft er i akse 1 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 19,7$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{19,7 \cdot 10^3}{400} = 49 \text{ mm}^2$$

1 ϕ 8 gir 50 mm², eventuelt gir 1 ϕ 10 79 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2 ϕ 14 som gir 308 mm² brukes, denne armeringen legges i fugen langs oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2 ϕ 14 i én kanal).

3 etg:

Største strekkraft er i akse 6 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 13,8$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{13,8 \cdot 10^3}{400} = 35 \text{ mm}^2$$

1 ϕ 7 gir 38 mm², eventuelt gir 1 ϕ 8 50 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2 ϕ 14 som gir 308 mm² brukes, denne armeringen legges i fugen langs oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2 ϕ 14 i én kanal).

Se vedlegg B; «Oppleggsbjelke (LB)» og «Oppleggsbjelke (LB) mot rand» for tegninger av armeringen.

Kanalarmering i HD-staver ved innvendige felt

1 etg:

Største strekkraft er i akse H og har verdien $F_{s, HD} = 46,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, HD} = \frac{F_{s, HD}}{f_{sd}} = \frac{46,9 \cdot 10^3}{400} = 117 \text{ mm}^2$$

1+1 ϕ 10 gir 157 mm² som er det samme som minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av to gjengestenger som føres inn i hver sin hulldekkende (1+1 ϕ 10).

2 etg:

Største strekkraft er i akse H og har verdien $F_{s, HD} = 46,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, HD} = \frac{F_{s, HD}}{f_{sd}} = \frac{46,4 \cdot 10^3}{400} = 116 \text{ mm}^2$$

1+1 ϕ 10 gir 157 mm² som er det samme som minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av to gjengestenger som føres inn i hver sin hulldekkende (1+1 ϕ 10).

3 etg:

Største strekkraft er i akse H og har verdien $F_{s,HD} = 29,0$ kN

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{29,0 \cdot 10^3}{400} = 73 \text{ mm}^2$$

1+1 ϕ 7 gir 77 mm² som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 1+1 ϕ 10 som gir 157 mm² brukes. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av to gjengestenger som føres inn i hver sin hulldekkende (1+1 ϕ 10).

Se vedlegg B; «Knutepunkt bjelke(DLB)/søyle» og «Knutepunkt bjelke (LB)/søyle» for tegninger av armeringen.

Kanalarmering i HD-staver ved rand

1 etg:

Største strekkraft er i akse I og har verdien $F_{s,HD} = 31,8$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{31,8 \cdot 10^3}{400} = 80 \text{ mm}^2$$

1 ϕ 12 gir 113 mm² som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 1 ϕ 20 som gir 314 mm² brukes. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av én gjengestang som legges i hulldekkenden (1 ϕ 20).

2 etg:

Største strekkraft er i akse I og har verdien $F_{s,HD} = 21,7$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{21,7 \cdot 10^3}{400} = 54 \text{ mm}^2$$

1 ϕ 10 gir 79 mm² som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 1 ϕ 20 som gir 314 mm² brukes. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av én gjengestang som legges i hulldekkenden (1 ϕ 20).

3 etg:

Største strekkraft er i akse I og har verdien $F_{s,HD} = 18,1$ kN

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{18,1 \cdot 10^3}{400} = 45 \text{ mm}^2$$

1ø8 gir 50 mm^2 som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 1ø20 som gir 314 mm^2 brukes. Armeringen legges i kanaler og føres gjennom hull i oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres denne staven av én gjengestang som legges i hulldekkeenden (1ø20).

Se vedlegg B; «Oppleggsbjelke (DLB) mot rand» og «Oppleggsbjelke (LB) mot rand» for tegninger av armeringen.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 6-3.

Avstivende vegger

Det antas at armeringen fra de generelle stavene (oppleggsbjelker ved innvendige felt) også føres gjennom de avstivende veggene og at denne armeringen effektivt tar opp de strekkrefter som oppstår i veggstavene. Som tidligere regnet ut var minimumsarmeringen dimensjonerende for de generelle stavene 2+2ø14, dvs en strekkapasitet på 246 kN. Fra Tabell 6-3 framgår det at strekkreftene i alle veggstavene ligger godt under denne kapasiteten, slik at ingen ekstra armeringstiltak er nødvendige.

Staver ved avstivende diagonaler

I stavene ved de avstivende diagonalene oppstår det kraftkonsentrasjoner som det må armeres for.

1 etg:

Strekraft i akse D har verdien $F_{s,stav} = 165,7$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,stav} = \frac{F_{s,stav}}{f_{sd}} = \frac{165,7 \cdot 10^3}{400} = 414 \text{ mm}^2$$

Diagonaler er festet til søyler mellom aksene (mellom akse 4/5 og mellom akse 5/6) og gir store strekkrefter i disse områdene. For å sikre at strekkapasiteten opprettholdes kan det legges en kontinuerlig armering i kanaler på hver side av akse D. Der diagonalene møter søylene ved dekket legges det tverrarmering som sikrer tilstrekkelig forankring til dekket.

Denne armeringsføringen brukes ved alle staver ved avstivende diagonaler i bygget.

Ved å se bort fra den generelle armeringen blir armeringsbehovet 1+1Ø18 gir 509 mm² der 1Ø18 legges kontinuerlig i hver kanal (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

Strekraft i akse H har verdien $F_{s, stav} = 122,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{122,4 \cdot 10^3}{400} = 306 \text{ mm}^2$$

1+1Ø14 gir 308 mm² der 1Ø14 legges kontinuerlig i to kanaler (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

Strekraft i akse I har verdien $F_{s, stav} = 47,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{47,3 \cdot 10^3}{400} = 118 \text{ mm}^2$$

1Ø14 gir 154 mm² der 1Ø14 legges kontinuerlig i én kanal (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

2 etg:

Strekraft i akse D har verdien $F_{s, stav} = 112,0$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{112,0 \cdot 10^3}{400} = 280 \text{ mm}^2$$

1+1Ø14 gir 308 mm² der 1Ø14 legges kontinuerlig i to kanaler (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

Strekraft i akse H har verdien $F_{s, stav} = 64,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{64,9 \cdot 10^3}{400} = 162 \text{ mm}^2$$

1+1Ø12 gir 226 mm² der 1Ø12 legges kontinuerlig i to kanaler (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

3 etg:

Strekraft i akse D har verdien $F_{s, stav} = 44,6 \text{ kN}$.

Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{44,6 \cdot 10^3}{400} = 112 \text{ mm}^2$$

1+1 ϕ 10 gir 157 mm^2 der 1 ϕ 10 legges kontinuerlig i to kanaler (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

Strekraft i akse H har verdien $F_{s, stav} = 22,0 \text{ kN}$.

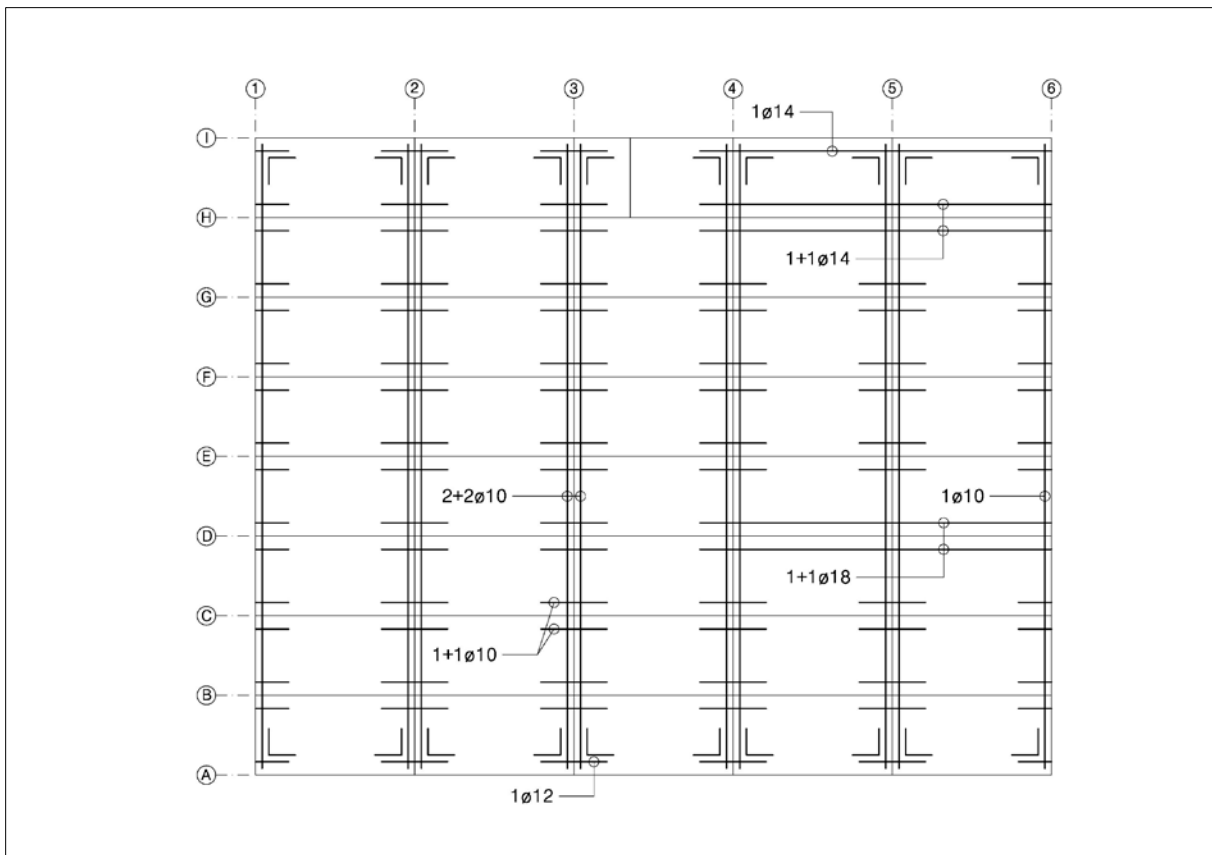
Armeringsbehov:

$$A_{s, stav} = \frac{F_{s, stav}}{f_{sd}} = \frac{22,0 \cdot 10^3}{400} = 55 \text{ mm}^2$$

1+1 ϕ 6 gir 57 mm^2 der 1 ϕ 6 legges kontinuerlig i to kanaler (utstøpes) fra akse 4 til akse 6.

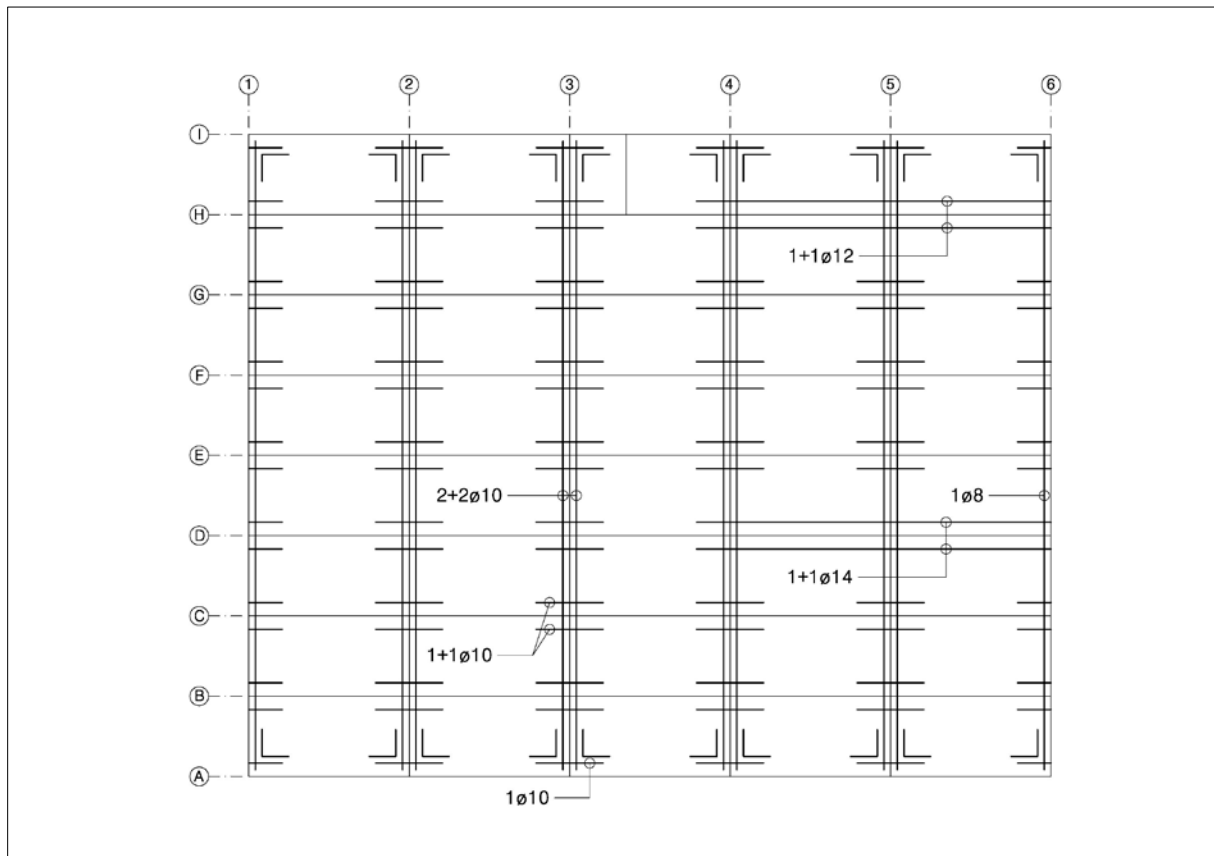
Armeringsmengder

1 etg:



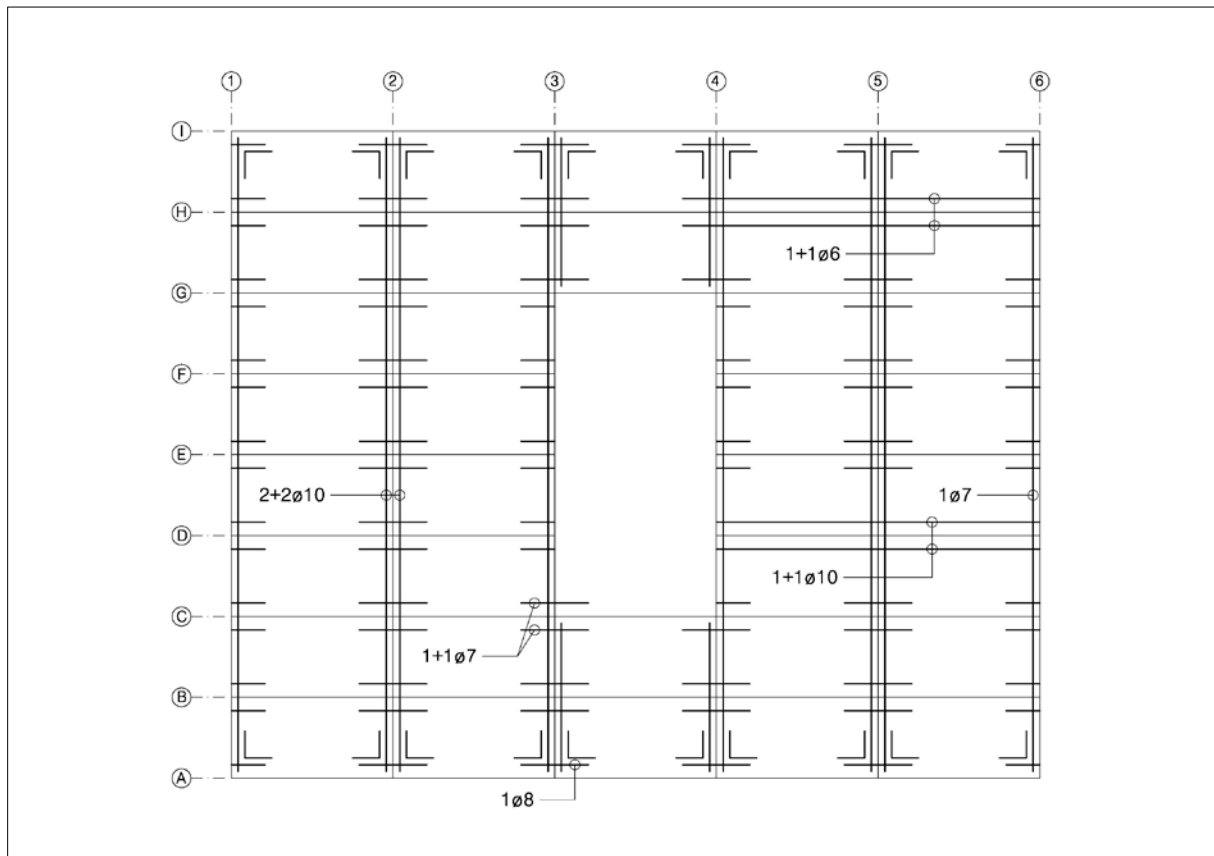
Figur 6-18 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg

2 etg:



Figur 6-19 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg

3 etg:



Figur 6-20 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 3 etg

6.3 Sammenligning av armeringsmengder

Under oppgis de faktiske armeringsmengder og tilhørende kapasiteter fra montasjetegninger av bygget (se vedlegg A «Testbygg I; 1-3 etg»):

Generelle staver

1 -3 etg:

Oppleggsbjelker ved innvendig felt

2+2ø12 i endefuger (2ø12 i hver fuge) gir 181 kN.

Oppleggsbjelker ved rand

2ø16 i endefuge gir 161 kN, forankres med vinkeljern 2ø16 i hulldekke.

HD-staver ved innvendige felt

2+2 ϕ 16 i kanaler gjennom oppleggsbjelke (2 ϕ 16 i hvert element) gir 322 kN, forankres med gjengestang M20 i oppleggsbjelker ved rand (to stenger per element).

HD-staver ved rand

2 ϕ 16 kontinuerlig i utstøpt kanal langs rand, forankres med gjengestang M20 i kanaler og wiresløyfe fra søyle i kanal.

Sammenligning av armering og kapasitet fra montasjetegninger, fagverksberegning og minimumsarmering:

	Stav- type	Montasjetegning		Fagverksberegning		Minimumsarmering	
		Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet. [kN]
1 etg							
Oppleggsbjelke, innvendig	(1)	2+2 ϕ 12	181	2+2 ϕ 10	126	2+2 ϕ 14	246
Oppleggsbjelke, rand	(3)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 10	31	2 ϕ 14	123
HD-stav, innvendig	(5)	2+2 ϕ 16	322	1+1 ϕ 10	63	1+1 ϕ 10	63
HD-stav, rand	(7)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 12	45	1 ϕ 20	126
2 etg							
Oppleggsbjelke, innvendig	(1)	2+2 ϕ 12	181	2+2 ϕ 10	126	2+2 ϕ 14	246
Oppleggsbjelke, rand	(3)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 8	20	2 ϕ 14	123
HD-stav, innvendig	(5)	2+2 ϕ 16	322	1+1 ϕ 10	63	1+1 ϕ 10	63
HD-stav, rand	(7)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 10	31	1 ϕ 20	126
3 etg							
Oppleggsbjelke, innvendig	(1)	2+2 ϕ 12	181	2+2 ϕ 10	126	2+2 ϕ 14	246
Oppleggsbjelke, rand	(3)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 7	15	2 ϕ 14	123
HD-stav, innvendig	(5)	2+2 ϕ 16	322	1+1 ϕ 7	31	1+1 ϕ 10	63
HD-stav, rand	(7)	2 ϕ 16	161	1 ϕ 8	20	1 ϕ 20	126

Tabell 6-5 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver

Som det fremgår av tabellen er det ikke veldig store forskjeller i armeringsbehov fra eksisterende montasjetegninger og fra minimumsarmering, unntatt for innvendige HD-staver. Fagverksberegningen gir så små krefter at minimumsarmeringen er dimensjonerende i alle tilfeller.

Fra tabellen ser man at minimumsarmeringen ved innvendige oppleggsbjelker (fra fagverksberegning) gir en større armeringsmengde enn det montasjetegninger gir. Grunne til dette kan være at det er satt forskjellige krav til minimumsarmeringen enn det som er brukt i denne oppgaven.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Avstivende vegger

Armeringen langs de avstivende veggene tilsvarer armeringen fra de innvendige oppleggsbjelkene (føres gjennom vegg) og er oppgitt på tegninger til 2+2 ϕ 12 som gir 181 kN. Fagverksberegningen gir en armering på 2+2 ϕ 10 som gir 126 kN og minimumsarmeringen gir 2+2 ϕ 14 som gir 246 kN.

Staver ved avstivende diagonaler

For å ta opp strekkraftene på grunn av de avstivende diagonalene er det lagt armering i kanaler fra mellom akse 3/4 og til akse 6.

1-3 etg:

Akse D: 1+1Ø25 (1Ø25 på begge sider av aksen i utstøpt kanal) gir 393 kN

Akse H: 1+1Ø25 (1Ø25 på begge sider av aksen i utstøpt kanal) gir 393 kN

For akse I i 1 etg ligger det her 2Ø16 som gir 161 kN.

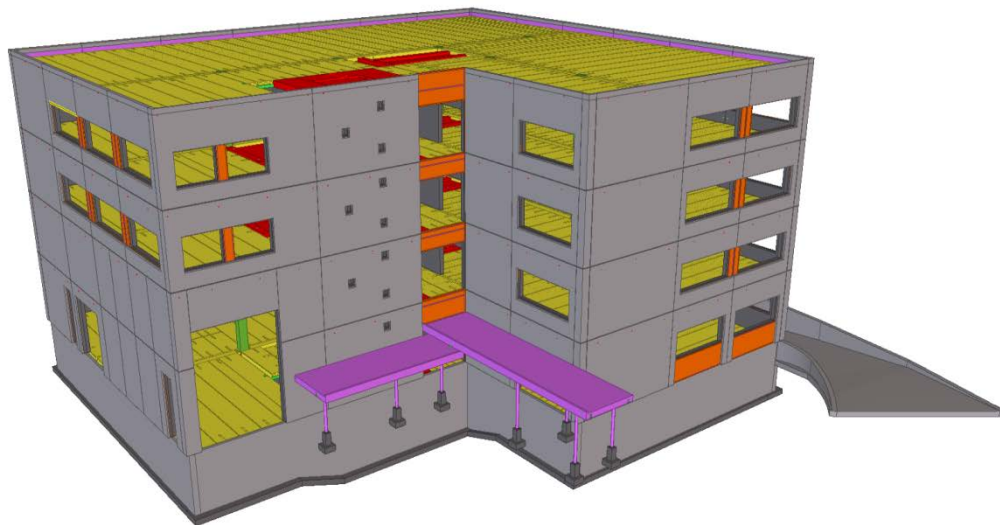
Sammenligning av armering og kapasitet fra montasjetegninger og fagverksberegning:

	Montasjetegning		Fagverksberegning	
	Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]
1 etg				
Akse D	1+1Ø25	393	1+1Ø18	204
Akse H	1+1Ø25	393	1+1Ø14	123
Akse I	2Ø16	161	1Ø20 (min)	126
2 etg				
Akse D	1+1Ø25	393	1+1Ø14	123
Akse H	1+1Ø25	393	1+1Ø12	90
3 etg				
Akse D	1+1Ø25	393	1+1Ø10	63
Akse H	1+1Ø25	393	1+1Ø6	23

Tabell 6-6 Armeringsbehov i staver ved avstivende diagonaler

Av tabellen ser man at i montasjetegningene er det brukt samme armeringsmengde i alle etasjer, mens fra fagverksberegningene er resultatet en mindre armeringsmengde som gradvis reduseres oppover i etasjene. Armeringsmengden som fagverksberegningen oppgir er noe konservativ da det ikke er tatt hensyn til kapasiteten til armeringen i de generelle stavene (HD-staver) i disse områdene. Minimumsarmering for innvendige HD-staver (1+1Ø10) må brukes der hvor kreftene er små, som i 3 etg i akse D og H.

7 Testbygg II



7.1	Generelt	- 140 -
7.2	Resultater	- 152 -
7.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 153 -
7.2.2	Kontroll av moment og skjærkrefter i avstivende vegger	- 154 -
7.2.3	Krefter	- 155 -
7.2.4	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 167 -
7.2.5	Minimumsarmering	- 169 -
7.2.6	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter	- 171 -
7.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 182 -

7.1 Generelt

Dette bygget er L-formet og har en lengde på ca 32 m og en bredde på ca 20 m. Det er fem etasjer, inkludert en kjelleretasje (parkeringskjeller). De vertikale lastene bæres av hulldekker som er opplagt på elementvegger og bjelker. Byggets vertikale skiver (3 i hver vindretning) motstår belastningene fra de horisontale vindlastene. Siden bygget har en mer komplisert geometri enn det første bygget og krever dette en litt annen framgangsmåte.

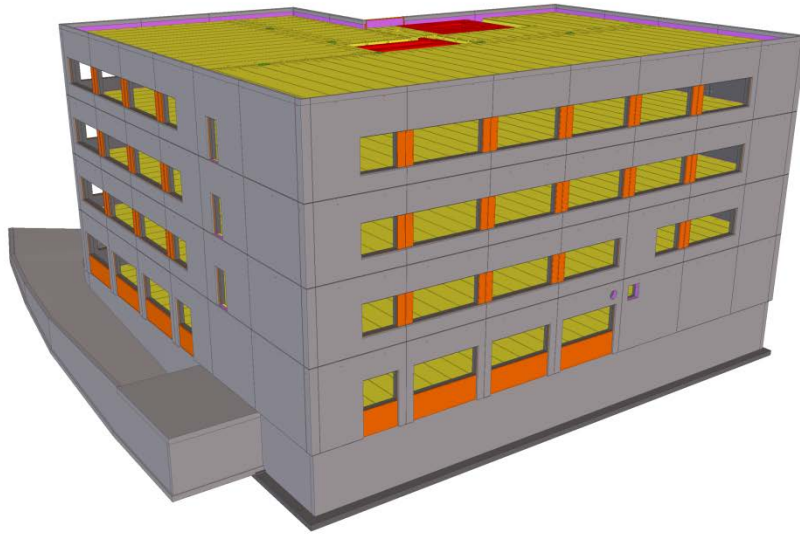
På grunn av byggets geometri vil oppdelingen av dekket til rektangler føre til mange rektangler med forskjellige størrelse og dermed forskjellige vinkler på trykkdiagonalene.

Da det foreligger skiveberegninger av dette bygget (V-Skive), sammenlignes disse resultatene med fagverksberegningene for kontroll av kreftene i de vertikale skivene.

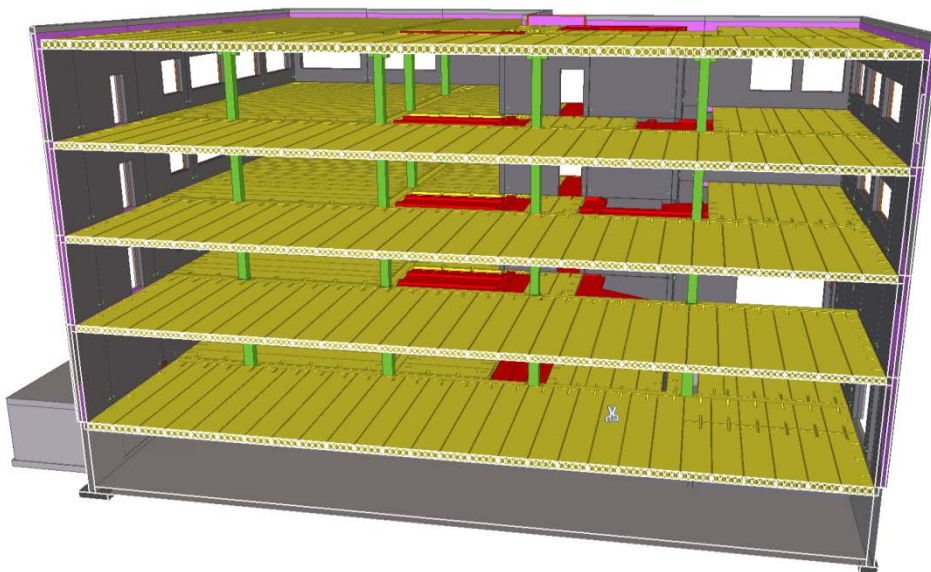
(Alle bilder er hentet fra eksisterende Tekla-modell fra Prefab Design)



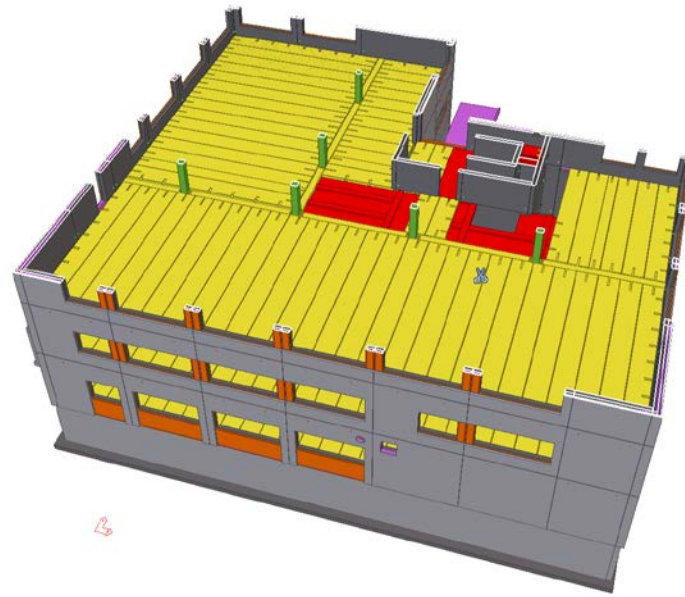
Figur 7-1 Strukturelle komponenter, 1



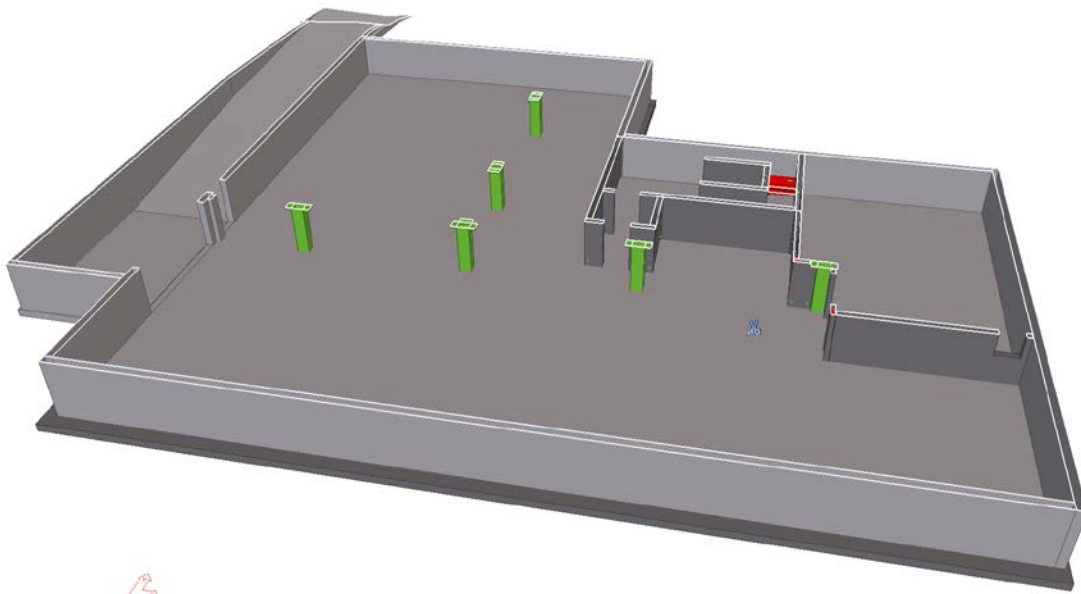
Figur 7-2 Strukturelle komponenter, 2



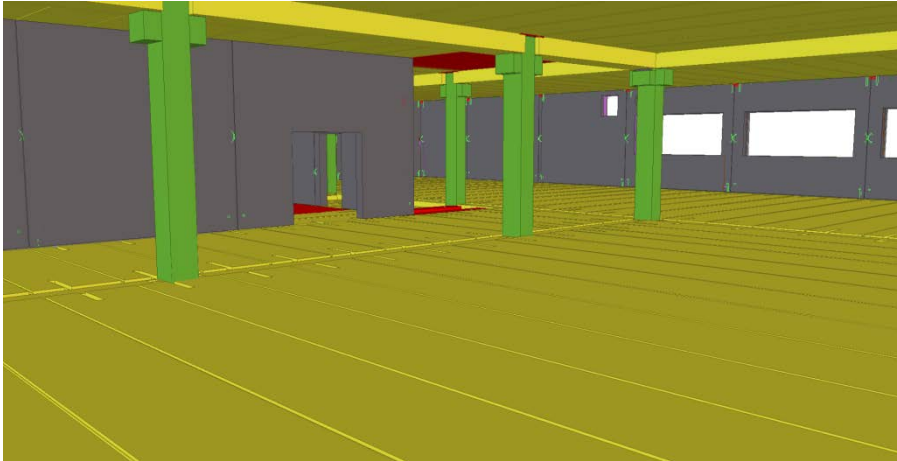
Figur 7-3 Strukturelle komponenter, 3



Figur 7-4 Strukturelle komponenter, 4



Figur 7-5 Strukturelle komponenter, 5



Figur 7-6 Strukturelle komponenter, 6

Modellering ved bruk av SAP2000:

Analysemodellen er bygd opp som for det første bygget, det vil si med mål og dimensjoner fra eksisterende plantegninger. Noen forandringer i fagverksmodellen er gjort i forhold til de originale tegningene for å forenkle modelleringen noe, dette vil bare skape små forskjeller i beregningsresultatene. Modellen er kun belastet med trykk- og sugkomponenter fra vindlaster mot kortside og mot langside.

Se vedlegg A «Testbygg II; 1-5 etg» for eksisterende plantegninger/armeringstegning av bygget og fagverksinndelingen

Vindlaster:

Totale brukslaster på dekke (oppgitte laster fra tidligere analyser):

1 etg (dekke over kjeller): 5 kN/m

2 etg (dekke over 1 etg): 10 kN/m

3 etg (dekke over 2 etg): 10 kN/m

4 etg (dekke over 3 etg): 10 kN/m

5 etg (dekke over 4 etg): 5 kN/m

Vind mot kortside:

Avstand mellom punktlaster i fagverksmodellen:

1 etg:

Langs akse 1

Akse A - akse B: 11 m
Akse B - akse B+: 5 m
Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 3+:

Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 6:

Akse A - akse A+: 7,925 m
Akse A+ - akse B: 3,075 m
Akse B - akse C: 9 m

2 etg:

Langs akse 1

Akse A - akse B: 11 m
Akse B - akse B+: 5 m
Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 3+:

Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 6:

Akse A - akse B: 11 m

3-5 etg:

Langs akse 1

Akse A - akse B: 11 m
Akse B - akse B+: 5 m
Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 3+:

Akse B+ - akse D: 7,5 m
Akse D - akse E: 5,5 m

Langs akse 6:

Akse A - akse B: 11 m
Akse B - akse C: 9 m

Punktlaster i knutepunkt i bruddtilstand:

Faktor for bruddtilstand settes til 1,5.

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sugkomponenten 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Aakse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11}{2} = 24,1\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{5}{2}\right) = 35,0\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{5}{2} + \frac{7,5}{2}\right) = 27,3\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 28,4\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{5,5}{2} = 12,0\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Aakse\ 3+,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{3,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 14,1\ kN$$

$$P_{Aakse\ 3+,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,5}{2} = 8,6\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,925}{2} = 12,4\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{7,925}{2} + \frac{3,075}{2}\right) = 17,2\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{3,075}{2} + \frac{9}{2}\right) = 18,9\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{9}{2} + \frac{3,5}{2}\right) = 19,5\ kN$$

2 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Aakse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11}{2} = 48,1\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{5}{2}\right) = 70,0\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{5}{2} + \frac{7,5}{2}\right) = 54,7\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 56,9\ kN$$

$$P_{Aakse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{5,5}{2} = 24,1\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Aakse\ 3+,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 40,6\ kN$$

$$P_{Aakse\ 3+,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,5}{2} = 17,2\ kN$$

$$P_{Aakse\ 4+,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{5}{2} + \frac{7,5}{2}\right) = 39,1\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11}{2} = 34,4\ kN$$

$$P_{Aakse\ 6,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{5}{2}\right) = 50,0\ kN$$

3-4 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11}{2} = 48,1\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{5}{2}\right) = 70,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{5}{2} + \frac{7,5}{2}\right) = 54,7\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 56,9\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{5,5}{2} = 24,1\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ 3+,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{3,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 28,1\ kN$$

$$P_{Akse\ 3+,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,5}{2} = 17,2\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11}{2} = 34,4\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{9}{2}\right) = 62,5\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{9}{2} + \frac{3,5}{2}\right) = 39,1\ kN$$

5 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11}{2} = 24,1\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{5}{2}\right) = 35,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{5}{2} + \frac{7,5}{2}\right) = 27,3\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 28,4\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{5,5}{2} = 12,0\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ 3+,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{3,5}{2} + \frac{5,5}{2}\right) = 20,3\ kN$$

$$P_{Akse\ 3+,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,5}{2} = 8,6\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11}{2} = 17,2\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11}{2} + \frac{9}{2}\right) = 31,3\ kN$$

$$P_{Akse\ 6,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{9}{2} + \frac{3,5}{2}\right) = 19,5\ kN$$

Vind mot langside:

Avstand mellom punktlaster i fagverksmodellen:

1 etg:

Langs akse A

Akse 1 - akse 3: 11,1 m

Akse 3 - akse 4: 7,1 m

Akse 4 - akse 5: 7,1 m

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse B+:

Akse 3+ - akse 4: 2,4 m

Akse 4 - akse 5: 7,1 m

Langs akse C:

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse E:

Akse 1 - akse 3: 11,1 m

Akse 3 - akse 3+: 4,7 m

2 etg:

Langs akse A:

Akse 1 - akse 2: 4 m

Akse 2 - akse 3: 7,1 m

Akse 3 - akse 4: 7,1 m

Akse 4 - akse 5: 7,1 m

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse B:

Akse 4+ - akse 5: 4,25 m

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse B+:

Akse 3+ - akse 4: 2,4 m

Akse 4 - akse 4+: 2,85 m

Langs akse E:

Akse 1 - akse 3: 11,1 m

Akse 3 - akse 3+: 4,7 m

3-5 etg:

Langs akse A

Akse 1 - akse 2: 4 m

Akse 2 - akse 3: 7,1 m

Akse 3 - akse 4: 7,1 m

Akse 4 - akse 5: 7,1 m

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse B+:

Akse 3+ - akse 4: 2,4 m

Akse 4 - akse 5: 7,1 m

Langs akse C:

Akse 5 - akse 6: 7,1 m

Langs akse E:

Akse 1 - akse 3: 11,1 m

Akse 3 - akse 3+: 4,7 m

Punktlaster i knutepunkt i bruddtilstand:

Faktor for bruddtilstand settes til 1,5.

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sugkomponenten 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11,1}{2} = 24,3\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 39,8\ kN$$

$$P_{Akse\ A,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 31,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 31,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,1}{2} = 15,5\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ B+,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 14,8\ kN$$

$$P_{Akse\ C,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 22,2\ kN$$

$$P_{Akse\ C,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,1}{2} = 11,1\ kN$$

$$P_{Akse\ E,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11,1}{2} = 17,3\ kN$$

$$P_{Akse\ E,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{4,7}{2}\right) = 24,7\ kN$$

$$P_{Akse\ E,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,7}{2} + \frac{2,4}{2}\right) = 11,1\ kN$$

2 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11,1}{2} = 48,6\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 79,6\ kN$$

$$P_{Akse\ A,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 62,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 62,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,1}{2} = 31,1\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ B,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,25}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 35,5\ kN$$

$$P_{Akse\ B,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,1}{2} = 22,2\ kN$$

$$P_{Akse\ B+,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + \frac{2,85}{2}\right) = 16,4\ kN$$

$$P_{Akse\ B+,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,85}{2} + \frac{4,25}{2}\right) = 22,2\ kN$$

$$P_{Akse\ E,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11,1}{2} = 34,7\ kN$$

$$P_{Akse\ E,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{4,7}{2}\right) = 49,4\ kN$$

$$P_{Akse\ E,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,7}{2} + \frac{2,4}{2}\right) = 22,2\ kN$$

3-4 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11,1}{2} = 48,6\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 79,6\ kN$$

$$P_{Akse\ A,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 62,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 62,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,1}{2} = 31,1\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ B+,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 29,7\ kN$$

$$P_{Akse\ C,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 44,4\ kN$$

$$P_{Akse\ C,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,1}{2} = 22,2\ kN$$

$$P_{Akse\ E,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11,1}{2} = 34,7\ kN$$

$$P_{Akse\ E,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{4,7}{2}\right) = 49,4\ kN$$

$$P_{Akse\ E,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,7}{2} + \frac{2,4}{2}\right) = 22,2\ kN$$

5 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{11,1}{2} = 24,3\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 39,8\ kN$$

$$P_{Akse\ A,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 31,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 31,1\ kN$$

$$P_{Akse\ A,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,1}{2} = 15,5\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ B+,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 14,8\ kN$$

$$P_{Akse\ C,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{7,1}{2} + \frac{7,1}{2}\right) = 22,2\ kN$$

$$P_{Akse\ C,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,1}{2} = 11,1\ kN$$

$$P_{Akse\ E,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{11,1}{2} = 17,3\ kN$$

$$P_{Akse\ E,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11,1}{2} + \frac{4,7}{2}\right) = 24,7\ kN$$

$$P_{Akse\ E,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,7}{2} + \frac{2,4}{2}\right) = 11,1\ kN$$

For illustrasjon av punktlastene på bygget, se vedlegg C «Testbygg II, Stavkrefter fra SAP2000».

Dimensjoner, hxb [mm]:

Hulldekker: HD265 (tykkelse 265 mm) for 1 og 5 etg.

HD320 (tykkelse 320 mm) for 2-4 etg.

For å forenkle prosessen noe settes hulldekkenes ekvivalente høyde til 100 mm i alle tilfeller.

HD-staver: 100x1200

HD-staver, rand: 100x600

Søylar: 400x400

Vegger:

Utvendige vegger: sandwich-vegg med 200 mm effektiv tykkelse

Innvendige vegger: 250 mm massivvegger

Bjelker:

Oppleggsbjelker: 600x400

Antatt armering i fugen ved oppleggsbjelkene er 2Ø12 i hver fuge.

Diagonaler:

Da dette byggets geometri gir såpass mange rektangler av forskjellige størrelse, gjentas det her bare kort hvordan trykkdiagonalens bredde er regnet ut.

Lengden (d) av trykkdiagonalen i rektangelet finnes ved dets lengde (l) og bredde (b):

$$d = \sqrt{l^2 + b^2}$$

Bredden av trykkdiagonalen (w) antas dermed (referer side 33):

$$w = \frac{1}{10} d$$

Tykkelsen av alle diagonalstavene er 100 mm.

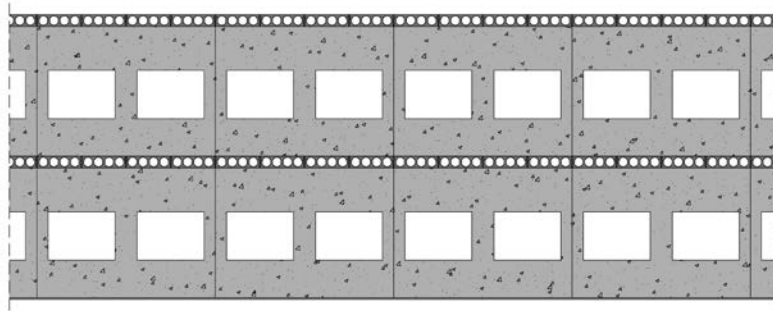
Dimensjon på diagonalstaver: 100 x w

(Eventuelle massivdekker blir modellert på den samme måten)

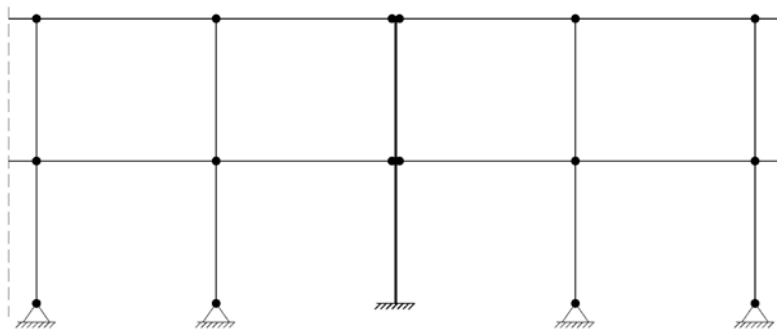
Vertikalt avstivende konstruksjoner:

Vegger: 7000x200

Siden ytterveggene som stiver av bygget har såpass mange utsparinger blir hver vegg modellert til å ha en effektiv lengde på 7 m (og bredde 200 mm). Det er totalt 6 betongvegger som stiver av bygget, 3 i hver vindretning. Avstivningen ivaretas gjennom opptak av moment og skjærkrefter fra påførte dekkelaster. Som i det forrige bygget blir veggene bygget opp som en stavmodell. Denne består av en vertikalstav som er fast innspent med en effektiv lengde og bredde, og horisontale staver som fører dekkelastene inn til vertikalstaven (skiven). De horisontale stavene antas å ha en bredde lik veggen og en høyde tilsvarende hulldekket. Leddede vertikalstaver (200 mm x 200 mm) er plassert langs veggene der ikke den innsente vertikalstaven står, se Figur 7-7 og 7-8.



Figur 7-7 Eksempel på veggelementer som avstivende konstruksjoner



Figur 7-8 Eksempel på veggelementenes antatte statiske system

7.2 Resultater

Analysemetode:

Generelle staver

Som før søkes det etter den største stavkraften ved innvendige og utvendige felt, som antas å være dimensjonerende for alle staverne i disse områdene. Hulldekkene i dette bygget er orientert i to retninger i dekket, men det er uansett kun staverne inntil hulldekkeendene som får et bidrag til strekk på grunn av trykkdiagonalene. (se vedlegg A «Testbygg II; 1-5 etg» for plantegninger)

Framgangsmåten for å finne strekkraftene i staverne er også den samme:

- Krefter i oppleggsbjelker: Kraften i en oppleggsbjelke vil ha bidrag fra trykkdiagonalene i tillegg til krefter i selve oppleggsbjelken. Først lokaliseres største stavstrekk i aksene, deretter største trykkdiagonal på hver side av aksene. For å forenkle prosessen velges det kun maksverdier av trykkdiagonalene og ikke de faktiske verdiene på trykkdiagonalene som ligger på hver side av staven med størst strekk (vil gi større krefter slik at metoden er konservativ). Strekkraftene fra trykkdiagonalene legges så til strekkraften i bjelken til en maks strekkraft i den aktuelle aksene.
- Krefter i HD-staver: Her er det ingen bidrag fra trykkdiagonalene slik at den største strekkraften i staven finnes umiddelbart i den aktuelle aksene.

Når så disse kreftene er funnet sammenlignes maksverdiene i tilfellet der man har vind mot kortsiden og i tilfellet der man har vind mot langsiden.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

For å vurdere strekkapasiteten ved de avstivende veggene, sjekkes den horisontale strekkstaven som er plassert rett inntil den vertikale veggstaven (i veggplanet). Strekkstavene får et bidrag til strekk fra tilstøtende trykkdiagonaler alt etter hvordan hulldekkene er orientert inntil disse staverne (i dette bygget har hulldekkene to orienteringer i dekketplanet).

Krefter i horisontale strekkstaver:

- Eksisterende strekkraft i stav
- Bidrag fra nærliggende trykkdiagonal

eller kun:

- Eksisterende strekkraft i stav

Verdier sammenlignes i tilfeller med vind mot kortsiden og vind mot langsiden.

7.2.1 Kontroll av globale krefter og reaksjoner

For å kontrollere beregningsmodellen (fra SAP2000) sjekkes likevekten mellom de påførte lastene og den globale reaksjonskraften.

Vind mot kortsida

Dekkelengde: 29 m

Dekkelaster (fra vind):

- 1 etg: 5,0 kN/m
- 2 etg: 10,0 kN/m
- 3 etg: 10,0 kN/m
- 4 etg: 10,0 kN/m
- 5 etg: 5,0 kN/m

Global kraft i vindretning:

$$F_{Vind} = 1,5 \cdot (5,0 + 10,0 + 10,0 + 10,0 + 5,0) \cdot 29 = 1740 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg II; Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

$$F_{x,Global} = -1740 \text{ kN}$$

Siden den påførte kraften og reaksjonskraften er i likevekt tyder det på at punktlastene er riktige og at datamodellen er klar for videre analyser.

Vind mot langside

Dekkelengde: 32,4 m

Dekkelaster (fra vind):

- 1 etg: 5,0 kN/m
- 2 etg: 10,0 kN/m
- 3 etg: 10,0 kN/m
- 4 etg: 10,0 kN/m
- 5 etg: 5,0 kN/m

Global kraft i vindretning:

$$F_{Vind} = 1,5 \cdot (5,0 + 10,0 + 10,0 + 10,0 + 5,0) \cdot 32,4 = 1944 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg II; Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

$$F_{x,Global} = -1944 \text{ kN}$$

Også her er den påførte kraften og reaksjonskraften i likevekt, dermed er lastmodelleringen riktig.

7.2.2 Kontroll av moment og skjærkrefter i avstivende vegger

For å vurdere moment og skjærkreftene i de avstivende veggene i fagverksmodellen blir disse sammenlignet med eksisterende beregninger (se vedlegg C «Testbygg II; Skjærkrefter og moment fra V-Skive») fra V-Skive (Ove Sletten). Dette gjøres for å undersøke om fagverksmodelleringen gir omtrent samme belastninger på de avstivende veggene som skiveprogrammet V-Skive gir.

Under vises skjærkrefter og moment i bunn av veggene (1 etg) (se vedlegg C «Testbygg II; Skjærkrefter og moment fra SAP2000» for alle etasjer).

Vind mot kortsida:

	Fagverksberegning		V-Skive	
	Skjærkraft	Moment	Skjærkraft	Moment
Skive 1/i akse A	592	6643	585	6422
Skive 2/i akse B+	638	6906	580	6371
Skive 3/ i akse E	486	5492	576	6323
Skive 4/i akse 1	-7	-23	-5	-55
Skive 5/i akse 3+	-5	-18	0	0
Skive 6/i akse 6	-10	-29	5	55

Tabell 7-1 Skjærkraft og moment, vind mot kortsida

Vind mot langside:

	Fagverksberegning		V-Skive	
	Skjærkraft	Moment	Skjærkraft	Moment
Skive 1/i akse A	10	29	2	22
Skive 2/i akse B+	9	29	0	-1
Skive 3/ i akse E	7	23	-2	-22
Skive 4/i akse 1	590	6737	646	7095
Skive 5/i akse 3+	705	7495	648	7119
Skive 6/i akse 6	622	7038	650	7144

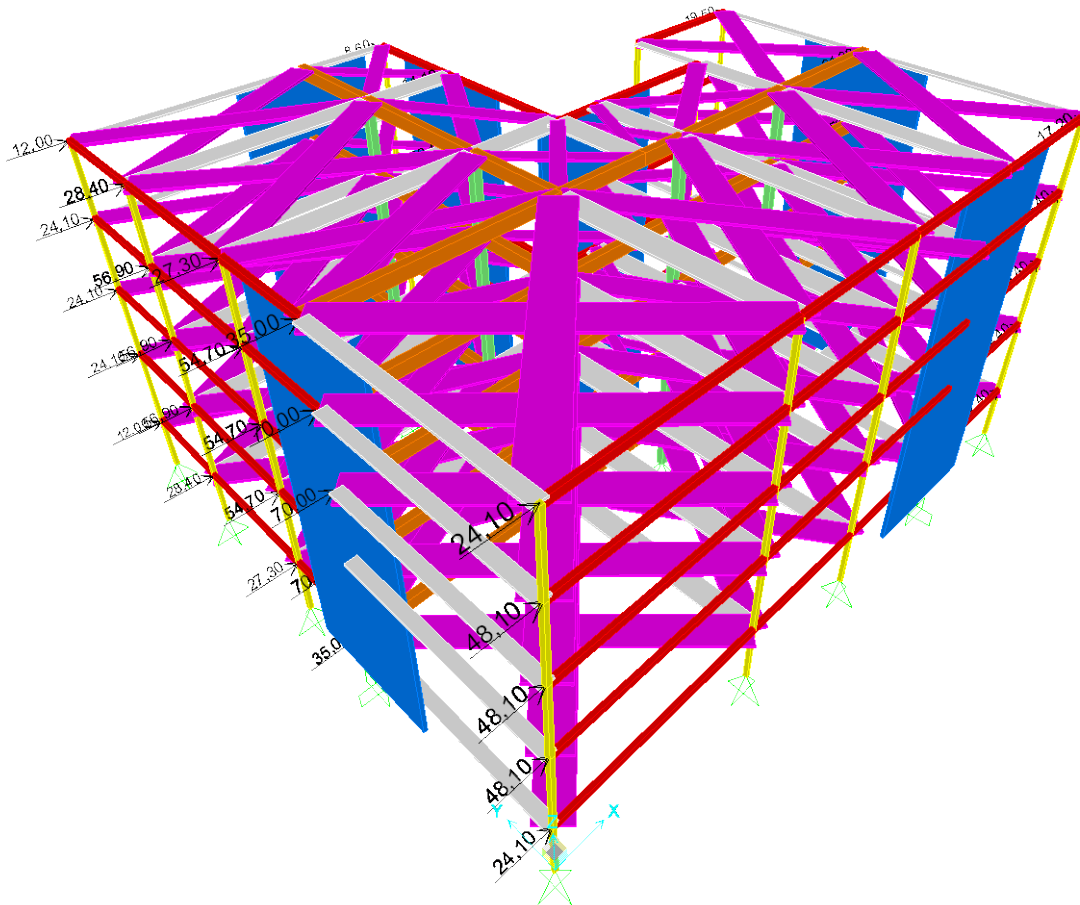
Tabell 7-2 Skjærkraft og moment, vind mot langside

Generelt er resultatene fra fagverksberegningen og V-Skive relativt like, selv om noen forskjeller er større enn andre. Fordi avvikene ikke er store kan det konkluderes med at fagverksmodellen er tilstrekkelig.

7.2.3 Krefter

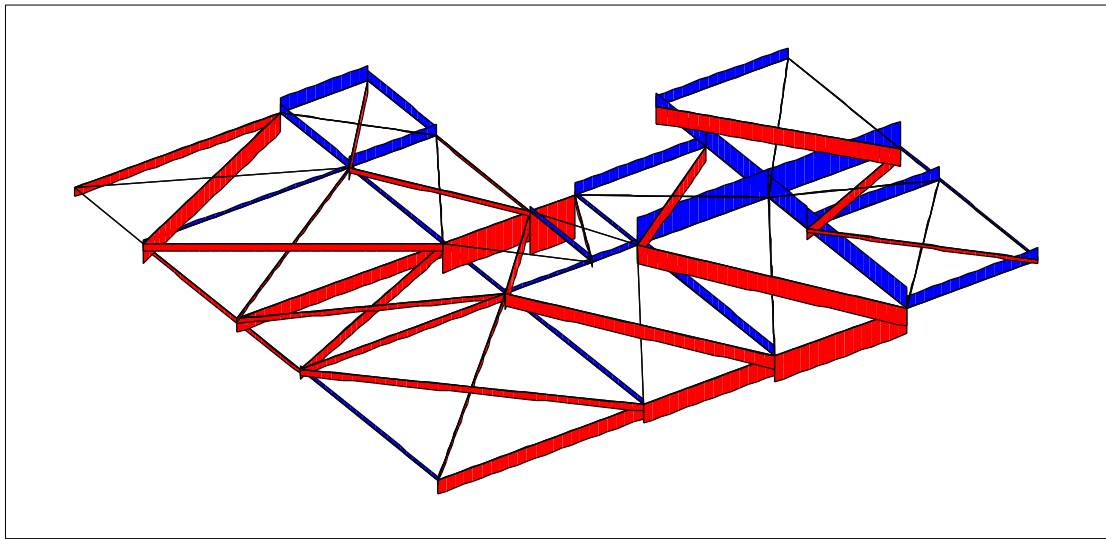
Under vises figurer med stavkrefter i etasjer for vind mot kortsida og langside for å få et inntrykk av verdien (se vedlegg C «Testbygg II; Stavkrefter fra SAP2000» for verdier). Rød farge indikerer trykk og blå farge indikerer strekk (figurenes diagrammer er ikke i skala i forhold til hverandre)

Vind mot kortsida



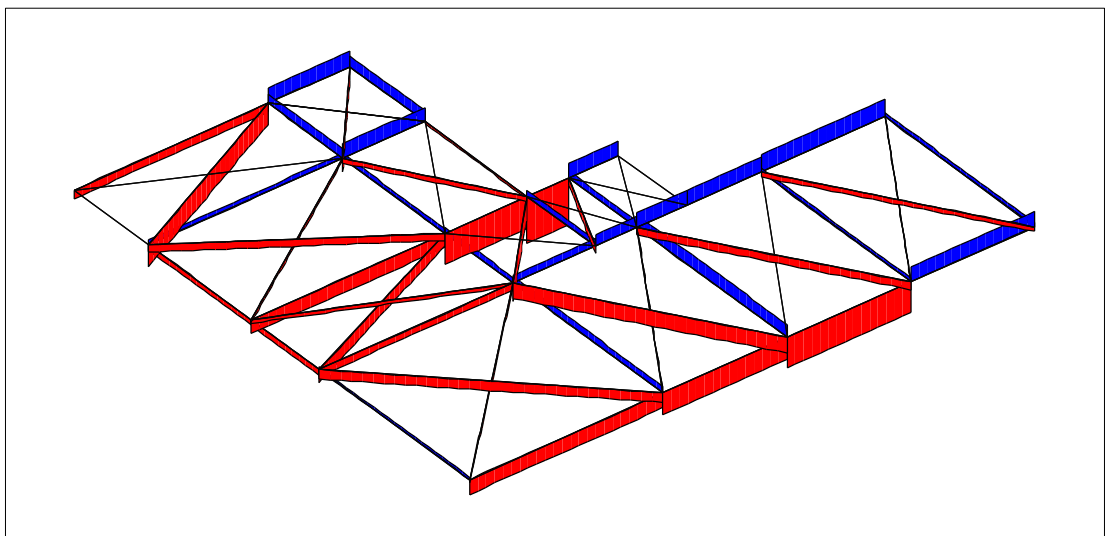
Figur 7-9 Analysemodell fra SAP2000, vind mot kortsida

1 etg:



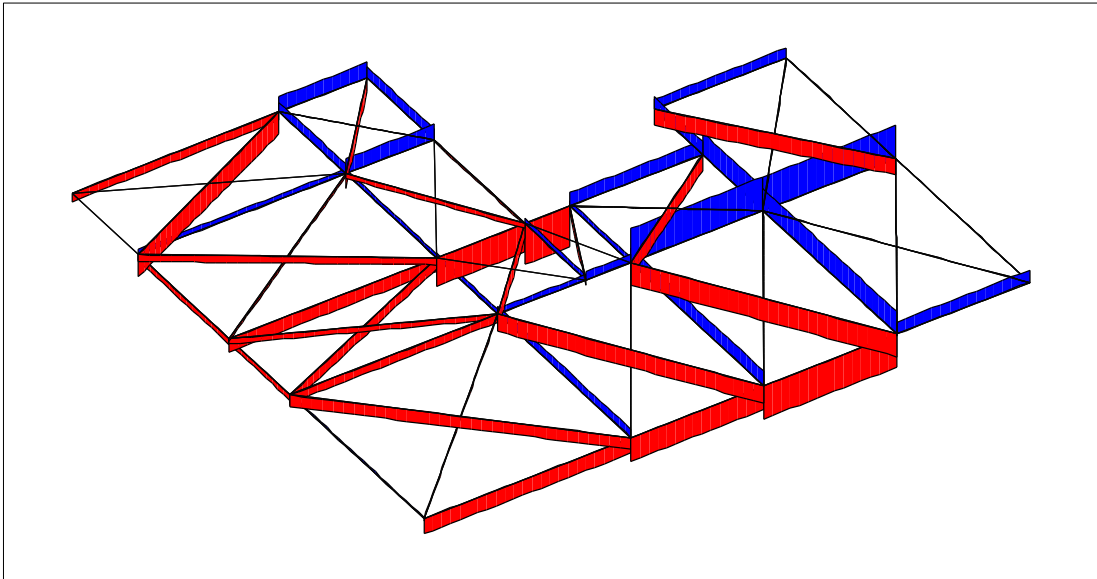
Figur 7-10 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



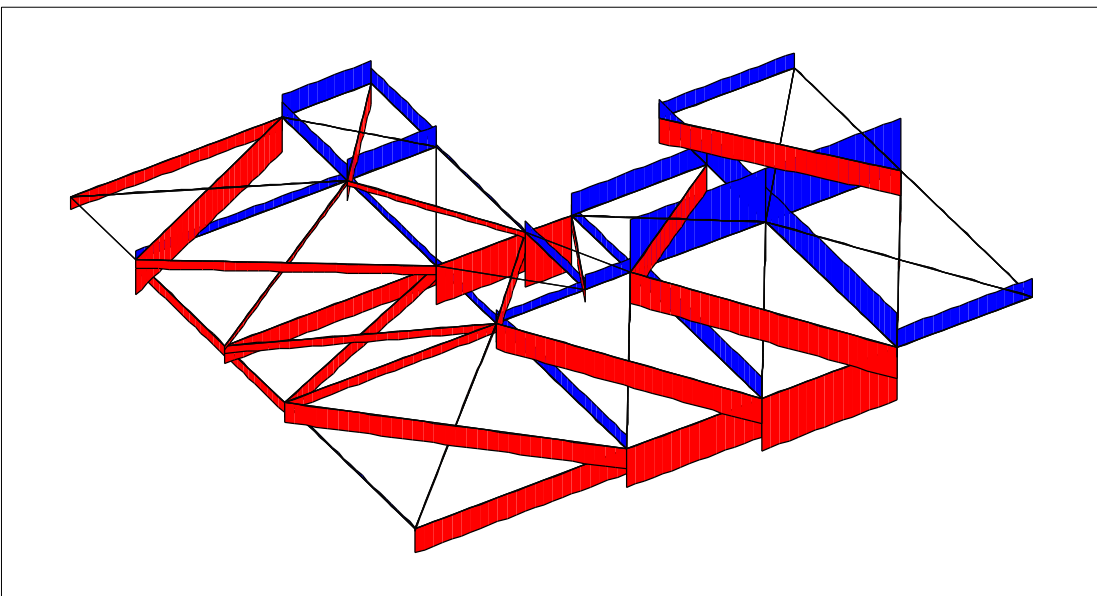
Figur 7-11 Stavkrefter, 2 etg

3 etg:



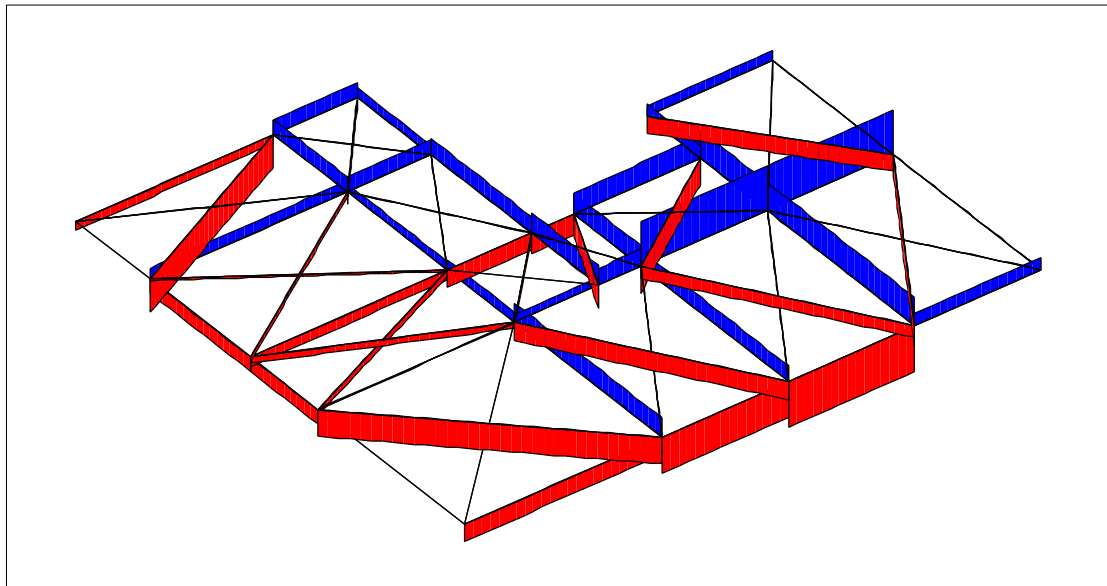
Figur 7-12 Stavkrefter, 3 etg

4 etg:



Figur 7-13 Stavkrefter, 4 etg

5 etg:



Figur 7-14 Stavkrefter, 5 etg

Med vind mot kortsiden ser man at de fleste trykkrefterne søker seg til de avstivende veggene i akse A, B+ og E, som står for avstivningen i denne retningen. Man kan se hvordan strekkrefter (på grunn av vindsug) i staver parallelt med lastretningen hefter seg i diagonalstaver og gir trykk i disse. Trykkrefterne i diagonalene vil igjen føre til strekk i staver normalt på lastretningen.

Jevnt over befinner de største strekkrefterne seg i oppleggsbjelken i akse B og ellers i akse 5. Trykkrefterne som oppstår ved de avstivende veggene er størst på vegg i akse A og B+, med mindre belastning på vegg i akse E.

For å illustrere beregningene i tabellene er det under vist eksempler på hvordan stavkrefter i første etasje er regnet ut.

Krefter i generelle staver

For en fullstendig oversikt over krefter i de generelle stavene, se vedlegg C «Testbygg II, Krefter i generelle staver»:

1 etg:

Maks strekkraft i akse 3:

Maks trykkraft i diagonal (venstre side): $R = 25,1 \text{ kN}$

Vinkel: $26,4^\circ$

Maks trykkraft i diagonal (høyre side): $R = 22,5 \text{ kN}$

Vinkel: $46,8^\circ$

Friksjonskoeffisient: 1,0

⁷ Da vinkelen er over 45° vil ikke trykkdiagonalen bidra til strekkrefter

Bidrag til strekkraft i stav (venstre side):

$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2} = 25,1 \cdot \frac{\cos(26,4) - 1,0 \cdot \sin(26,4)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 5,7 \text{ kN}$$

Bidrag til strekkraft i stav (høyre side):

$$\frac{F_{s,diag,H}}{2} = 0$$

Eksisterende strekkraft i stav:

$$F_{s,oppl} = 9,9 \text{ kN}$$

Total strekkraft i stav:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,oppl} = 5,7 + 0 + 9,9 = 15,6 \text{ kN}$$

(denne verdien er markert ved et lyseblått felt i aktuell tabell i vedlegg C «Testbygg II, Krefter i generelle staver»)

Maks strekkraft i akse B:

Maks trykkraft i diagonal (venstre side): $R = 27,3 \text{ kN}$

Vinkel: $32,8^\circ$

Maks trykkraft i diagonal (høyre side): $R = 31,5 \text{ kN}$

Vinkel: $38,3^\circ$

Friksjonskoeffisient: 1,0

Bidrag til strekkraft i stav (venstre side):

$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2} = 27,3 \cdot \frac{\cos(32,8) - 1,0 \cdot \sin(32,8)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 4,1 \text{ kN}$$

Bidrag til strekkraft i stav (høyre side):

$$\frac{F_{s,diag,H}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2} = 31,5 \cdot \frac{\cos(38,3) - 1,0 \cdot \sin(38,3)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 2,6 \text{ kN}$$

Eksisterende strekkraft i stav:

$$F_{s,oppl} = 42,4 \text{ kN}$$

Total strekkraft i stav:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,opp} = 4,1 + 2,6 + 42,4 = 49,1 \text{ kN}$$

(denne verdien er markert ved et lyseblått felt i aktuell tabell i vedlegg C «Testbygg II, Krefter i generelle staver»)

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

For en fullstendig oversikt over krefter i disse stavene, se vedlegg C «Testbygg II, Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner»:

Eksempel på utregning i tabeller:

1 etg:

Vegg i akse A:

Bidrag fra høyre trykkdiagonal:

$$\frac{F_{s,diag,H}}{2} = 2,8 \frac{\cos(41,9) - 1,0 \cdot \sin(41,9)}{1,0} = 0,2 \text{ kN}$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 14,3 \text{ kN}$$

Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,H}}{2} + F_{s,stav} = 0,2 + 14,3 = 14,5 \text{ kN}$$

Vegg i akse B+:

Bidrag fra venstre trykkdiagonal:

Intet bidrag, vinkel over 45°

$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = 0$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 15,1 \text{ kN}$$

Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + F_{s,stav} = 0 + 15,1 = 15,1 \text{ kN}$$

Vegg i akse E:

Bidrag fra venstre trykkdiagonal:

Intet bidrag, vinkel over 45°

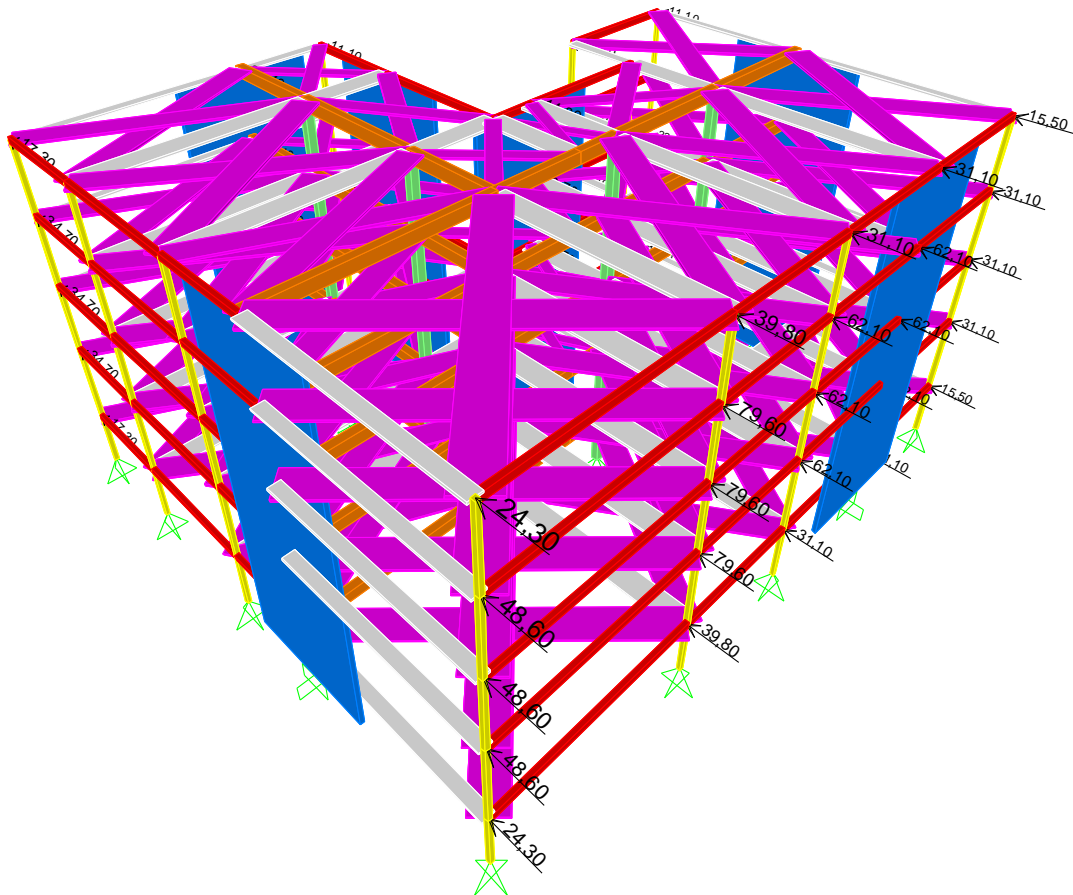
$$\frac{F_{s,diag,V}}{2} = 0$$

Eksisterende stavkraft i stav:

$$F_{s,stav} = 19,0 \text{ kN}$$

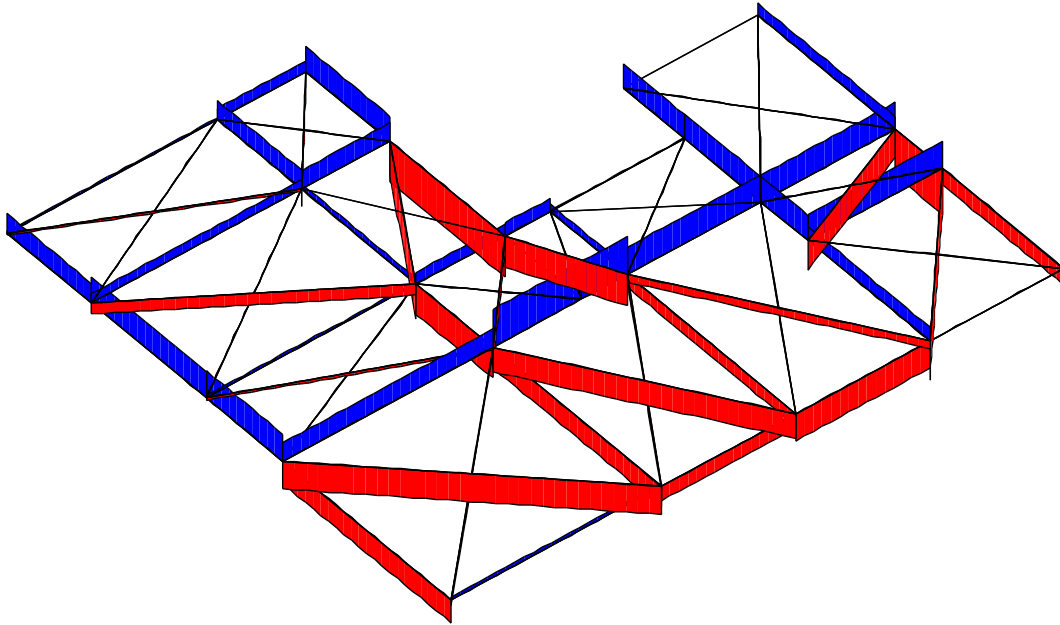
Total strekkraft:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag,V}}{2} + F_{s,stav} = 0 + 19,0 = 19,0 \text{ kN}$$

Vind mot langside

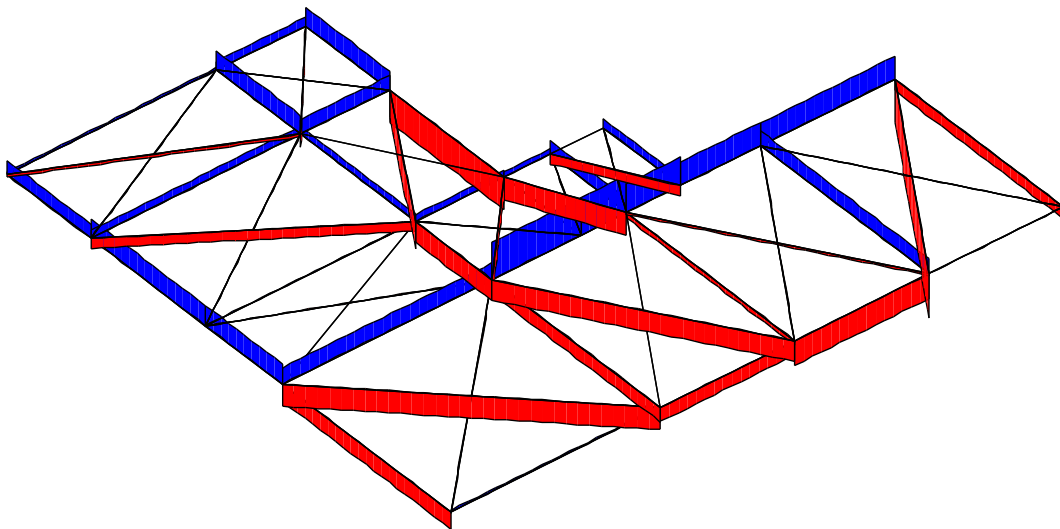
Figur 7-15 Analysemodell fra SAP2000, vind mot langside

1 etg:



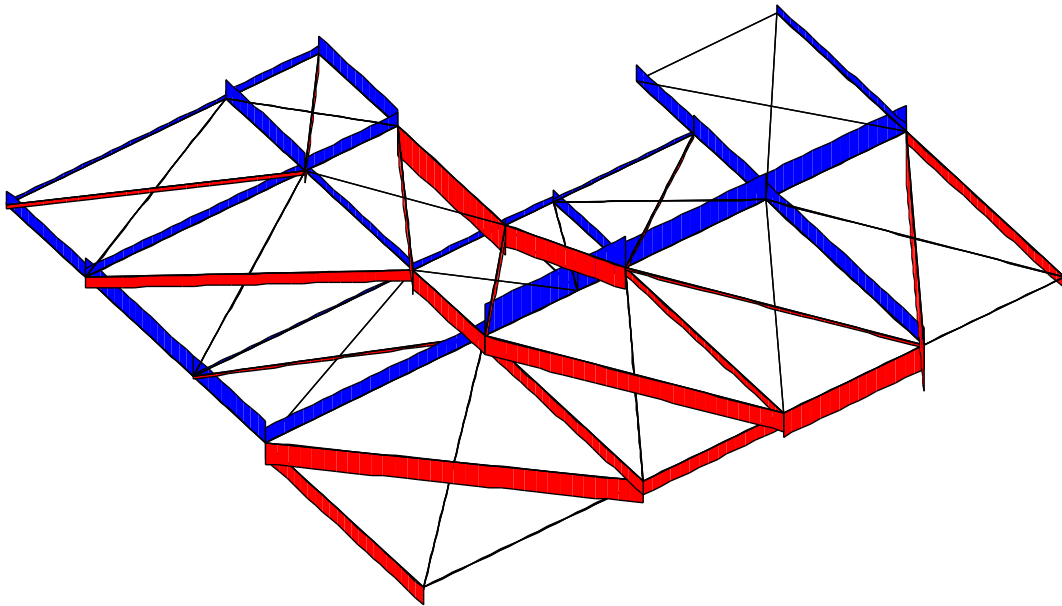
Figur 7-16 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



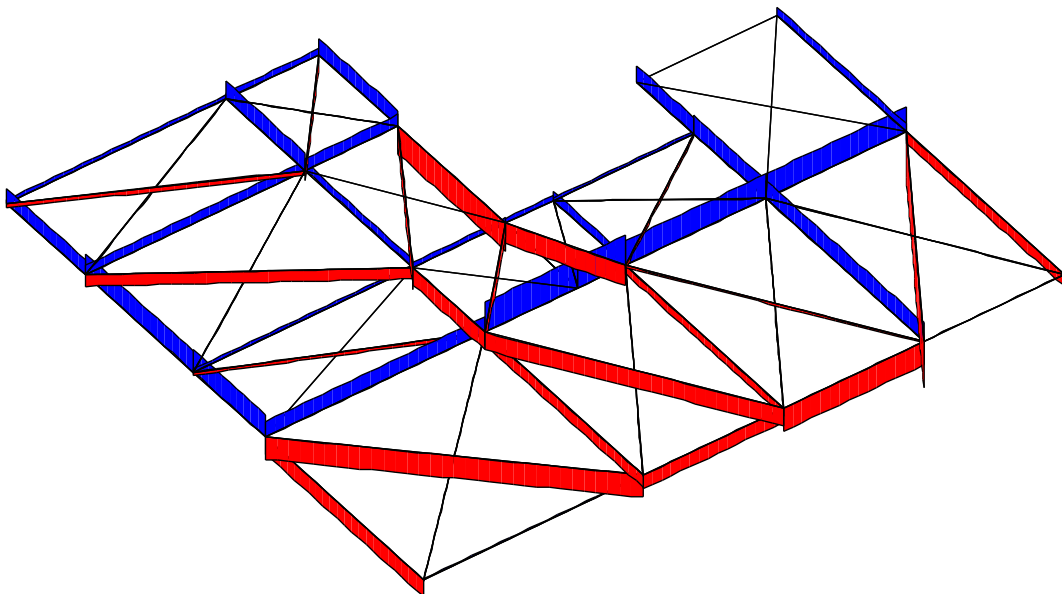
Figur 7-17 Stavkrefter, 2 etg

3 etg:



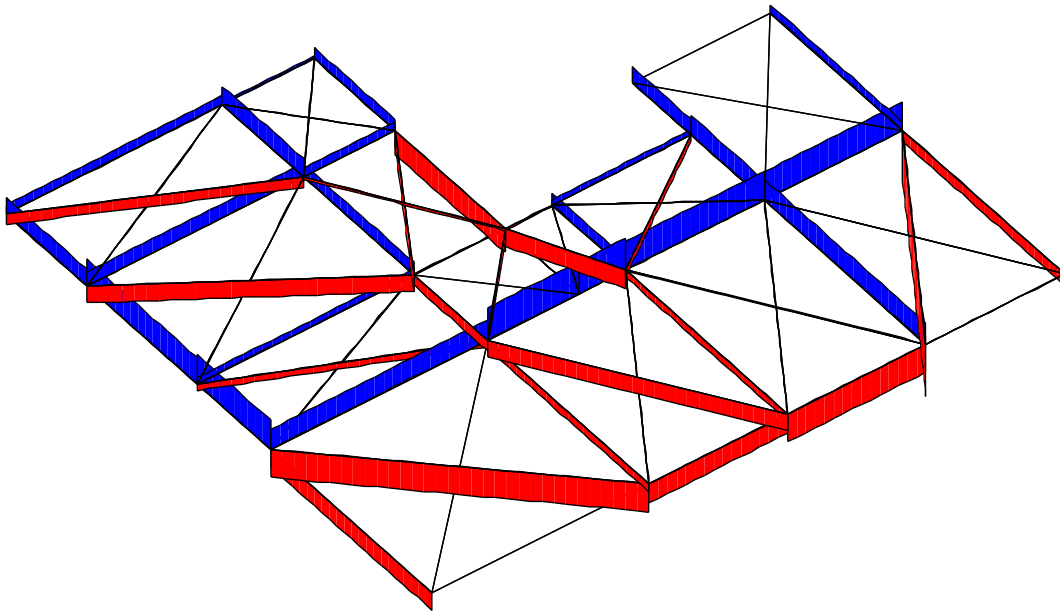
Figur 7-18 Stavkrefter, 3 etg

4 etg:



Figur 7-19 Stavkrefter, 4 etg

5 etg:



Figur 7-20 Stavkrefter, 5 etg

Med vind mot langside ser man også som ventet at trykkreftene «vandrer» mot de avstivende veggene i akse 1, 3+ og 6 (unntatt trykkrefter i diagonaler i felt mellom akse 1 – 3/B – E). I dette tilfellet kan man enda tydeligere se hvordan vindtrykket og vindsuget «trenger» inn i dekket fra hver sin side. I akser parallelt med lastretningen ser man at stavene generelt er trykkbelastet fra vindtrykksiden og at disse stavene gradvis blir strekkbelastet mot vindsugsiden. Denne overgangen kan ses på som skillet mellom vindtrykkets og vindsugets belastninger i dekket.

Man kan også se at det oppstår strekkrefter i hele akse B (normalt på lastretning) som følge av trykkdiagonaler som strekker ut disse stavene. Trykkreftene i diagonalene kommer fra både direkte trykkrefter fra vindtrykk og fra strekkrefter fra vindsug som henger seg fast i diagonalene.

Generelt befinner de største strekkreftene seg i akse B, 1 og 5, med noe større krefter i akse B enn de andre. Trykkreftene på de avstivende veggene er størst på vegg i akse 3+, med mindre krefter på vegg i akse 1 og 6

Kreftene i de generelle stavene og stavene ved de vertikalt avstivende konstruksjonene er beregnet på samme måte som for vind mot kortsida (se vedlegg C «Testbygg II; Krefter i generelle staver, Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner» for oversikt over kreftene»).

Maks krefter i akser, vind mot kortsida versus vind mot langside

Da dimensjoneringen tar utgangspunkt i de stavene med de største kreftene vises det her makskrefter i stavene, enten fra vind mot kortsida eller vind mot langside (verdiene er hentet fra vedlegg C «Testbygg II; Krefter i generelle staver, Krefter og staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner»).

Generelle staver

Staver parallelt med tallakse:

	Akse 1	Akse 3	Akse 3+	Akse 4	Akse 4+	Akse 5	Akse 6
1 etg	26,6	19,1	22,8	16,0		35,4	11,1
Vindretning	L	L	L	K		K	L
2 etg	56,1	52,0	48,8	36,8	22,2	38,6	9,8
Vindretning	L	L	L	K	L	L	K
3 etg	62,6	55,1	46,3	45,6		76,4	22,2
Vindretning	L	L	L	K		K	L
4 etg	64,9	51,4	42,5	44,7		78,3	22,2
Vindretning	L	L	L	K		K	L
5 etg	43,7	40,1	31,2	31,9		47,7	11,1
Vindretning	L	K	K	K		K	L

Tabell 7-3 Maksimale stavkrefter parallelt med tallakse

Staver parallelt med bokstavakse:

	Akse A	Akse A+	Akse B	Akse B+	Akse C	Akse D	Akse E
1 etg	18,4	25,8	49,1	18,9	22,1	17,0	19,0
Vindretning	K	L	K	L	K	L	K
2 etg	47,2		128,2	44,0		38,7	42,8
Vindretning	K		L	K		K	K
3 etg	44,7		126,2	41,8	44,3	35,9	42,3
Vindretning	K		K	K	K	L	K
4 etg	43,8		131,4	46,5	44,3	31,8	41,1
Vindretning	K		K	K	K	L	K
5 etg	23,3		88,3	40,5	22,1	19,3	20,2
Vindretning	K		K	K	K	L	K

Tabell 7-4 Maksimale stavkrefter parallelt med bokstavakse

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

	Vegg i akse 1	Vegg i akse 3+	Vegg i akse 6	Vegg i akse A	Vegg i akse B+	Vegg i akse E
1 etg	25,5	22,8	11,1	14,4	18,9	19,1
Vindretning	L	L	L	K	L	K
2 etg	52,8	48,8	9,8	42,4	39,1	42,7
Vindretning	L	L	K	K	K	K
3 etg	60,2	46,3	22,2	36,7	38,0	42,3
Vindretning	L	L	L	K	K	K
4 etg	63,0	42,5	22,2	39,1	40,8	41,1
Vindretning	L	L	L	K	K	K
5 etg	42,8	24,2	11,1	23,3	32,4	20,2
Vindretning	L	K	L	K	K	K

Tabell 7-5 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner

7.2.4 Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet

Armering og normal kraft

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Tillatt skjærspenning i fuge

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Det er bare trykkdiagonaler med en vinkel mellom 0° og 45° som trenger sjekk (ved vinkler over 45° belastes ikke fugen).

Der begrensningen blir for lav med tillatt skjærspenning på $0,10 \text{ N/mm}^2$ benyttes tillatt skjærspenning på $0,15 \text{ N/mm}^2$, eventuelt $0,20 \text{ N/mm}^2$.

Aktuelle vinkler og fugelengder:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 3/B – B+	Akse 1 – 3/B+ – D	Akse 1 – 3/D – E	Akse 3 – 4/A – B	Akse 3+ – 4/B – B+	Akse 4 – 5/A – B	Akse 5 – 6/A – A+	Akse 5 – 6/A – B	Akse 5 – 6/B – C
Vinkel	24,2°	34,0°	26,4°	32,8°	25,6°	32,8°	41,9°	32,8°	38,3°
Fugelengde	11,1 m	11,1 m	11,1 m	11 m	5 m	11 m	7,925 m	11 m	9 m

Tabell 7-6 Vinkler og fugelengder for beregning av trykkdiagonalens kapasitet, 1-5 etg

(det er antatt HD265 i alle etasjer)

Eksempel på utregning av trykkdiagonalens kapasitet og øvre begrensning:

Diagonal mellom akse A – B og akse3 – 4/4 – 5.

Tykkelse hulldekke (HD265): 265 mm

Lengde hulldekke/fuge: 11000 mm

Stålspenning: 400 N/mm^2

Antatt armering i endefuge (totalt): 4ø12

Friksjonskoeffisient: 1,0

Trykkdiagonalens vinkel: 32,8°

(A_c er hulldekkets fugeareal)

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)} = \frac{1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{\cos(32,8) - 1,0 \cdot \sin(32,8)} = 605 \text{ kN}$$

(se blått felt i Tabell 7-7)

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)} < \frac{0,10 \cdot ((265 - 30) \cdot 11000) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 113}{1,0 \cdot \sin(32,8)} < 143 \text{ kN}$$

(se blått felt i Tabell 7-7)

Kapasitet og begrensninger i diagonaler:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 3/B – B+	Akse 1 – 3/B+ – D	Akse 1 – 3/D – E	Akse 3 – 4/A – B	Akse 3+ – 4/B – B+	Akse 4 – 5/A – B	Akse 5 – 6/A – A+	Akse 5 – 6/A – B	Akse 5 – 6/B – C
Kapasitet [kN]	360	670	401	605	385	605	2364	605	1096
Begrensning [kN]	195	143	180	143	125 ⁸	143	148 ⁹	143	220 ¹⁰

Tabell 7-7 Trykkdiagonalens kapasitet og begrensning

⁸ Tillatt skjærspenning regnet 0,20 N/mm², bør utformes spesielt

⁹ Tillatt skjærspenning regnet 0,15 N/mm²

¹⁰ Tillatt skjærspenning regnet 0,15 N/mm²

Maksverdier i trykkdiagonal (R) fra beregningsprogram:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 3/B – B+	Akse 1 – 3/B+ – D	Akse 1 – 3/D – E	Akse 3 – 4/A – B	Akse 3+ – 4/B – B+	Akse 4 – 5/A – B	Akse 5 – 6/A – A+	Akse 5 – 6/A – B	Akse 5 – 6/B – C
1 etg	15,6	10,4	25,1	22,6	28,9	27,3	36,6		31,5
Vindretning	K	L	K	L	L	K	L		K
2 etg	34,9	25,6	59,4	54,3	59,8	20,7		114,4	
Vindretning	K	L	K	L	L	K		L	
3 etg	32,3	29,7	58,7	54,3	60,0	68,8		129,0	63,1
Vindretning	K	L	K	K	L	K		L	K
4 etg	28,3	30,7	62,1	53,2	55,5	62,7		125,8	63,1
Vindretning	K	L	K	K	L	K		L	K
5 etg	9,2	23,3	45,3	27,3	34,6	16,4		71,9	31,5
Vindretning	L	L	K	K	K	K		L	K

Tabell 7-8 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000)

Av tabellene ser man at alle kreftene ligger under kapasitetene, selv om noen krefter nærmer seg kapasitetsgrensen.

Hvis minimumsarmering eller armeringsbehov fra påførte krefter gir en større armeringsmengde enn antatt her, bør begrensningen av trykkdiagonalen kontrolleres på nytt (i det videre antas det derimot at trykkdiagonalenes kapasitet og begrensning er tilfredsstillt).

7.2.5 Minimumsarmering

(for generelle staver)

Minimumsarmering beregnes etter Figur 5-39, side 101.

Det antas at minimumsarmeringen for de hulldekkene med størst spennvidde gjelder for hele dekket (konservativt).

Hulldekkenes største spennlengde: L1 = 11 m, L2 = 9 m (akse A – B, B – C)

Senteravstand for kanalarmering per hulldekke: 1,2 m (= c).

Armering i kanaler:

Strekraft:

$$T_1 = 20c = 20 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 24 kN$$

Armering:

$$A_1 = \frac{T_1}{f_{sd}} = \frac{24 \cdot 10^3}{400} = 60 mm^2$$

1 ϕ 10 gir 79 mm² som legges i kanaler i hulldekket og over oppleggsbjelke. Der hårnål brukes mot yttervegg det tilstrekkelig med 1 ϕ 7, siden to snitt gir 77 mm².

Ved å anta at armering fra to hulldekker bidrar til strekkapasiteten i staven blir minimumsarmeringen 1+1 ϕ 10 som gir 157 mm² og med hårnål 1+1 ϕ 7 som gir 154 mm² (to snitt per bøyte).

Armering ved rand:

Strekraft:

$$T_2 = 20 \frac{L_1}{2} = 20 \frac{kN}{m} \cdot \frac{11 m}{2} = 110 kN > 70 kN$$

Armering:

$$A_2 = \frac{T_2}{f_{sd}} = \frac{110 \cdot 10^3}{400} = 275 mm^2$$

2 ϕ 14 som gir 308 mm² legges i fugen langs vegger.

Lengdearmering ved midte:

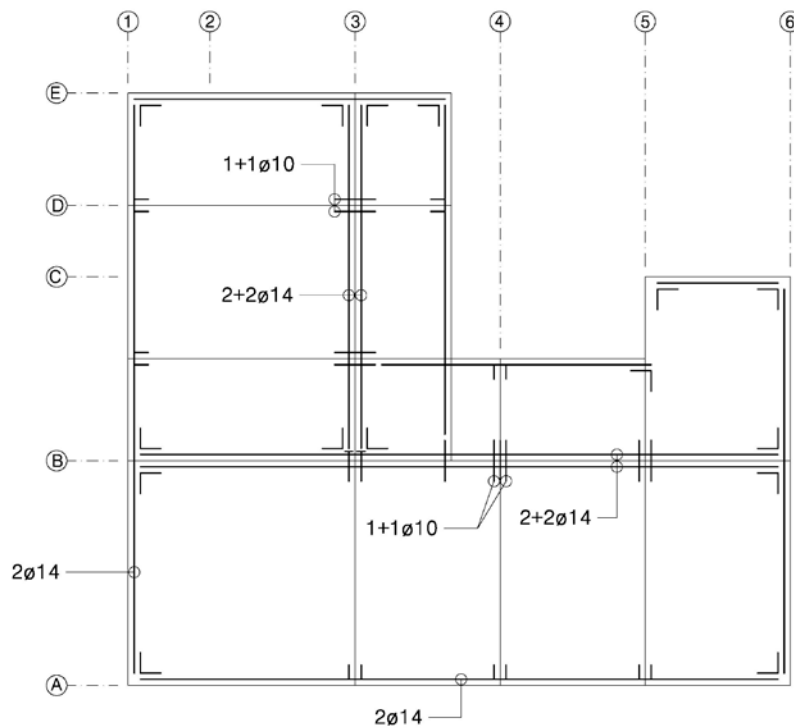
Strekraft:

$$T_{2,m} = 20 \frac{(L_1 + L_2)}{2} = 20 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(11 + 9) m}{2} = 200 kN > 70 kN$$

Armering:

$$A_{2,m} = \frac{T_{2,m}}{f_{sd}} = \frac{200 \cdot 10^3}{400} = 500 mm^2$$

2+2 ϕ 14 gir 616 mm², der 2 ϕ 14 legges i fugen langs hver side av oppleggsbjelken.



Figur 7-21 Oversikt over minimumsarmering

7.2.6 Armeringsbehov på grunn av stavkrefter

Generelle staver

Ut fra strekkreftene i dekket bestemmes armeringsbehov i fugene ved oppleggsbjelker/vegger og i hulldekkenes kanaler. Aktuelle steder å bestemme armering er:

- Lengdearmering ved oppleggsbjelker ved innvendig felt og rand
- Lengdearmering ved vegger ved rand
- Kanalarmering i hulldekke ved innvendig felt og rand

I tillegg må armeringen forankres tilstrekkelig.

Den største strekkraften i hver type stav (oppleggsbjelke, vegg, HD-stav osv) antas dimensjonerende for alle staver (av den aktuelle typen) i hver etasje. For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 7-3 og 7-4.

(Referer Figur 5-26 på side 90 for de forskjellige armeringstypene).

Oppleggsbjelker

1 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, TOTAL} = 49,1$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{49,1 \cdot 10^3}{400} = 123 \text{ mm}^2$$

2+2Ø7 gir 154 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

2 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, TOTAL} = 128,2$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{128,2 \cdot 10^3}{400} = 321 \text{ mm}^2$$

2+2Ø12 gir 452 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

3 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, TOTAL} = 126,2$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{126,2 \cdot 10^3}{400} = 316 \text{ mm}^2$$

2+2Ø12 gir 452 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

4 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, TOTAL} = 131,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{131,4 \cdot 10^3}{400} = 329 \text{ mm}^2$$

2+2Ø12 gir 452 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

5 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, TOTAL} = 88,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{88,3 \cdot 10^3}{400} = 221 \text{ mm}^2$$

2+2Ø10 gir 314 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2+2Ø14 som gir 616 mm² brukes, 2Ø14 legges i fuger på hver side av oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler på hver side av bjelken (2Ø14 i hver kanal).

Se vedlegg B; «Oppleggsbjelke (DLB)» og «Oppleggsbjelke DLB mot rand» for tegninger av armeringen.

Vegger (ved rand)

1 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 5 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 35,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{35,4 \cdot 10^3}{400} = 89 \text{ mm}^2$$

1Ø12 gir 113 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø14 som gir 308 mm² brukes. Armeringen legges i fugen mellom vegg og hulldekket. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2Ø14 i én kanal).

2 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 1 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 56,1$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{56,1 \cdot 10^3}{400} = 140 \text{ mm}^2$$

1Ø14 gir 154 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø14 som gir 308 mm² brukes. Armeringen legges i fugen mellom vegg og hulldekket. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2Ø14 i én kanal).

3 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 5 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 76,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{76,4 \cdot 10^3}{400} = 191 \text{ mm}^2$$

1Ø16 gir 201 mm^2 , som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø14 som gir 308 mm^2 brukes.

Armeringen legges i fugen mellom vegg og hulldekket. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2Ø14 i én kanal).

4 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 5 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 78,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{78,3 \cdot 10^3}{400} = 196 \text{ mm}^2$$

1Ø16 gir 201 mm^2 , som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø14 som gir 308 mm^2 brukes.

Armeringen legges i fugen mellom vegg og hulldekket. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2Ø14 i én kanal).

5 etg:

Største strekkraft ved rand er i akse 5 og har verdien $F_{s, TOTAL} = 47,7$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{47,7 \cdot 10^3}{400} = 119 \text{ mm}^2$$

1Ø16 gir 201 mm^2 , som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø14 som gir 308 mm^2 brukes.

Armeringen legges i fugen mellom vegg og hulldekket. Ut mot rand forankres armeringen med vinkeljern i kanaler (2Ø14 i én kanal).

Se vedlegg B; «Forankring i sidekant» og «Forankring i endekant» for tegninger av blant annet lengdearmeringen.

Forankringen følger samme prinsipp som i vedlegg B; «Oppleggsbjelke (LB) mot rand».

Kanalarmering (HD-staver)

1 etg:

Største strekkraft er i akse 5 og har verdien $F_{s,HD} = 35,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{35,4 \cdot 10^3}{400} = 89 \text{ mm}^2$$

1+1Ø8 gir 101 mm^2 som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 1+1Ø10 som gir 157 mm^2 brukes. Armeringen legges i kanaler og føres over oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen av u-bøyer og gjengestang gjennom korrugert rør i vegg (u-bøyle 1+1Ø7 gir 154 mm^2 med fire snitt).

2 etg:

Største strekkraft er i akse 3 og har verdien $F_{s,HD} = 52,0$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{52,0 \cdot 10^3}{400} = 130 \text{ mm}^2$$

1+1Ø10 gir 157 mm^2 som er det samme som minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres over oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen av u-bøyer og gjengestang gjennom korrugert rør i vegg (u-bøyle 1+1Ø7 gir 154 mm^2 med fire snitt).

3 etg:

Største strekkraft er i akse 5 og har verdien $F_{s,HD} = 76,4$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{76,4 \cdot 10^3}{400} = 191 \text{ mm}^2$$

1+1Ø12 gir 226 mm^2 som er mer enn minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres over oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen av u-bøyer og gjengestang gjennom korrugert rør i vegg (u-bøyle 1+1Ø10 gir 314 mm^2 med fire snitt).

4 etg:

Største strekkraft er i akse 5 og har verdien $F_{s,HD} = 78,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{78,3 \cdot 10^3}{400} = 196 \text{ mm}^2$$

1+1Ø12 gir 226 mm^2 som er mer enn minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres over oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen av u-bøyler og gjengestang gjennom korrugert rør i vegg (u-bøyle 1+1Ø10 gir 314 mm^2 med fire snitt).

5 etg:

Største strekkraft er i akse 5 og har verdien $F_{s,HD} = 47,7 \text{ kN}$.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{47,7 \cdot 10^3}{400} = 119 \text{ mm}^2$$

1+1Ø10 gir 157 mm^2 som er det samme som minimumsarmeringen. Armeringen legges i kanaler og føres over oppleggsbjelken. Ut mot rand forankres armeringen av u-bøyler og gjengestang gjennom korrugert rør i vegg (u-bøyle 1+1Ø7 gir 154 mm^2 med fire snitt).

Se vedlegg B; «Knutepunkt bjelke (DLB)» for prinsipp av armeringsføring i kanaler og «Forankring i endekant» for tegning av forankring til elementvegg.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

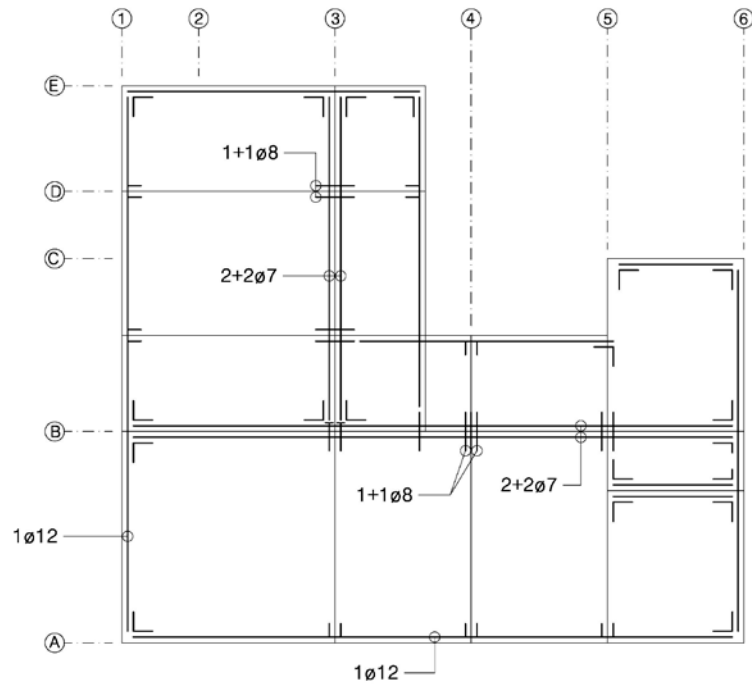
For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 7-5.

Avstivende vegger

Fra tabellen som viser maks krefter i de avstivende veggene (Tabell 7-5) ser man at den største kraften er 63,0 kN (vegg i akse 1, 4 etg). Siden alle veggene er plassert ved rand vil det ligge en minimum randarmering her. Denne er beregnet tidligere (side 170) til å være 2Ø14, det vil si en kapasitet på 123 kN. Siden det er såpass små krefter ved de avstivende veggene, er det dermed ikke behov for ekstra armering i disse områdene.

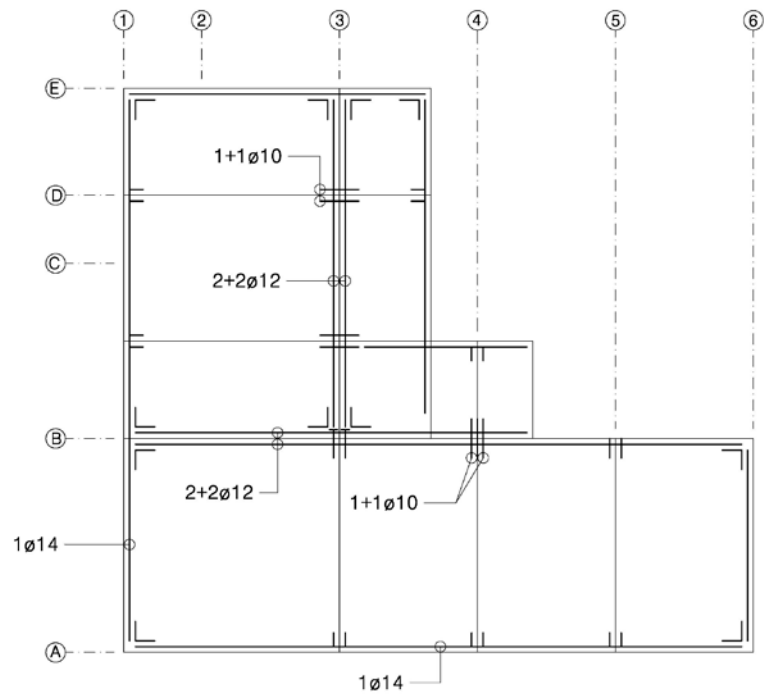
Armeringsmengder

1 etg:



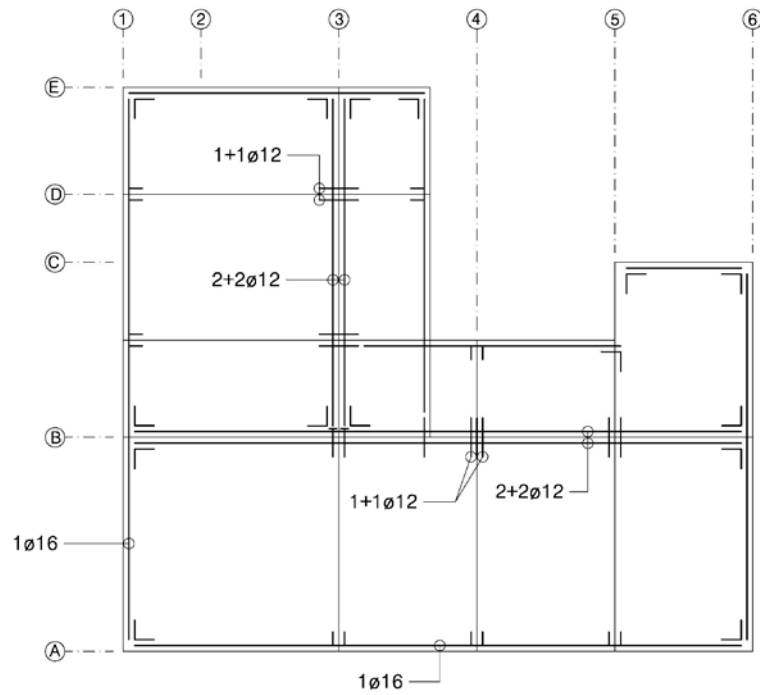
Figur 7-22 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg

2 etg:



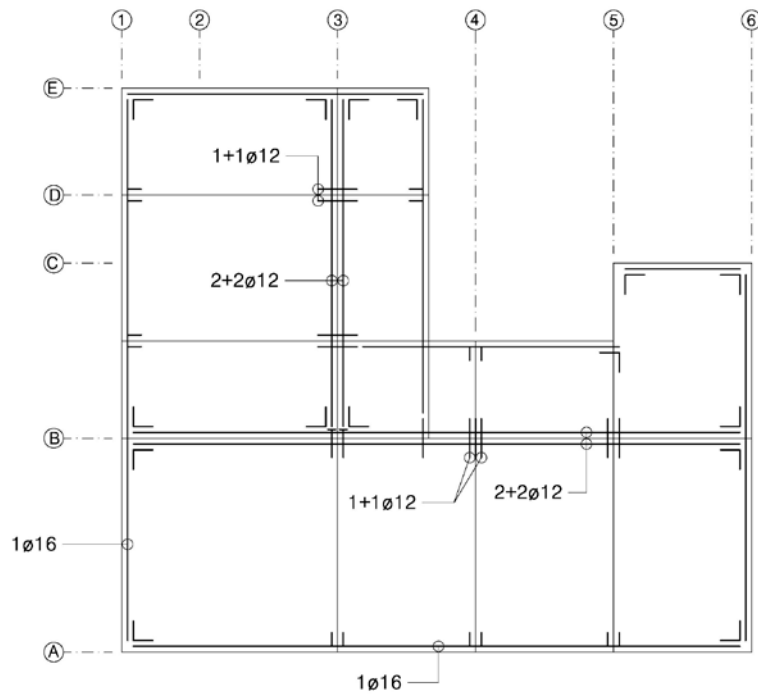
Figur 7-23 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 2 etg

3 etg:



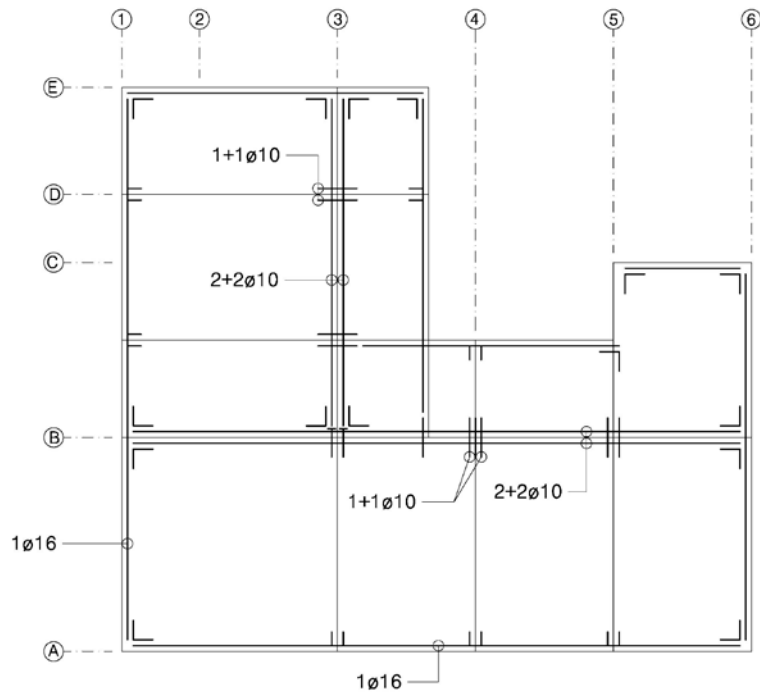
Figur 7-24 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 3 etg

4 etg:



Figur 7-25 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 4 etg

5 etg:



Figur 7-26 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 5 etg

7.3 Sammenligning av armeringsmengder

Under oppgis de faktiske armeringsmengder og tilhørende kapasiteter fra montasjetegninger av bygget (se vedlegg A «Testbygg II; 1-5 etg»):

Generelle staver

1 etg:

Oppleggsbjelker

2+2 ϕ 12 i endefuger (2 ϕ 12 i hver fuge) gir 181 kN, forankret av vinkeljern 2+2 ϕ 12.

Vegger (ved rand)

3 ϕ 16 i langs vegg gir 241 kN, forankret av vinkeljern 2 ϕ 16.

Kanalarmering (HD-staver)

2+2 ϕ 16 i kanaler over oppleggsbjelke (2 ϕ 16 i hvert element) gir 322 kN, forankret av u-bøyler 1+1 ϕ 12 i kanaler ved vegg (én u-bøyle 1 ϕ 12 per element).

2-5 etg:

Oppleggsbjelker

2+2 ϕ 12 i endefuger (2 ϕ 12 i hver fuge) gir 181 kN, forankret av vinkeljern 2+2 ϕ 12.

Vegger (ved rand)

4 ϕ 16 i langs vegg gir 322 kN, forankret av vinkeljern 3 ϕ 16.

Kanalarmering (HD-staver)

2+2 ϕ 16 i kanaler over oppleggsbjelke (2 ϕ 16 i hvert element) gir 322 kN, forankret av u-bøyler 1+1 ϕ 12 i kanaler ved vegg (én u-bøyle 1 ϕ 12 per element).

Sammenligning av armering og kapasitet fra montasjetegninger, fagverksberegning og minimumsarmering:

	Stav- type	Montasjetegning		Fagverksberegning		Minimumsarmering	
		Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]
1 etg							
Oppleggsbjelker	(1)	2+2Ø12	181	2+2Ø7	62	2+2Ø14	246
Vegger (ved rand)	(3)	3Ø16	241	1Ø12	45	2Ø14	123
Kanalarmering (HD-staver)	(5)	2+2Ø16	322	1+1Ø8	40	1+1Ø10	63
2 etg							
Oppleggsbjelker	(1)	2+2Ø12	181	2+2Ø12	181	2+2Ø14	246
Vegger (ved rand)	(3)	4Ø16	322	1Ø14	62	2Ø14	123
Kanalarmering (HD-staver)	(5)	2+2Ø16	322	1+1Ø10	63	1+1Ø10	63
3 etg							
Oppleggsbjelker	(1)	2+2Ø12	181	2+2Ø12	181	2+2Ø14	246
Vegger (ved rand)	(3)	4Ø16	322	1Ø16	80	2Ø14	123
Kanalarmering (HD-staver)	(5)	2+2Ø16	322	1+1Ø12	90	1+1Ø10	63
4 etg							
Oppleggsbjelker	(1)	2+2Ø12	181	2+2Ø12	181	2+2Ø14	246
Vegger (ved rand)	(3)	4Ø16	322	1Ø16	80	2Ø14	123
Kanalarmering (HD-staver)	(5)	2+2Ø16	322	1+1Ø12	90	1+1Ø10	63
5 etg							
Oppleggsbjelker	(1)	2+2Ø12	181	2+2Ø10	126	2+2Ø14	246
Vegger (ved rand)	(3)	4Ø16	322	1Ø16	80	2Ø14	123
Kanalarmering (HD-staver)	(5)	2+2Ø16	322	1+1Ø10	63	1+1Ø10	63

Tabell 7-9 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver

Jevnt over ser man fra Tabell 7-9 at fagverksberegningen gir mindre armeringsmengder enn montasjetegningene. Fagverksberegningen gir så små krefter at minimumsarmeringen er dimensjonerende i alle etasjer (unntatt kanalarmering i 3 og 4 etasje).

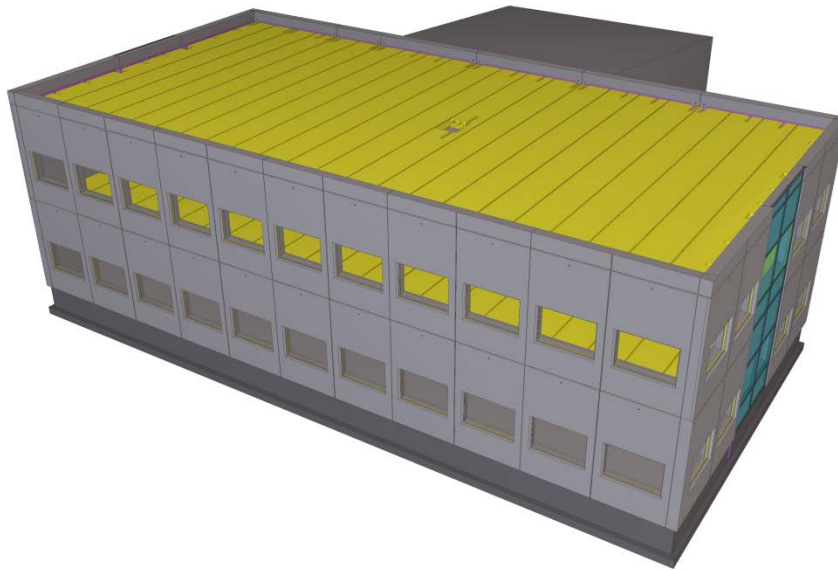
Fra tabellen ser man at minimumsarmeringen ved oppleggsbjelker gir en større armeringsmengde enn det montasjetegninger gir. Grunnen til dette kan være at det er satt forskjellige krav til minimumsarmeringen enn det som er brukt i denne oppgaven.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Avstivende vegger

Fordi det er såpass lave kraftkonsentrasjoner ved de avstivende veggene kom det frem punkt 7.2.6 at armeringen i forbindelse med de generelle stavene var nok til å ta strekkreftene i disse områdene. På montasjetegninger er dette også indikert ved at det ikke er plassert ekstra strekkarmering ved de aktuelle veggene.

8 Testbygg III

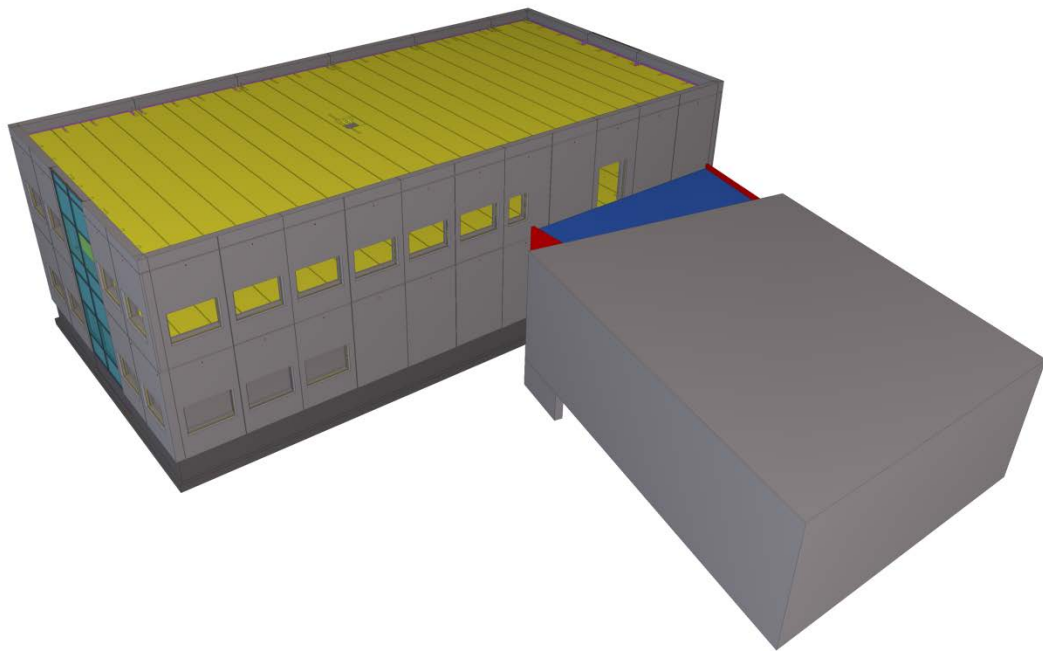


8.1	Generelt	- 186 -
8.2	Resultater	- 194 -
8.2.1	Kontroll av globale krefter og reaksjoner	- 195 -
8.2.2	Krefter	- 196 -
8.2.3	Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet	- 203 -
8.2.4	Minimumsarmering	- 205 -
8.2.5	Armeringsbehov på grunn av stavkrefter	- 206 -
8.3	Sammenligning av armeringsmengder	- 210 -

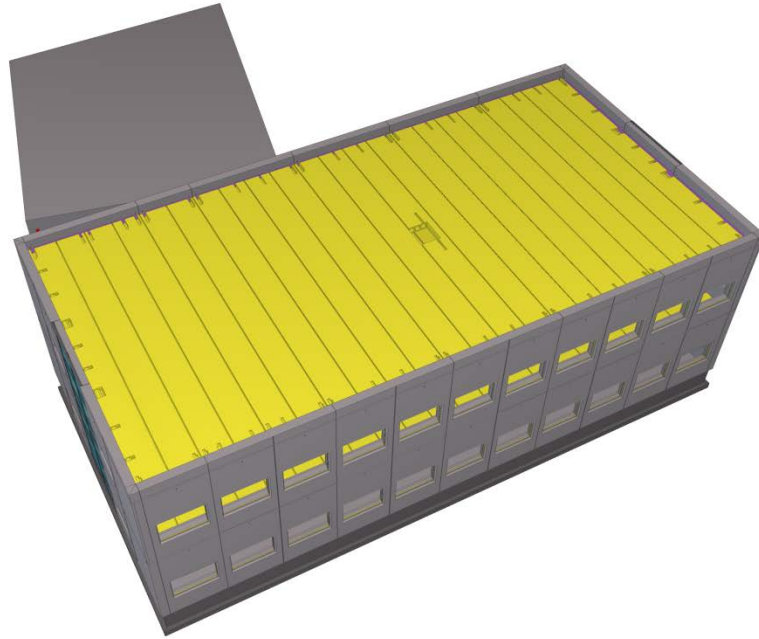
8.1 Generelt

Det siste testbygget er betydelig mindre enn de foregående og har en mye enklere geometri. Konstruksjonen er et «bokssystem» (se Figur 2-5) i to etasjer, med en lengde på ca 26,4 m og en bredde på ca 13,1 m. De vertikale lastene bæres av hulldekker som er opplagt på utvendige elementvegger (sandwichvegger). Disse elementveggene fungerer også som byggets vertikale skiver og stiver av bygget for horisontale vindlaster i begge lastretninger.

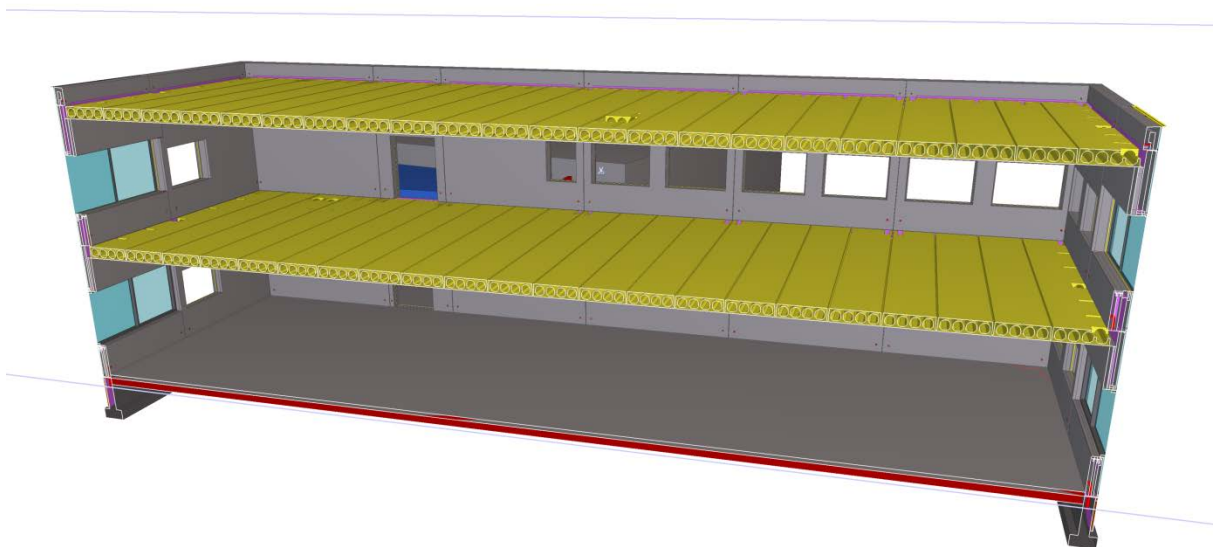
(Alle bilder er hentet fra eksisterende Tekla-modell fra Prefab Design)



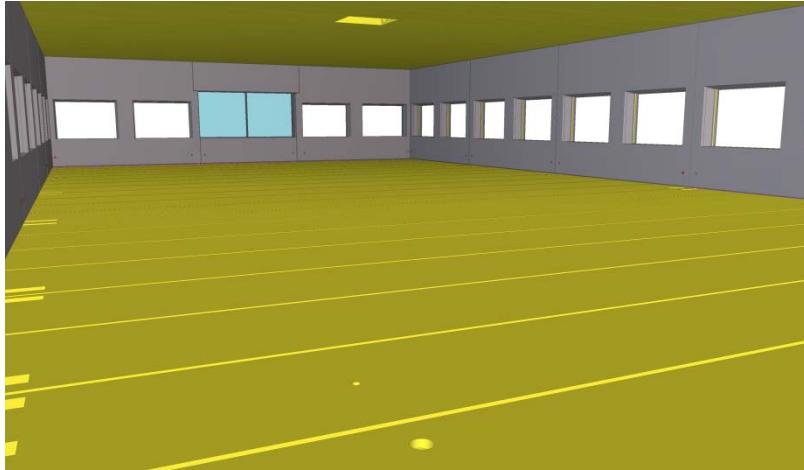
Figur 8-1 Strukturelle komponenter, 1



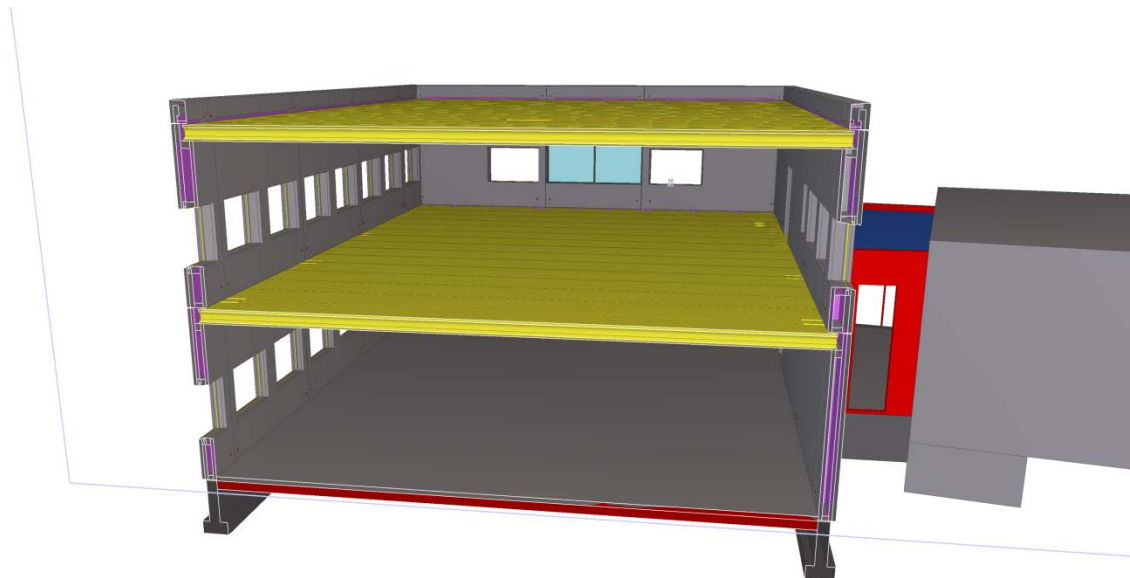
Figur 8-2 Strukturelle komponenter, 2



Figur 8-3 Strukturelle komponenter, 3



Figur 8-4 Strukturelle komponenter, 4



Figur 8-5 Strukturelle komponenter, 5

Modellering ved bruk av SAP2000:

Analysemodellen er bygd opp med mål og dimensjoner fra eksisterende plantegninger. Dekket består av fire like store felter og et felt som er noe større (på grunn av utsparing til dør). Fagverksinndelingen er lik i begge etasjer. Modellen er belastet med trykk- og sugkomponenter fra vindlaster mot kortsiden og mot langsiden.

Se vedlegg A «Testbygg III; 1 etg/2 etg, Bøyeliste» for eksisterende plantegninger/armeringstegning av bygget og fagverksinndelingen.

Vindlaster:

Vindlasten antas å gi en linjelast på 10 kN/m på mellomdekket og 5 kN/m på det øverste dekket. Dette er standardverdier for dekkelaster fra vind i denne delen av landet (disse lastene er også brukt i testbygg II).

Totale brukslaster på dekker:

Dekke over 1 etg: 10 kN/m

Dekke over 2 etg: 5 kN/m

Vind mot kortsida:

Avstand mellom punktlaster i fagverksmodellen:

Langs akse A/G:

Akse 1 - akse 4: 13,1 m

Punktlaster i knutepunkt i bruddtilstand:

Faktor for bruddtilstand settes til 1,5.

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sugkomponenten 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{13,1}{2} = 57,3\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{13,1}{2} = 57,3\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ G,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{13,1}{2} = 40,9\ kN$$

$$P_{Akse\ G,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{13,1}{2} = 40,9\ kN$$

2 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ A,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{13,1}{2} = 28,7\ kN$$

$$P_{Akse\ A,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{13,1}{2} = 28,7\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ G,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{13,1}{2} = 20,5\ kN$$

$$P_{Akse\ G,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{13,1}{2} = 20,5\ kN$$

Vind mot langside:

Avstand mellom punktlaster i fagverksmodellen:

1-2 etg:

Langs akse 1/4

Akse A - akse B: 4,8 m

Akse B - akse C: 4,8 m

Akse C - akse D: 4,8 m

Akse D - akse E: 4,8 m

Akse E - akse G: 7,2 m

Punktlaster i knutepunkt i bruddtilstand:

Faktor for bruddtilstand settes til 1,5.

Andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og sugkomponenten 0,5.

Hvert knutepunkt belastes med vind fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt.

1 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{4,8}{2} = 21,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 42,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 42,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 42,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{7,2}{2}\right) = 52,5\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,6} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,2}{2} = 31,5\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ 4,1} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{4,8}{2} = 15,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,2} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 30,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,3} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 30,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,4} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 30,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,5} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{7,2}{2}\right) = 37,5\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,6} = 1,5 \cdot \frac{10,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,2}{2} = 22,5\ kN$$

2 etg:

Punktlaster, trykk:

$$P_{Akse\ 1,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{4,8}{2} = 10,5\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{7,2}{2}\right) = 26,3\ kN$$

$$P_{Akse\ 1,6} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,7 \cdot \frac{7,2}{2} = 15,8\ kN$$

Punktlaster, sug:

$$P_{Akse\ 4,1} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{4,8}{2} = 7,5\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,2} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 15,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,3} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 15,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,4} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 15,0\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,5} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,8}{2} + \frac{7,2}{2}\right) = 18,8\ kN$$

$$P_{Akse\ 4,6} = 1,5 \cdot \frac{5,0}{1,2} \cdot 0,5 \cdot \frac{7,2}{2} = 11,3\ kN$$

For illustrasjon av punktlastene på bygget, se vedlegg C «Testbygg III, Stavkrefter fra SAP2000».

Dimensjoner, hxb [mm]:

Hulldekker: HD320 (tykkelse 320 mm)

Hulldekkenes ekvivalente høyde settes til 100 mm

HD-staver: 100x1200

HD-staver, rand: 100x600

Diagonaler:

Standard felt:

Lengde:

$$d = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{13,1^2 + 4,8^2} = 13,95 \text{ m}$$

Bredde (referer side 33):

$$w = \frac{1}{10} d = \frac{1}{10} \cdot 13,95 = 1395 \text{ mm}$$

Tykkelse:

Tykkelsen av diagonalstaven (av hulldekke) er antatt å være 100 mm.

Diagonalstav: 100x1395

Stort felt mellom akse 1/4 og akse E/G:

Lengde:

$$d = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{13,1^2 + (4,8 + 2,4)^2} = 14,95 \text{ m}$$

Bredde ((referer side 33):

$$w = \frac{1}{10} d = \frac{1}{10} \cdot 14,95 = 1495 \text{ mm}$$

Tykkelse:

Tykkelsen av diagonalstaven (av hulldekke) er antatt å være 100 mm.

Diagonalstav: 100x1495

Vertikalt avstivende konstruksjoner:

Vegger: 7000x200, 3500/200

Byggets utvendige elementvegger står som nevnt for den vertikale avstivningen. På grunn av de mange utsparingene (for vinduer) veggene har, blir veggene modellert med en effektiv lengde. Langveggene antas å ha en effektiv lengde på 7 m og en effektiv bredde på 200 mm, og kortveggene med lengde 3,5 m og bredde 200 mm. I analyseprogrammet blir hver vegg konstruert som en fast innspent vertikalstav med de tilhørende effektive lengder og bredder. De innspente staverne er plassert i veggens omtrentlige midtpunkt, med leddede vertikalstaver (antatt 200 mm x 200 mm) i resterende knutepunkter langs veggen. Horisontale staver som representerer dekket, belaster de innspente vertikalstavene. De horisontale staverne antas å ha en bredde lik veggen og en høyde tilsvarende hulldekket. Se Figur 7-7 og 7-8 side 151 for modelleringskonsept.

8.2 Resultater

Krefter i generelle staver

Strekkekreftene i staverne i akser er beregnet som før:

- For staver med bidrag fra trykkdiagonal (parallelt med tallakse):
Største strekkraft i akse + bidrag fra største trykkdiagonaler i felt ved siden av akse
- For staver uten bidrag fra trykkdiagonal (parallelt med bokstavakse):
Største strekkraft i akse

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Den totale strekkraften i staven regnes som summen av:

- Eksisterende kraft i stav
- Bidrag fra nærliggende trykkdiagonal

For staver normalt på oppleggsvegg (parallelt med HD-staver) hentes stavkraften direkte fra analyseprogram.

Verdier sammenlignes i tilfeller med vind mot kortsiden og vind mot langsiden, der maksverdien er dimensjonerende

Analysemetoden følger den samme fremgangsmåten som i testbygg I og II.

8.2.1 Kontroll av globale krefter og reaksjoner

For å kontrollere beregningsmodellen (fra SAP2000) sjekkes likevekten mellom de påførte lastene og den globale reaksjonskraften.

Vind mot kortsida

Dekkelengde: 13,1 m

Dekkelaster (fra vind):

1 etg: 10,0 kN/m

2 etg: 5,0 kN/m

Global kraft i vindretning:

$$F_{Vind} = 1,5 \cdot (10,0 + 5,0) \cdot 13,1 = 295 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg III, Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

$$F_{x,Global} = -295 \text{ kN}$$

Siden den påførte kraften og reaksjonskraften er i likevekt tyder det på at punktlastene er riktige og at datamodellen er klar for videre analyser.

Vind mot langside

Dekkelengde: 26,4 m

Dekkelaster (fra vind):

1 etg: 10,0 kN/m

2 etg: 5,0 kN/m

Global kraft i vindretning:

$$F_{Vind} = 1,5 \cdot (10,0 + 5,0) \cdot 26,4 = 594 \text{ kN}$$

Global reaksjonskraft fra SAP2000 (se vedlegg C «Testbygg III, Globale reaksjonskrefter fra SAP2000»):

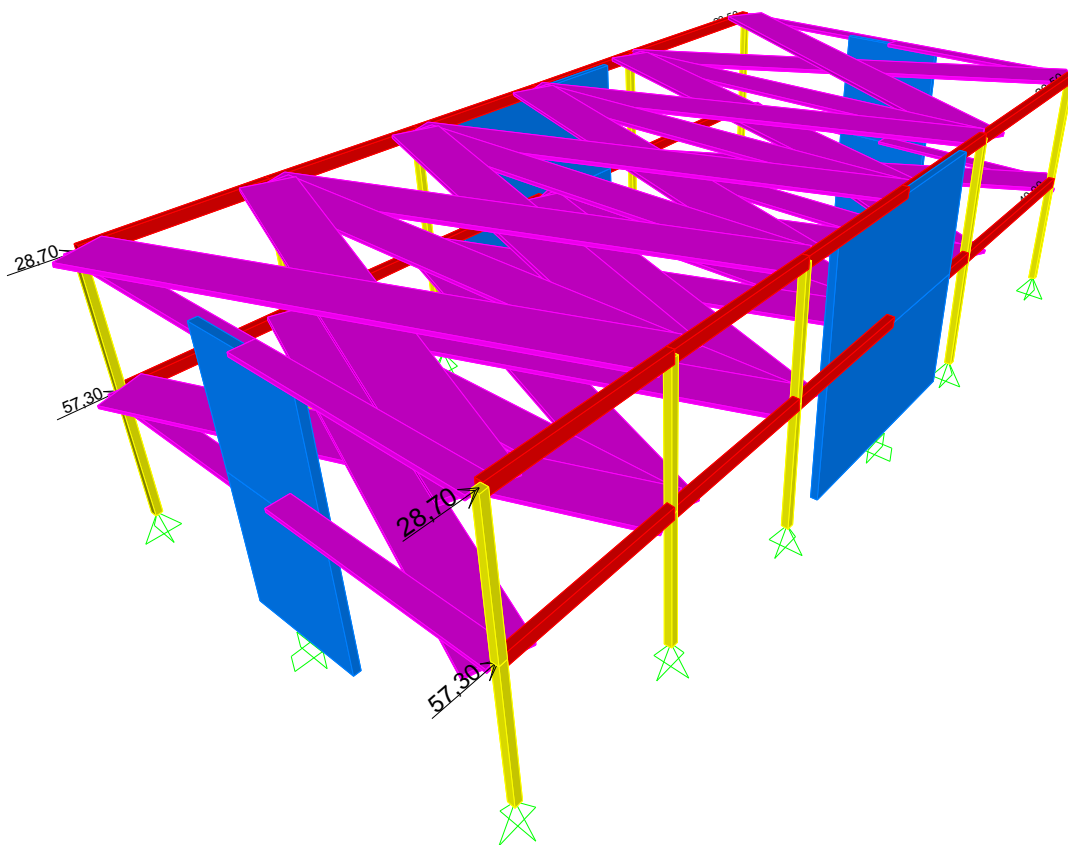
$$F_{x,Global} = -594 \text{ kN}$$

Også her er den påførte kraften og reaksjonskraften i likevekt, dermed er lastmodelleringen riktig.

8.2.2 Krefter

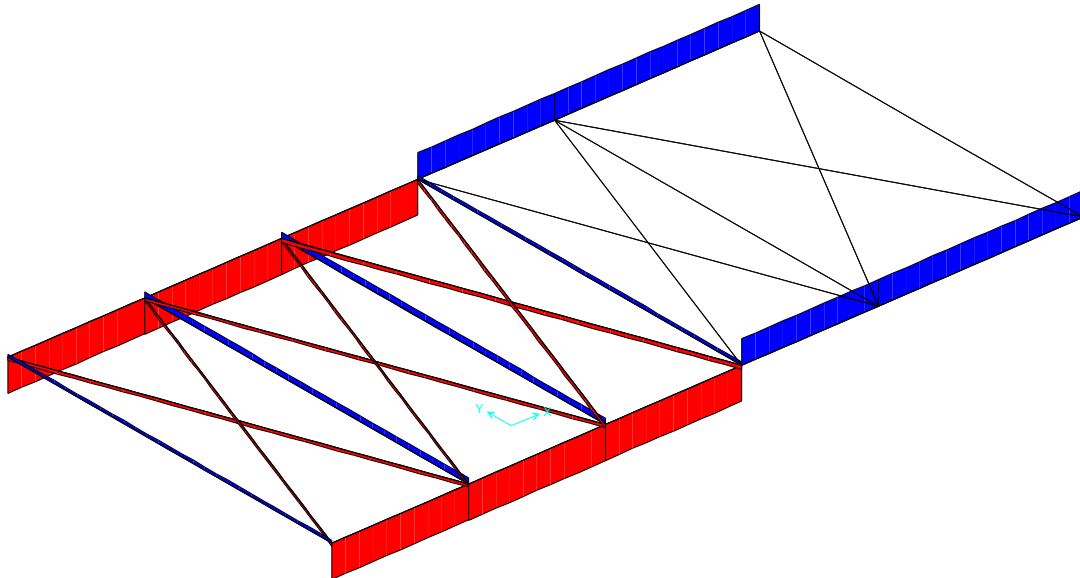
Under vises figurer med stavkrefter i etasjer for vind mot kortsida og langsida for å få et inntrykk av verdien (se vedlegg C «Testbygg III, Stavkrefter fra SAP2000» for verdier). Rød farge indikerer trykk og blå farge indikerer strekk (figurenes diagrammer er ikke i skala i forhold til hverandre)

Vind mot kortsida



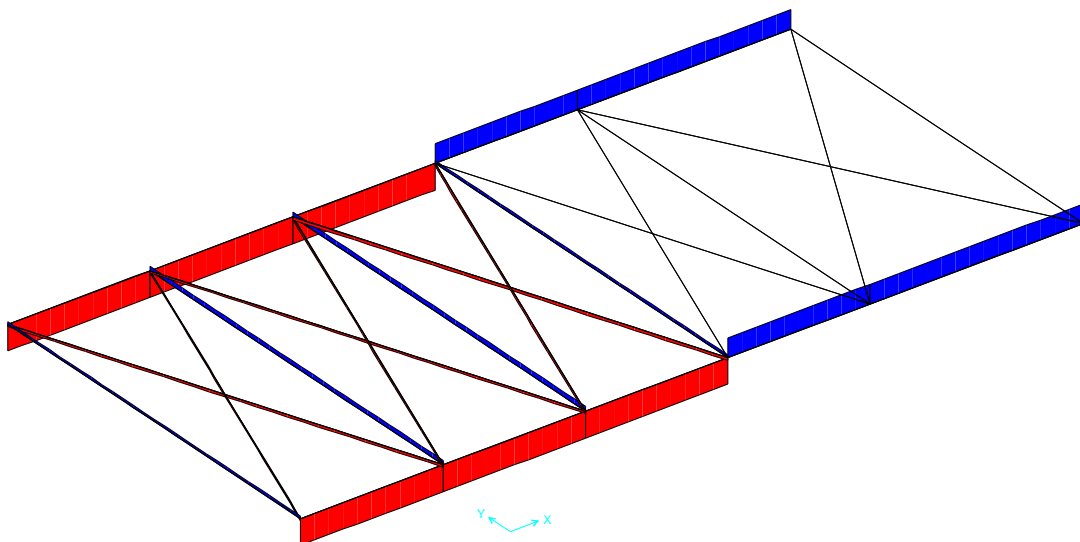
Figur 8-6 Analysemøll fra SAP2000, vind mot kortsida

1 etg:



Figur 8-7 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



Figur 8-8 Stavkrefter, 2 etg

Med vind mot kortsiden ser man at kreftene er konsentrert langs akse 1 og 4, med trykkrefter før de avstivende veggene og strekkrefter etter. Området i midten er nesten ubelastet. Dette skyldes at de eneste punktlastene som er satt på er i hjørnene i ytterkant. Disse lastene finner den korteste veien til de avstivende veggene, som er rett fram, og som dermed ikke trenger å «vandre» gjennom dekket.

For å illustrere beregningene i tabellene er det under vist eksempler på hvordan stavkrefter i første etasje er regnet ut.

Krefter i generelle staver

For en fullstendig oversikt over krefter i de generelle stavene, se vedlegg C «Testbygg III, Krefter i generelle staver»

1 etg:

Generelle staver

Maks strekkraft i akse 1:

Maks trykkraft i diagonal: $R = 6,2 \text{ kN}$

Vinkel: $20,1^\circ$

Friksjonskoeffisient: 1,0

Bidrag til strekkraft i stav:

$$\frac{F_{s,diag}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2} = 6,2 \cdot \frac{\cos(20,1) - 1,0 \cdot \sin(20,1)}{1,0} \cdot \frac{1}{2} = 1,8 \text{ kN}$$

Eksisterende strekkraft i stav:

$$F_{s,oppl} = 40,9 \text{ kN}$$

Total strekkraft i stav:

$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag}}{2} + F_{s,oppl} = 1,8 + 40,9 = 42,7 \text{ kN}$$

(denne verdien er markert ved et lyseblått felt i tabell i vedlegg C «Testbygg III, Krefter i generelle staver»)

Maks strekkraft i akse B:

Strekkraft i stav, hentes direkte fra analyseprogram:

$$F_{s,HD} = 9,0 \text{ kN}$$

(denne verdien er markert ved et lyseblått felt i tabell i vedlegg C «Testbygg III, Krefter i generelle staver»)

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

For en fullstendig oversikt over krefter i disse stavene, se vedlegg C «Testbygg III, Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner»:

Strekraft i stav i akse 1/C-E (kun stav mellom akse D/E har strekk):

Maks trykkraft i diagonal: $R = 0,0 \text{ kN}$

Vinkel: $20,1^\circ$

Friksjonskoeffisient: 1,0

Bidrag til strekkraft i stav:

$$\frac{F_{s,diag}}{2} = 0,0 \text{ kN}$$

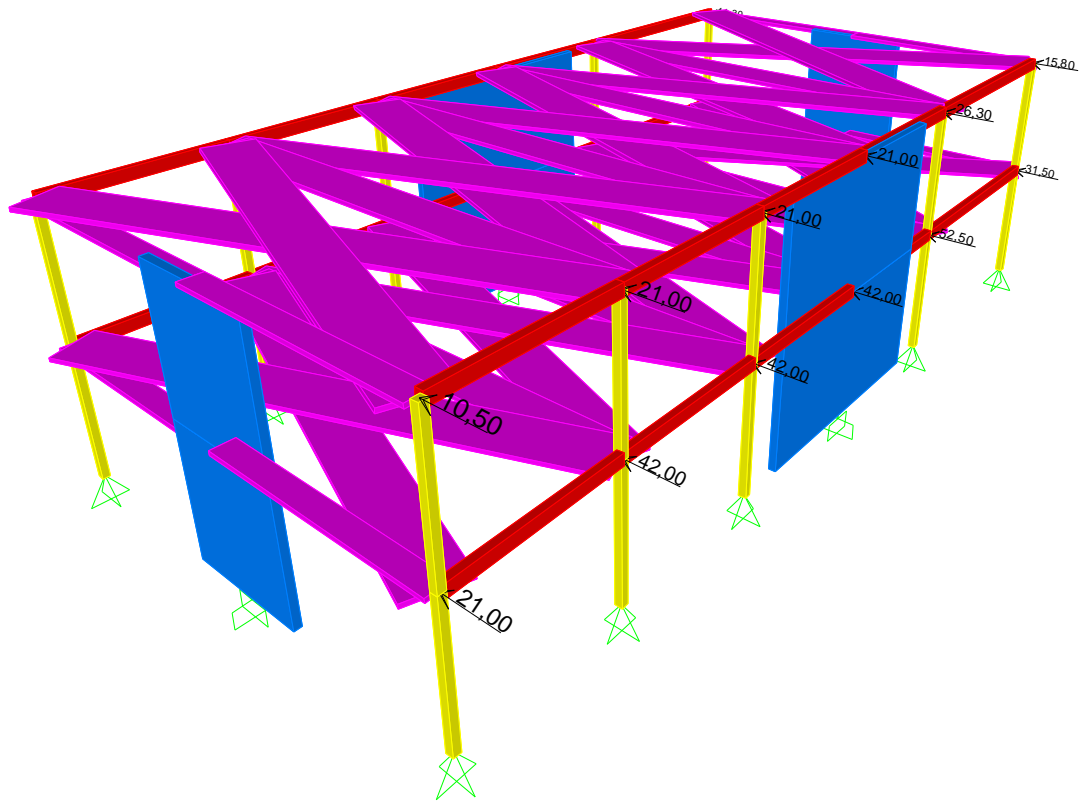
Eksisterende strekkraft i stav:

$$F_{s,oppl} = 40,9 \text{ kN}$$

Total strekkraft i stav:

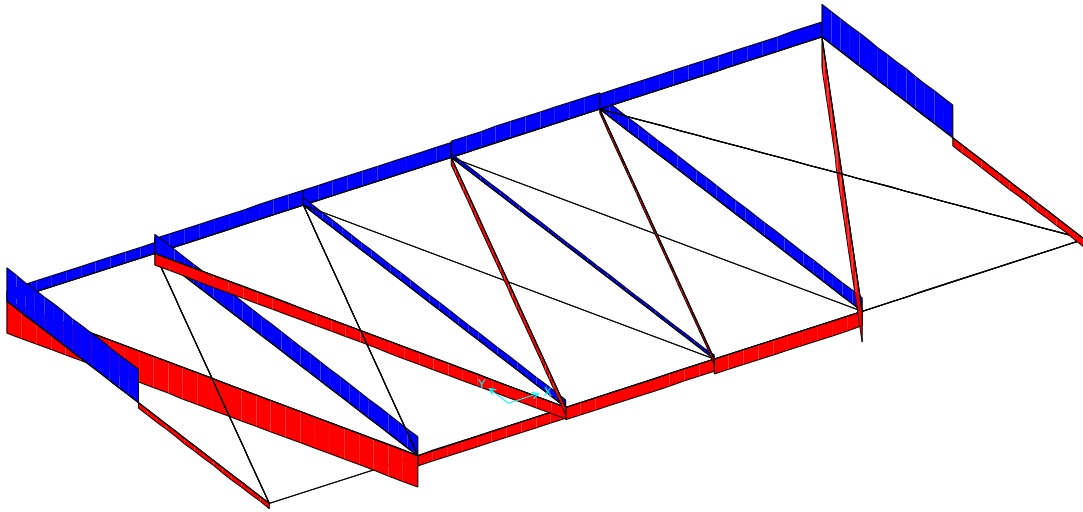
$$F_{s,TOTAL} = \frac{F_{s,diag}}{2} + F_{s,oppl} = 0,0 + 40,9 = 40,9 \text{ kN}$$

Vind mot langside



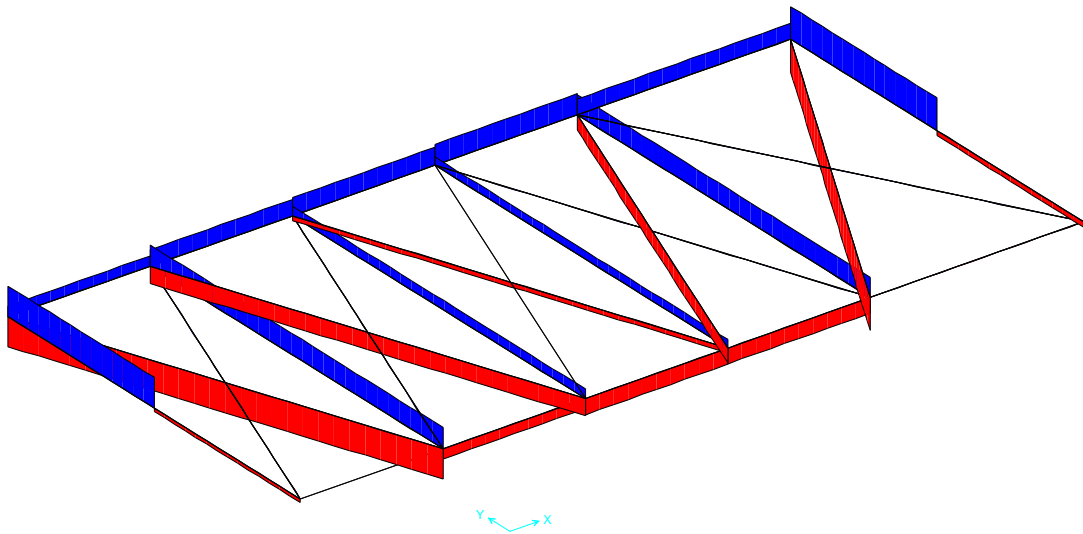
Figur 8-9 Analysemodell fra SAP2000, vind mot lang

1 etg:



Figur 8-10 Stavkrefter, 1 etg

2 etg:



Figur 8-11 Stavkrefter, 2 etg

Når vinden belaster langsiden er lastbilde et helt annet. Man ser hvordan vindens trykkraft skaper trykk i diagonalene som igjen fører til kontinuerlig strekk i stavene på sugsiden. Det oppstår også strekk i stavene parallelt med lasten både på grunn av vindens sugkraft og trykk i diagonalene. De største strekkene oppstår ved de avstivende veggene i ytterkant som en følge av store trykkrefter i diagonalene i disse områdene, i tillegg til sugkraft fra vinden.

Kreftene stavene er beregnet på samme måte som for vind mot kortsida, se vedlegg C «Testbygg III» for stavkrefter.

Maks krefter i akser, vind mot kortsida versus vind mot langsida

Da dimensjoneringen tar utgangspunkt i de stavene med de største kreftene vises det her makskrefter i stavene, enten fra vind mot kortsida eller vind mot langsida (verdiene er hentet fra vedlegg C «Testbygg III; Krefter i generelle staver, Krefter og staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner»).

Generelle staver

Staver parallelt med tallakse:

	Akse 1	Akse 4
1 etg	42,7	100,9
Vindretning	K	L
2 etg	21,4	83,9
Vindretning	K	L

Tabell 8-1 Maksimale stavkrefter parallelt med tallakse

Staver parallelt med bokstavakse:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse G
1 etg	130,9	79,9	30,0	15,5	53,4	128,4
Vindretning	L	L	L	L	L	L
2 etg	93,4	64,9	28,9	25,5	61,7	99,3
Vindretning	L	L	L	L	L	L

Tabell 8-2 Maksimale stavkrefter parallelt med bokstavakse

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

	Vegg i akse 1	Vegg i akse 4	Vegg i akse A	Vegg i akse G
1 etg	40,9	40,9	130,9	128,4
Vindretning	K	K	L	L
2 etg	20,5	20,5	93,4	99,3
Vindretning	K	K	L	L

Tabell 8-3 Maksimale krefter i staver ved avstivende konstruksjoner

8.2.3 Kontroll av trykkdiagonalens kapasitet

Armering og normal kraft

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Tillatt skjærspenning i fuge

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

Det er bare trykkdiagonaler med en vinkel mellom 0° og 45° som trenger sjekk (ved vinkler over 45° belastes ikke fugen).

Der begrensningen blir for lav med tillatt skjærspenning på $0,10 \text{ N/mm}^2$ benyttes tillatt skjærspenning på $0,15 \text{ N/mm}^2$, eventuelt $0,20 \text{ N/mm}^2$.

Aktuelle vinkler og fugelengder:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 4/A – B	Akse 1 – 4/B – C	Akse 1 – 4/C – D	Akse 1 – 4/D – E	Akse 1 – 4/E – G
Vinkel	20,1°	20,1°	20,1°	20,1°	28,8°
Fugelengde	13,1 m	13,1 m	13,1 m	13,1 m	13,1 m

Tabell 8-4 Vinkler og fugelengder for beregning av trykkdiagonalens kapasitet, 1-2 etg

Eksempel på utregning av trykkdiagonalens kapasitet og øvre begrensning:

Diagonal mellom akse 1 – 4 og akse A – B:

Tykkelse hulldekke (HD320): 320 mm

Lengde hulldekke/fuge: 13100 mm

Stålspenning: 400 N/mm²

Antatt armering i endefuge (totalt): 4Ø16

Friksjonskoeffisient: 1,0

Trykkdiagonalens vinkel: 20,1°

(A_c er hulldekkets fugeareal)

Kapasitet på grunn av armering og normalkraft:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)} = \frac{1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 201}{\cos(20,1) - 1,0 \cdot \sin(20,1)} = 540 \text{ kN}$$

(se blått felt i Tabell 8-5)

Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)} < \frac{0,10 \cdot ((320 - 30) \cdot 13100) - 1,0 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 201}{1,0 \cdot \sin(20,1)} < 170 \text{ kN}$$

(se blått felt i Tabell 8-5)

Kapasitet og begrensninger i diagonaler:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 4/A – B	Akse 1 – 4/B – C	Akse 1 – 4/C – D	Akse 1 – 4/D – E	Akse 1 – 4/E – G
Kapasitet [kN]	540	540	540	540	815
Begrensning [kN]	170	170	170	170	515 ¹¹

Tabell 8-5 Trykkdiagonalens kapasitet og begrensning

Maksverdier i trykkdiagonal fra beregningsprogram:

Diagonal mellom akse	Akse 1 – 4/A – B	Akse 1 – 4/B – C	Akse 1 – 4/C – D	Akse 1 – 4/D – E	Akse 1 – 4/E – G
1 etg	124,2	47,6	29,1	19,1	123,1
Vindretning	L	L	L	L	L
2 etg	90,5	52,5	13,8	47,9	102,8
Vindretning	L	L	L	L	L

Tabell 8-6 Maksimale krefter i trykkdiagonaler (fra SAP2000)

¹¹ Tillatt skjærspenning regnet 0,15 N/mm²

Man ser at alle kreftene ligger under kapasitetene, kreftene ved de avstivende veggene er nærmest kapasitetsgrensen.

Hvis minimumsarmering eller armeringsbehov fra påførte krefter gir en større armeringsmengde enn antatt her, bør begrensingen av trykkdiagonalen kontrolleres på nytt (i det videre antas det derimot at trykkdiagonalenes kapasitet og begrensning er tilfredsstillende).

8.2.4 Minimumsarmering

(for generelle staver)

Minimumsarmering beregnes etter Figur 5-39, side 101.

Hulldekkenes spennlengde: $L = 13,1$ m (akse 1 – 4).
Senteravstand for kanalarmering per hulldekke: $4,8$ m (= c).

Armering i kanaler:

(Armeringstegningen indikerer at kanalarmeringen består av vinkeljern (2 stk) med senteravstand $4,8$ m (se vedlegg A «Testbygg III; 1 etg/2 etg, Bøyleliste»)

Strekraft:

$$T_1 = 20c = 20 \frac{kN}{m} \cdot 4,8 m = 96 kN$$

Armering:

$$A_1 = \frac{T_1}{f_{sd}} = \frac{96 \cdot 10^3}{400} = 240 mm^2$$

Minimumsarmeringen blir vinkeljern 2+2 ϕ 10 som gir $314 mm^2$ og plasseres i kanal og fuge langs vegg.

Armering ved rand:

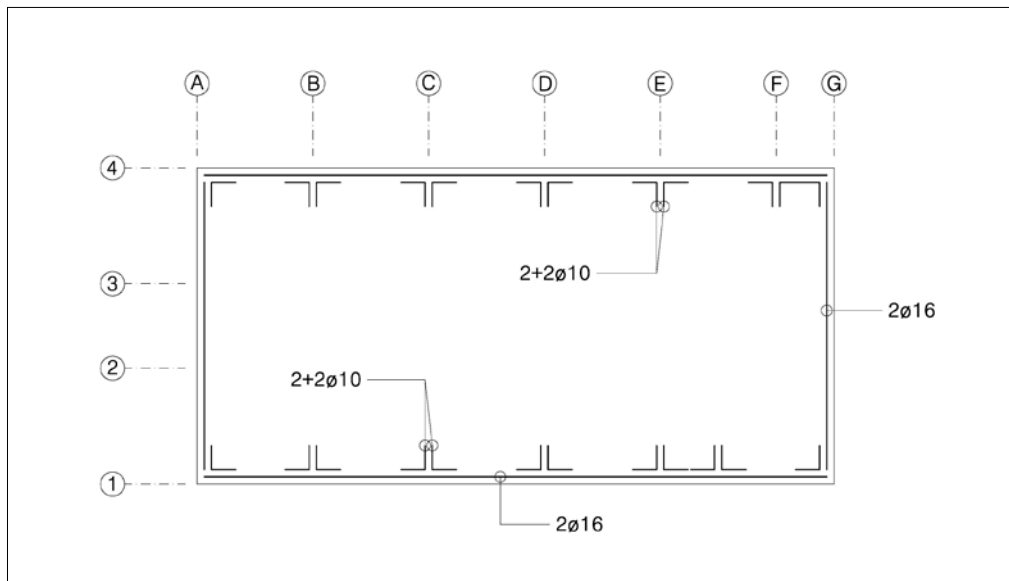
Strekraft:

$$T_2 = 20 \frac{L}{2} = 20 \frac{kN}{m} \cdot \frac{13,1 m}{2} = 131 kN > 70 kN$$

Armering:

$$A_2 = \frac{T_2}{f_{sd}} = \frac{131 \cdot 10^3}{400} = 328 mm^2$$

2 ϕ 16 som gir $402 mm^2$ legges i fugen langs yttervegger.



Figur 8-12 Oversikt over minimumsarmering

8.2.5 Armeringsbehov på grunn av stavkrefter

Generelle staver

Ut fra strekkraftene i dekket bestemmes armeringsbehov i fugene ved oppleggsbjelker/vegger og i hulldekkenes kanaler. Aktuelle steder å bestemme armering er:

- Lengdearmering ved vegger ved rand
- Kanalarmering i hulldekke ved rand

I tillegg må armeringen forankres tilstrekkelig.

Den største strekkraften i hver type stav (vegg, HD-stav) antas dimensjonerende for alle staver (av den aktuelle typen) i hver etasje. For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 8-1 og 8-2.

(Referer Figur 5-26 på side 90 for de forskjellige armeringstypene).

Vegger

1 etg:

Største strekkraft er i akse A og har verdien $F_{s, TOTAL} = 130,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{130,9 \cdot 10^3}{400} = 327 \text{ mm}^2$$

2Ø16 gir 402 mm², som er det samme som minimumsarmeringen. Armeringen legges langs hulldekkenes endefuge og langsgående fuge (ved rand) som en kontinuerlig ringarmering. Ut mot hjørner forankres armeringen med vinkeljern 2Ø16 i kanaler og fuge.

2 etg:

Største strekkraft er i akse G og har verdien $F_{s, TOTAL} = 99,3$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, TOTAL} = \frac{F_{s, TOTAL}}{f_{sd}} = \frac{99,3 \cdot 10^3}{400} = 248 \text{ mm}^2$$

2Ø14 gir 308 mm², som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering 2Ø16 legges langs hulldekkenes endefuge og langsgående fuge (ved rand) som en kontinuerlig ringarmering. Ut mot hjørner forankres armeringen med vinkeljern 2Ø16 i kanaler og fuge.

Se vedlegg B; «Forankring i sidekant» og «Forankring i endekant» for tegninger av lengdearmeringen langs hulldekkenes side- og endekant. Forankringen følger samme prinsipp som i vedlegg B; «Oppleggsbjelke (LB) mot rand».

Kanalarmering (HD-staver)

1 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s, HD} = 79,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s, HD} = \frac{F_{s, HD}}{f_{sd}} = \frac{79,9 \cdot 10^3}{400} = 200 \text{ mm}^2$$

Vinkeljern 1+1Ø12 gir 226 mm² som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering med vinkeljern 2+2Ø10 legges i kanaler og forankres ved at det føres bak den vertikale armeringsstangen som forbinder veggelementene.

2 etg:

Største strekkraft er i akse B og har verdien $F_{s,HD} = 64,9$ kN.

Armeringsbehov:

$$A_{s,HD} = \frac{F_{s,HD}}{f_{sd}} = \frac{64,9 \cdot 10^3}{400} = 162 \text{ mm}^2$$

Vinkeljern 1+1 ϕ 12 gir 226 mm² som er mindre enn minimumsarmeringen. Minimumsarmering med vinkeljern 2+2 ϕ 10 legges i kanaler og forankres ved at det føres bak den vertikale armeringsstangen som forbinder veggelementene.

Se vedlegg B; «Forankring i endekant» for prinsipp av forankringsmetode. I stedet for u-bøyle brukes det i dette tilfellet vinkeljern som legges i kanal og føres videre bak gjengestangen og deretter ut i fuge langs lengdearmeringen.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

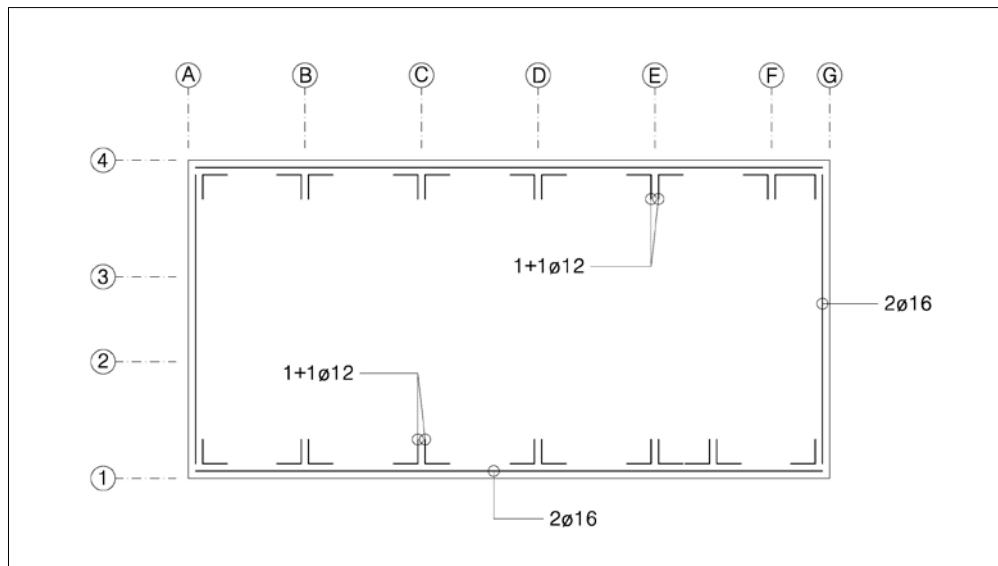
For dimensjonering av armering brukes verdier fra Tabell 8-3.

Avstivende vegger

Fra tabellen som viser maks krefter i de avstivende veggene (Tabell 8-3) ser man at disse kreftene ikke er større enn kreftene i de generelle stavene (samme krefter), slik at det er ikke behov for ekstra armering ved de avstivende veggene.

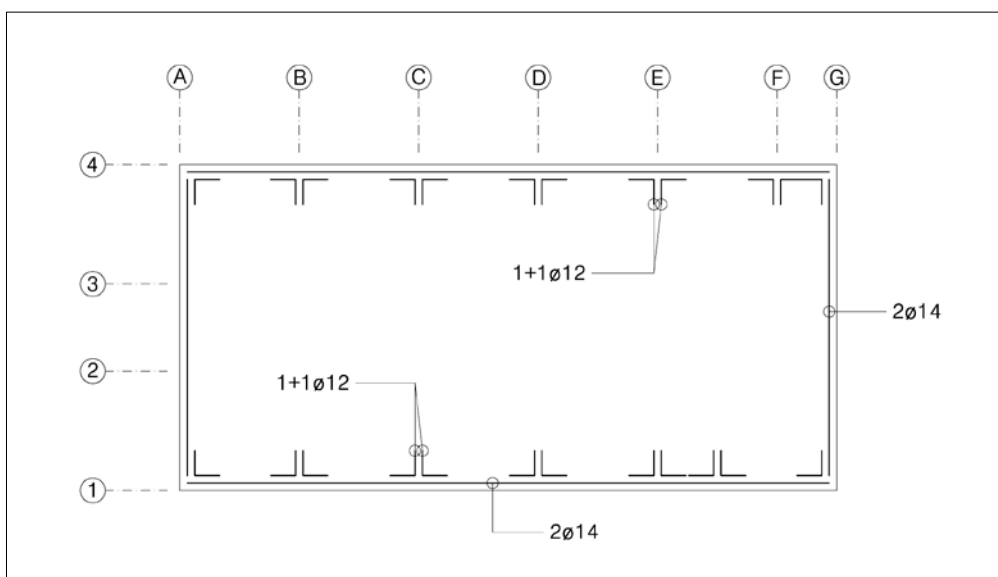
Armeringsmengder

1 etg:



Figur 8-13 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 1 etg

2 etg:



Figur 8-14 Armeringsbehov i staver ved bruk av fagverksberegning, 2 etg

8.3 Sammenligning av armeringsmengder

Under oppgis de faktiske armeringsmengder og tilhørende kapasiteter fra montasjetegninger av bygget (se vedlegg A «Testbygg III; 1 etg/2 etg, Bøyeliste»):

1-2 etg:

Generelle staver

Lengdearmering ved vegger

2 ϕ 16 i endefuger og langsgående fuger ved hulldekker gir 161 kN, forankret av vinkeljern 2 ϕ 16.

Kanalarmering (HD-staver)

Vinkeljern 2+2 ϕ 12 i kanaler over oppleggsvegg (2 ϕ 12 i hvert element) gir 181 kN.

Sammenligning av armering og kapasitet fra armeringstegninger, fagverksberegning og minimumsarmering:

	Stav- type	Armeringstegning		Fagverksberegning		Minimumsarmering	
		Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]	Armering	Kapasitet [kN]
1 etg							
Vegger	(3)(7)	2 ϕ 16	161	2 ϕ 16	161	2 ϕ 16	161
Kanalarmering (HD-staver)	(6)	2+2 ϕ 12	181	1+1 ϕ 12	90	2+2 ϕ 10	126
2 etg							
Vegger	(3)(7)	2 ϕ 16	161	2 ϕ 14	123	2 ϕ 16	161
Kanalarmering (HD-staver)	(6)	2+2 ϕ 12	181	1+1 ϕ 12	90	2+2 ϕ 10	126

Tabell 8-7 Sammenligning av armeringsbehov i generelle staver

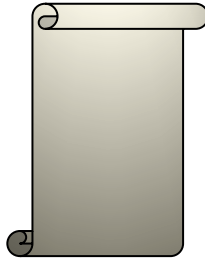
Fra tabellen ser man at fagverksberegningen gir lik eller mindre armeringsmengde enn armeringstegningen. Minimumsarmeringen krever en armeringsmengde som er større eller lik fagverksberegningen, slik at minimumsarmeringen er dimensjonerende.

Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Avstivende vegger

Ingen ekstra armering er nødvendig ved de avstivende konstruksjonene da armeringsmengden beregnet for de generelle staverne er tilstrekkelig.

9 Konklusjon



9.1 Generelt	- 212 -
9.2 Forslag til beregningsmåte.....	- 212 -

9.1 Generelt

Grunnlaget for å vurdere hvordan denne beregningsmåten er i bruk er basert på testing av beregningsmetoden på tre elementbygg. Da disse byggene var konstruert nokså forskjellig har metodens evne til effektivt å modellere ulike dekkeløsninger blitt testet.

Selve oppbygningen av fagverket i analyseprogrammet går kjapt når først fagverksinndelingen blir bestemt. Modellen bygges opp av staver med passende tverrsnitt og laster settes på i knutepunkter langs veggene.

Da bygg modellert med fagverk generelt vil resultere i mange forskjellige staver med tilhørende krefter, er det nødvendig med en metode for å finne og vurdere de viktigste kreftene i dekkene. I denne oppgaven er det fokusert på å finne de største strekkreftene (trykkbrudd antas ikke å oppstå) for dimensjonering av de forskjellige armeringstypene. Fordi også trykkdiagonalene gir et bidrag til strekkreftene må de største trykkreftene i diagonalene lokaliseres. Det kan dog nevnes at trykkdiagonalens bidrag til strekk avhenger sterkt av trykkdiagonalens kraft og vinkel. For å forenkle prosessen kan man for eksempel da neglisjere trykkdiagonaler innenfor et intervall av krefter og vinkler. Når de største strekkreftene i stavene er lokalisert bestemmes enkelt det nødvendige armeringsarealet.

Ved vertikalt avstivende konstruksjoner kan det potensielt oppstå kraftkonsentrasjoner, avhengig av hvordan bygget er konstruert. Hvordan armeringen legges her bør vurderes nøye, men generelt gjelder det at strekkreftene i disse områdene må ivaretas av tilstrekkelig armering.

Siden fagverket er bygget opp etter plassering av lengde og kanalarmeringen er det bare disse armeringstypene som har blitt bestemt i denne oppgaven. Metoden tar derfor ikke hensyn til eventuell annen armering (armering i sidekant, fugearmering osv) som kan være nødvendig. Behovet for disse armeringstypene må vurderes og dimensjoneres på andre måter.

Når det kommer til armeringsbehovet fra fagverksberegningen, minimumsarmeringen og armering fra montasjetegninger i de tre byggene er det noen fellestrekk som oppstår. Fagverksberegningene ga i alle tilfeller så små krefter at minimumsarmeringen ble dimensjonerende. Den beregnede minimumsarmeringen var generelt lavere enn armeringsmengder oppgitt på montasjetegninger. Dette kan tyde på at armeringsmengdene fra montasjetegningene har blitt bestemt med metoder som gir for store armeringskrav. Disse resultatene gir derfor en indikasjon på at fagverksmodelleringen beregner kreftene i et elementdekke på en bedre og mer riktig måte, og dermed gir dekker med mindre armeringsbehov.

Det kan til slutt konkluderes med at denne beregningsmåten av horisontale elementdekker har et potensial til å beregne armeringsmengdene mer effektivt. Resultatet avhenger imidlertid av flere forhold og valg gjennom beregningsprosessen slik at de beregnede armeringsmengdene bør kontrolleres av erfarne fagfolk.

9.2 Forslag til beregningsmåte

Her følger et forslag til beregningsmåte av elementdekker ved bruk av infillmetoden og fagverksanalogi. Merk at dette kun er en veiledende fremgangsmåte, og i spesielle tilfeller må forandringer og tilpasninger forventes.

1) Modellering av bygget og dekkets fagverk i egnet analyseprogram

Basert på plantegninger av bygget som viser plassering av bjelker/søyler og avstivende konstruksjoner konstrueres fagverket som representerer dekket. Fagverket bygges opp av aksialstaver med passende tverrsnitt som bestemmes i hvert enkelt tilfelle (se for eksempel Testbygg I-III). Trykkdiagonalene kan antas å ha en bredde tilsvarende 10 % av diagonallengden (referer side 33). Alle stavene modelleres leddet i hver ende og trykkdiagonalenes strekkegenskaper settes til null (skal bare ta opp trykkrefter).

I bygg med flere etasjer knyttes dekkene sammen med leddete staver mellom dekkets knutepunkter der hvor vertikalt bærende konstruksjoner er plassert. Avstivende veggkonstruksjoner kan modelleres forenklet (som i denne oppgaven) ved å bruke en innspent veggstav med passende lengde og tykkelse. Vertikalt avstivende diagonaler modelleres som vanlig med leddete staver.

2) Belasting av fagverksmodell med aktuell vindlast

Vindlasten som gir linjelaster på dekkets trykk- og sugside må bestemmes. Deretter brukes denne linjelasten til å belaste analysemodellen med punktlaster i fagverkets knutepunkter på trykk- og sugsidene. Punktlastens andel av linjelasten kan antas å komme fra halve avstanden mellom hvert knutepunkt (på én eller to sider). Ved bruk av total vindlast (trykk + sug) kan denne deles opp ved at andelen av trykkkomponenten antas 0,7 og andelen av sugkomponenten antas 0,5.

3) Analyse og bearbeidelse av resultater

Etter at punktlastene er bestemt kjøres analysen. Som en kontroll på at punktlastene er riktige kan den totale påførte vindlasten (regnes enkelt ut for hånd) sjekkes mot den globale reaksjonskraften fra analyseprogrammet for å se om disse verdiene er like.

Med denne sjekken i orden kan stavkreftene i fagverket analyseres.

For hvert dekke:

- *Generelle staver*
For bokstav- og tallakse: lokaliser største strekkraft i hver akse, denne kraften antas å representere strekkraften i hele denne aksene. Deretter lokaliseres største trykkraft i diagonal mellom disse aksene. Trykkdiagonalens bidrag til strekk legges til strekkraften i aksestavene (i tilfeller der hulldekkenes orientering gjør at dette er mulig), slik at man oppnår en total strekkraft i aksene.
- *Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner*
For bokstav- og tallakse: finn de største strekkreftene i staver ved de vertikalt avstivende konstruksjonene. Trykkdiagonalens (diagonal inntil aktuell stav) bidrag til strekk legges til strekkraften i disse stavene (i tilfeller der hulldekkenes orientering gjør at dette er mulig), slik at man oppnår en total strekkraft i stavene ved de vertikalt avstivende konstruksjonene.

Trykkdiagonalens bidrag til strekk, $F_{s,diag}$ (i staver av oppleggsbjelker/vegger) på én side kan settes til:

$$\frac{F_{s,diag}}{2} = R \frac{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}{\mu} \frac{1}{2}$$

der R = Diagonalens trykkraft
 θ = Diagonalens vinkel med hulldekkenes fugeretning
 μ = Friksjonskoeffisient (settes til 1,0)

I tilfeller der trykkdiagonalen danner en vinkel på 45° eller mer med hulldekkenes fugeretning, vil ikke trykkdiagonalen gi bidrag til strekk og kan følgelig utelates.

Disse utregningene gjøres både for vind mot kortsiden og vind mot langsiden av bygget. Deretter sammenlignes stavkreftene i de to lasttilfellene for å komme fram til de maksimale kreftene som vil være dimensjonerende for bestemmelse av armering.

4) Trykkdiagonalens kapasitet

For å vurdere om resultatet av trykkreftene er innenfor trykkdiagonalenes kapasitet settes det to krav:

- *Kapasitet på grunn av armering og normalkraft*

Trykkdiagonalen har en gitt kapasitet som avhenger av armeringsmengden i endefuger og størrelsen på trykkdiagonalen som gir en normalkraft (vil klemme elementene sammen). Denne kapasiteten kan settes til:

$$R = \frac{\mu f_{sd} A_{sv}}{\cos(\theta) - \mu \sin(\theta)}$$

der f_{sd} = armeringens dimensjonerende stålspenning

A_{sv} = Armeringens areal

og de andre symbolene er som gitt tidligere

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

- *Begrensning av kapasitet på grunn av øvre grense for skjærspenning i fuge:*

Da det er ønskelig å begrense skjærspenningen i den langsgående fugen mellom hulldekkene må trykkkapasiteten i forrige punkt ligge under en gitt begrensning. Dette er et krav for å sikre bruk av skjærfriksjonsmodellen.

$$R < \frac{\tau_{d,MAX} A_c - \mu f_{sd} A_{sv}}{\mu \sin(\theta)}$$

der $\tau_{d,MAX}$ = Maksimal skjærspenning mellom hulldekker. Settes normalt til 0,10-0,15 N/mm², eller i spesielle tilfeller 0,20 N/mm²

A_c = Areal av fugen mellom hulldekkene

og de andre symbolene er som gitt tidligere

for $0^\circ \leq \theta < 45^\circ$

5) Minimumsarmering for generelle staver

De generelle stavene skal armeres for en minimumskraft på 20 kN/m i to kryssende retninger, se Figur 5-39. Denne kraften brukes til å bestemme kanalarmering i hulldekker og lengdearmering langs bjelker, vegger og hulldekker.

6) Armeringsbehov på grunn av stavkrefter

Armeringsmengdene bestemmes på bakgrunn av de krefter som er beregnet i punkt 4.

- *Generelle staver*

Armeringstypene som må bestemmes er:

- Lengdearmering ved bjelker, vegger og hulldekker ved innvendige felt og rand
- Kanalarmering i hulldekker ved innvendige felt og rand

For innvendige felt kan den største strekkraften her antas dimensjonerende for alle staver i dette området. Den største strekkraften ved rand antas dimensjonerende for alle randstaver.

- *Staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner*

Armeringstypene som må bestemmes er:

- Lengdearmering ved vegger og/eller skråstaver
- Kanalarmering i ved vegger og/eller skråstaver

Hvis kreftene i disse områdene er mindre enn kreftene i de generelle stavnene, er det armeringsmengden for de generelle stavnene som også legges i staver ved de avstivende konstruksjonene. Der kreftene er større må det vurderes om det økte armeringsbehovet regnes som et tillegg til armeringen fra de generelle stavnene eller om armeringen regnes uavhengig av de generelle stavnene.

Armeringsbehovet i stavnene regnes ut ved:

$$A_s = \frac{F}{f_{sd}}$$

der A_s = Armeringsareal
 F = Strekkraft i stav
 f_{sd} = Armeringsdimensjonerende stålspenning

7) Sammenligning av minimumsarmering og armering på grunn av stavkrefter

Armeringsbehovet for de generelle stavnene (grunnet stavkrefter) må sammenlignes med aktuell minimumsarmering for å påse at tilstrekkelige armeringsmengder sikres.

Hvis kreftene i staver ved de vertikalt avstivende konstruksjonene er mindre enn minimumskreftene, legges også minimumsarmering for de generelle stavnene i disse områdene

Kildehenvisning

- AASHTO. (2007). American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD Bridge Design Specification, 4 edition.
- Alvarenga, R. de C. S. S., Lourenco, P. B., & Silva, R. M. da. (2006). Validation of a simplified model for the design of masonry infilled frames. *Masonry International*, 19(1), 15–26.
- Amato, G., Fossetti, M., Cavaleri, L., & Papia, M. (2009). An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, 119–128.
- Asteris, P. G. (2008). Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8.
- BEF. (2005a). *Betongelementboken, bind A*. Bygging med betongelementer.
- BEF. (2005b). *Betongelementboken, bind B*. Avstivning og kraftoverføring.
- BEF. (2006). *Betongelementboken, bind C*. Elementer og knutepunkter.
- Brown, M. D., Sankovich, C. L., Bayrak, O., Jirsa, J. O., Breen, J. E., & Wood, S. L. (2006). *Design for shear in reinforced concrete using strut-and-tie models*. The University of Texas at Austin: Ferguson structural engineering lab.
- César A. R. Madia, F., & A. Parsekian, G. (2011). *Modeling a reinforced concrete building frame with infill walls*. Eleventh NAMC Minneapolis: Federal University of São Carlos.
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1986). A rational approach to shear design - The 1984 canadian code provisions. *ACI Journal*, November-December, 83(6), 925–933.
- Crisafulli, F. (udatert). Analysis of infilled frame structures. Hentet fra http://www.msc-sahc.org/upload/docs/01_francisco_crisafull_seminar.pdf
- Doudoumis, I. N. (2008). *Improving lateral stiffness estimation in the diagonal strut model of infilled frames*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China: Aristotle University of Thessaloniki.
- El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of structural engineering*, 129(2), 177–185.
- Elliott, K. S. (2002). *Precast concrete structures*. Oxford; Boston, MA: Butterworth-Heinemann.
- FEMA 273. (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.
- FEMA 306. (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- Fu, C. C., & E, P. (2001). The strut-and-tie model of concrete structures. Hentet fra <http://best.umd.edu/publications/stm.pdf>
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473–478.
- Kuchma, D., & De Rooy, L. (2010). Design using the strut-and-tie method, part 1. Hentet fra http://www.concrete.org/education/webcasts/PDFs/Strut_and_Tie_Part_1.pdf
- Leonhardt, F. (1986). *Vorlesungen über Massivbau 2, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau / von F. Leonhardt u. E. Mönnig*. Berlin; Heidelberg: Springer.

- Mainstone, R. J. (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (iv)*, 57–90.
- Marjani, F., & Ersoy, U. (2002). *Behavior of Brick Infilled Reinforced Concrete Frames Under Reversed Cyclic Loading*. ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering. Ankara, Turkey: Middle East Technical University.
- Marti, P. (1985). Basic tools of reinforced concrete beam design. *ACI Journal*, January-February, 82(1), 45–56.
- R. Mertz, D. (2005a). Strut-and-tie model. Hentet fra http://www.ce.udel.edu/cibe/news%20and%20events/Strut_and_tie.pdf
- R. Mertz, D. (2005b). Strut-and-tie design example. Hentet fra http://www.ce.udel.edu/cibe/news%20and%20events/Strut_and_tie_design_example.pdf
- Schlaich, J., & Schäfer, K. (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *The Structural Engineer*, March, 69(6), 113–125.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, May-June, 32(3), 74–150.
- Sezen, H., J. Elwood, K., S. Whittaker, A., M. Mosalam, K., W. Wallace, J., & F. Stanton, J. (2000). *Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Earthquake: Kocaeli (Izmit), Turkey* (s. Kap 3). Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Stafford Smith, B. (1967a). Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-story infilled frames. *Building science*, 2(3), 247–257.
- Stafford Smith, B. (1967b). The composite behavior of infilled frames. *Tall buildings: the Proceedings of a Symposium on Tall Buildings*, 481–495.
- Stafford Smith, B. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 88(6), 183–199.
- Stafford Smith, B. (1966). Behavior of square infilled frames. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 92(1), 381–403.
- Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44(1), 31–48.
- Stafford Smith, B., & Riddington, J. R. (1977). Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations. *The Structural Engineer*, 55(6), 263–268.
- Stafford Smith, B., & Riddington, J. R. (1978). The design of masonry infilled steel frames for bracing structures. *The Structural Engineer*, 56B(1), 1–7.
- T. Martin, B., & H. Sanders, D. (2007). *Verification and implementation of strut-and-tie model in LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- Teeuwen, P. A. (2009). *Lateral behavior of steel with discretely connected precast concrete infill panels*. Eindhoven University of Technology, The Netherlands.
- Tjhin, T. (2005). Strut and tie resource web site. Hentet fra <http://dankuchma.com/stm/>
- Tuchscherer, R. G., Birrcher, D. B., & Bayrak, O. (2011). Strut-and-tie model design provisions. *PCI Journal*, Winter, 155–170.
- World Housing Encyclopedia. (2006). The seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls. Hentet fra http://www.world-housing.net/uploads/WHETutorial_RCFrame_English.pdf

Vedlegg

A – EKSISTERENDE PLANTEGNINGER/ARMERINGSTEGNINGER MED FAGVERKSINDELING

- Tegnforklaring

Testbygg I:

- 1 etg
- 2 etg
- 3 etg

Testbygg II:

- 1 etg
- 2 etg
- 3 etg
- 4 etg
- 5 etg

Testbygg III

- 1 etg/2 etg
- Bøyeliste

B – DETALJTEGNINGER

- Oppleggsbjelke (DLB)
- Oppleggsbjelke (DLB) mot rand
- Oppleggsbjelke (LB)
- Oppleggsbjelke (LB) mot rand
- Knutepunkt bjelke(DLB)/søyle
- Knutepunkt bjelke(LB)/søyle
- Forankring i sidekant
- Forankring i endekant

C – KREFTER

- Testbygg I
 - o Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - o Stavkrefter fra SAP2000
 - o Krefter i generelle staver
 - o Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner
- Testbygg II
 - o Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - o Stavkrefter fra SAP2000
 - o Skjærkrefter og moment fra SAP2000

- Skjærkrefter og moment fra V-Skive (kun aktuelle resultater er tatt med fra denne analysen)
 - Krefter i generelle staver
 - Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner
-
- Testbygg III
 - Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - Stavkrefter fra SAP2000
 - Krefter i generelle staver
 - Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

D – DIVERSE

- Designgrafer for beregning av utfylte rammer (Stafford Smith & Carter, 1969)
 - Kapasiteter for diagonal oppsprekking og trykkbrud i rammer utfylt med betong
 - Kapasiteter for skjærbrudd i rammer utfylt med murstein
 - Kapasiteter for strekkbrudd i rammer utfylt med murstein
- Bestemmelse av skivens indre momentarm, z
- Armering – areal og kapasiteter

VEDLEGG A – EKSISTERENDE PLANTEGNINGER/ARMERINGSTEGNINGER MED FAGVERKSINDELING

- Tegnforklaring:

	Trykkdiagonaler (hulldekker)
	Rette staver i fagverket (bjelker, vegger, hulldekker)
	Rette staver i fagverket (hulldekestaver)
	Horisontalt avstivende konstruksjoner (vegger, skråstaver)

Testbygg I:

- 1 etg
- 2 etg
- 3 etg

Testbygg II:

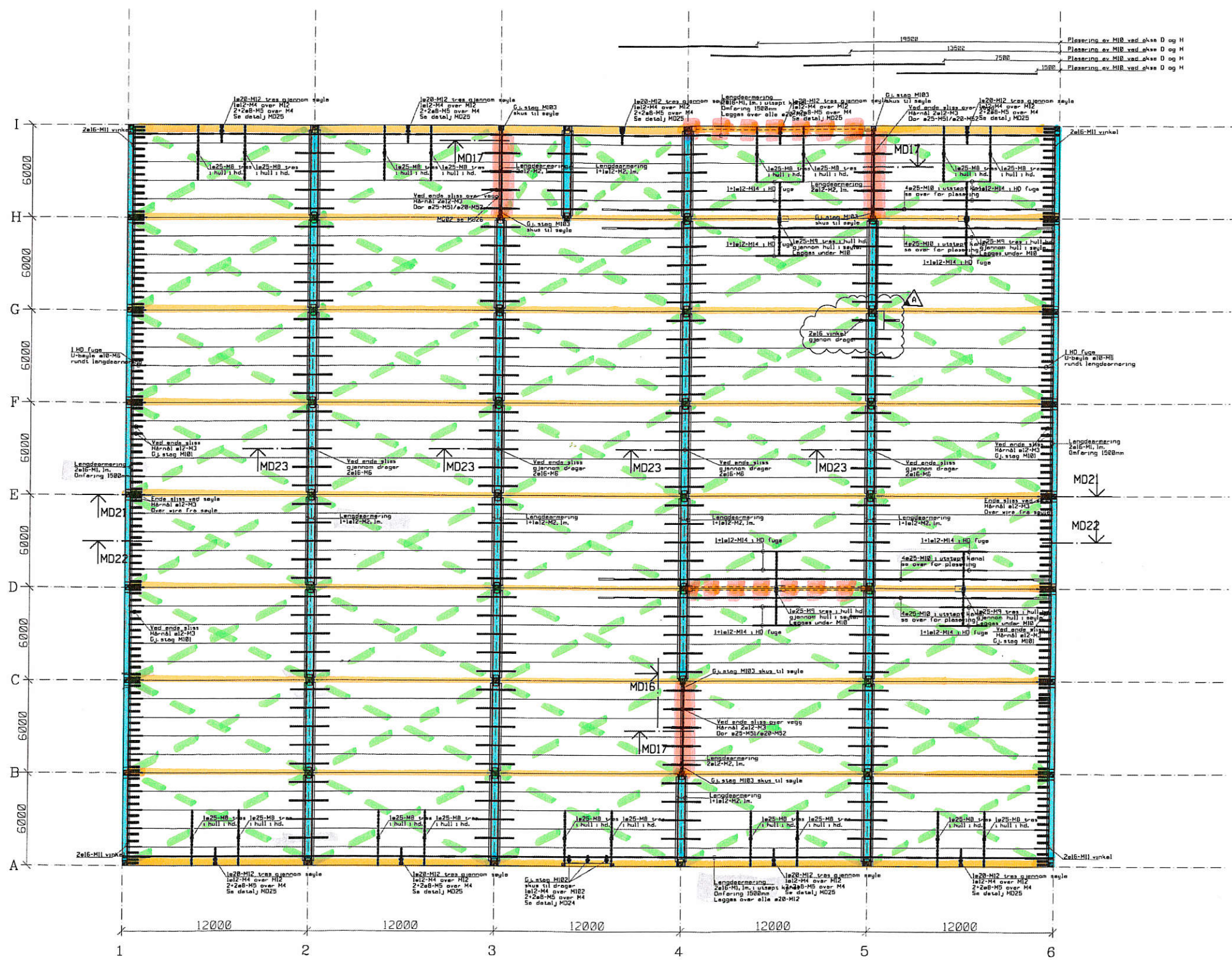
- 1 etg
- 2 etg
- 3 etg
- 4 etg
- 5 etg

Testbygg III

- 1 etg/2 etg
- Bøyeliste

MERKNAØR

- 1. MATERIALER:** BETONKVALITET: C35
ARMERINGSKVALITET: K50ØTE
- 2. BESTEMMELSER:** MILJØKLASSE: NA
OVERDEKNING: 38mm
- 3. GODKJENNINGSRÅDEPRØ** 231.2 OG KPR 231.2
- 4. FORKLARINGER:**
- ⊙ PROD. NR ELEMENT
 - ▣ PREFAB BETONG
 - ▢ STEDSTØPT BETONG
 - ▭ ANNET MATERIALE
 - DK = OVERKANT
 - UK = UNDERKANT
 - FG = FERDIG GOLV
- 5. HENVISNINGER:** DEKKE OVER 2. ETG SE TEDNING 200147-02
DEKKE OVER 3. ETG SE TEDNING 200147-03
SNITT A-A SE TEDNING 200147-051
SNITT B-B SE TEDNING 200147-052
ELEMENTER SE EGNE A4-TEDNINGER



A	1	UTSPARING I DEKKE	KR	21,06,99
0		ARBIDSTEDNING	KR	01,06,99 SKG
1	-	FOR KOMMENTAR	KR	18,05,99 SKG

KJELLER VEST BYGG 2		Fig. KR
SKIVEARMERING		Arb. SKG
DEKKE OVER 1. ETG		Arb. SKG
		Dato 18.05.99
		1:100
		111
		A







MERKNADER

1. MATERIALEB: BETONKVALITET: C35
ARMERINGSKVALITET: K508TE

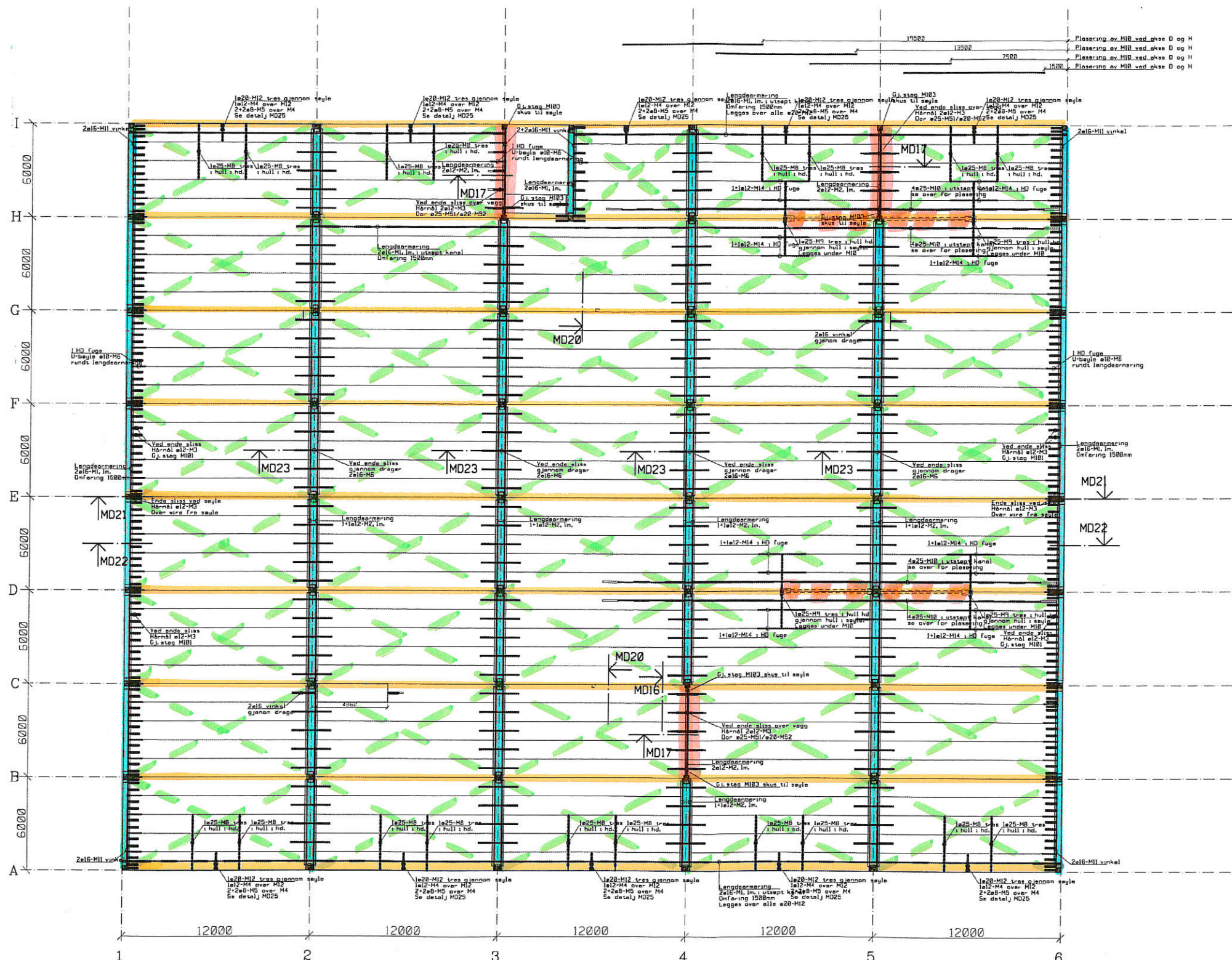
2. BESTEMMELSER: MILJØKLASSE: NA
OVERDEKNING: 30mm

TOLERANSEKLASSE: 2
SIKKERHETSKLASSE: 3
KONTROLLKLASSE: NORMAL KONTROLL
PROSJEKTERINGSKONTROLL: VANLIG KONTROLL
SIKKERHETSKLASSE:
MIJØKLASSE/HELSE:

3. GODKJENNINGSRÅDE: PRO 231.2 OG KPR 231.2

4. FORKLARINGER:
 PROD. NR ELEMENT
 STEDSTØPT BETONG
 ANNET MATERIALE
 OK = OVERKANT
 UK = UNDERKANT
 FG = FERDIG GOLV

5. HENVISNINGER: DEKKE OVER 2. ETG SE TEGNING 200147-02
DEKKE OVER 1. ETG SE TEGNING 200147-03
SNITT A-A SE TEGNING 200147-051
SNITT B-B SE TEGNING 200147-052
ELEMENTER SE EGNE A4-TEGNINGER

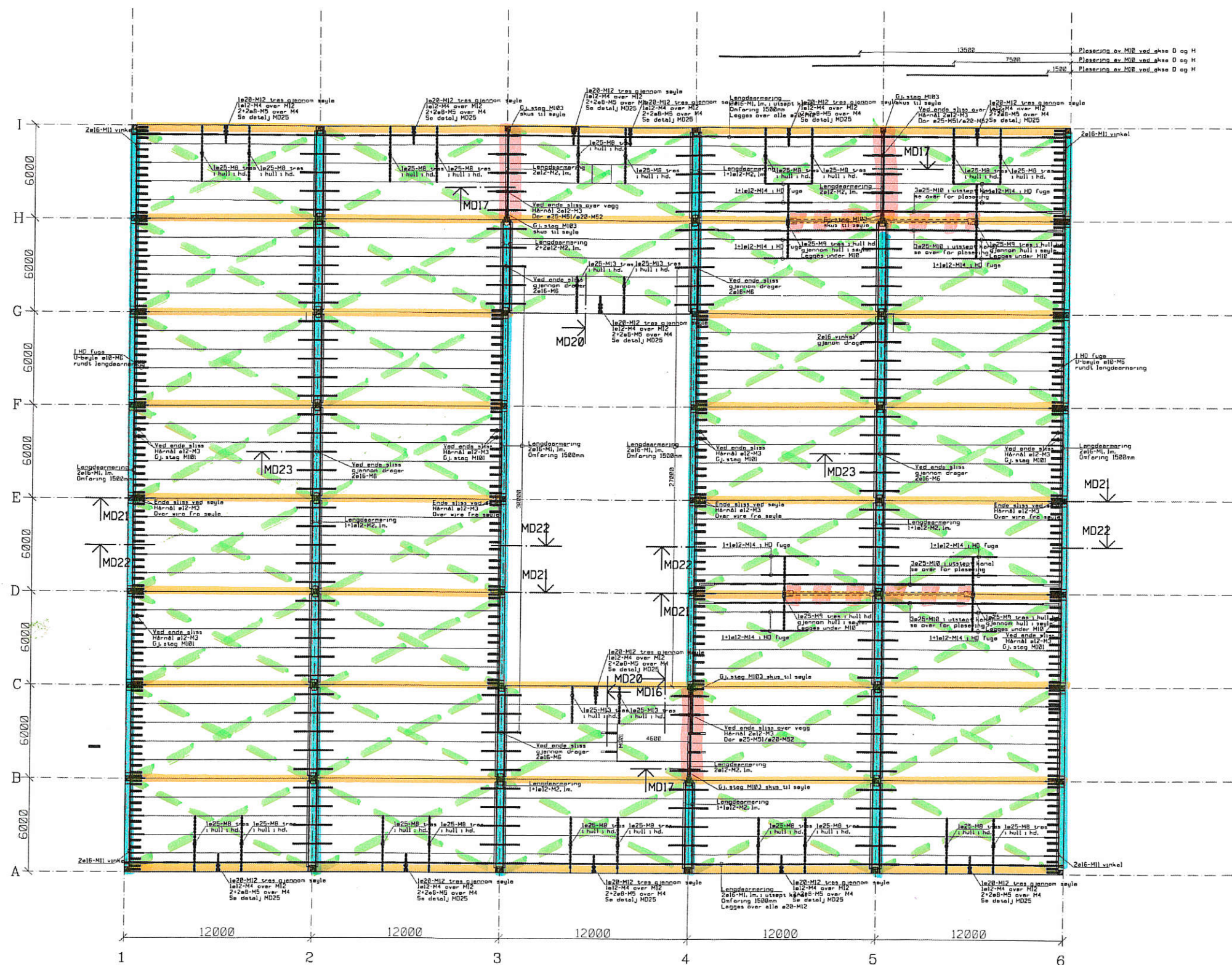


0	ARBIDSTEGNING	KR	01.06.99	SKG
1	FOR KOMMENTAR	KR	18.05.99	SKG
Rev.	Ant.	Rev.	Ant.	Rev.

KJELLER VEST BYGG 2		Rev.	KR
SKIVEARMERING		Ant.	SKG
DEKKE OVER 2. ETG		Rev.	SKG
		Ant.	18.05.99
		Rev.	1:100
		Ant.	112
		Rev.	0

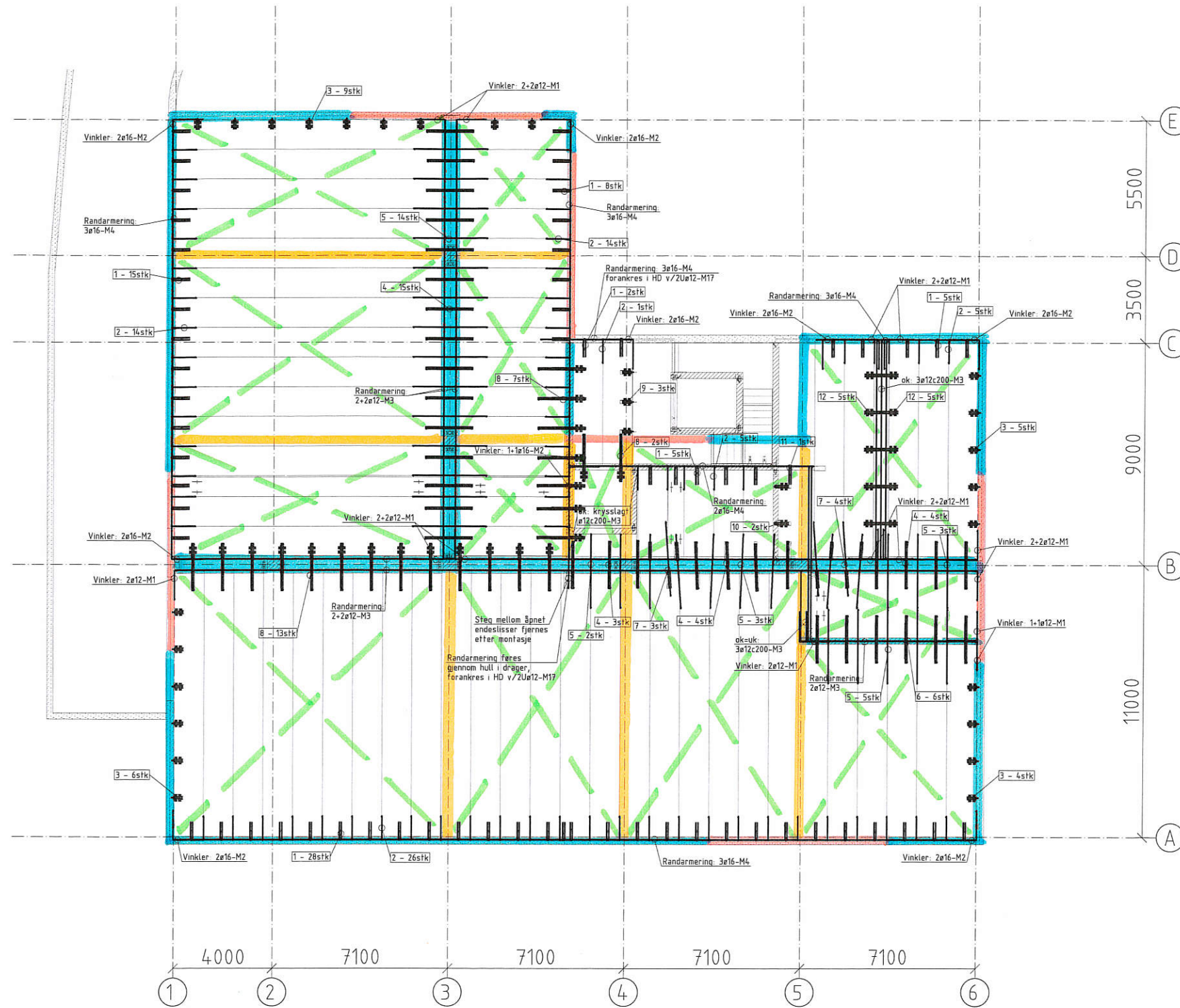
MERKNADER

- 1. MATERIALE:** BETONKVALITET: C35
ARMERINGSKVALITET: K500TE
- 2. BESTEMMELSE:** MILJØKLASSE: NA
OVERDEKNING: 30mm
- 3. GODKJENNINGSRÅDE:** PRO 231.2 OG KPR 231.2
- 4. FORKLARINGER:**
- ⊗ PROD. NR ELEMENT
 - ▣ STEDSTÅPT BETONG
 - ▨ ANNET MATERIALE
 - ⊕ OVERKANT
 - ⊖ UNDERKANT
 - FG = FERDIG GOLV
- 5. HENVISNINGER:** DEKKE OVER 2. ETG SE TEGNING 200147-02
DEKKE OVER 3. ETG SE TEGNING 200147-03
SNITT A-A SE TEGNING 200147-051
SNITT B-B SE TEGNING 200147-052
ELEMENTER SE EGNE A4-TEGNINGER



A	1	UTSPARING I DEKKE	KR	24,05,99
0		ARBEIDSTEGNING	KR	01,06,99 SKG
1		FOR KOMMENTAR	KR	18,05,99 SKG

KJELLER VEST BYGG 2		PRJ. KR
SKIVEARMERING		DRØG. SKG
DEKKE OVER 3 ETG		DRØG. SKG
		DRØG. 18 05 99



FORKLARINGER:

- 1 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 2 - Bøyle ø10-M9(v/HD200) -M10(v/HD270) -M11(v/HD320) rund randarmering og inn i hulldekkfuge
- 3 - Dybel ø16-M33 borres inn 100mm i vegg
-Hårnål ø12-M14 over dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2e8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 4 - Tverrstang 2e16-M20 over bjelke inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 5 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkfuge
- 6 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Tverrstang 2e16-M20 over vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 7 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkfuge, inn i åpnet endesliss
-Hårnål ø12-M17 over tverrstang i åpnet endesliss
- 8 - Tverrstang 2e16-M20 over bjelke/vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
-Hårnål ø12-M14 over gjengestag og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2e8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 9 - Gjengestag M20 pos.nr-M26 skrues inn i innstøpt gj.hylse
-Hårnål ø12-M14 over gjengestag og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2e8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 10 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 rundt dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2e8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 11 - Dybel ø20-M34 sveises til stålbjelke, a=5mm
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 12 - Hårnål ø12-M17 v/ åpnet endesliss
-Bøyler 2-2e8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 13 - Gj.stag M20, pos.nr M27 skrues inn i gj.hylse i drager
-Hårnål ø12-M17 over gj.stag v/åpnet endesliss

Tegningsnr.	0
Tegningsnr.	110
Rev.	0

SKIVEARMERING

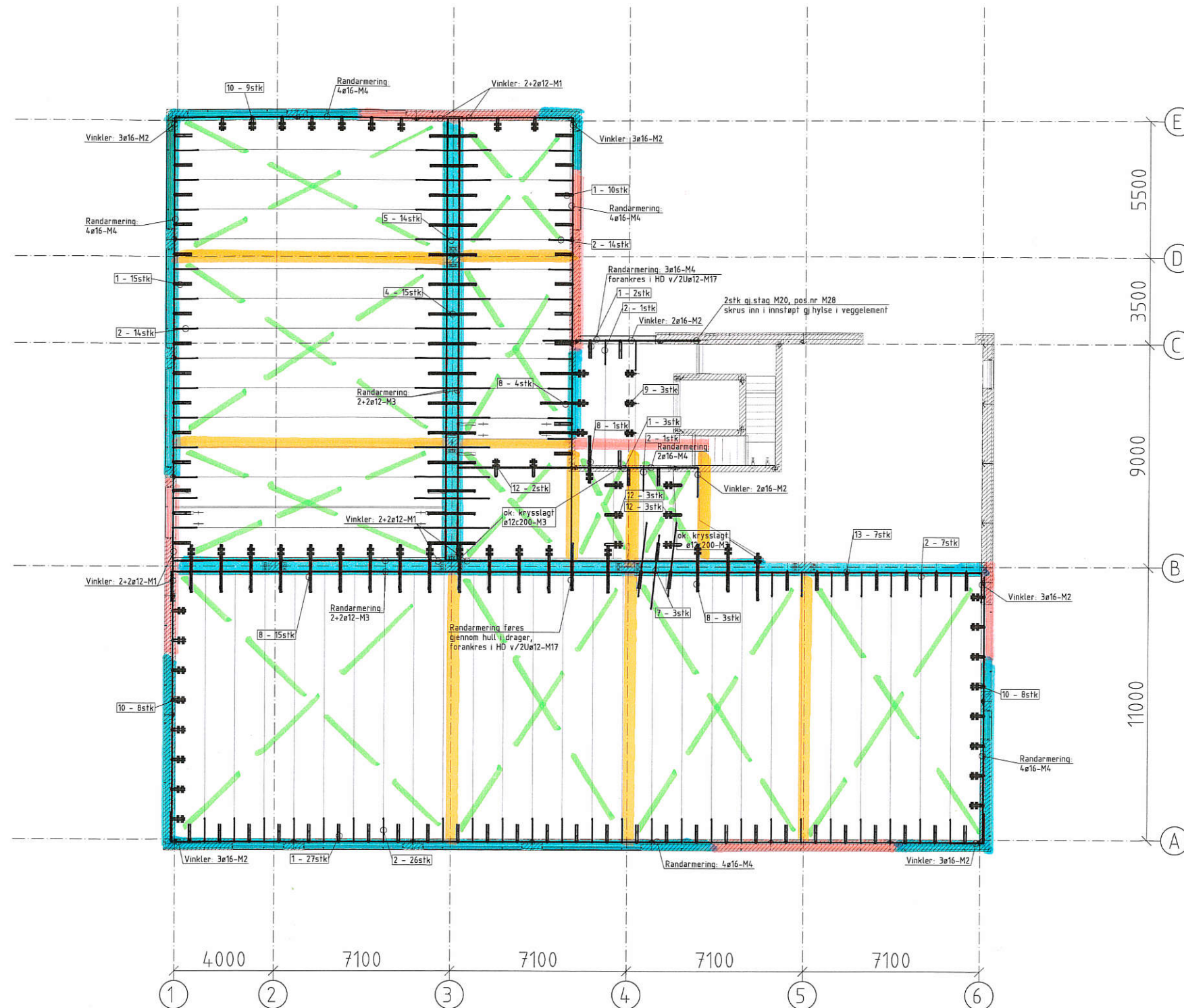
MERKNADER:

- 1. MATERIALER:** BETONGKVALITET: B30 / B35
ARMERINGSKVALITET: B 500 C
- 2. BESTEMMELSER:** BESTANDIGHETSKLASSE: M-60
OVERDEKNING, : MOT GRUNN 75+/-10mm
GENERELT 35+/-10mm

- 3. FORKLARINGER:**
- PROD. NR ELEMENT
 - PREFAB BETONG
 - STEDSTØPT BETONG
 - ANNET MATERIALE
 - GRÅSONE / UAVKLART
- OK = OVERKANT
UK = UNDERKANT
FG = FERDIG GOLV

4. HENVISNINGER:

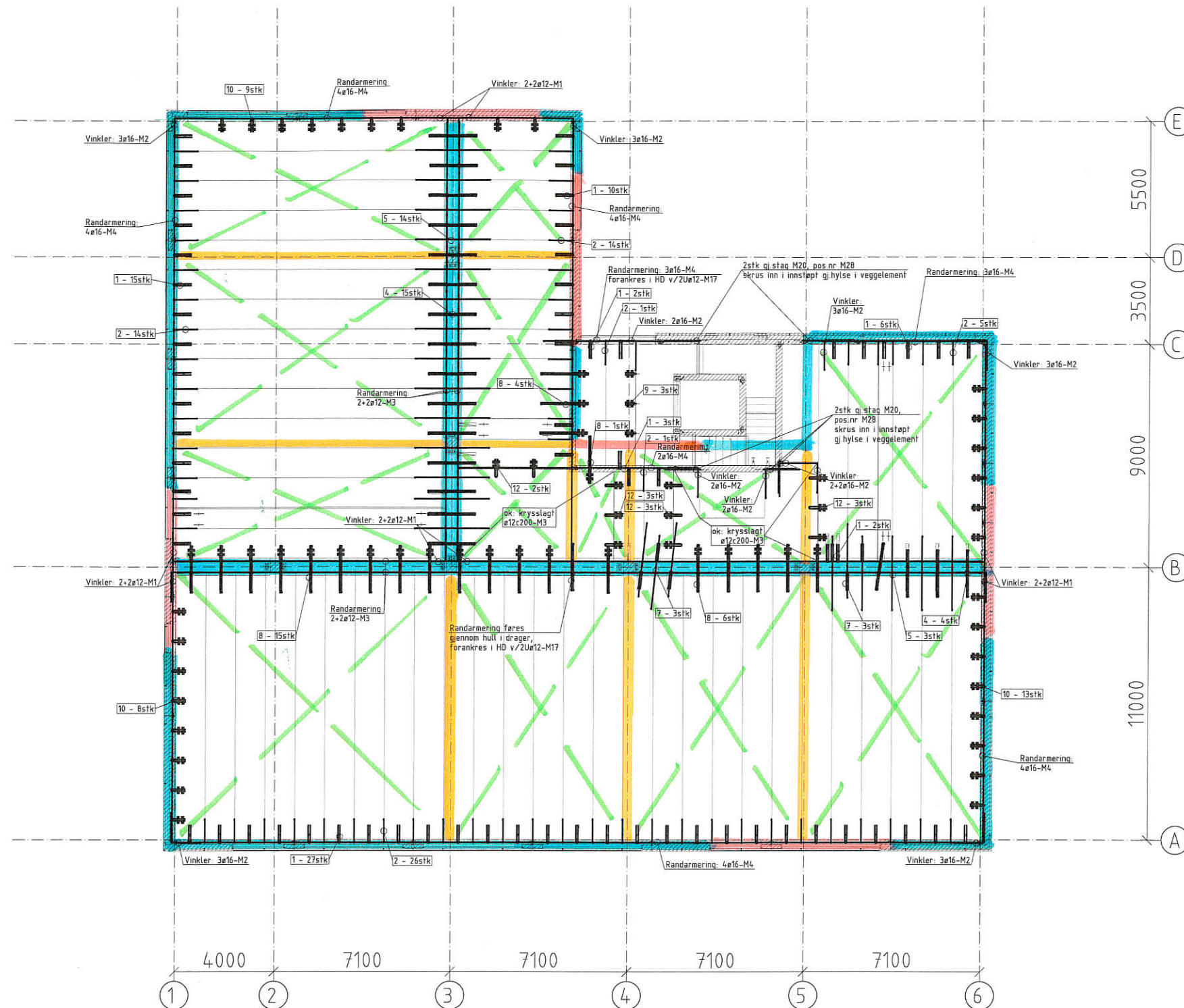
0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV	
Rev.	Revisjon	Date	Utarb.	Kontrollert
SKIVEARMERING DEKKE OVER KJELLER		Målestokk 1:100	Fag RIB	Original format A1
PREFAB Design		Date 08.05.12	Utarbeidet HV	Kontrollert -
		Oppdragsgiver	Tegningsnr.	Godkjent -
				Rev. 0



FORKLARINGER:

- 1 - Dybel ø16-M31v/HD200 -M32lv/HD270 -M33lv/HD320 ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 2 - Bøyle ø10-M9lv/HD200 -M10lv/HD270 -M11lv/HD320 rund randarmering og inn i hulldekkfuge
- 3 - Dybel ø16-M33 borres inn 100mm i vegg
-Hårnål ø12-M14 over dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7lv/HD200 og HD270 -M8lv/HD320
- 4 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 5 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drajer v/hulldekkfuge
- 6 - Dybel ø16-M31v/HD200 -M32lv/HD270 -M33lv/HD320 ned i kor.rør i vegg
-Tverrstang 2ø16-M20 over vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 7 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drajer v/hulldekkfuge, inn i åpnet endesliss
-Hårnål ø12-M17 over tverrstang i åpnet endesliss
- 8 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke/vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
-ved vegg dybel ø16-M31v/HD200 -M32lv/HD270 -M33lv/HD320 ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 over tverrstang og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7lv/HD200 og HD270 -M8lv/HD320
- 9 - Gjengestag M20 pos nr-M26 skrues inn i innstøpt gj.hylse
-Hårnål ø12-M14 over gjengestag og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7lv/HD200 og HD270 -M8lv/HD320
- 10 - Dybel ø16-M31v/HD200 -M32lv/HD270 -M33lv/HD320 ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 rundt dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7lv/HD200 og HD270 -M8lv/HD320
- 11 - Dybel ø20-M34 sveises til stålbjelke, ø=5mm
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 12 - Hårnål ø12-M17 v/ åpnet endesliss
-Bøyler 2-2ø8-M7lv/HD200 og HD270 -M8lv/HD320
- 13 - Gj stæg M20, pos nr M27 skrues inn i gj.hylse i drajer
-Hårnål ø12-M17 over gj stæg v/åpnet endesliss

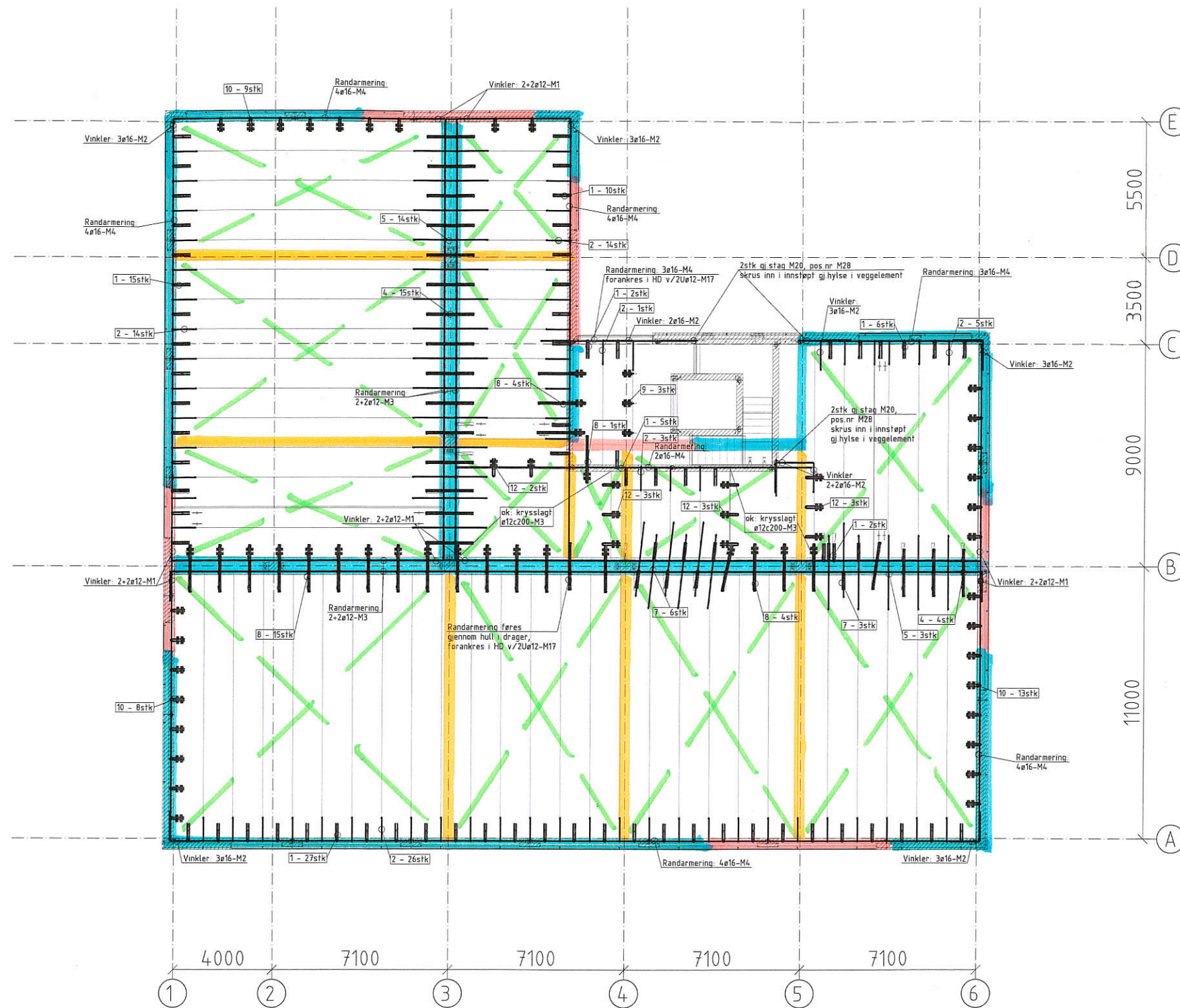
Tegningsstiftet:	SKIVEARMERING	Tegningsnr:	111	Rev:	0
MERKNADER:					
1. MATERIALER:		BETONGKVALITET:	B30 / B35		
		ARMERINGSKVALITET:	B 500 C		
2. BESTEMMELSER:		BESTANDIGHETSKLASSE:	M-60		
		OVERDEKNING, : MOT GRUNN	75+/-10mm		
		GENERELT	35+/-10mm		
3. FORKLARINGER:					
	PROD. NR ELEMENT				
	PREFAB BETONG				
	STEDSTØPT BETONG				
	ANNET MATERIALE				
	GRÅSONE / UAVKLART				
OK	= OVERKANT				
UK	= UNDERKANT				
FG	= FERDIG GOLV				
4. HENVISNINGER:					
- - - - -		- - - - -		- - - - -	
- - - - -		- - - - -		- - - - -	
0	ARBEIDSTEGNING	08.05.12	HV	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontrollert	Godkj.
SKIVEARMERING		H31stake	Fag	RIB	
DEKKE OVER 1.etg		1:100	Original format	A1	
PREFAB Design		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		08.05.12	HV	-	-
		Oppr. tegner	Tegningsnr.	Rev.	0



FORKLARINGER:

- 1 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor rør i vegg
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 2 - Bøyle ø10-M9(v/HD200) -M10(v/HD270) -M11(v/HD320) rund randarmering og inn i hulldekkfuge
- 3 - Dybel ø16-M33 borres inn 100mm i vegg
-Hårnål ø12-M14 over dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 4 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 5 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkfuge
- 6 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor rør i vegg
-Tverrstang 2ø16-M20 over vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 7 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkfuge, inn i åpnet endesliss
-Hårnål ø12-M17 over tverrstang i åpnet endesliss
- 8 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke/vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
-Hårnål ø12-M16 over tverrstang og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 9 - Gjengestag M20 pos nr-M26 skrues inn i innstøpt gjhylse
-Hårnål ø12-M14 over gjengestag og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 10 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 rundt dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 11 - Dybel ø20-M34 sveises til stålbjelke, ø=5mm
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 12 - Hårnål ø12-M17 v/ åpnet endesliss
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 13 - Gj stag M20, pos nr M27 skrues inn i gj.hylse i drager
-Hårnål ø12-M17 over gj stag v/åpnet endesliss

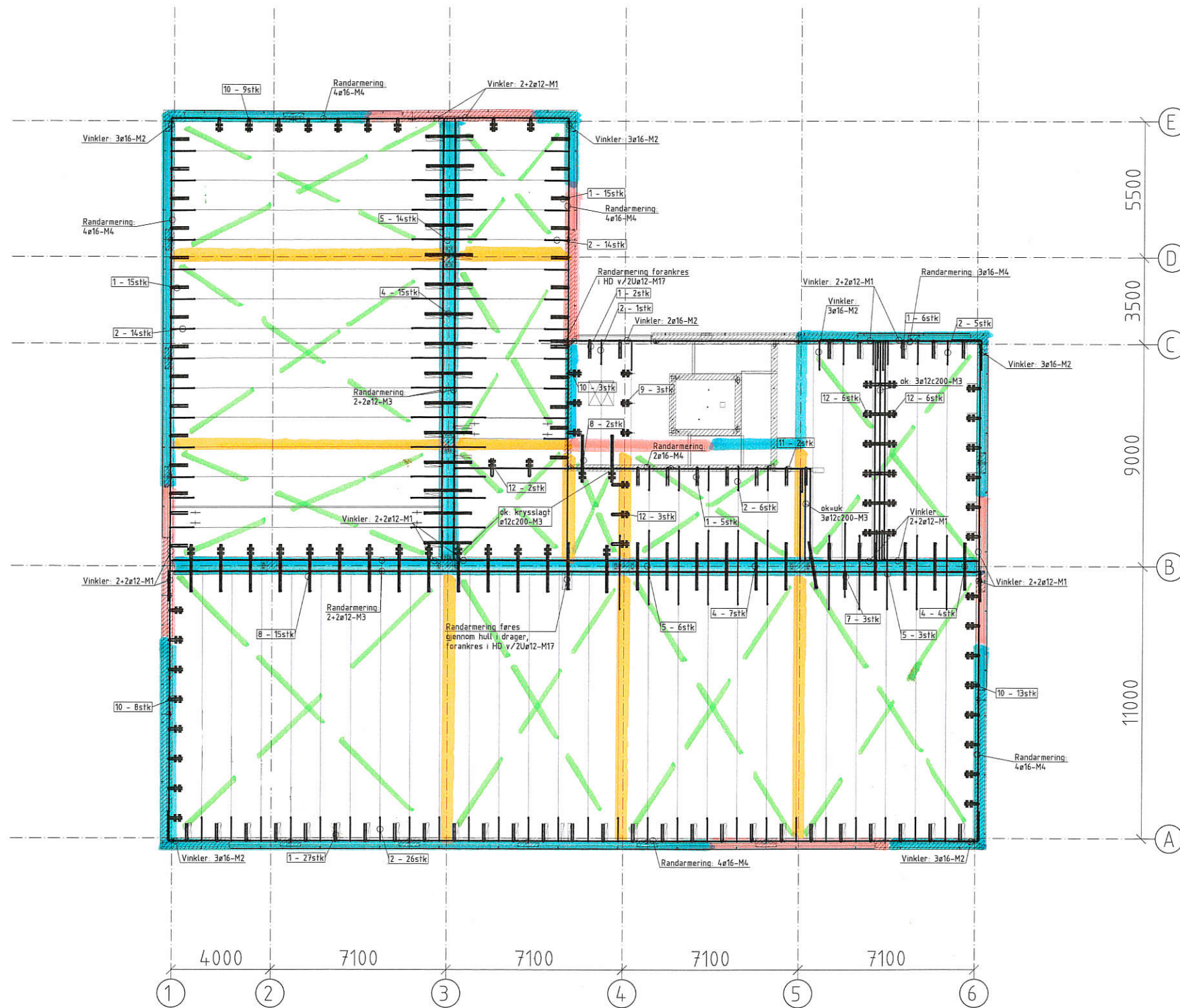
Tegningsstiftelse:	SKIVEARMERING	Tegningsnr:	112	Rev:	0												
MERKNADER:																	
1. MATERIALER:		BETONGKVALITET: B30 / B35															
		ARMERINGSKVALITET: B 500 C															
2. BESTEMMELSER:		BESTANDIGHETSKLASSE: M-60															
		OVERDEKNING, : MOT GRUNN 75+/-10mm															
		GENERELT 35+/-10mm															
3. FORKLARINGER:																	
	PROD. NR ELEMENT																
	PREFAB BETONG																
	STEDSTØPT BETONG																
	ANNET MATERIALE																
	GRÅSONE / UAVKLART																
OK	= OVERKANT																
UK	= UNDERKANT																
FG	= FERDIG GOLV																
4. HENVISNINGER:																	
<table border="1"> <tr> <td>Rev</td> <td>Beskrivelse</td> <td>Date</td> <td>Utarb.</td> <td>Kontroll</td> <td>Godkj.</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>ARBEIDSTEGNING</td> <td>08 05 12</td> <td>HV</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>						Rev	Beskrivelse	Date	Utarb.	Kontroll	Godkj.	0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV		
Rev	Beskrivelse	Date	Utarb.	Kontroll	Godkj.												
0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV														
SKIVEARMERING DEKKE OVER 2.etg		Målestokk 1:100	Fag RIB	Original format A1													
		Date 08 05 12	Utarbeidet HV	Kontrollert -	Godgjent -												
		Oppdragsgiver Tegningsnr.	Rev 0														



FORKLARINGER:

- 1 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 2 - Bøyle ø10-M9(v/HD200) -M10(v/HD270) -M11(v/HD320) rund randarmering og inn i hulldekkefuge
- 3 - Dybel ø16-M33 borres inn 100mm i vegg
-Hårnål ø12-M14 over dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 4 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 5 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkefuge
- 6 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Tverrstang 2ø16-M20 over vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 7 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkefuge, inn i åpnet endesliss
-Hårnål ø12-M17 over tverrstang i åpnet endesliss
- 8 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke/vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
-Hårnål ø12-M16 over tverrstang og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 9 - Gjengestag M20 pos nr-M26 skrues inn i innstøpt gj.hylse
-Hårnål ø12-M14 over gjengestag og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 10 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M15 rundt dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 11 - Dybel ø20-M34 sveises til stålbjelke, a=5mm
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 12 - Hårnål ø12-M17 v/ åpnet endesliss
-Bøyler 2-2ø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 13 - Gj.stag M20, pos.nr M27 skrues inn i gj.hylse i drager
-Hårnål ø12-M17 over gj.stag v/åpnet endesliss

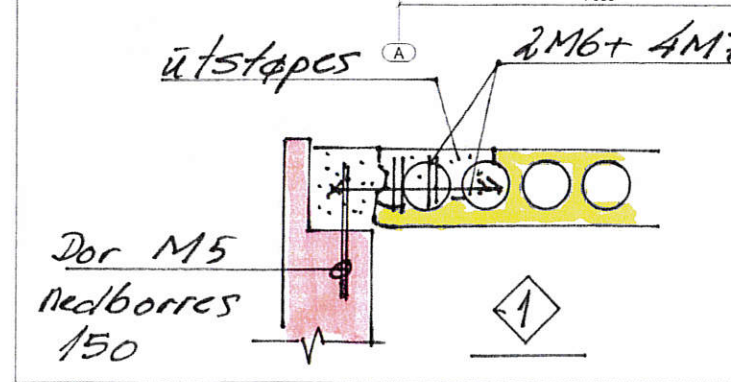
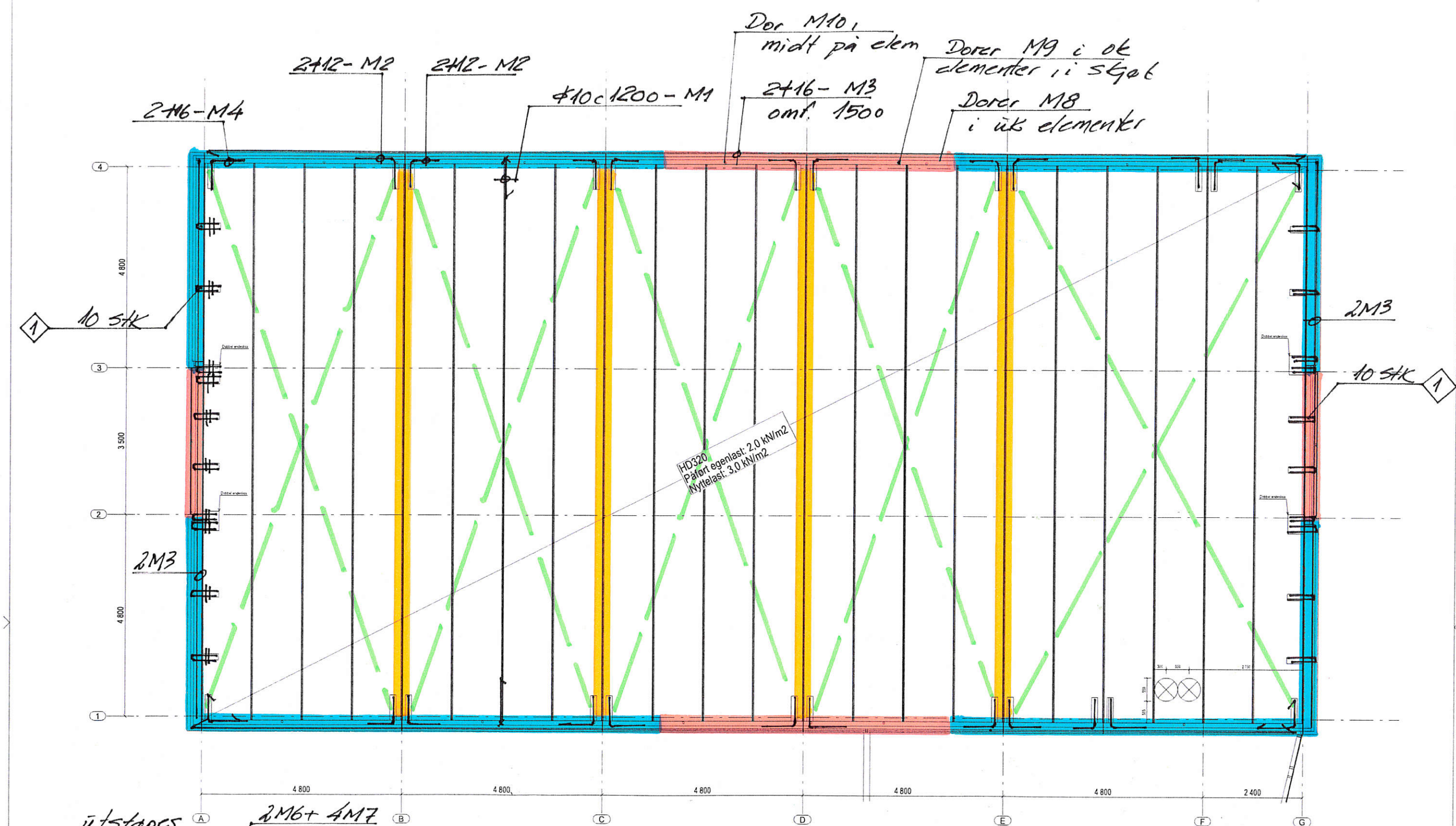
Tegningsstiftet:		Tegninger:		Rev:													
SKIVEARMERING		113		0													
MERKNADER:																	
1. MATERIALER:		BETONGKVALITET: B30 / B35															
		ARMERINGSKVALITET: B 500 C															
2. BESTEMMELSER:		BESTANDIGHETSKLASSE: M-60															
		OVERDEKNING, : MOT GRUNN 75+/-10mm															
		GENERELT 35+/-10mm															
3. FORKLARINGER:																	
		PROD. NR ELEMENT PREFAB BETONG STEDSTØPT BETONG ANNET MATERIALE GRÅSONE / UAVKLART OK = OVERKANT UK = UNDERKANT FG = FERDIG GOLV															
4. HENVISNINGER:																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Rev</td> <td>Beskrivelse</td> <td>Date</td> <td>Utarb.</td> <td>Kontroll</td> <td>Dokument</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>ARBEIDSTEGNING</td> <td>08 05 12</td> <td>HV</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>						Rev	Beskrivelse	Date	Utarb.	Kontroll	Dokument	0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV		
Rev	Beskrivelse	Date	Utarb.	Kontroll	Dokument												
0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV														
SKIVEARMERING DEKKE OVER 3.etg		Målestokk 1:100		Fag RIB Original-format A1													
		Date: 08 05 12 Oppdragsnr.:		Utarbeidet: HV Tegninger:													
		Kontrollert: -		Godkjent: -													
		Rev: -		Rev: 0													



FORKLARINGER:

- 1 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 2 - Bøyte ø10-M9(v/HD200) -M10(v/HD270) -M11(v/HD320) rund randarmering og inn i hulldekkefuge
- 3 - Dybel ø16-M33 borres inn 100mm i vegg
-Hårnål ø12-M14 over dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyter 2-zø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 4 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 5 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkefuge
- 6 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Tverrstang 2ø16-M20 over vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
- 7 - Tverrstang ø12-M19 over vegg/drager v/hulldekkefuge, inn i åpnet endesliss
-Hårnål ø12-M17 over tverrstang i åpnet endesliss
- 8 - Tverrstang 2ø16-M20 over bjelke/vegg inn i åpnet endesliss i hulldekke
-ved vegg: dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 over tverrstang og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyter 2-zø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 9 - Gjensteg M20 pos nr-M26 skrues inn i innstøpt gj.hylse
-Hårnål ø12-M14 over gjensteg og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyter 2-zø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 10 - Dybel ø16-M31(v/HD200) -M32(v/HD270) -M33(v/HD320) ned i kor.rør i vegg
-Hårnål ø12-M16 rundt dybel og inn i sidesliss i hulldekke
-Bøyter 2-zø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 11 - Dybel ø20-M34 sveises til ståbjelke, a=5mm
-Hårnål ø12-M17 rundt dybel og inn i endesliss i hulldekke
- 12 - Hårnål ø12-M17 v/ åpnet endesliss
-Bøyter 2-zø8-M7(v/HD200 og HD270) -M8(v/HD320)
- 13 - Gj.steg M20, pos nr M27 skrues inn i gj.hylse i drager
-Hårnål ø12-M17 over gj.steg v/åpnet endesliss

Tegningstittel:	SKIVEARMERING	Tegningsnr:	114	Rev:	0												
MERKNADER:																	
1. MATERIALER:		BETONGKVALITET: B30 / B35															
		ARMERINGSKVALITET: B 500 C															
2. BESTEMMELSER:		BESTANDIGHETSKLASSE: M-60															
		OVERDEKNING, : MOT GRUNN 75+/-10mm															
		GENERELT 35+/-10mm															
3. FORKLARINGER:																	
		OK = OVERKANT															
		UK = UNDERKANT															
		FG = FERDIG GOLV															
4. HENVISNINGER:																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">0</td> <td style="width: 50%;">ARBEIDSTEGNING</td> <td style="width: 10%;">08 05 12</td> <td style="width: 10%;">HV</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td>Rev.</td> <td>Beskrivelse</td> <td>Date</td> <td>Oppr.</td> <td>Kontrollert</td> <td>Godkj.</td> </tr> </table>						0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV			Rev.	Beskrivelse	Date	Oppr.	Kontrollert	Godkj.
0	ARBEIDSTEGNING	08 05 12	HV														
Rev.	Beskrivelse	Date	Oppr.	Kontrollert	Godkj.												
SKIVEARMERING DEKKE OVER 4 etg		Målestokk: 1:100		Fag: RB													
		Date: 08 05 12 Oppdrager:		Utarbeidet: HV Tegningsnr:													
				Kontrollert: - Godkjent: - Rev: 0													



HD320
 Påfört egenlast: 2.0 kN/m²
 Nyttelast: 3.0 kN/m²

2M6-M4

2M12-M2

2M12-M2

φ10c1200-M1

Dor M10,
 mitt på elem

2M16-M3
 omf. 1500

Dorer M9 i ok
 elementer i stöb

Dorer M8
 i uts elementer

2M3

10 stk

2M3

ut/stöps

2M6+4M7

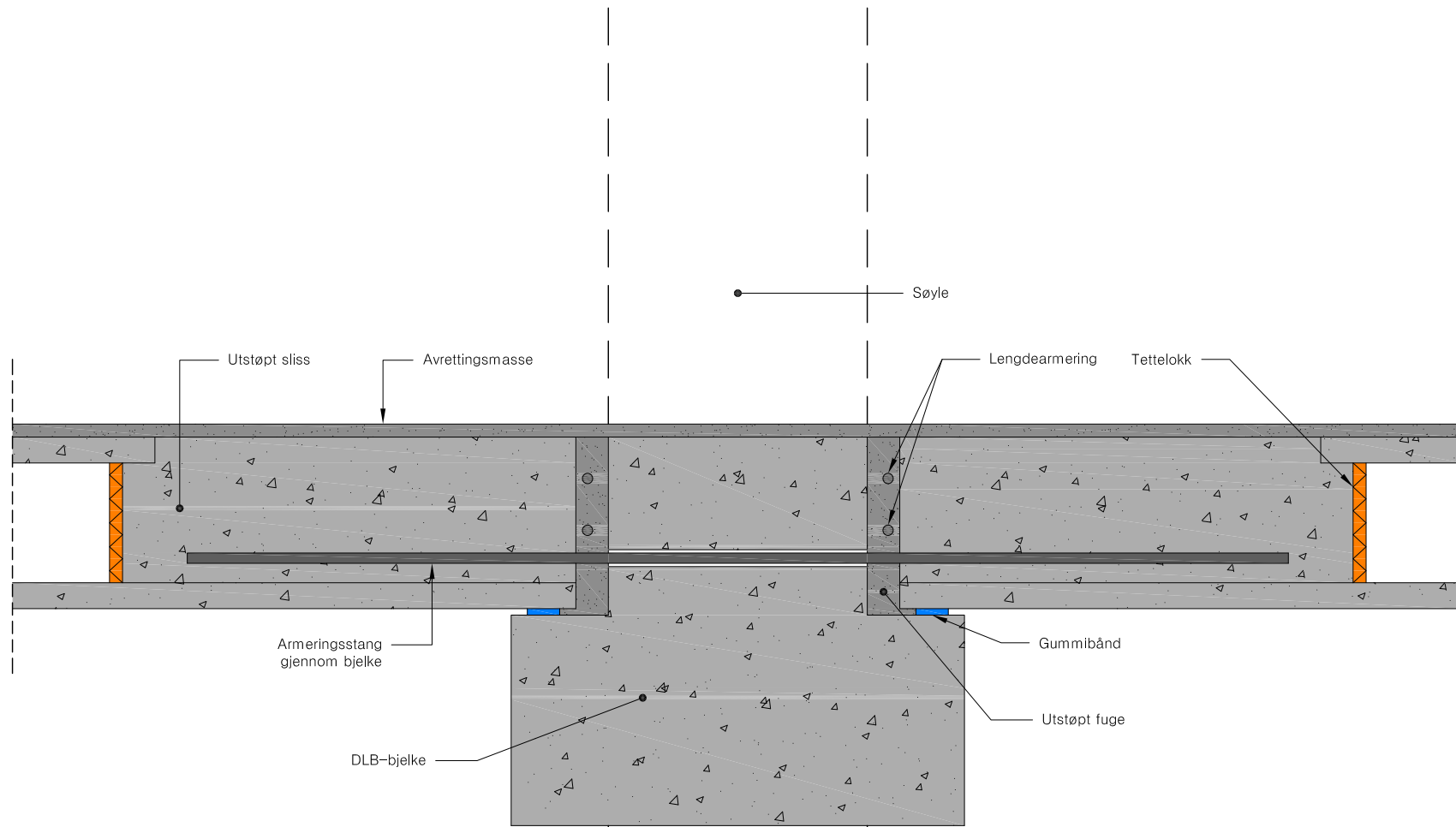
Dor M5
 nedborres
 150

1

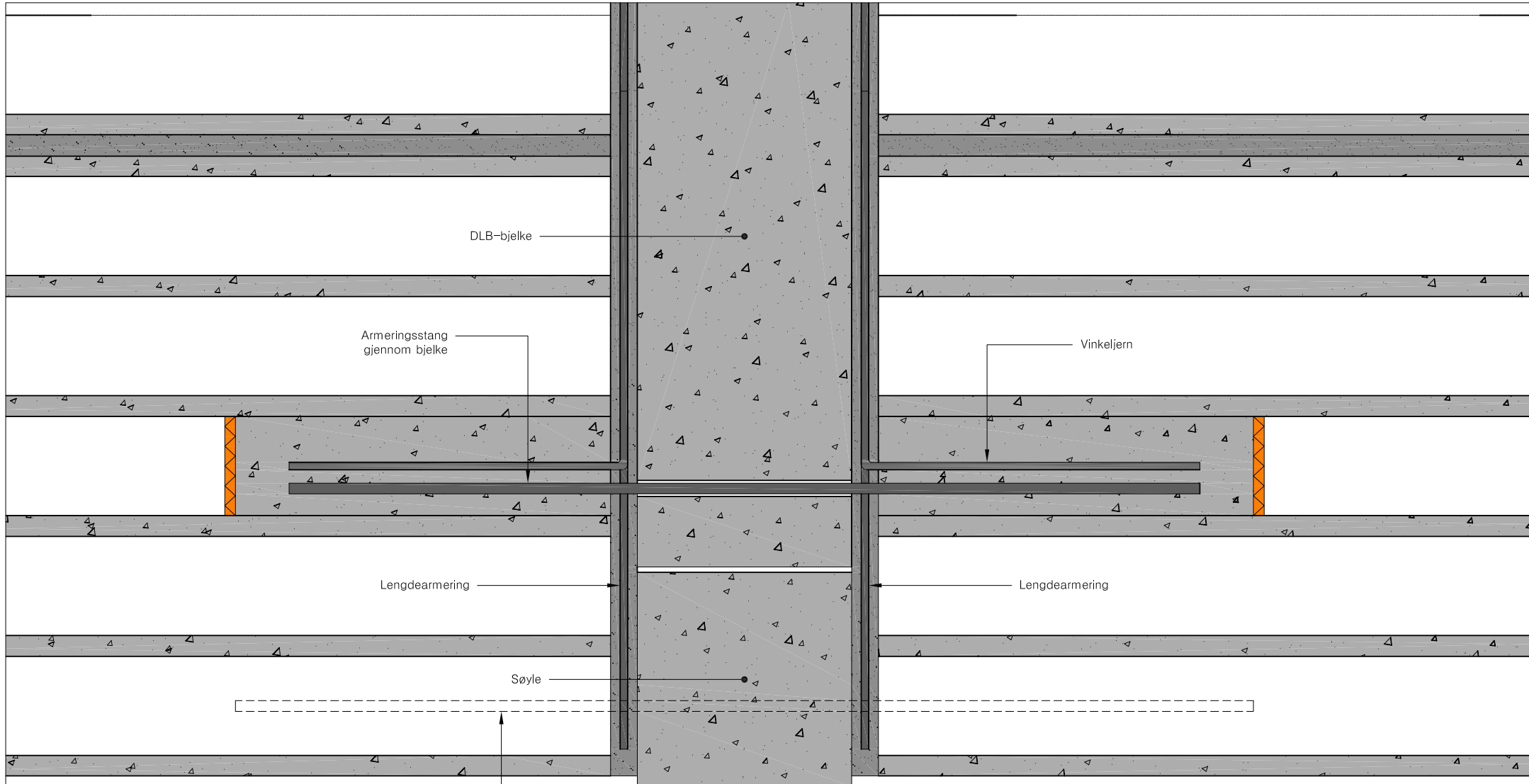
						Prosjekt:	Side:	Rev:	
							Prosj. nr:	Tegn. nr:	
Operator:							Sidemann:	Rev:	Merknad
Pos. nr.	Stål kval.	Diam mm	Ant stk	Kappl. mm	Samlet lengde				
M1	B500C	10	44	2000					
M2	B500C	12	40	1500					
M3	B500C	16	/	/	180				
M4	B500C	16	8	2200					
M5	B500C	20	20	400					
M6	B500C	12	40	1200					
M7	B500C	8	80	644					
M8	B500C	20	36	600					
M9	B500C	20	36	500					
M10	B500C	20	10	350					
	B500C								

VEDLEGG B – DETALJTEGNINGER

- Oppleggsbjelke (DLB)
- Oppleggsbjelke (DLB) mot rand
- Oppleggsbjelke (LB)
- Oppleggsbjelke (LB) mot rand
- Knutepunkt bjelke(DLB)/søyle
- Knutepunkt bjelke(LB)/søyle
- Forankring i sidekant
- Forankring i endekant



Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt Masteroppgave		Dato Vår 2012	Sign.
Tegningsnavn Oppleggsbjelke (DLB)		Tegningsnr.:	
Utarbeidet av: André Kronen		M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.



DLB-bjelke

Armeringsstang
gjennom bjelke

Vinkeljern

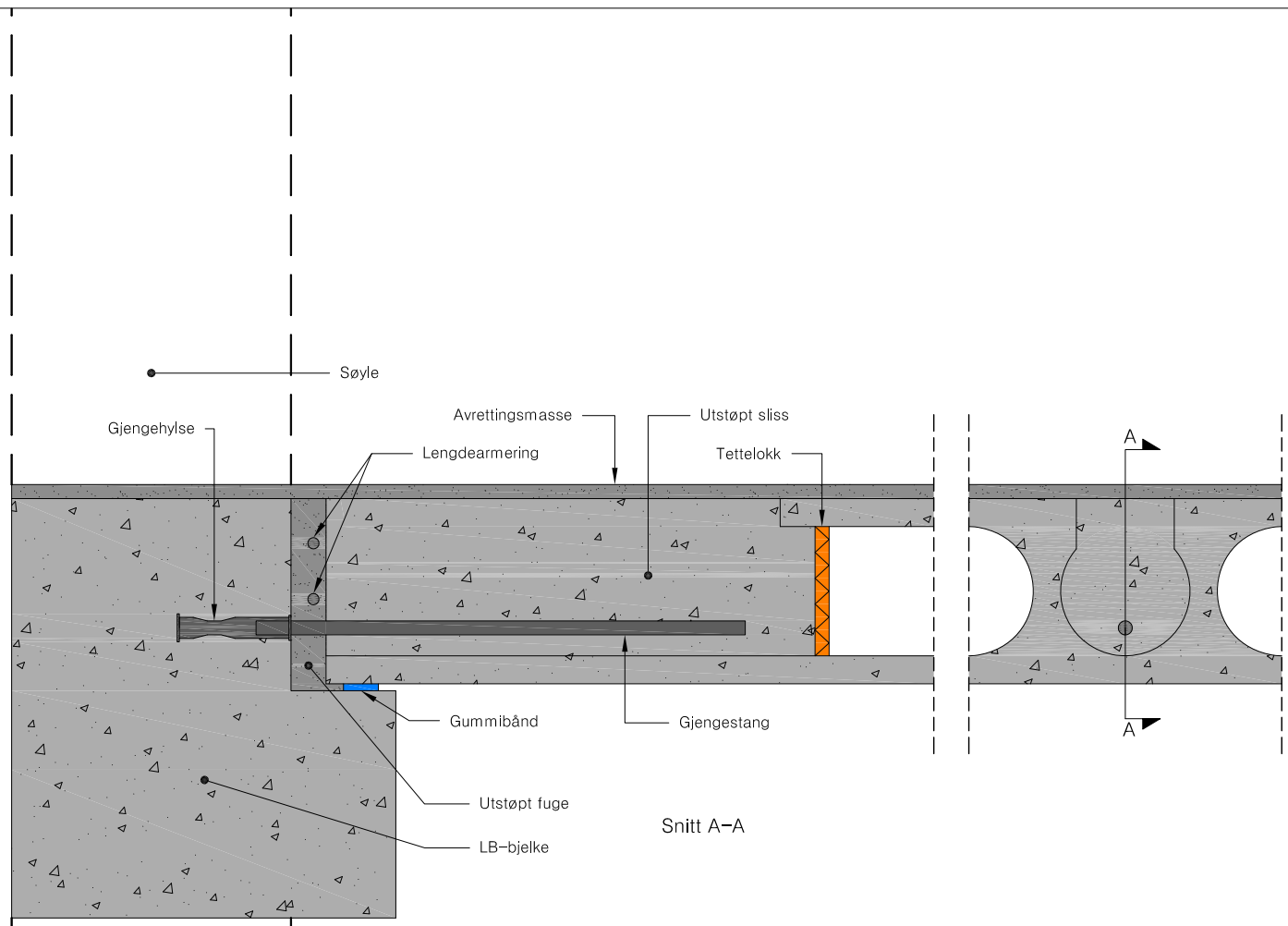
Lengdearmering

Lengdearmering

Søyle

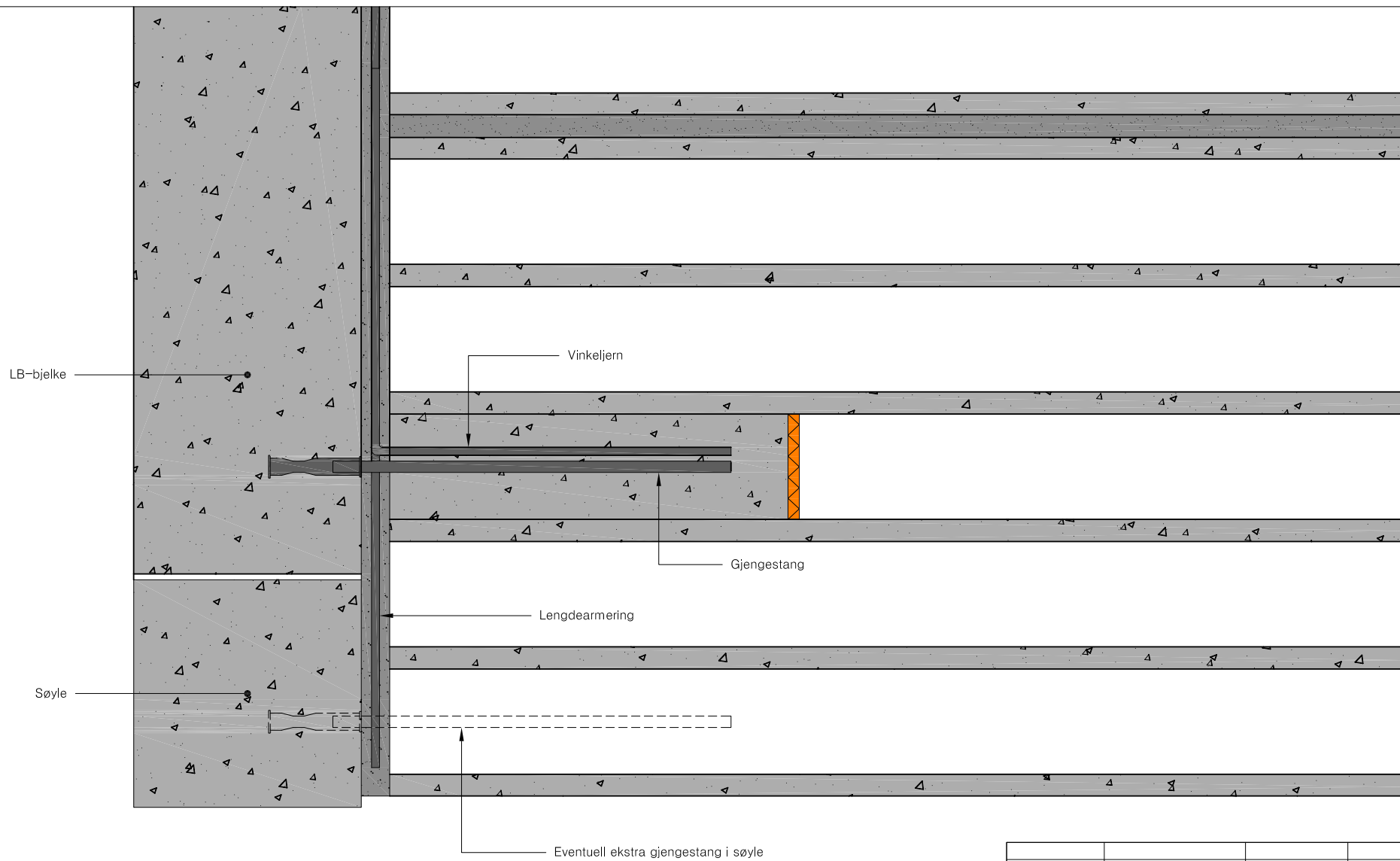
Eventuell ekstra stang gjennom søyle

Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt Masteroppgave		Dato Vår 2012	Sign.
Tegningsnavn Oppleggsbjelke (DLB) mot rand		Tegningsnr.:	
Utarbeidet av: André Kronen		M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.

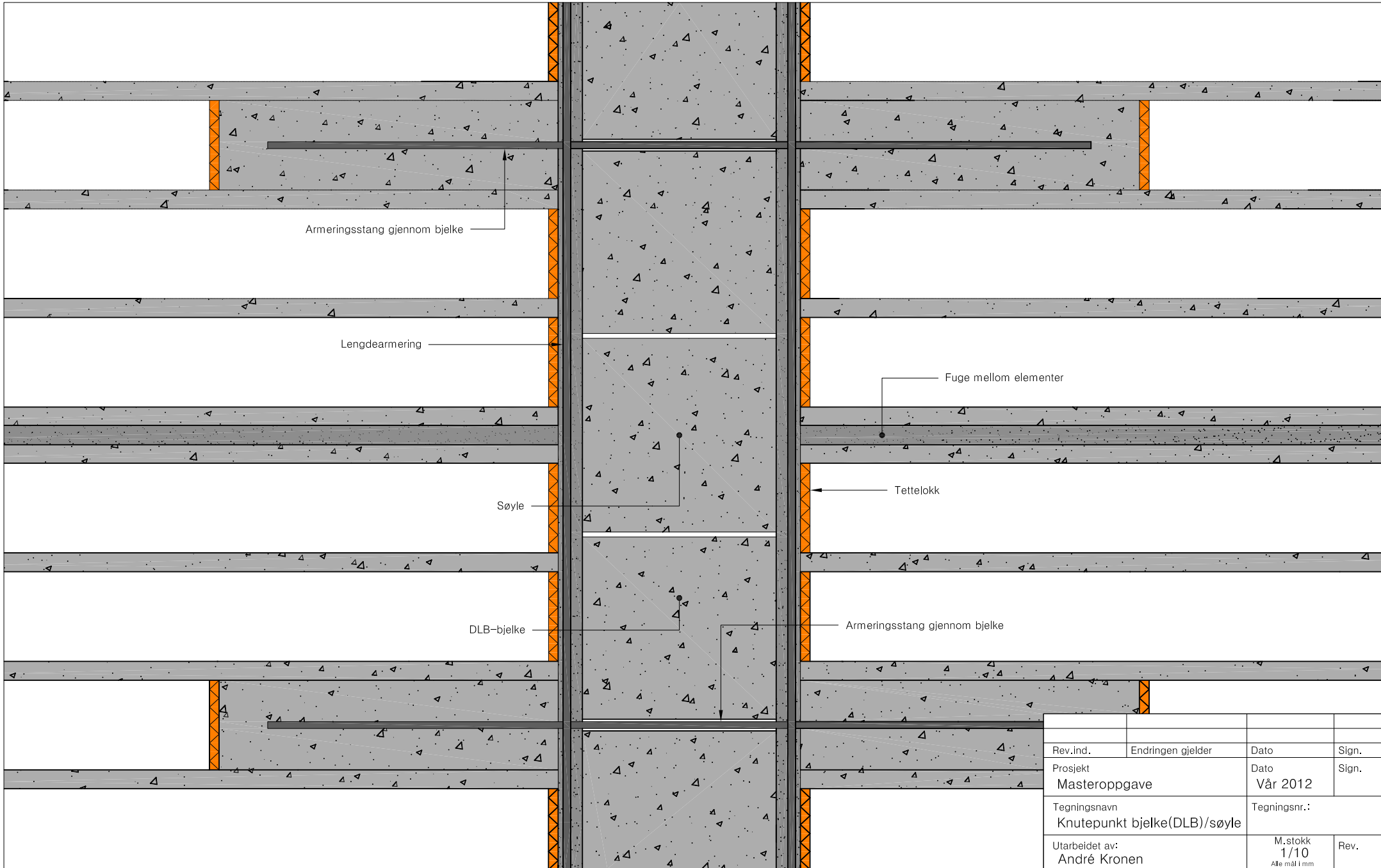


Snitt A-A

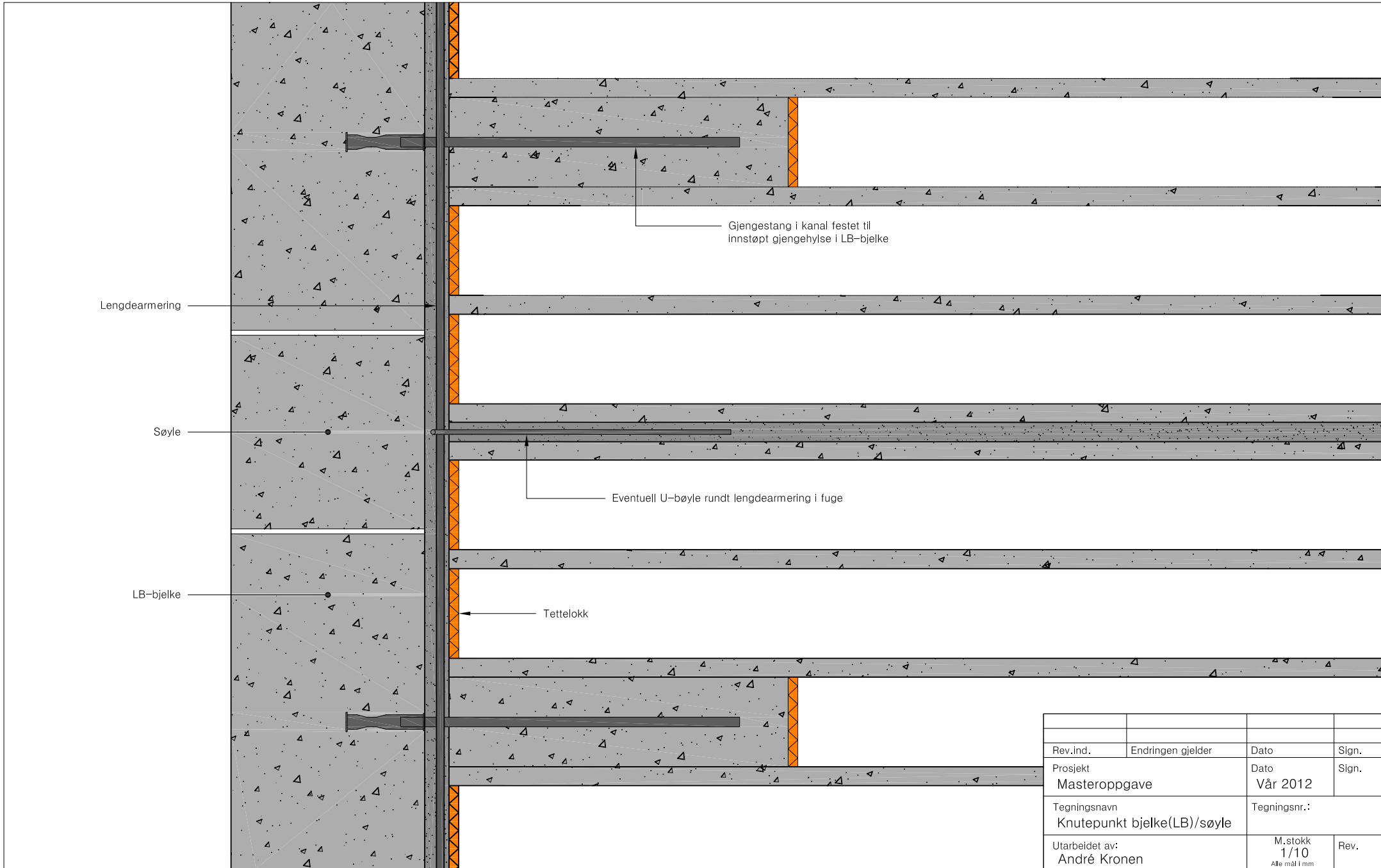
Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt	Masteroppgave	Dato	Sign.
Tegningsnavn	Oppleggsbjelke (LB)	Tegningsnr.:	
Utarbeidet av:	André Kronen	M.stokk 1/10 Alle mål i mm	Rev.

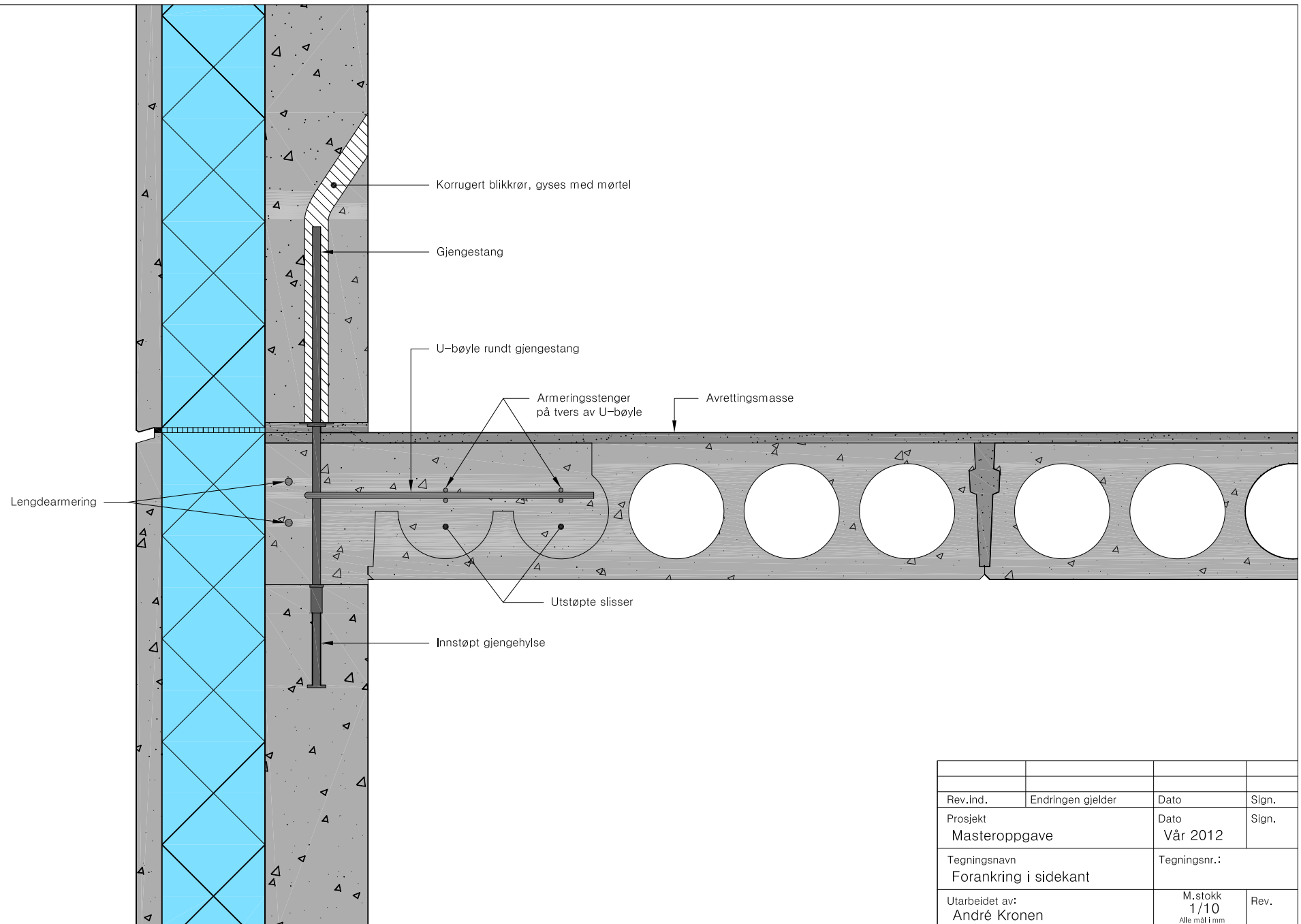


Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt Masteroppgave		Dato Vår 2012	Sign.
Tegningsnavn Oppleggsbjelke (LB) mot rand		Tegningsnr.:	
Utarbeidet av: André Kronen		M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.

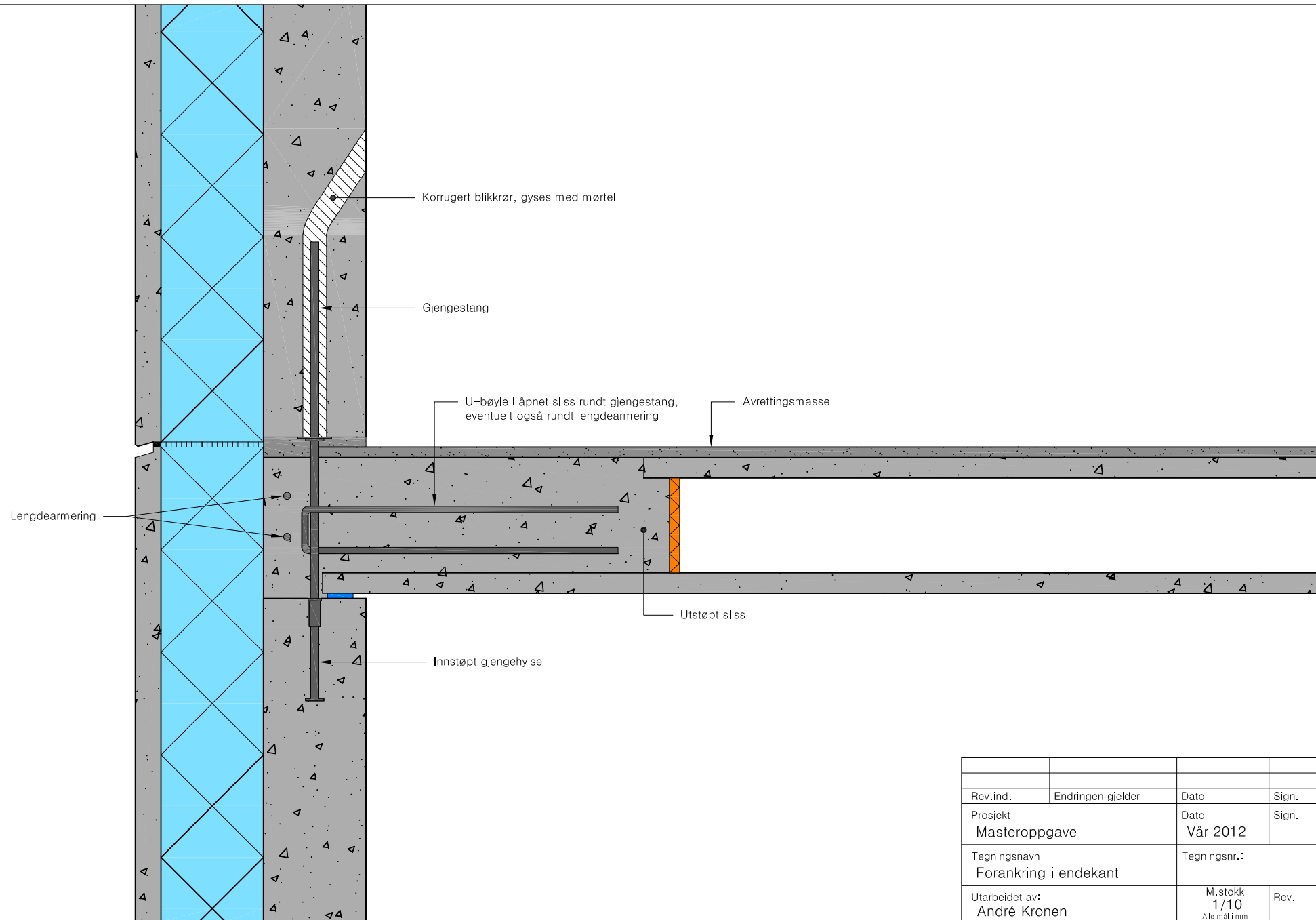


Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt Masteroppgave		Dato Vår 2012	Sign.
Tegningsnavn Knutepunkt bjelke(DLB)/søyle		Tegningsnr.:	
Utarbeidet av: André Kronen		M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.





Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt Masteroppgave		Dato Vår 2012	Sign.
Tegningsnavn Forankring i sidekant		Tegningsnr.:	
Utarbeidet av: André Kronen		M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.



Rev.ind.	Endringen gjelder	Dato	Sign.
Prosjekt	Masteroppgave	Dato	Sign.
Tegningsnavn	Forankring i endekant	Tegningsnr.:	
Utarbeidet av:	André Kronen	M.stokk 1/10 <small>Alle mål i mm</small>	Rev.

VEDLEGG C – KREFTER

- Testbygg I
 - o Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - o Stavkrefter fra SAP2000
 - o Krefter i generelle staver
 - o Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

- Testbygg II
 - o Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - o Stavkrefter fra SAP2000
 - o Skjærkrefter og moment fra SAP2000
 - o Skjærkrefter og moment fra V-Skive (kun aktuelle resultater er tatt med fra denne analysen)
 - o Krefter i generelle staver
 - o Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

- Testbygg III
 - o Globale reaksjonskrefter fra SAP2000
 - o Stavkrefter fra SAP2000
 - o Krefter i generelle staver
 - o Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Testbygg I

Globale reaksjonskrefter fra SAP2000

Vind mot kortside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	-723,88	0	-5,414E-14

Vind mot langside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	-1,355E-19	904,8	-1,908E-14

Stavkrefter fra SAP2000

(Stavnummer med understrek foran indikerer trykdiagonaler)

Vind mot kortside:

1 etg:

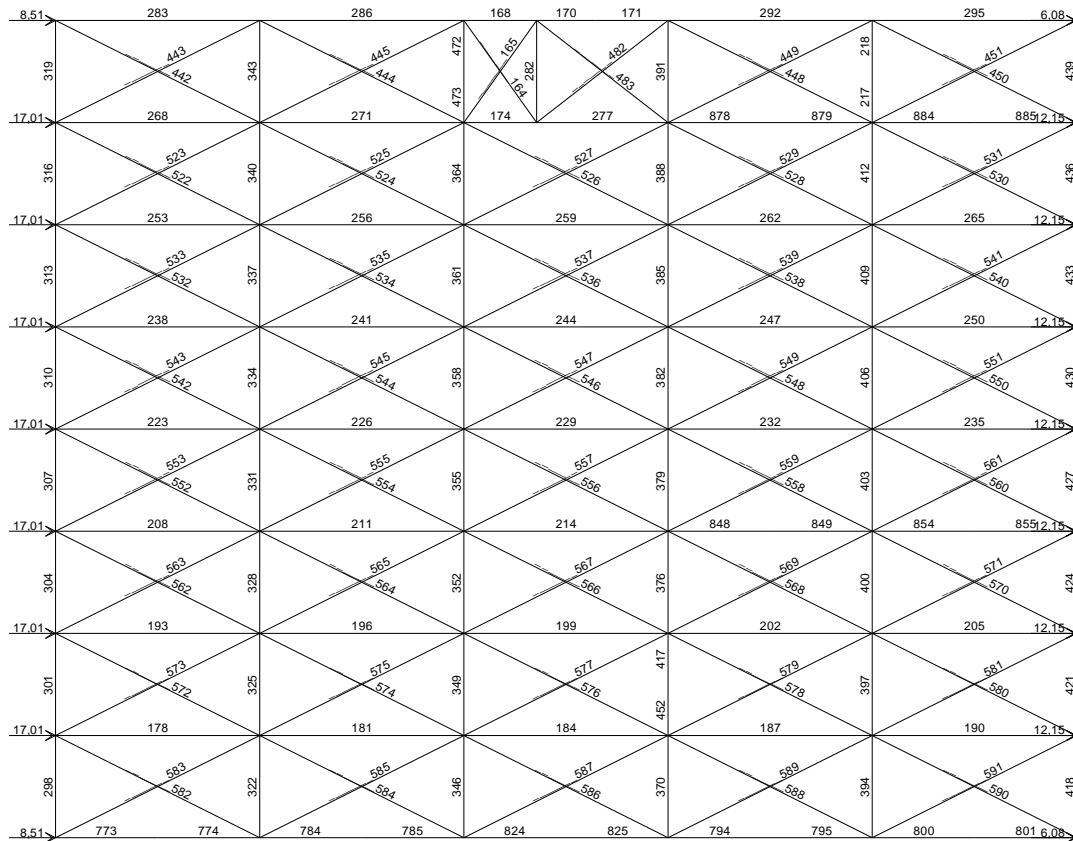


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
168	NonStatic	-19,2	286	NonStatic	-10,7	412	NonStatic	-18,3
170	NonStatic	-43,2	292	NonStatic	11,0	417	NonStatic	-4,2
171	NonStatic	-43,2	295	NonStatic	47,3	418	NonStatic	0,0
174	NonStatic	1,6	298	NonStatic	3,4	421	NonStatic	0,0
178	NonStatic	-6,6	301	NonStatic	8,2	424	NonStatic	0,0
181	NonStatic	0,7	304	NonStatic	11,0	427	NonStatic	0,0
184	NonStatic	8,1	307	NonStatic	9,6	430	NonStatic	5,3
187	NonStatic	14,3	310	NonStatic	5,1	433	NonStatic	11,3
190	NonStatic	12,2	313	NonStatic	-1,8	436	NonStatic	20,6
193	NonStatic	-9,1	316	NonStatic	-3,1	439	NonStatic	20,6
196	NonStatic	-12,2	319	NonStatic	1,7	452	NonStatic	4,2
199	NonStatic	5,6	322	NonStatic	2,4	472	NonStatic	4,3
202	NonStatic	20,1	325	NonStatic	7,2	473	NonStatic	43,8
205	NonStatic	12,2	328	NonStatic	11,1	773	NonStatic	-1,7
208	NonStatic	-8,9	331	NonStatic	9,0	774	NonStatic	-1,7
211	NonStatic	-16,4	334	NonStatic	6,7	784	NonStatic	2,2
214	NonStatic	-44,6	337	NonStatic	1,4	785	NonStatic	2,2
217	NonStatic	-7,0	340	NonStatic	4,2	794	NonStatic	6,1
218	NonStatic	40,9	343	NonStatic	6,9	795	NonStatic	6,1
223	NonStatic	-8,0	346	NonStatic	0,8	800	NonStatic	6,1
226	NonStatic	-8,7	349	NonStatic	4,5	801	NonStatic	6,1
229	NonStatic	11,0	352	NonStatic	20,7	824	NonStatic	3,9
232	NonStatic	23,1	355	NonStatic	22,5	825	NonStatic	3,9
235	NonStatic	22,7	358	NonStatic	11,7	848	NonStatic	114,3
238	NonStatic	-3,2	361	NonStatic	8,7	849	NonStatic	-52,7
241	NonStatic	7,3	364	NonStatic	11,8	854	NonStatic	165,7
244	NonStatic	13,4	370	NonStatic	1,1	855	NonStatic	12,2
247	NonStatic	13,7	376	NonStatic	3,0	878	NonStatic	122,4
250	NonStatic	24,3	379	NonStatic	3,0	879	NonStatic	20,2
253	NonStatic	-1,2	382	NonStatic	-3,0	884	NonStatic	79,9
256	NonStatic	12,3	385	NonStatic	-3,1	885	NonStatic	12,2
259	NonStatic	18,6	388	NonStatic	-3,1	_____164	NonStatic	0,0
262	NonStatic	18,6	391	NonStatic	35,1	_____165	NonStatic	-41,4
265	NonStatic	30,7	394	NonStatic	0,0	_____442	NonStatic	-3,8
268	NonStatic	-7,3	397	NonStatic	-1,1	_____443	NonStatic	-10,8
271	NonStatic	-8,7	400	NonStatic	-5,1	_____444	NonStatic	-4,6
277	NonStatic	46,9	403	NonStatic	-7,1	_____445	NonStatic	-9,6
282	NonStatic	33,8	406	NonStatic	-7,0	_____448	NonStatic	0,0
283	NonStatic	-5,1	409	NonStatic	-12,3	_____449	NonStatic	-91,5

TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____450	NonStatic	0,0	_____557	NonStatic	0,0
_____451	NonStatic	-46,1	_____558	NonStatic	-24,7
_____482	NonStatic	-57,3	_____559	NonStatic	0,0
_____483	NonStatic	0,0	_____560	NonStatic	0,0
_____522	NonStatic	-0,1	_____561	NonStatic	0,0
_____523	NonStatic	-7,4	_____562	NonStatic	-6,1
_____524	NonStatic	0,0	_____563	NonStatic	-7,6
_____525	NonStatic	-10,6	_____564	NonStatic	-8,2
_____526	NonStatic	0,0	_____565	NonStatic	-13,8
_____527	NonStatic	-7,0	_____566	NonStatic	0,0
_____528	NonStatic	0,0	_____567	NonStatic	-45,0
_____529	NonStatic	0,0	_____568	NonStatic	0,0
_____530	NonStatic	-20,7	_____569	NonStatic	-29,3
_____531	NonStatic	0,0	_____570	NonStatic	0,0
_____532	NonStatic	-10,3	_____571	NonStatic	0,0
_____533	NonStatic	0,0	_____572	NonStatic	-1,2
_____534	NonStatic	-4,5	_____573	NonStatic	-11,1
_____535	NonStatic	0,0	_____574	NonStatic	0,0
_____536	NonStatic	0,0	_____575	NonStatic	-17,0
_____537	NonStatic	0,0	_____576	NonStatic	0,0
_____538	NonStatic	0,0	_____577	NonStatic	-13,2
_____539	NonStatic	0,0	_____578	NonStatic	0,0
_____540	NonStatic	-13,5	_____579	NonStatic	-8,9
_____541	NonStatic	0,0	_____580	NonStatic	0,0
_____542	NonStatic	-15,5	_____581	NonStatic	0,0
_____543	NonStatic	0,0	_____582	NonStatic	-0,5
_____544	NonStatic	-22,0	_____583	NonStatic	-7,7
_____545	NonStatic	0,0	_____584	NonStatic	0,0
_____546	NonStatic	-11,2	_____585	NonStatic	-4,9
_____547	NonStatic	0,0	_____586	NonStatic	0,0
_____548	NonStatic	-0,4	_____587	NonStatic	-1,9
_____549	NonStatic	0,0	_____588	NonStatic	0,0
_____550	NonStatic	-11,8	_____589	NonStatic	-2,4
_____551	NonStatic	0,0	_____590	NonStatic	0,0
_____552	NonStatic	-10,0	_____591	NonStatic	0,0
_____553	NonStatic	-3,0			
_____554	NonStatic	-17,8			
_____555	NonStatic	-1,1			
_____556	NonStatic	-45,1			

2 etg:

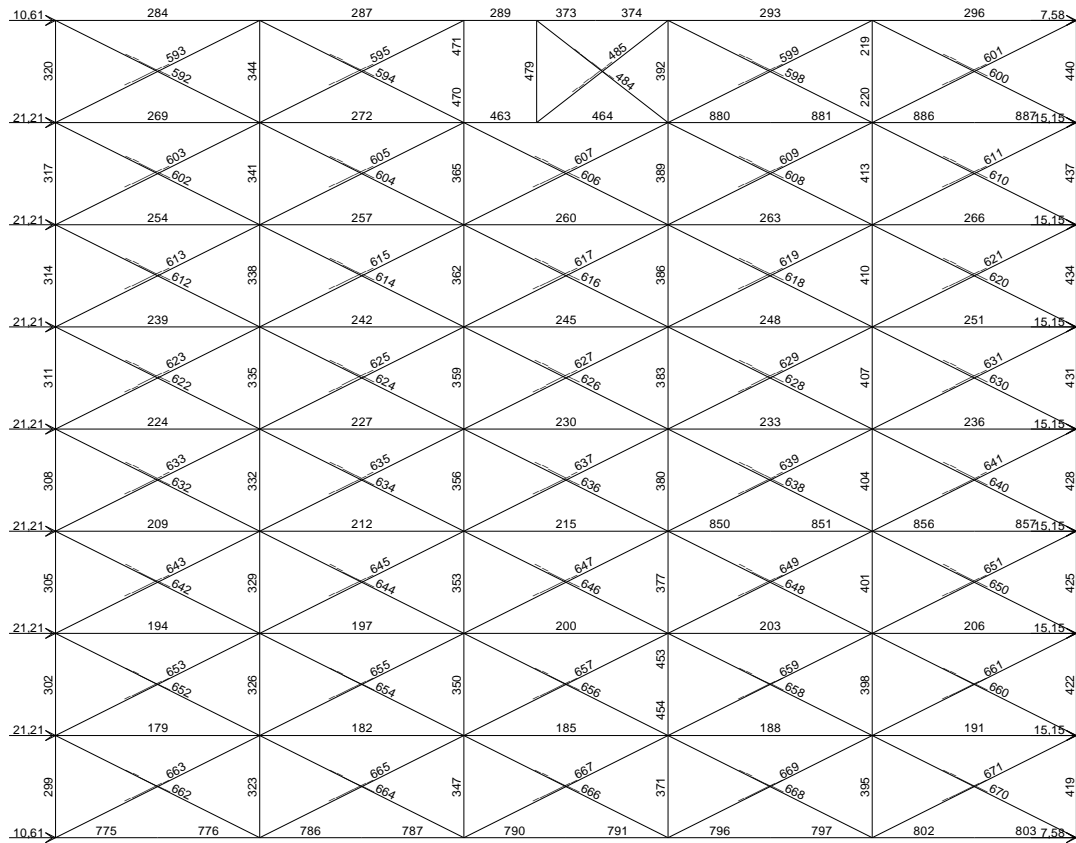


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
179	NonStatic	-8,3	305	NonStatic	9,2	425	NonStatic	-2,1
182	NonStatic	-6,6	308	NonStatic	9,7	428	NonStatic	-3,0
185	NonStatic	6,9	311	NonStatic	8,1	431	NonStatic	-0,9
188	NonStatic	12,8	314	NonStatic	5,7	434	NonStatic	-0,9
191	NonStatic	15,2	317	NonStatic	3,6	437	NonStatic	-0,9
194	NonStatic	-9,5	320	NonStatic	3,1	440	NonStatic	0,0
197	NonStatic	-12,4	323	NonStatic	5,4	453	NonStatic	0,9
200	NonStatic	-15,2	326	NonStatic	9,5	454	NonStatic	3,9
203	NonStatic	18,0	329	NonStatic	12,5	463	NonStatic	-13,2
206	NonStatic	19,3	332	NonStatic	12,1	464	NonStatic	-9,6
209	NonStatic	-10,1	335	NonStatic	10,1	470	NonStatic	20,3
212	NonStatic	-12,8	338	NonStatic	8,7	471	NonStatic	1,4
215	NonStatic	-17,1	341	NonStatic	7,5	479	NonStatic	2,2
219	NonStatic	4,8	344	NonStatic	6,0	775	NonStatic	-3,2
220	NonStatic	-17,1	347	NonStatic	2,6	776	NonStatic	-3,2
224	NonStatic	-9,5	350	NonStatic	10,1	786	NonStatic	0,6
227	NonStatic	-11,2	353	NonStatic	15,1	787	NonStatic	0,6
230	NonStatic	-15,8	356	NonStatic	16,7	790	NonStatic	5,7
233	NonStatic	12,9	359	NonStatic	12,3	791	NonStatic	5,7
236	NonStatic	19,4	362	NonStatic	12,1	796	NonStatic	7,6
239	NonStatic	-8,9	365	NonStatic	19,6	797	NonStatic	7,6
242	NonStatic	-8,3	371	NonStatic	0,9	802	NonStatic	7,6
245	NonStatic	3,6	373	NonStatic	-5,0	803	NonStatic	7,6
248	NonStatic	10,9	374	NonStatic	-5,0	850	NonStatic	-45,4
251	NonStatic	15,2	377	NonStatic	23,4	851	NonStatic	-94,5
254	NonStatic	-8,3	380	NonStatic	21,5	856	NonStatic	112,0
257	NonStatic	-8,6	383	NonStatic	-3,1	857	NonStatic	38,3
260	NonStatic	-9,2	386	NonStatic	-3,6	880	NonStatic	-18,4
263	NonStatic	15,0	389	NonStatic	11,1	881	NonStatic	-54,1
266	NonStatic	15,2	392	NonStatic	10,5	886	NonStatic	64,9
269	NonStatic	-7,7	395	NonStatic	0,0	887	NonStatic	23,7
272	NonStatic	-7,6	398	NonStatic	1,2	_____484	NonStatic	-3,5
284	NonStatic	-4,5	401	NonStatic	1,8	_____485	NonStatic	-4,5
287	NonStatic	-4,9	404	NonStatic	-1,7	_____592	NonStatic	-6,9
289	NonStatic	-7,8	407	NonStatic	-4,9	_____593	NonStatic	-6,9
293	NonStatic	6,8	410	NonStatic	-7,1	_____594	NonStatic	-6,4
296	NonStatic	7,6	413	NonStatic	-7,0	_____595	NonStatic	-3,2
299	NonStatic	3,7	419	NonStatic	0,0	_____598	NonStatic	-17,2
302	NonStatic	6,6	422	NonStatic	0,0	_____599	NonStatic	-5,0

TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____600	NonStatic	-5,8	_____639	NonStatic	0,0
_____601	NonStatic	0,0	_____640	NonStatic	-11,9
_____602	NonStatic	-8,2	_____641	NonStatic	0,0
_____603	NonStatic	-4,9	_____642	NonStatic	-5,7
_____604	NonStatic	-8,7	_____643	NonStatic	-9,4
_____605	NonStatic	-2,8	_____644	NonStatic	-7,2
_____606	NonStatic	-2,9	_____645	NonStatic	-12,2
_____607	NonStatic	-11,6	_____646	NonStatic	-6,7
_____608	NonStatic	0,0	_____647	NonStatic	-17,9
_____609	NonStatic	-39,9	_____648	NonStatic	0,0
_____610	NonStatic	0,0	_____649	NonStatic	-67,8
_____611	NonStatic	-3,7	_____650	NonStatic	0,0
_____612	NonStatic	-9,5	_____651	NonStatic	-14,0
_____613	NonStatic	-4,2	_____652	NonStatic	-3,7
_____614	NonStatic	-9,3	_____653	NonStatic	-10,5
_____615	NonStatic	-3,6	_____654	NonStatic	-0,9
_____616	NonStatic	0,0	_____655	NonStatic	-13,9
_____617	NonStatic	-9,9	_____656	NonStatic	0,0
_____618	NonStatic	0,0	_____657	NonStatic	-24,0
_____619	NonStatic	-3,5	_____658	NonStatic	0,0
_____620	NonStatic	0,0	_____659	NonStatic	-12,5
_____621	NonStatic	0,0	_____660	NonStatic	0,0
_____622	NonStatic	-9,6	_____661	NonStatic	-4,6
_____623	NonStatic	-4,8	_____662	NonStatic	-3,9
_____624	NonStatic	-11,4	_____663	NonStatic	-8,3
_____625	NonStatic	-3,5	_____664	NonStatic	0,0
_____626	NonStatic	-16,2	_____665	NonStatic	-8,1
_____627	NonStatic	0,0	_____666	NonStatic	0,0
_____628	NonStatic	-4,6	_____667	NonStatic	-5,8
_____629	NonStatic	0,0	_____668	NonStatic	0,0
_____630	NonStatic	-4,7	_____669	NonStatic	-2,1
_____631	NonStatic	0,0	_____670	NonStatic	0,0
_____632	NonStatic	-8,3	_____671	NonStatic	0,0
_____633	NonStatic	-6,7			
_____634	NonStatic	-10,8			
_____635	NonStatic	-7,5			
_____636	NonStatic	-13,7			
_____637	NonStatic	-11,5			
_____638	NonStatic	-59,8			

3 etg:

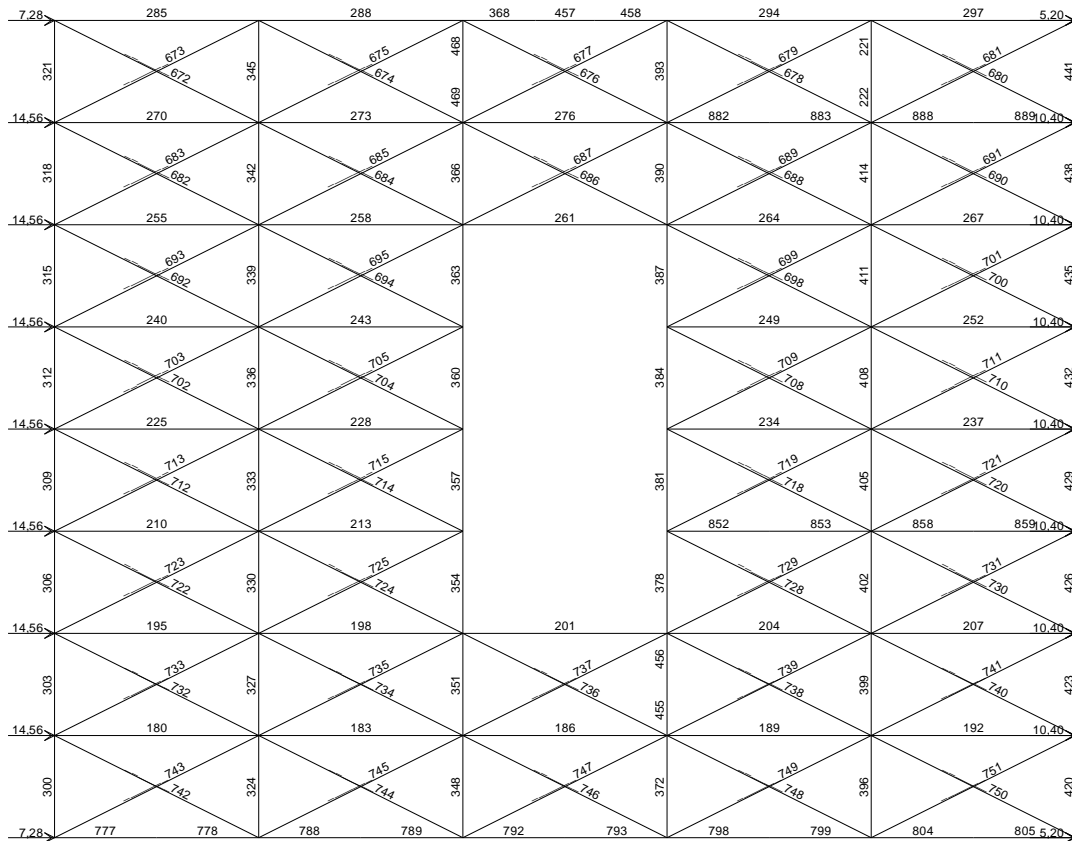


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
180	NonStatic	-6,5	315	NonStatic	-3,0	438	NonStatic	-5,8
183	NonStatic	-11,6	318	NonStatic	0,4	441	NonStatic	0,0
186	NonStatic	-1,4	321	NonStatic	1,9	455	NonStatic	7,6
189	NonStatic	5,4	324	NonStatic	6,8	456	NonStatic	4,7
192	NonStatic	10,8	327	NonStatic	9,7	457	NonStatic	-2,4
195	NonStatic	-7,1	330	NonStatic	8,5	458	NonStatic	-2,4
198	NonStatic	-9,3	333	NonStatic	5,7	468	NonStatic	0,0
201	NonStatic	-21,6	336	NonStatic	6,0	469	NonStatic	25,5
204	NonStatic	7,8	339	NonStatic	9,5	777	NonStatic	-3,4
207	NonStatic	17,3	342	NonStatic	10,6	778	NonStatic	-3,4
210	NonStatic	-4,7	345	NonStatic	6,3	788	NonStatic	-1,2
213	NonStatic	1,0	348	NonStatic	4,3	789	NonStatic	-1,2
221	NonStatic	9,2	351	NonStatic	18,9	792	NonStatic	3,3
222	NonStatic	-19,2	354	NonStatic	20,8	793	NonStatic	3,3
225	NonStatic	-2,5	357	NonStatic	21,3	798	NonStatic	4,9
228	NonStatic	0,0	360	NonStatic	21,3	799	NonStatic	4,9
234	NonStatic	21,1	363	NonStatic	20,4	804	NonStatic	5,2
237	NonStatic	19,4	366	NonStatic	25,2	805	NonStatic	5,2
240	NonStatic	-5,1	368	NonStatic	-2,4	852	NonStatic	0,0
243	NonStatic	1,8	372	NonStatic	0,8	853	NonStatic	0,0
249	NonStatic	9,6	378	NonStatic	19,4	858	NonStatic	44,6
252	NonStatic	15,2	381	NonStatic	19,4	859	NonStatic	44,6
255	NonStatic	-7,6	384	NonStatic	8,8	882	NonStatic	-22,3
258	NonStatic	-11,0	387	NonStatic	4,0	883	NonStatic	-22,3
261	NonStatic	-12,1	390	NonStatic	16,0	888	NonStatic	22,0
264	NonStatic	5,6	393	NonStatic	10,5	889	NonStatic	22,0
267	NonStatic	10,4	396	NonStatic	0,2	_____672	NonStatic	-4,2
270	NonStatic	-6,0	399	NonStatic	2,8	_____673	NonStatic	-6,4
273	NonStatic	-11,3	402	NonStatic	7,6	_____674	NonStatic	-7,7
276	NonStatic	-11,3	405	NonStatic	-10,4	_____675	NonStatic	0,0
285	NonStatic	-3,5	408	NonStatic	-9,6	_____676	NonStatic	0,0
288	NonStatic	-2,4	411	NonStatic	-12,3	_____677	NonStatic	-10,2
294	NonStatic	0,3	414	NonStatic	-14,7	_____678	NonStatic	-13,2
297	NonStatic	5,2	420	NonStatic	0,0	_____679	NonStatic	-7,5
300	NonStatic	2,0	423	NonStatic	-0,2	_____680	NonStatic	-13,0
303	NonStatic	0,3	426	NonStatic	-3,6	_____681	NonStatic	0,0
306	NonStatic	-3,5	429	NonStatic	-12,7	_____682	NonStatic	-3,2
309	NonStatic	-8,1	432	NonStatic	-8,2	_____683	NonStatic	-7,8
312	NonStatic	-7,7	435	NonStatic	-5,8	_____684	NonStatic	-6,1

TABLE: Element Forces - Frames TABLE: Element Forces - Frames

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____685	NonStatic	-9,9	_____732	NonStatic	-8,4
_____686	NonStatic	-7,4	_____733	NonStatic	-2,6
_____687	NonStatic	-19,8	_____734	NonStatic	-10,7
_____688	NonStatic	0,0	_____735	NonStatic	-4,8
_____689	NonStatic	-23,3	_____736	NonStatic	-3,8
_____690	NonStatic	0,0	_____737	NonStatic	-31,0
_____691	NonStatic	0,0	_____738	NonStatic	0,0
_____692	NonStatic	0,0	_____739	NonStatic	-18,6
_____693	NonStatic	-10,6	_____740	NonStatic	0,0
_____694	NonStatic	0,0	_____741	NonStatic	-7,8
_____695	NonStatic	-14,9	_____742	NonStatic	-6,4
_____698	NonStatic	-3,9	_____743	NonStatic	-4,4
_____699	NonStatic	0,0	_____744	NonStatic	-2,3
_____700	NonStatic	-5,4	_____745	NonStatic	-8,9
_____701	NonStatic	0,0	_____746	NonStatic	0,0
_____702	NonStatic	0,0	_____747	NonStatic	-7,2
_____703	NonStatic	-7,2	_____748	NonStatic	0,0
_____704	NonStatic	0,0	_____749	NonStatic	-1,8
_____705	NonStatic	-2,1	_____750	NonStatic	0,0
_____708	NonStatic	-10,8	_____751	NonStatic	-0,4
_____709	NonStatic	0,0			
_____710	NonStatic	-10,1			
_____711	NonStatic	0,0			
_____712	NonStatic	-6,4			
_____713	NonStatic	-0,4			
_____714	NonStatic	-1,1			
_____715	NonStatic	0,0			
_____718	NonStatic	-23,6			
_____719	NonStatic	0,0			
_____720	NonStatic	-8,9			
_____721	NonStatic	0,0			
_____722	NonStatic	-10,6			
_____723	NonStatic	0,0			
_____724	NonStatic	-12,7			
_____725	NonStatic	0,0			
_____728	NonStatic	0,0			
_____729	NonStatic	-63,8			
_____730	NonStatic	0,0			
_____731	NonStatic	-29,3			

Vind mot langsiden:

1 etg:

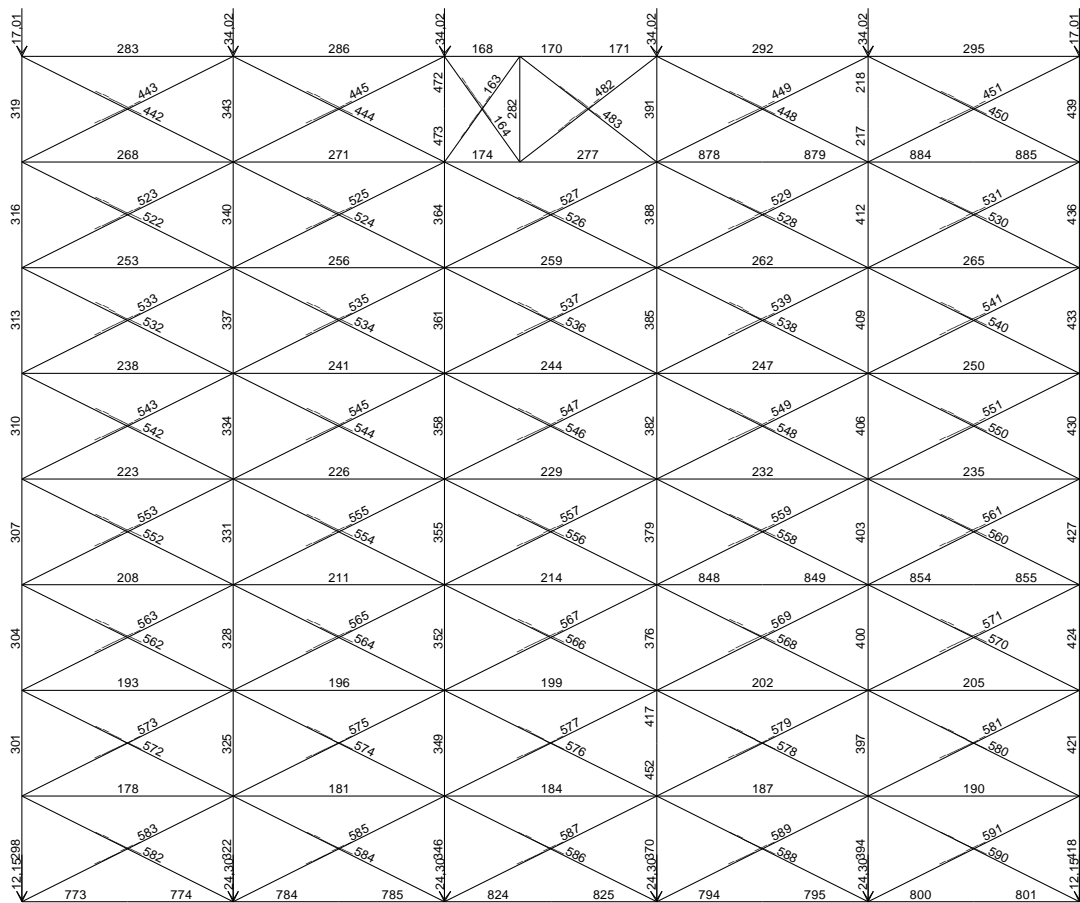


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
168	NonStatic	31,3	286	NonStatic	31,3	412	NonStatic	23,2
170	NonStatic	31,8	292	NonStatic	13,5	417	NonStatic	-44,4
171	NonStatic	31,8	295	NonStatic	0,0	418	NonStatic	12,1
174	NonStatic	7,0	298	NonStatic	12,5	421	NonStatic	10,4
178	NonStatic	0,0	301	NonStatic	12,5	424	NonStatic	5,1
181	NonStatic	6,1	304	NonStatic	10,9	427	NonStatic	-0,2
184	NonStatic	1,6	307	NonStatic	7,5	430	NonStatic	-6,7
187	NonStatic	10,7	310	NonStatic	2,7	433	NonStatic	-12,9
190	NonStatic	3,4	313	NonStatic	-3,4	436	NonStatic	-19,7
193	NonStatic	3,2	316	NonStatic	-9,5	439	NonStatic	-17,0
196	NonStatic	13,0	319	NonStatic	-14,7	452	NonStatic	52,4
199	NonStatic	3,3	322	NonStatic	24,3	472	NonStatic	-34,0
202	NonStatic	17,7	325	NonStatic	20,7	473	NonStatic	94,4
205	NonStatic	10,7	328	NonStatic	15,7	773	NonStatic	0,6
208	NonStatic	6,8	331	NonStatic	11,5	774	NonStatic	0,6
211	NonStatic	15,3	334	NonStatic	6,0	784	NonStatic	0,6
214	NonStatic	-0,9	337	NonStatic	-1,0	785	NonStatic	0,6
217	NonStatic	41,4	340	NonStatic	-9,1	794	NonStatic	-3,4
218	NonStatic	-25,0	343	NonStatic	-20,7	795	NonStatic	-3,4
223	NonStatic	9,6	346	NonStatic	29,2	800	NonStatic	0,0
226	NonStatic	20,6	349	NonStatic	31,4	801	NonStatic	0,0
229	NonStatic	3,8	352	NonStatic	36,3	824	NonStatic	-9,2
232	NonStatic	9,2	355	NonStatic	44,4	825	NonStatic	-9,2
235	NonStatic	13,0	358	NonStatic	52,8	848	NonStatic	34,6
238	NonStatic	12,2	361	NonStatic	64,8	849	NonStatic	-1,7
241	NonStatic	26,2	364	NonStatic	81,3	854	NonStatic	39,8
244	NonStatic	2,2	370	NonStatic	39,4	855	NonStatic	10,5
247	NonStatic	7,0	376	NonStatic	-30,2	878	NonStatic	1,3
250	NonStatic	12,6	379	NonStatic	-21,0	879	NonStatic	30,7
253	NonStatic	12,3	382	NonStatic	-15,9	884	NonStatic	-5,8
256	NonStatic	28,4	385	NonStatic	-13,5	885	NonStatic	30,5
259	NonStatic	5,7	388	NonStatic	-13,5	_____163	NonStatic	0,0
262	NonStatic	5,7	391	NonStatic	-15,8	_____164	NonStatic	0,0
265	NonStatic	13,4	394	NonStatic	26,0	_____442	NonStatic	-5,2
268	NonStatic	10,4	397	NonStatic	22,3	_____443	NonStatic	0,0
271	NonStatic	33,6	400	NonStatic	18,8	_____444	NonStatic	-29,8
277	NonStatic	7,0	403	NonStatic	14,6	_____445	NonStatic	0,0
282	NonStatic	0,3	406	NonStatic	16,5	_____448	NonStatic	-40,8
283	NonStatic	4,6	409	NonStatic	19,3	_____449	NonStatic	0,0

TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____450	NonStatic	-20,1	_____557	NonStatic	0,0
_____451	NonStatic	0,0	_____558	NonStatic	0,0
_____482	NonStatic	0,0	_____559	NonStatic	-9,8
_____483	NonStatic	-0,6	_____560	NonStatic	0,0
_____522	NonStatic	-11,6	_____561	NonStatic	-14,5
_____523	NonStatic	0,0	_____562	NonStatic	-7,6
_____524	NonStatic	-31,2	_____563	NonStatic	0,0
_____525	NonStatic	0,0	_____564	NonStatic	-20,3
_____526	NonStatic	0,0	_____565	NonStatic	0,0
_____527	NonStatic	-5,8	_____566	NonStatic	-7,7
_____528	NonStatic	0,0	_____567	NonStatic	0,0
_____529	NonStatic	0,0	_____568	NonStatic	0,0
_____530	NonStatic	0,0	_____569	NonStatic	-23,9
_____531	NonStatic	-14,0	_____570	NonStatic	0,0
_____532	NonStatic	-13,7	_____571	NonStatic	-11,7
_____533	NonStatic	0,0	_____572	NonStatic	-3,6
_____534	NonStatic	-29,6	_____573	NonStatic	0,0
_____535	NonStatic	0,0	_____574	NonStatic	-18,6
_____536	NonStatic	0,0	_____575	NonStatic	0,0
_____537	NonStatic	0,0	_____576	NonStatic	-9,4
_____538	NonStatic	0,0	_____577	NonStatic	0,0
_____539	NonStatic	-5,4	_____578	NonStatic	0,0
_____540	NonStatic	0,0	_____579	NonStatic	-19,5
_____541	NonStatic	-15,0	_____580	NonStatic	0,0
_____542	NonStatic	-13,6	_____581	NonStatic	-12,0
_____543	NonStatic	0,0	_____582	NonStatic	0,0
_____544	NonStatic	-29,5	_____583	NonStatic	-0,7
_____545	NonStatic	0,0	_____584	NonStatic	-11,0
_____546	NonStatic	-2,7	_____585	NonStatic	0,0
_____547	NonStatic	0,0	_____586	NonStatic	-13,6
_____548	NonStatic	0,0	_____587	NonStatic	0,0
_____549	NonStatic	-8,8	_____588	NonStatic	0,0
_____550	NonStatic	0,0	_____589	NonStatic	-20,2
_____551	NonStatic	-14,0	_____590	NonStatic	0,0
_____552	NonStatic	-10,8	_____591	NonStatic	-3,8
_____553	NonStatic	0,0			
_____554	NonStatic	-25,8			
_____555	NonStatic	0,0			
_____556	NonStatic	-10,7			

2 etg:

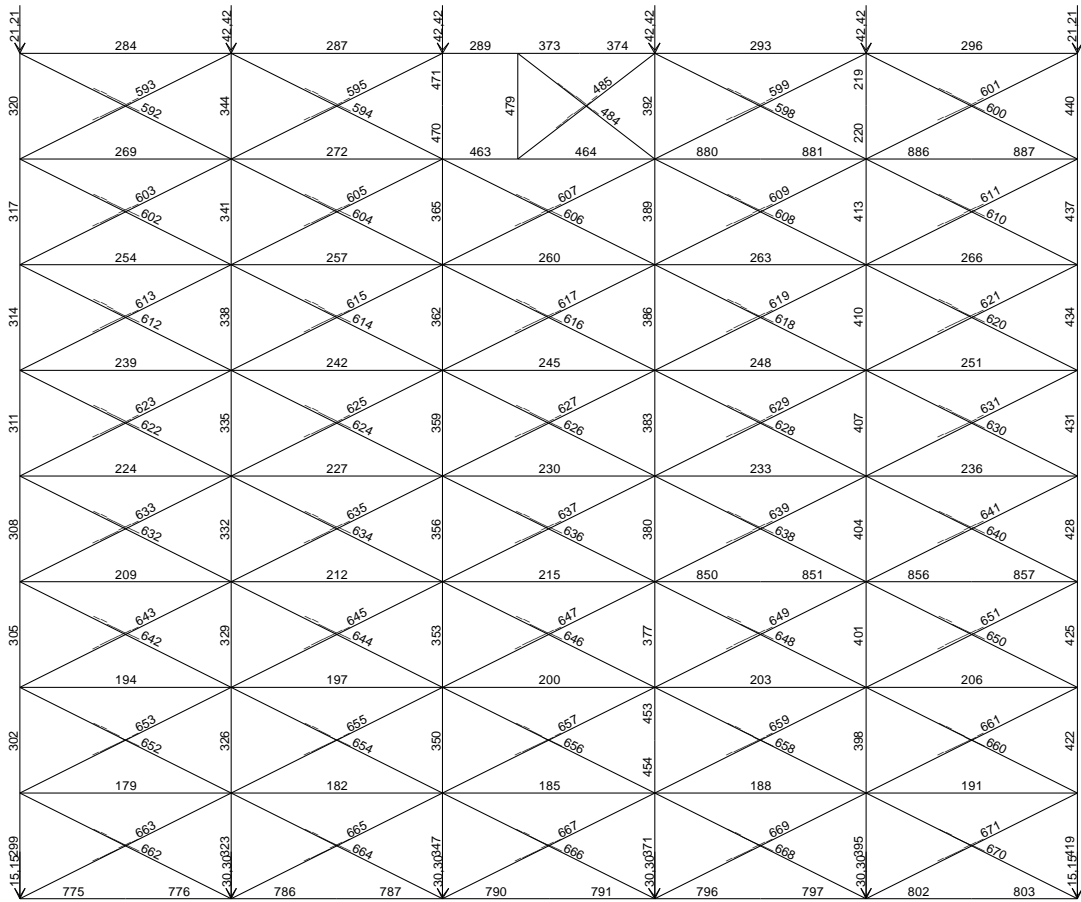


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
179	NonStatic	0,0	305	NonStatic	13,4	425	NonStatic	7,5
182	NonStatic	7,8	308	NonStatic	8,5	428	NonStatic	-1,3
185	NonStatic	-1,0	311	NonStatic	1,4	431	NonStatic	-3,5
188	NonStatic	12,8	314	NonStatic	-7,0	434	NonStatic	-7,7
191	NonStatic	3,1	317	NonStatic	-15,0	437	NonStatic	-11,5
194	NonStatic	4,2	320	NonStatic	-21,0	440	NonStatic	-12,5
197	NonStatic	16,1	323	NonStatic	30,3	453	NonStatic	-64,8
200	NonStatic	-0,5	326	NonStatic	25,6	454	NonStatic	64,2
203	NonStatic	18,0	329	NonStatic	19,7	463	NonStatic	25,1
206	NonStatic	12,2	332	NonStatic	13,7	464	NonStatic	29,4
209	NonStatic	9,9	335	NonStatic	6,1	470	NonStatic	125,9
212	NonStatic	21,9	338	NonStatic	-3,2	471	NonStatic	-42,5
215	NonStatic	1,2	341	NonStatic	-14,5	479	NonStatic	0,1
219	NonStatic	-42,4	344	NonStatic	-31,7	775	NonStatic	0,8
220	NonStatic	23,7	347	NonStatic	36,7	776	NonStatic	0,8
224	NonStatic	14,2	350	NonStatic	41,1	786	NonStatic	0,8
227	NonStatic	29,4	353	NonStatic	49,4	787	NonStatic	0,8
230	NonStatic	2,3	356	NonStatic	59,7	790	NonStatic	-12,0
233	NonStatic	5,6	359	NonStatic	73,2	791	NonStatic	-12,0
236	NonStatic	4,5	362	NonStatic	92,3	796	NonStatic	-3,1
239	NonStatic	16,8	365	NonStatic	113,1	797	NonStatic	-3,1
242	NonStatic	35,4	371	NonStatic	47,7	802	NonStatic	0,0
245	NonStatic	4,0	373	NonStatic	21,7	803	NonStatic	0,0
248	NonStatic	4,0	374	NonStatic	21,7	850	NonStatic	3,2
251	NonStatic	8,4	377	NonStatic	-44,4	851	NonStatic	-9,5
254	NonStatic	16,0	380	NonStatic	-35,8	856	NonStatic	30,9
257	NonStatic	38,6	383	NonStatic	-34,2	857	NonStatic	17,6
260	NonStatic	10,9	386	NonStatic	-34,2	880	NonStatic	24,3
263	NonStatic	7,5	389	NonStatic	-35,8	881	NonStatic	35,1
266	NonStatic	7,7	392	NonStatic	-39,1	886	NonStatic	-13,2
269	NonStatic	12,1	395	NonStatic	31,8	887	NonStatic	2,0
272	NonStatic	46,4	398	NonStatic	27,0	_____484	NonStatic	0,0
284	NonStatic	0,4	401	NonStatic	24,1	_____485	NonStatic	-5,5
287	NonStatic	21,7	404	NonStatic	11,5	_____592	NonStatic	-0,4
289	NonStatic	21,7	407	NonStatic	10,9	_____593	NonStatic	0,0
293	NonStatic	17,4	410	NonStatic	13,0	_____594	NonStatic	-23,9
296	NonStatic	17,4	413	NonStatic	15,0	_____595	NonStatic	0,0
299	NonStatic	15,5	419	NonStatic	15,2	_____598	NonStatic	0,0
302	NonStatic	15,5	422	NonStatic	13,6	_____599	NonStatic	0,0

TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____600	NonStatic	0,0	_____639	NonStatic	-10,7
_____601	NonStatic	-19,5	_____640	NonStatic	0,0
_____602	NonStatic	-13,5	_____641	NonStatic	-5,0
_____603	NonStatic	0,0	_____642	NonStatic	-11,0
_____604	NonStatic	-38,8	_____643	NonStatic	0,0
_____605	NonStatic	0,0	_____644	NonStatic	-29,3
_____606	NonStatic	0,0	_____645	NonStatic	0,0
_____607	NonStatic	-7,8	_____646	NonStatic	-12,6
_____608	NonStatic	-2,1	_____647	NonStatic	0,0
_____609	NonStatic	0,0	_____648	NonStatic	0,0
_____610	NonStatic	0,0	_____649	NonStatic	-33,2
_____611	NonStatic	-2,3	_____650	NonStatic	0,0
_____612	NonStatic	-17,9	_____651	NonStatic	-19,7
_____613	NonStatic	0,0	_____652	NonStatic	-4,7
_____614	NonStatic	-38,8	_____653	NonStatic	0,0
_____615	NonStatic	0,0	_____654	NonStatic	-24,3
_____616	NonStatic	0,0	_____655	NonStatic	0,0
_____617	NonStatic	-3,8	_____656	NonStatic	-10,8
_____618	NonStatic	0,0	_____657	NonStatic	0,0
_____619	NonStatic	0,0	_____658	NonStatic	0,0
_____620	NonStatic	0,0	_____659	NonStatic	-26,1
_____621	NonStatic	-8,6	_____660	NonStatic	0,0
_____622	NonStatic	-18,7	_____661	NonStatic	-13,6
_____623	NonStatic	0,0	_____662	NonStatic	0,0
_____624	NonStatic	-38,7	_____663	NonStatic	-0,9
_____625	NonStatic	0,0	_____664	NonStatic	-14,3
_____626	NonStatic	0,0	_____665	NonStatic	0,0
_____627	NonStatic	0,0	_____666	NonStatic	-14,5
_____628	NonStatic	0,0	_____667	NonStatic	0,0
_____629	NonStatic	-3,8	_____668	NonStatic	0,0
_____630	NonStatic	0,0	_____669	NonStatic	-24,5
_____631	NonStatic	-9,3	_____670	NonStatic	0,0
_____632	NonStatic	-15,9	_____671	NonStatic	-3,5
_____633	NonStatic	0,0			
_____634	NonStatic	-35,7			
_____635	NonStatic	0,0			
_____636	NonStatic	-8,4			
_____637	NonStatic	0,0			
_____638	NonStatic	0,0			

3 etg:

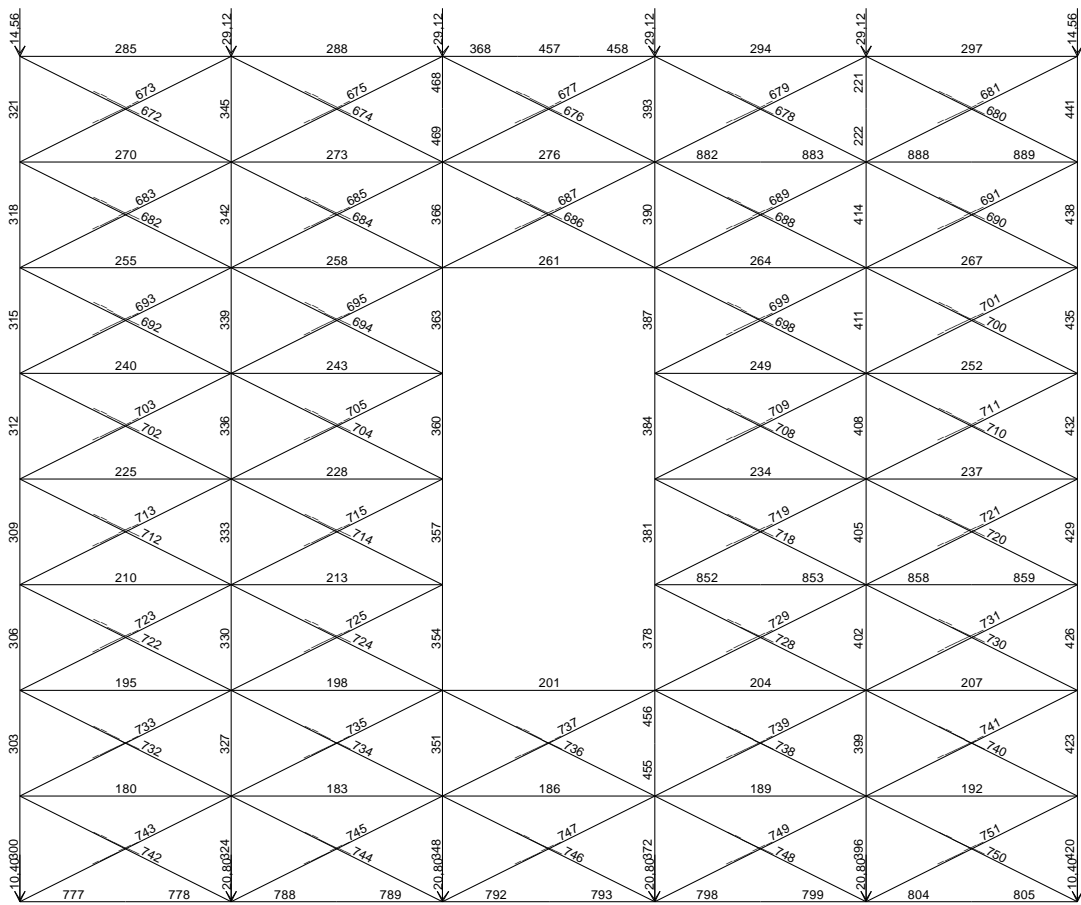


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
180	NonStatic	0,0	315	NonStatic	-6,2	438	NonStatic	-9,1
183	NonStatic	4,6	318	NonStatic	-10,8	441	NonStatic	-9,9
186	NonStatic	-0,6	321	NonStatic	-14,3	455	NonStatic	46,9
189	NonStatic	7,6	324	NonStatic	20,8	456	NonStatic	-34,5
192	NonStatic	2,8	327	NonStatic	17,9	457	NonStatic	18,1
195	NonStatic	3,0	330	NonStatic	14,6	458	NonStatic	18,1
198	NonStatic	9,5	333	NonStatic	9,0	468	NonStatic	-29,1
201	NonStatic	-3,7	336	NonStatic	4,2	469	NonStatic	91,3
204	NonStatic	14,2	339	NonStatic	-1,6	777	NonStatic	0,6
207	NonStatic	10,1	342	NonStatic	-9,3	778	NonStatic	0,6
210	NonStatic	8,9	345	NonStatic	-20,4	788	NonStatic	0,6
213	NonStatic	20,1	348	NonStatic	24,9	789	NonStatic	0,6
221	NonStatic	-29,1	351	NonStatic	27,5	792	NonStatic	-7,6
222	NonStatic	18,6	354	NonStatic	34,1	793	NonStatic	-7,6
225	NonStatic	11,4	357	NonStatic	44,2	798	NonStatic	-2,8
228	NonStatic	21,0	360	NonStatic	54,7	799	NonStatic	-2,8
234	NonStatic	1,2	363	NonStatic	65,8	804	NonStatic	0,0
237	NonStatic	2,9	366	NonStatic	78,1	805	NonStatic	0,0
240	NonStatic	10,6	368	NonStatic	18,1	852	NonStatic	2,6
243	NonStatic	22,2	372	NonStatic	33,3	853	NonStatic	2,6
249	NonStatic	0,0	378	NonStatic	-25,5	858	NonStatic	13,5
252	NonStatic	4,3	381	NonStatic	-24,3	859	NonStatic	13,5
255	NonStatic	9,3	384	NonStatic	-23,7	882	NonStatic	18,5
258	NonStatic	24,6	387	NonStatic	-23,7	883	NonStatic	18,5
261	NonStatic	3,8	390	NonStatic	-23,7	888	NonStatic	1,7
264	NonStatic	3,8	393	NonStatic	-24,7	889	NonStatic	1,7
267	NonStatic	5,5	396	NonStatic	22,2	_____672	NonStatic	-0,6
270	NonStatic	6,9	399	NonStatic	19,8	_____673	NonStatic	0,0
273	NonStatic	29,0	402	NonStatic	17,7	_____674	NonStatic	-19,6
276	NonStatic	20,4	405	NonStatic	10,1	_____675	NonStatic	0,0
285	NonStatic	0,6	408	NonStatic	11,0	_____676	NonStatic	0,0
288	NonStatic	18,1	411	NonStatic	13,1	_____677	NonStatic	-9,9
294	NonStatic	9,2	414	NonStatic	14,0	_____678	NonStatic	0,0
297	NonStatic	9,2	420	NonStatic	10,4	_____679	NonStatic	0,0
300	NonStatic	10,7	423	NonStatic	9,0	_____680	NonStatic	0,0
303	NonStatic	10,7	426	NonStatic	4,0	_____681	NonStatic	-10,3
306	NonStatic	9,2	429	NonStatic	-2,8	_____682	NonStatic	-7,7
309	NonStatic	4,8	432	NonStatic	-4,2	_____683	NonStatic	0,0
312	NonStatic	-0,9	435	NonStatic	-6,4	_____684	NonStatic	-25,4

TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
_____685	NonStatic	0,0	_____732	NonStatic	-3,3
_____686	NonStatic	0,0	_____733	NonStatic	0,0
_____687	NonStatic	-2,2	_____734	NonStatic	-17,2
_____688	NonStatic	-0,1	_____735	NonStatic	0,0
_____689	NonStatic	0,0	_____736	NonStatic	-10,6
_____690	NonStatic	0,0	_____737	NonStatic	0,0
_____691	NonStatic	-1,9	_____738	NonStatic	0,0
_____692	NonStatic	-10,4	_____739	NonStatic	-19,8
_____693	NonStatic	0,0	_____740	NonStatic	0,0
_____694	NonStatic	-24,9	_____741	NonStatic	-11,3
_____695	NonStatic	0,0	_____742	NonStatic	0,0
_____698	NonStatic	0,0	_____743	NonStatic	-0,7
_____699	NonStatic	0,0	_____744	NonStatic	-9,2
_____700	NonStatic	0,0	_____745	NonStatic	0,0
_____701	NonStatic	-6,1	_____746	NonStatic	-11,3
_____702	NonStatic	-11,8	_____747	NonStatic	0,0
_____703	NonStatic	0,0	_____748	NonStatic	0,0
_____704	NonStatic	-23,4	_____749	NonStatic	-16,7
_____705	NonStatic	0,0	_____750	NonStatic	0,0
_____708	NonStatic	0,0	_____751	NonStatic	-3,1
_____709	NonStatic	-1,3			
_____710	NonStatic	0,0			
_____711	NonStatic	-4,8			
_____712	NonStatic	-12,7			
_____713	NonStatic	0,0			
_____714	NonStatic	-22,5			
_____715	NonStatic	0,0			
_____718	NonStatic	0,0			
_____719	NonStatic	-2,9			
_____720	NonStatic	0,0			
_____721	NonStatic	-3,3			
_____722	NonStatic	-9,9			
_____723	NonStatic	0,0			
_____724	NonStatic	-25,3			
_____725	NonStatic	0,0			
_____728	NonStatic	0,0			
_____729	NonStatic	-20,1			
_____730	NonStatic	0,0			
_____731	NonStatic	-15,1			

Krefter i generelle staver

Vind mot kortside

Oppleggsbjelker:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)	Maks strekkraft i stav (3)	(1) + (2) + (3)	
1 etg								
1 – 2	15,5	3,5	1	-	3,5	11,0	14,5	
2 – 3	22,0	4,9	2	3,5	4,9	11,1	19,5	
3 – 4	45,1	10,1	3	4,9	10,1	22,5	37,5	
4 – 5	91,5	20,4	4	10,1	20,4	35,1	65,6	max
5 – 6	46,1	10,3	5	20,4	10,3	0	30,7	
			6	10,3	-	20,6	30,9	max
2 etg								
1 – 2	10,5	2,3	1	-	2,3	9,7	12,0	
2 – 3	13,9	3,1	2	2,3	3,1	12,5	17,9	
3 – 4	24,0	5,4	3	3,1	5,4	19,6	28,1	
4 – 5	67,8	15,1	4	5,4	15,1	23,4	43,9	
5 – 6	14,0	3,1	5	15,1	3,1	1,8	20,0	
			6	3,1	-	0	3,1	
3 etg								
1 – 2	10,6	2,4	1	-	2,4	2,0	4,4	
2 – 3	14,9	3,3	2	2,4	3,3	10,6	16,3	
3 – 4	31,0	6,9	3	3,3	6,9	25,2	35,4	
4 – 5	63,8	14,2	4	6,9	14,2	19,4	40,5	max
5 – 6	29,3	6,5	5	14,2	6,5	7,6	28,3	
			6	6,5	-	0	6,5	

HD-staver:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse F	Akse G	Akse H	Akse I
1 etg	6,1	14,3	20,1	-	23,1	24,3	30,7	46,9	-
	max	max	max		max		max	max	
2 etg	7,6	15,1	19,3	-	19,4	15,1	15,1	-	7,6
	max	max	max						
3 etg	5,2	10,7	17,3	1,0	21,1	15,2	10,4	-	5,2
	max	max	max		max				

(- indikerer at de/den eneste strekkraften er plassert i staver ved de vertikalt avstivende konstruksjonene)

Vind mot langside

Oppleggsbjelker:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav	
	Maks trykkkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)	Maks strekkraft i stav (3)	(1) + (2) + (3)	
1 etg								
1 – 2	13,7	3,1	1	-	3,1	12,5	15,6	max
2 – 3	31,2	7,0	2	3,1	7,0	24,3	34,3	max
3 – 4	13,6	3,0	3	7,0	3,0	81,3	91,3	max
4 – 5	40,8	9,1	4	3,0	9,1	39,4	51,5	
5 – 6	20,1	4,5	5	9,1	4,5	26,0	39,6	max
			6	4,5	-	12,1	16,6	
2 etg								
1 – 2	18,7	4,2	1	-	4,2	15,5	19,7	max
2 – 3	38,8	8,7	2	4,2	8,7	30,3	43,2	max
3 – 4	14,5	3,2	3	8,7	3,2	113,1	125,0	max
4 – 5	33,2	7,4	4	3,2	7,4	47,7	58,3	max
5 – 6	19,7	4,4	5	7,4	4,4	31,8	43,6	max
			6	4,4	-	15,2	19,6	max
3 etg								
1 – 2	12,7	2,8	1	-	2,8	10,7	13,5	max
2 – 3	25,4	5,7	2	2,8	5,7	20,8	29,3	max
3 – 4	11,3	2,5	3	5,7	2,5	78,1	86,3	max
4 – 5	20,1	4,5	4	2,5	4,5	33,3	40,3	
5 – 6	15,1	3,4	5	4,5	3,4	22,2	30,1	max
			6	3,4	-	10,4	13,8	max

HD-staver:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse F	Akse G	Akse H	Akse I
1 etg	0,6	10,7	17,7	15,3	20,6	26,2	28,4	33,6	31,8
				max		max			max
2 etg	0,8	12,8	18,0	21,9	29,4	35,4	38,6	46,4	21,7
				max	max	max	max	max	max
3 etg	0,6	7,6	14,2	20,1	21,0	22,2	24,6	29,0	18,1
				max		max	max	max	max

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Vind mot kortside

	Vegg i akse 3	Vegg i akse 4	Vegg i akse 5	Stav akse D	Stav akse H	Stav akse I
1 etg	46,0	9,1	102,3	165,7	122,4	47,3
			max	max	max	max
2 etg	21,7	12,0	9,9	112,0	64,9	-
				max	max	
3 etg	29,5	18,7	15,0	44,6	22,0	-
				max	max	

Vind mot langside

	Vegg i akse 3	Vegg i akse 4	Vegg i akse 5	Stav akse D	Stav akse H	Stav akse I
1 etg	101,1	58,9	55,0	39,8	30,7	13,5
	max	max				
2 etg	131,2	72,4	28,1	30,9	35,1	-
	max	max	max			
3 etg	97,9	53,7	20,9	13,5	18,5	-
	max	max	max			

Testbygg II

Globale reaksjonskrefter fra SAP2000

Vind mot kortside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	-1740,3	0	0

Vind mot langside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	-3,12E-14	-1944,3	0

Stavkrefter fra SAP2000

(Stavnummer med understrek foran indikerer trykdiagonaler)

Vind mot kortside:

1 etg:

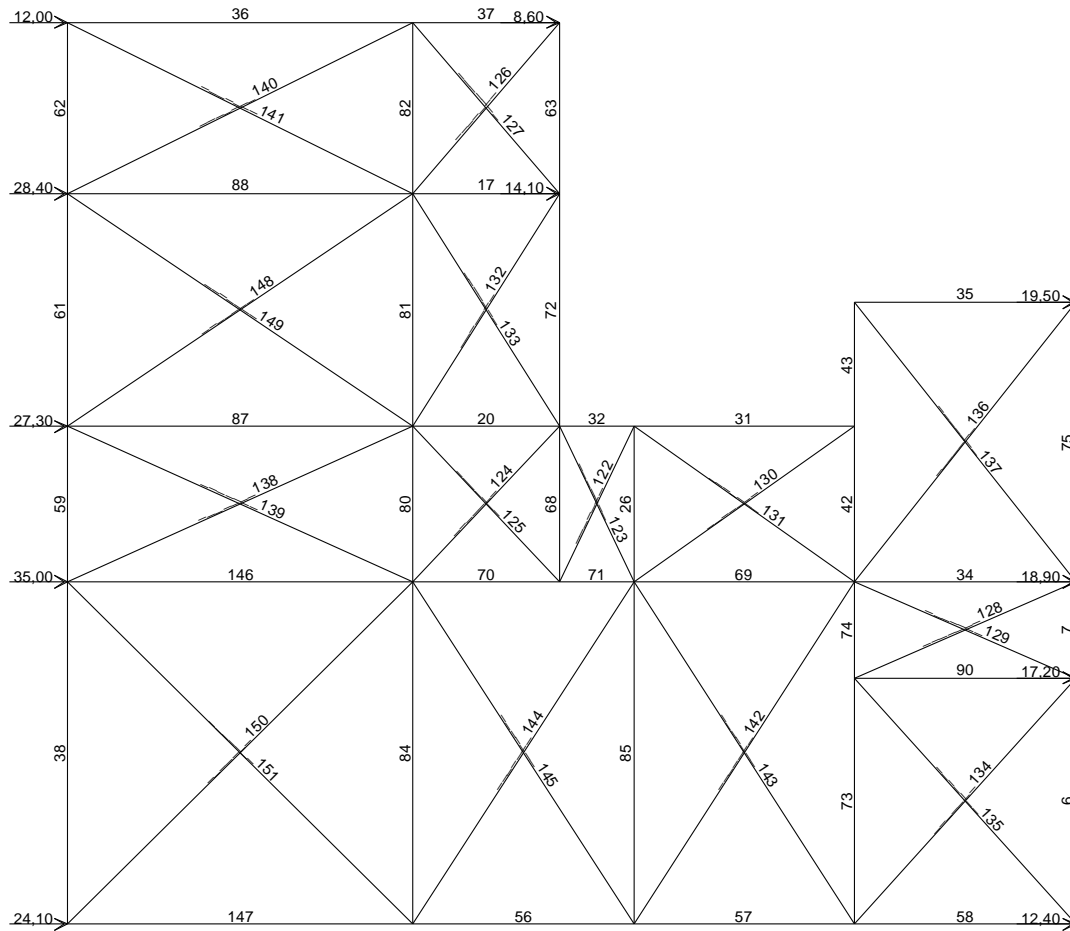


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
6	NonStatic	2,1	_____122	NonStatic	-7,6
7	NonStatic	2,1	_____123	NonStatic	0,0
17	NonStatic	11,3	_____124	NonStatic	-22,5
20	NonStatic	-39,1	_____125	NonStatic	0,0
26	NonStatic	3,8	_____126	NonStatic	-16,0
31	NonStatic	15,1	_____127	NonStatic	0,0
32	NonStatic	-57,6	_____128	NonStatic	-16,7
34	NonStatic	42,4	_____129	NonStatic	0,0
35	NonStatic	19,5	_____130	NonStatic	-18,5
36	NonStatic	-12,0	_____131	NonStatic	0,0
37	NonStatic	19,0	_____132	NonStatic	-3,1
38	NonStatic	4,8	_____133	NonStatic	-5,8
42	NonStatic	35,4	_____134	NonStatic	0,0
43	NonStatic	24,7	_____135	NonStatic	-2,8
56	NonStatic	-25,7	_____136	NonStatic	0,0
57	NonStatic	-36,1	_____137	NonStatic	-31,5
58	NonStatic	14,3	_____138	NonStatic	-15,6
59	NonStatic	-6,7	_____139	NonStatic	-4,9
61	NonStatic	-5,7	_____140	NonStatic	-25,1
62	NonStatic	0,0	_____141	NonStatic	0,0
63	NonStatic	12,2	_____142	NonStatic	0,0
68	NonStatic	6,8	_____143	NonStatic	-27,3
69	NonStatic	42,4	_____144	NonStatic	0,0
70	NonStatic	9,1	_____145	NonStatic	-19,1
71	NonStatic	12,4	_____148	NonStatic	-5,4
72	NonStatic	-4,7	_____149	NonStatic	-9,8
73	NonStatic	30,9	_____150	NonStatic	-6,8
74	NonStatic	35,4	_____151	NonStatic	-9,1
75	NonStatic	0,0			
80	NonStatic	4,0			
81	NonStatic	5,7			
82	NonStatic	9,9			
84	NonStatic	6,4			
85	NonStatic	16,0			
87	NonStatic	-18,4			
88	NonStatic	2,2			
90	NonStatic	17,2			
146	NonStatic	-7,4			
147	NonStatic	-19,3			

2 etg:

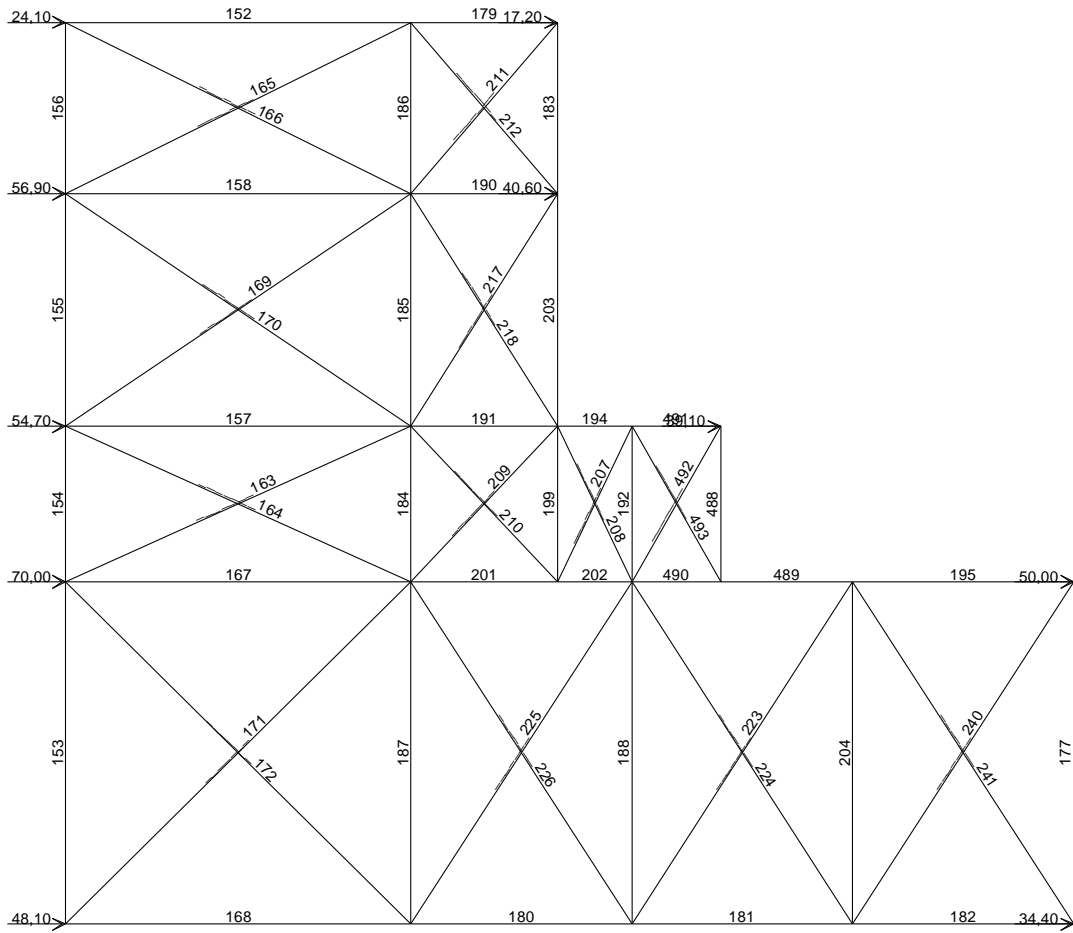


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
152	NonStatic	-24,1	_____170	NonStatic	-19,8
153	NonStatic	6,5	_____171	NonStatic	-9,2
154	NonStatic	-16,0	_____172	NonStatic	-27,1
155	NonStatic	-15,3	_____207	NonStatic	-20,7
156	NonStatic	0,0	_____208	NonStatic	0,0
157	NonStatic	-39,3	_____209	NonStatic	-49,8
158	NonStatic	12,8	_____210	NonStatic	0,0
167	NonStatic	-17,7	_____211	NonStatic	-39,3
168	NonStatic	-41,5	_____212	NonStatic	0,0
177	NonStatic	9,8	_____217	NonStatic	0,0
179	NonStatic	42,8	_____218	NonStatic	-13,6
180	NonStatic	-60,8	_____223	NonStatic	0,0
181	NonStatic	-84,5	_____224	NonStatic	-20,7
182	NonStatic	40,7	_____225	NonStatic	0,0
183	NonStatic	29,9	_____226	NonStatic	-43,8
184	NonStatic	15,8	_____240	NonStatic	0,0
185	NonStatic	12,6	_____241	NonStatic	-11,6
186	NonStatic	26,4	_____492	NonStatic	0,0
187	NonStatic	19,0	_____493	NonStatic	0,0
188	NonStatic	36,8			
190	NonStatic	38,7			
191	NonStatic	-87,5			
192	NonStatic	19,5			
194	NonStatic	-128,8			
195	NonStatic	51,5			
199	NonStatic	18,7			
201	NonStatic	25,0			
202	NonStatic	34,0			
203	NonStatic	-6,1			
204	NonStatic	9,8			
488	NonStatic	0,0			
489	NonStatic	45,2			
490	NonStatic	45,2			
491	NonStatic	39,1			
_____163	NonStatic	-34,9			
_____164	NonStatic	-9,4			
_____165	NonStatic	-59,4			
_____166	NonStatic	0,0			
_____169	NonStatic	-8,3			

3 etg:

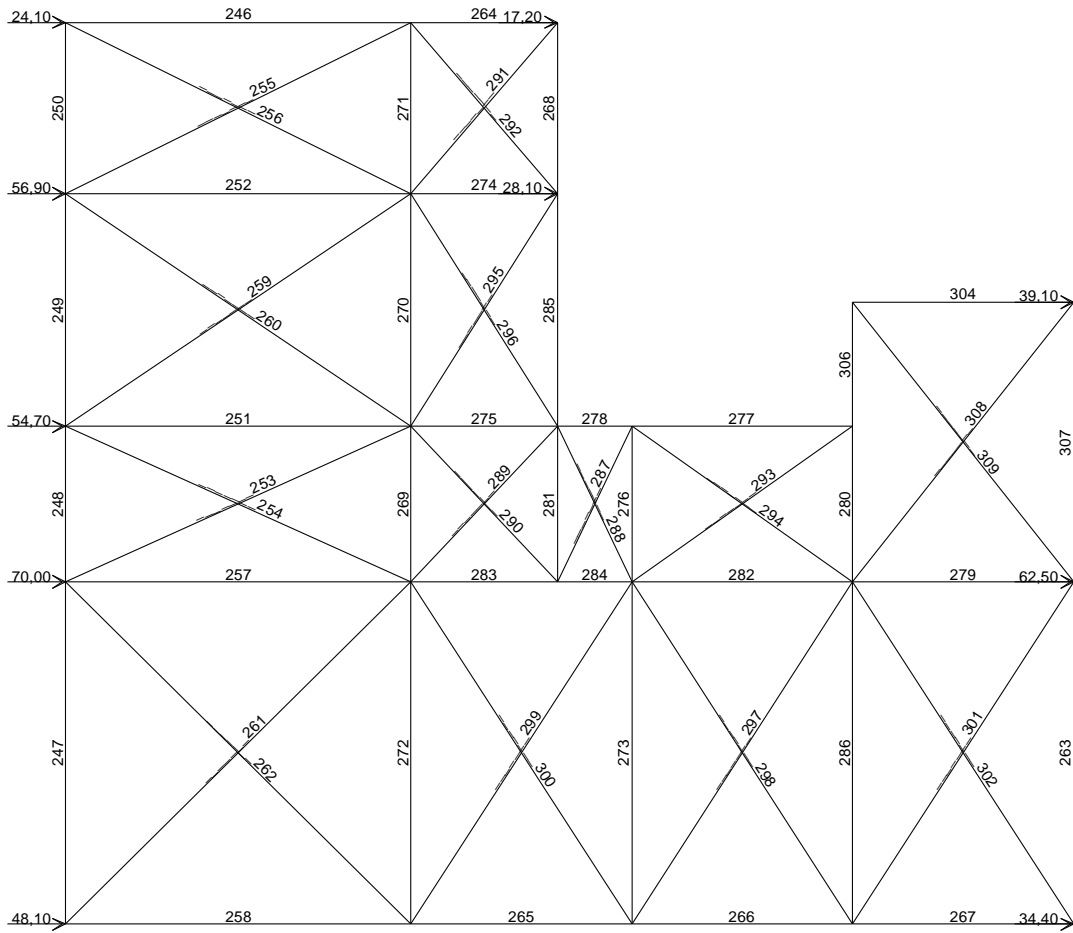


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
246	NonStatic	-24,1	_____256	NonStatic	0,0
247	NonStatic	3,6	_____259	NonStatic	-10,5
248	NonStatic	-17,7	_____260	NonStatic	-17,8
249	NonStatic	-16,1	_____261	NonStatic	-5,2
250	NonStatic	0,0	_____262	NonStatic	-34,9
251	NonStatic	-36,3	_____287	NonStatic	-16,3
252	NonStatic	10,5	_____288	NonStatic	0,0
257	NonStatic	-18,0	_____289	NonStatic	-44,1
258	NonStatic	-44,4	_____290	NonStatic	0,0
263	NonStatic	0,0	_____291	NonStatic	-38,6
264	NonStatic	42,3	_____292	NonStatic	0,0
265	NonStatic	-69,2	_____293	NonStatic	-46,5
266	NonStatic	-98,7	_____294	NonStatic	0,0
267	NonStatic	34,4	_____295	NonStatic	-4,1
268	NonStatic	29,4	_____296	NonStatic	-10,7
269	NonStatic	11,8	_____297	NonStatic	0,0
270	NonStatic	11,9	_____298	NonStatic	-68,8
271	NonStatic	26,3	_____299	NonStatic	0,0
272	NonStatic	24,6	_____300	NonStatic	-54,3
273	NonStatic	45,6	_____301	NonStatic	-15,6
274	NonStatic	32,5	_____302	NonStatic	0,0
275	NonStatic	-78,4	_____308	NonStatic	0,0
276	NonStatic	14,7	_____309	NonStatic	-63,1
277	NonStatic	38,0			
278	NonStatic	-114,3			
279	NonStatic	110,7			
280	NonStatic	76,4			
281	NonStatic	14,7			
282	NonStatic	110,7			
283	NonStatic	28,4			
284	NonStatic	35,4			
285	NonStatic	-8,4			
286	NonStatic	76,4			
304	NonStatic	39,1			
306	NonStatic	49,6			
307	NonStatic	0,0			
_____253	NonStatic	-32,3			
_____254	NonStatic	-10,6			
_____255	NonStatic	-58,7			

4 etg:

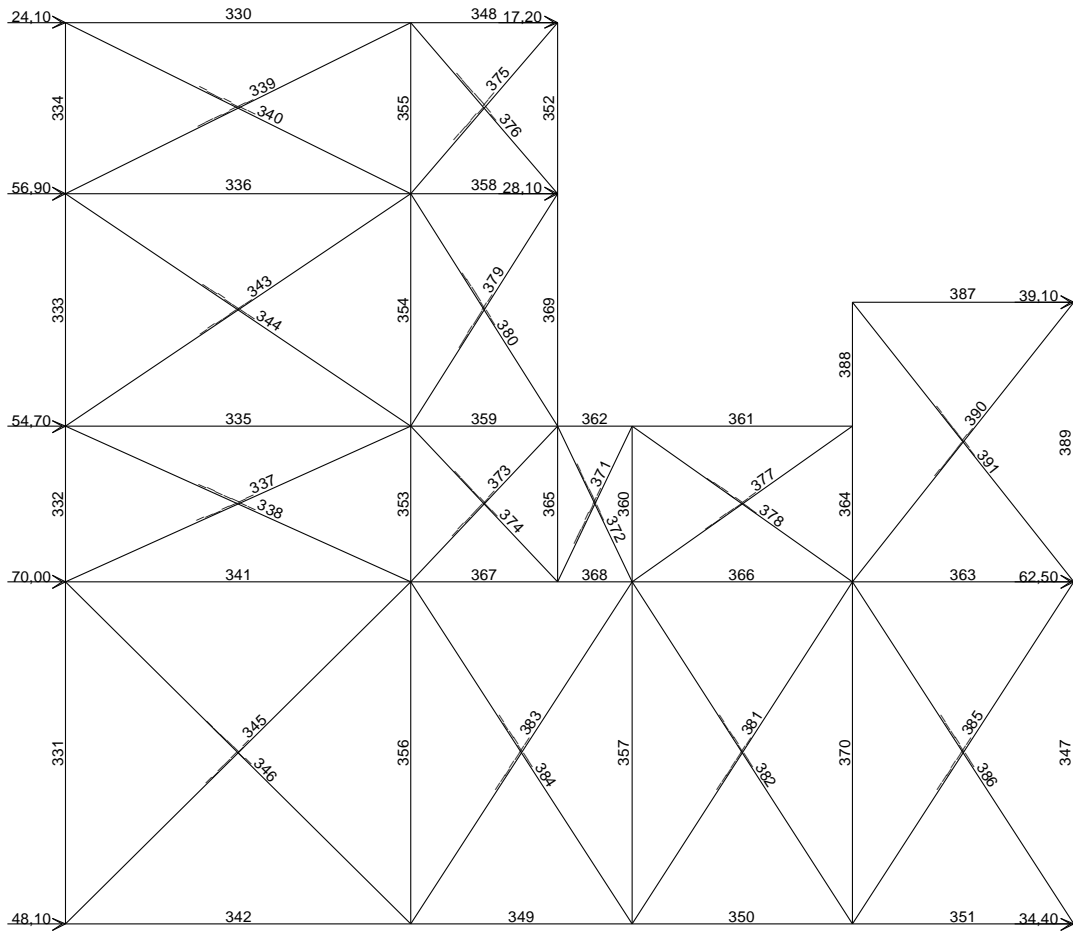


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
330	NonStatic	-24,1	_____340	NonStatic	0,0
331	NonStatic	1,2	_____343	NonStatic	-13,6
332	NonStatic	-22,5	_____344	NonStatic	-14,4
333	NonStatic	-19,5	_____345	NonStatic	-1,7
334	NonStatic	0,0	_____346	NonStatic	-40,5
335	NonStatic	-33,3	_____371	NonStatic	-24,3
336	NonStatic	10,6	_____372	NonStatic	0,0
341	NonStatic	-12,9	_____373	NonStatic	-38,4
342	NonStatic	-46,9	_____374	NonStatic	0,0
347	NonStatic	0,0	_____375	NonStatic	-36,7
348	NonStatic	41,1	_____376	NonStatic	0,0
349	NonStatic	-75,7	_____377	NonStatic	-49,9
350	NonStatic	-104,5	_____378	NonStatic	0,0
351	NonStatic	34,4	_____379	NonStatic	-0,6
352	NonStatic	27,9	_____380	NonStatic	-6,2
353	NonStatic	15,1	_____381	NonStatic	0,0
354	NonStatic	12,0	_____382	NonStatic	-62,7
355	NonStatic	27,0	_____383	NonStatic	0,0
356	NonStatic	28,5	_____384	NonStatic	-53,2
357	NonStatic	44,7	_____385	NonStatic	-31,6
358	NonStatic	26,5	_____386	NonStatic	0,0
359	NonStatic	-70,7	_____390	NonStatic	0,0
360	NonStatic	20,8	_____391	NonStatic	-63,1
361	NonStatic	40,8			
362	NonStatic	-100,3			
363	NonStatic	116,3			
364	NonStatic	78,3			
365	NonStatic	21,9			
366	NonStatic	116,3			
367	NonStatic	30,9			
368	NonStatic	41,4			
369	NonStatic	-0,8			
370	NonStatic	78,3			
387	NonStatic	39,1			
388	NonStatic	49,6			
389	NonStatic	0,0			
_____337	NonStatic	-28,3			
_____338	NonStatic	-11,1			
_____339	NonStatic	-62,1			

5 etg:

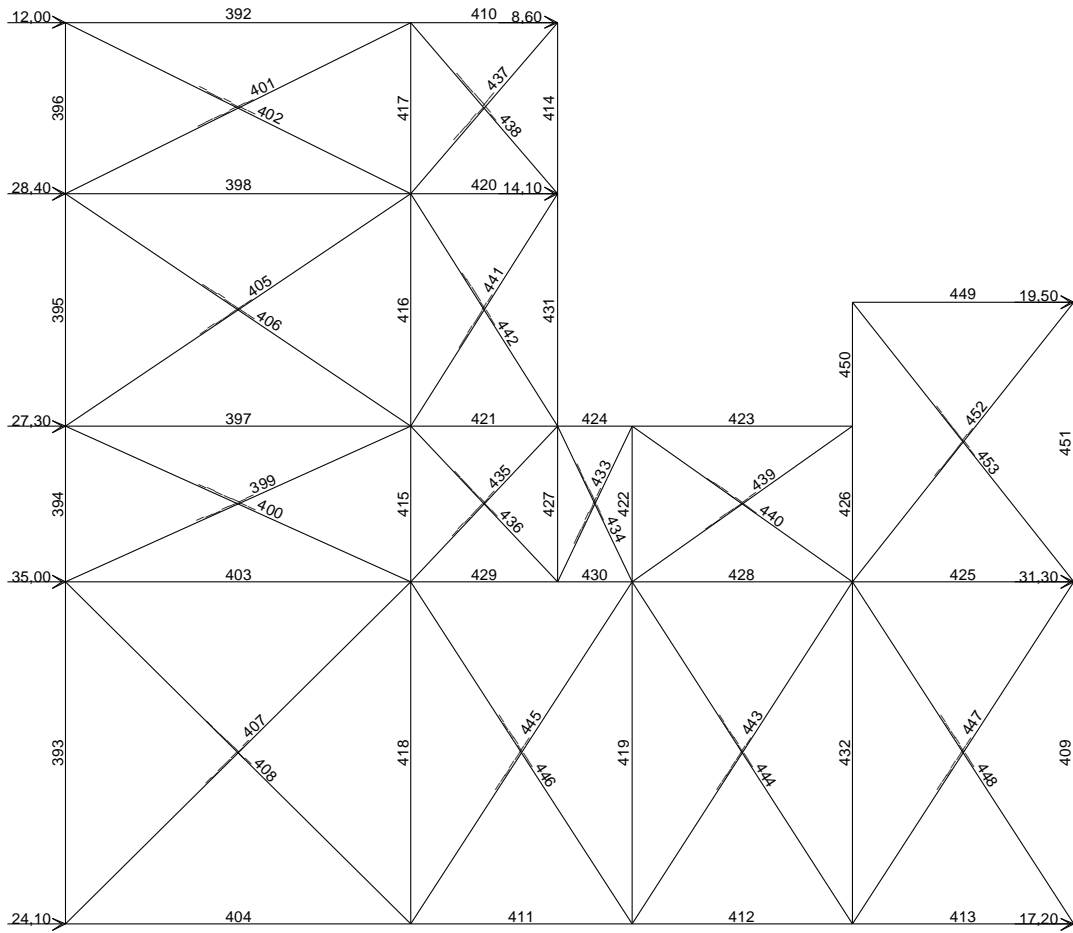


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
392	NonStatic	-12,0	_____402	NonStatic	0,0
393	NonStatic	0,0	_____405	NonStatic	-11,0
394	NonStatic	-23,6	_____406	NonStatic	0,0
395	NonStatic	-20,1	_____407	NonStatic	0,0
396	NonStatic	0,0	_____408	NonStatic	-42,4
397	NonStatic	-12,3	_____433	NonStatic	-34,6
398	NonStatic	12,2	_____434	NonStatic	0,0
403	NonStatic	2,4	_____435	NonStatic	-9,6
404	NonStatic	-24,1	_____436	NonStatic	0,0
409	NonStatic	0,0	_____437	NonStatic	-17,9
410	NonStatic	20,3	_____438	NonStatic	0,0
411	NonStatic	-54,3	_____439	NonStatic	-39,6
412	NonStatic	-69,0	_____440	NonStatic	0,0
413	NonStatic	17,2	_____441	NonStatic	0,0
414	NonStatic	13,6	_____442	NonStatic	0,0
415	NonStatic	16,6	_____443	NonStatic	0,0
416	NonStatic	12,9	_____444	NonStatic	-16,4
417	NonStatic	20,4	_____445	NonStatic	0,0
418	NonStatic	29,9	_____446	NonStatic	-27,3
419	NonStatic	22,9	_____447	NonStatic	-40,7
420	NonStatic	14,8	_____448	NonStatic	0,0
421	NonStatic	-20,5	_____452	NonStatic	0,0
422	NonStatic	31,9	_____453	NonStatic	-31,5
423	NonStatic	32,4			
424	NonStatic	-27,1			
425	NonStatic	74,1			
426	NonStatic	47,5			
427	NonStatic	31,2			
428	NonStatic	74,1			
429	NonStatic	17,8			
430	NonStatic	32,8			
431	NonStatic	24,2			
432	NonStatic	47,5			
449	NonStatic	19,5			
450	NonStatic	24,7			
451	NonStatic	0,0			
_____399	NonStatic	-9,0			
_____400	NonStatic	-6,5			
_____401	NonStatic	-45,3			

Vind mot langside:

1 etg:

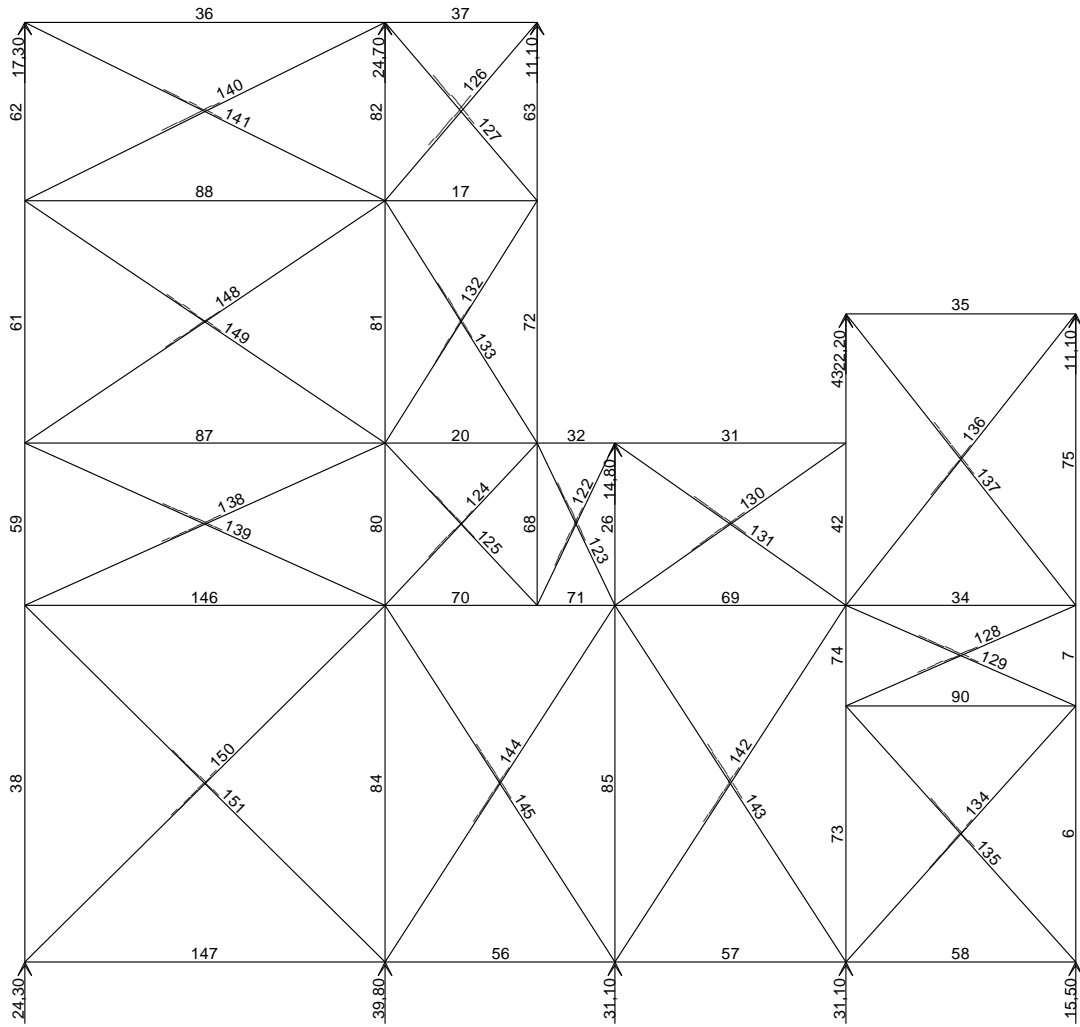


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
6	NonStatic	-15,5	_____122	NonStatic	0,0
7	NonStatic	-42,8	_____123	NonStatic	-28,9
17	NonStatic	17,0	_____124	NonStatic	-16,3
20	NonStatic	10,8	_____125	NonStatic	0,0
26	NonStatic	6,6	_____126	NonStatic	-15,4
31	NonStatic	0,7	_____127	NonStatic	0,0
32	NonStatic	12,1	_____128	NonStatic	-26,6
34	NonStatic	24,7	_____129	NonStatic	0,0
35	NonStatic	0,0	_____130	NonStatic	-0,9
36	NonStatic	1,6	_____131	NonStatic	0,0
37	NonStatic	10,0	_____132	NonStatic	-32,3
38	NonStatic	-21,2	_____133	NonStatic	0,0
42	NonStatic	22,7	_____134	NonStatic	-36,6
43	NonStatic	22,2	_____135	NonStatic	0,0
56	NonStatic	-13,5	_____136	NonStatic	0,0
57	NonStatic	-25,3	_____137	NonStatic	0,0
58	NonStatic	0,0	_____138	NonStatic	0,0
59	NonStatic	24,9	_____139	NonStatic	-2,4
61	NonStatic	23,9	_____140	NonStatic	0,0
62	NonStatic	18,1	_____141	NonStatic	-1,8
63	NonStatic	22,8	_____142	NonStatic	-0,8
68	NonStatic	0,0	_____143	NonStatic	-7,0
69	NonStatic	25,1	_____144	NonStatic	-3,2
70	NonStatic	34,9	_____145	NonStatic	-22,6
71	NonStatic	34,9	_____148	NonStatic	0,0
72	NonStatic	-38,0	_____149	NonStatic	-10,4
73	NonStatic	12,8	_____150	NonStatic	-4,4
74	NonStatic	23,4	_____151	NonStatic	-25,8
75	NonStatic	11,1			
80	NonStatic	-28,1			
81	NonStatic	5,2			
82	NonStatic	17,7			
84	NonStatic	-18,9			
85	NonStatic	-11,4			
87	NonStatic	2,2			
88	NonStatic	8,6			
90	NonStatic	24,4			
146	NonStatic	16,8			
147	NonStatic	3,1			

2 etg:

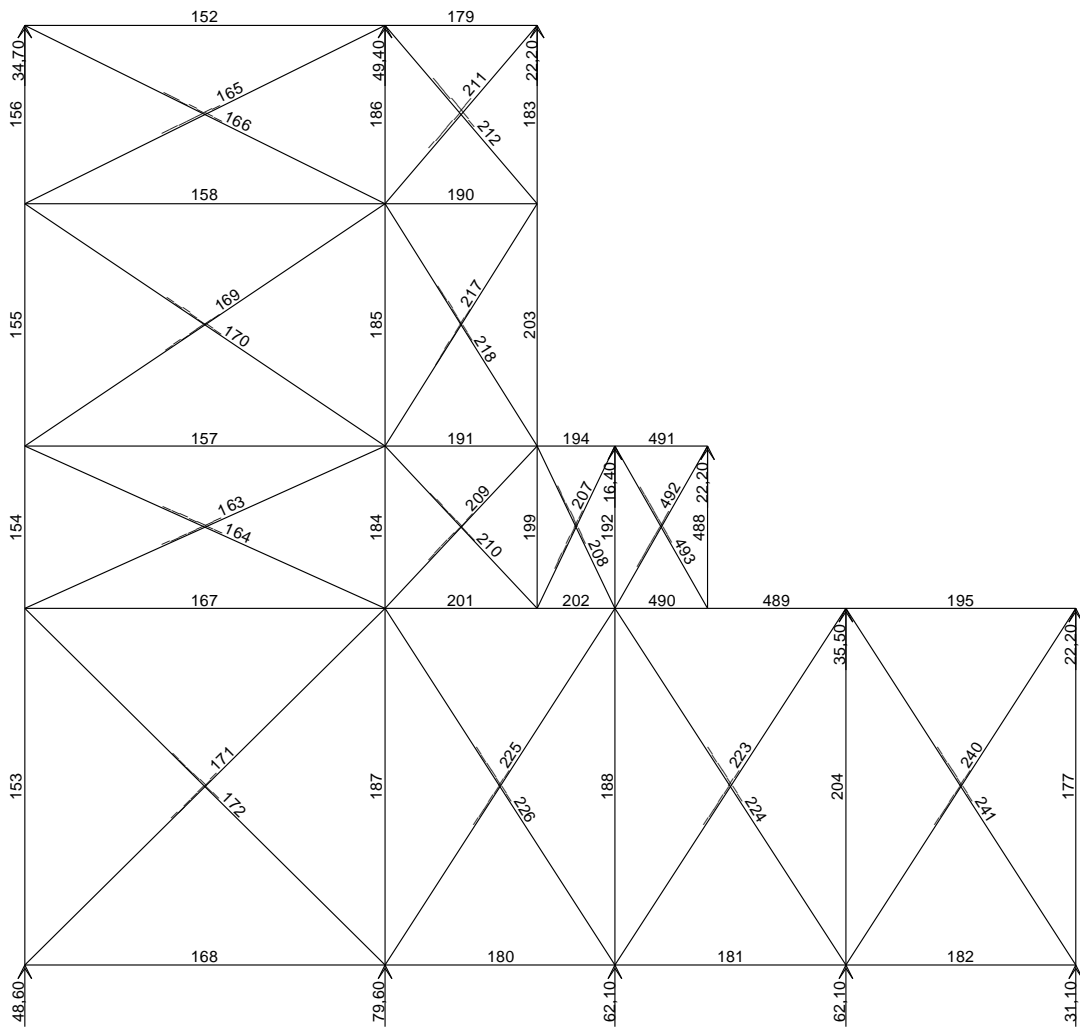


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
152	NonStatic	6,3	_____170	NonStatic	-25,6
153	NonStatic	-44,8	_____171	NonStatic	-5,4
154	NonStatic	52,6	_____172	NonStatic	-58,4
155	NonStatic	52,2	_____207	NonStatic	0,0
156	NonStatic	37,8	_____208	NonStatic	-59,8
157	NonStatic	0,8	_____209	NonStatic	-43,3
158	NonStatic	21,3	_____210	NonStatic	0,0
167	NonStatic	42,7	_____211	NonStatic	-34,9
168	NonStatic	3,9	_____212	NonStatic	0,0
177	NonStatic	-31,1	_____217	NonStatic	-71,4
179	NonStatic	22,7	_____218	NonStatic	0,0
180	NonStatic	-37,6	_____223	NonStatic	-3,7
181	NonStatic	-65,1	_____224	NonStatic	-5,4
182	NonStatic	0,0	_____225	NonStatic	0,0
183	NonStatic	48,8	_____226	NonStatic	-54,3
184	NonStatic	-56,0	_____240	NonStatic	-114,4
185	NonStatic	18,8	_____241	NonStatic	0,0
186	NonStatic	48,5	_____492	NonStatic	0,0
187	NonStatic	-38,5	_____493	NonStatic	-25,6
188	NonStatic	-13,4			
190	NonStatic	37,6			
191	NonStatic	17,5			
192	NonStatic	36,0			
194	NonStatic	13,7			
195	NonStatic	59,6			
199	NonStatic	0,0			
201	NonStatic	97,1			
202	NonStatic	97,1			
203	NonStatic	-85,5			
204	NonStatic	38,6			
488	NonStatic	22,2			
489	NonStatic	61,5			
490	NonStatic	74,2			
491	NonStatic	0,0			
_____163	NonStatic	0,0			
_____164	NonStatic	-0,9			
_____165	NonStatic	0,0			
_____166	NonStatic	-7,1			
_____169	NonStatic	0,0			

3 etg:

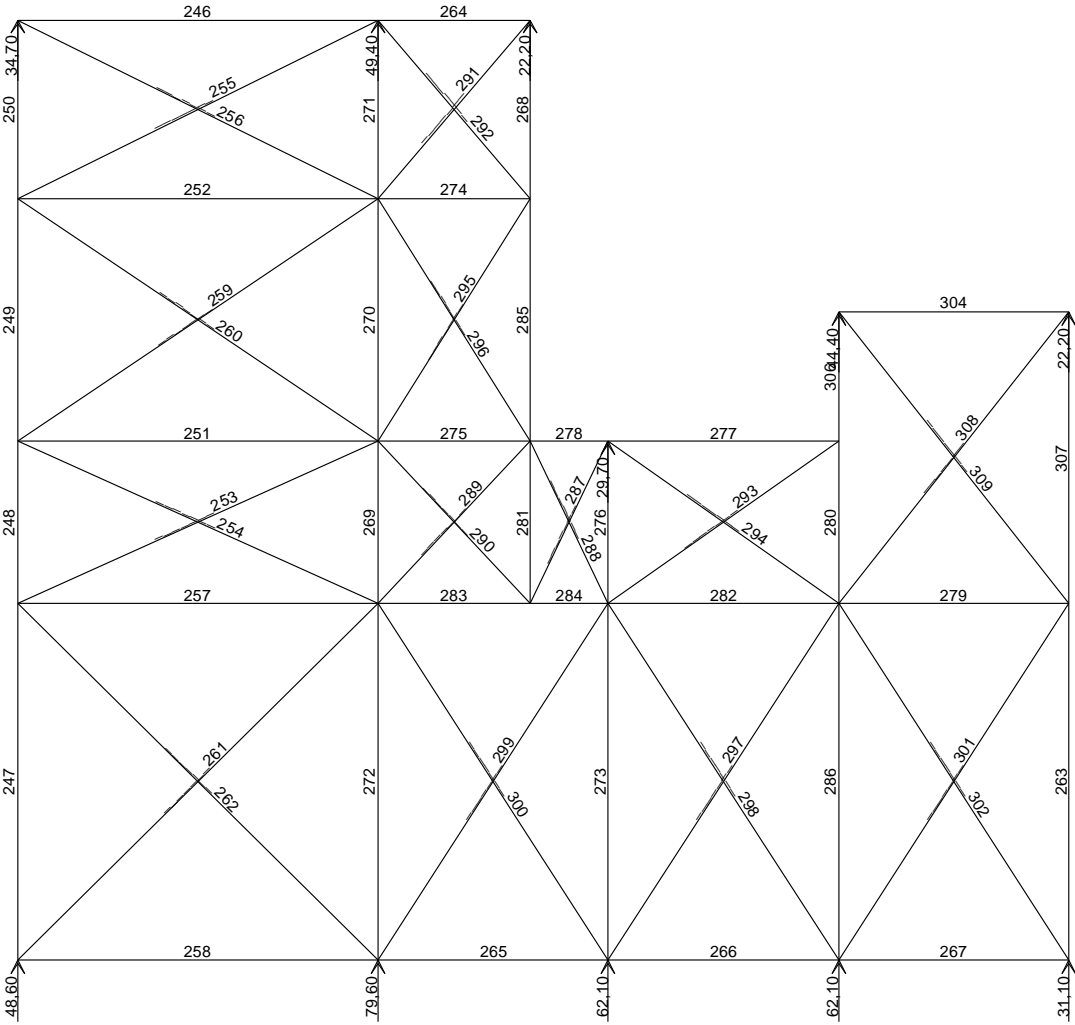


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
246	NonStatic	9,4	_____256	NonStatic	-10,5
247	NonStatic	-45,4	_____259	NonStatic	0,0
248	NonStatic	58,6	_____260	NonStatic	-29,7
249	NonStatic	56,0	_____261	NonStatic	-4,6
250	NonStatic	39,4	_____262	NonStatic	-59,7
251	NonStatic	5,9	_____287	NonStatic	0,0
252	NonStatic	24,6	_____288	NonStatic	-60,0
257	NonStatic	41,7	_____289	NonStatic	-38,7
258	NonStatic	3,2	_____290	NonStatic	0,0
263	NonStatic	-31,1	_____291	NonStatic	-31,7
264	NonStatic	20,6	_____292	NonStatic	0,0
265	NonStatic	-38,3	_____293	NonStatic	-10,6
266	NonStatic	-65,7	_____294	NonStatic	0,0
267	NonStatic	0,0	_____295	NonStatic	-67,0
268	NonStatic	46,3	_____296	NonStatic	0,0
269	NonStatic	-51,0	_____297	NonStatic	0,0
270	NonStatic	22,3	_____298	NonStatic	-7,1
271	NonStatic	51,1	_____299	NonStatic	-1,6
272	NonStatic	-36,2	_____300	NonStatic	-50,5
273	NonStatic	-19,6	_____301	NonStatic	-129,0
274	NonStatic	35,9	_____302	NonStatic	0,0
275	NonStatic	16,8	_____308	NonStatic	0,0
276	NonStatic	33,3	_____309	NonStatic	0,0
277	NonStatic	8,6			
278	NonStatic	16,2			
279	NonStatic	72,1			
280	NonStatic	50,5			
281	NonStatic	0,0			
282	NonStatic	72,1			
283	NonStatic	86,5			
284	NonStatic	86,5			
285	NonStatic	-82,3			
286	NonStatic	50,5			
304	NonStatic	0,0			
306	NonStatic	44,4			
307	NonStatic	22,2			
_____253	NonStatic	0,0			
_____254	NonStatic	-6,4			
_____255	NonStatic	0,0			

4 etg:

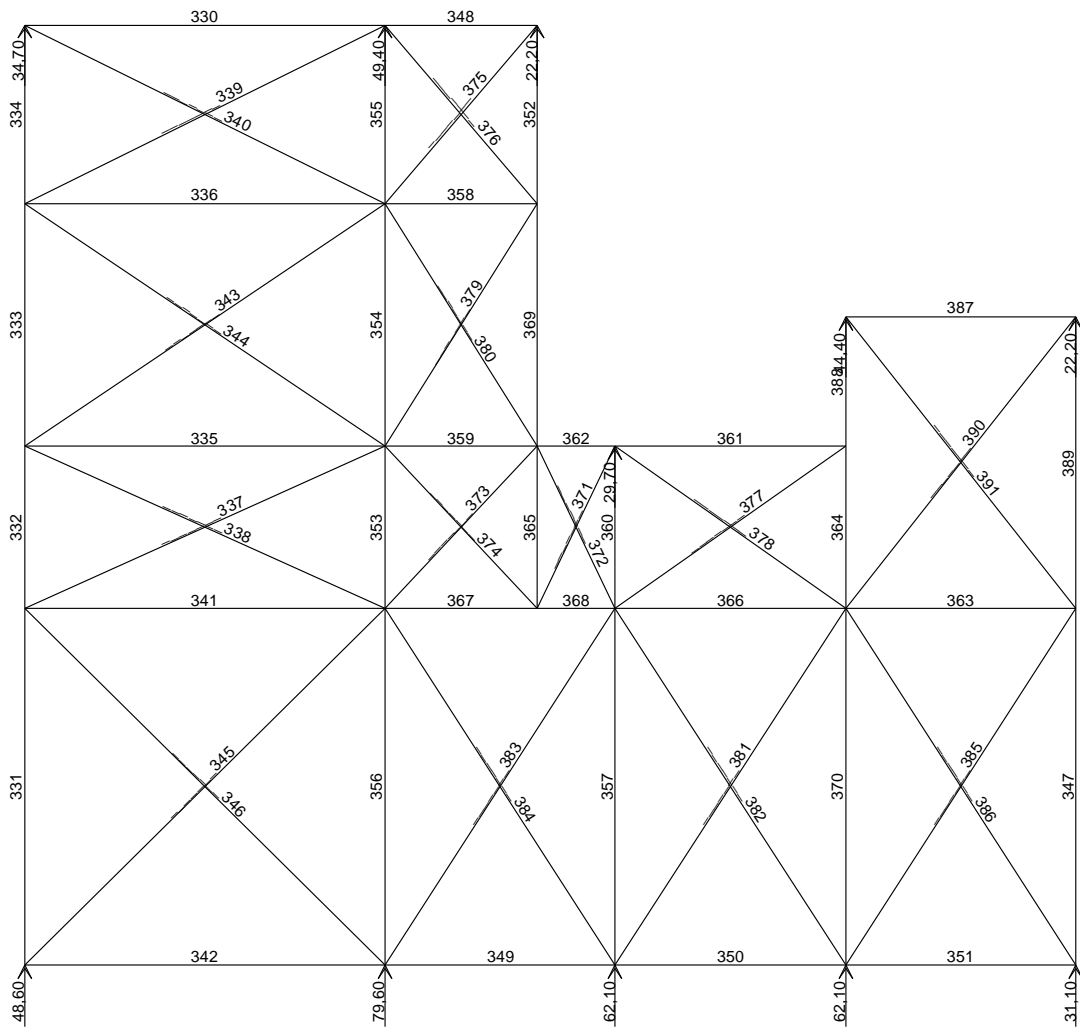


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
330	NonStatic	10,9	_____340	NonStatic	-12,2
331	NonStatic	-46,1	_____343	NonStatic	0,0
332	NonStatic	60,8	_____344	NonStatic	-30,7
333	NonStatic	57,3	_____345	NonStatic	-3,5
334	NonStatic	40,1	_____346	NonStatic	-60,4
335	NonStatic	7,9	_____371	NonStatic	0,0
336	NonStatic	25,4	_____372	NonStatic	-55,5
341	NonStatic	43,0	_____373	NonStatic	-35,7
342	NonStatic	2,5	_____374	NonStatic	0,0
347	NonStatic	-31,1	_____375	NonStatic	-26,7
348	NonStatic	17,3	_____376	NonStatic	0,0
349	NonStatic	-38,1	_____377	NonStatic	-9,6
350	NonStatic	-63,8	_____378	NonStatic	0,0
351	NonStatic	0,0	_____379	NonStatic	-60,4
352	NonStatic	42,5	_____380	NonStatic	0,0
353	NonStatic	-46,7	_____381	NonStatic	-0,5
354	NonStatic	21,7	_____382	NonStatic	-5,0
355	NonStatic	47,3	_____383	NonStatic	-4,2
356	NonStatic	-33,6	_____384	NonStatic	-47,8
357	NonStatic	-21,5	_____385	NonStatic	-125,8
358	NonStatic	31,8	_____386	NonStatic	0,0
359	NonStatic	14,6	_____390	NonStatic	0,0
360	NonStatic	26,3	_____391	NonStatic	0,0
361	NonStatic	7,8			
362	NonStatic	14,2			
363	NonStatic	66,9			
364	NonStatic	49,9			
365	NonStatic	0,0			
366	NonStatic	67,2			
367	NonStatic	83,0			
368	NonStatic	83,0			
369	NonStatic	-76,0			
370	NonStatic	50,3			
387	NonStatic	0,0			
388	NonStatic	44,4			
389	NonStatic	22,2			
_____337	NonStatic	0,0			
_____338	NonStatic	-8,7			
_____339	NonStatic	0,0			

5 etg:

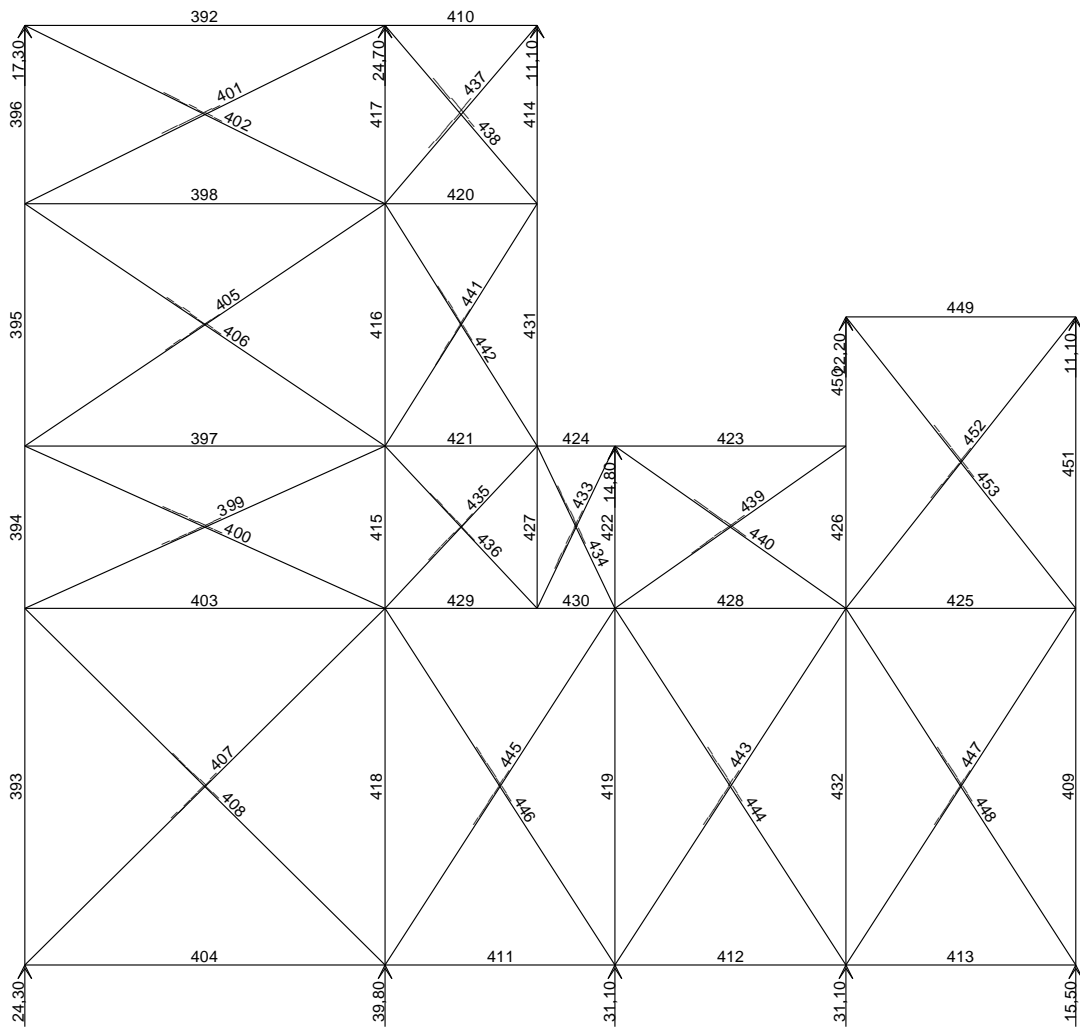


TABLE: Element Forces - Frames **TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
392	NonStatic	12,8	_____402	NonStatic	-14,3
393	NonStatic	-24,3	_____405	NonStatic	0,0
394	NonStatic	40,5	_____406	NonStatic	-23,3
395	NonStatic	36,7	_____407	NonStatic	0,0
396	NonStatic	23,6	_____408	NonStatic	-38,7
397	NonStatic	8,4	_____433	NonStatic	0,0
398	NonStatic	19,3	_____434	NonStatic	-25,1
403	NonStatic	27,5	_____435	NonStatic	-18,0
404	NonStatic	0,0	_____436	NonStatic	0,0
409	NonStatic	-15,5	_____437	NonStatic	-5,7
410	NonStatic	3,7	_____438	NonStatic	0,0
411	NonStatic	-26,7	_____439	NonStatic	-9,0
412	NonStatic	-38,7	_____440	NonStatic	0,0
413	NonStatic	0,0	_____441	NonStatic	-22,3
414	NonStatic	15,5	_____442	NonStatic	-3,2
415	NonStatic	-14,4	_____443	NonStatic	-1,6
416	NonStatic	17,6	_____444	NonStatic	-0,7
417	NonStatic	25,6	_____445	NonStatic	-1,5
418	NonStatic	-11,3	_____446	NonStatic	-23,7
419	NonStatic	-9,8	_____447	NonStatic	-71,9
420	NonStatic	11,9	_____448	NonStatic	0,0
421	NonStatic	0,9	_____452	NonStatic	0,0
422	NonStatic	16,2	_____453	NonStatic	0,0
423	NonStatic	7,3			
424	NonStatic	-2,2			
425	NonStatic	39,4			
426	NonStatic	27,4			
427	NonStatic	0,0			
428	NonStatic	40,3			
429	NonStatic	44,3			
430	NonStatic	44,3			
431	NonStatic	-33,0			
432	NonStatic	28,7			
449	NonStatic	0,0			
450	NonStatic	22,2			
451	NonStatic	11,1			
_____399	NonStatic	0,0			
_____400	NonStatic	-9,2			
_____401	NonStatic	0,0			

Skjærkrefter og moment fra SAP2000

Vind mot kortsiden:

Skjærkraft

	Skive 1/i akse A	Skive 2/i akse B+	Skive 3/ i akse E	Skive 4/i akse 1	Skive 5/i akse 3+	Skive 6/i akse 6
1 etg	592	638	486	-7	-5	-10
2 etg	527	562	433	-1	-1	1
3 etg	391	386	313	1	1	-1
4 etg	229	226	194	-2	-1	-1
5 etg	73	74	73	1	1	1

Moment

	Skive 1/i akse A	Skive 2/i akse B+	Skive 3/ i akse E	Skive 4/i akse 1	Skive 5/i akse 3+	Skive 6/i akse 6
1 etg	6643	6906	5492	-23	-18	-29
2 etg	4865	4991	4033	-1	-2	3
3 etg	2598	2573	2172	1	2	-2
4 etg	1132	1127	999	-2	-2	0
5 etg	274	279	273	4	2	5

Vind mot langsiden:

Skjærkraft

	Skive 1/i akse A	Skive 2/i akse B+	Skive 3/ i akse E	Skive 4/i akse 1	Skive 5/i akse 3+	Skive 6/i akse 6
1 etg	10	9	7	590	705	622
2 etg	0	1	0	526	617	557
3 etg	0	-2	-1	388	422	408
4 etg	1	2	1	241	237	246
5 etg	-1	-1	-1	92	67	87

Moment

	Skive 1/i akse A	Skive 2/i akse B+	Skive 3/ i akse E	Skive 4/i akse 1	Skive 5/i akse 3+	Skive 6/i akse 6
1 etg	29	29	23	6737	7495	7038
2 etg	-2	1	1	4965	5379	5173
3 etg	0	-3	-1	2703	2725	2777
4 etg	1	3	1	1250	1141	1249
5 etg	-4	-5	-3	345	253	326

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

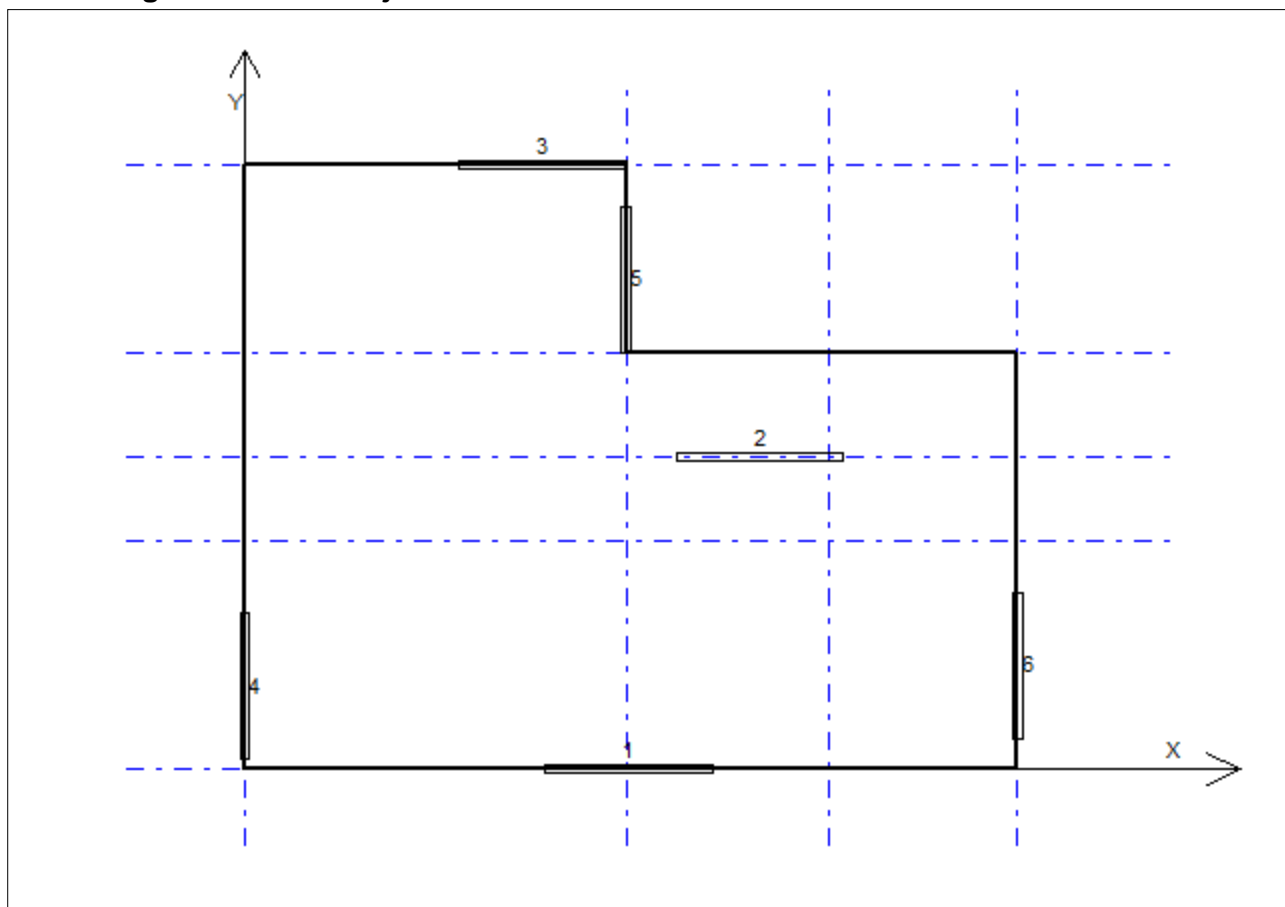
Dataprogram: V-SKIVE versjon 6.0.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 25000 N/mm²
 Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	5
Antall skiver:	6
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	0

Etasjehøyder

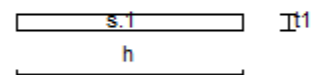
Etasje nr	Etasjehøyde
1	3000
2	4300
3	3750
4	3750
5	3750

Plassering av skiver i etasje nr. 1



Skive nr 1

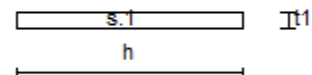
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	16100	1	7000	200
Y (mm)	0	2	7000	200
V(grader)	0,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

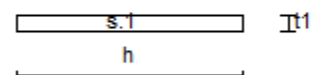
Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	21600	1	7000	200
Y (mm)	15000	2	7000	200
V(grader)	0,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



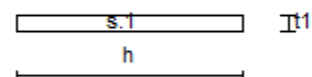
Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	12500	1	7000	200
Y (mm)	29000	2	7000	200
V(grader)	0,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



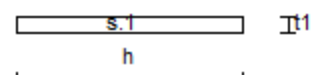
Skive nr 4

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	0	1	7000	200
Y (mm)	4000	2	7000	200
V(grader)	90,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



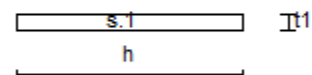
Skive nr 5

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	16000	1	7000	200
Y (mm)	23500	2	7000	200
V(grader)	90,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



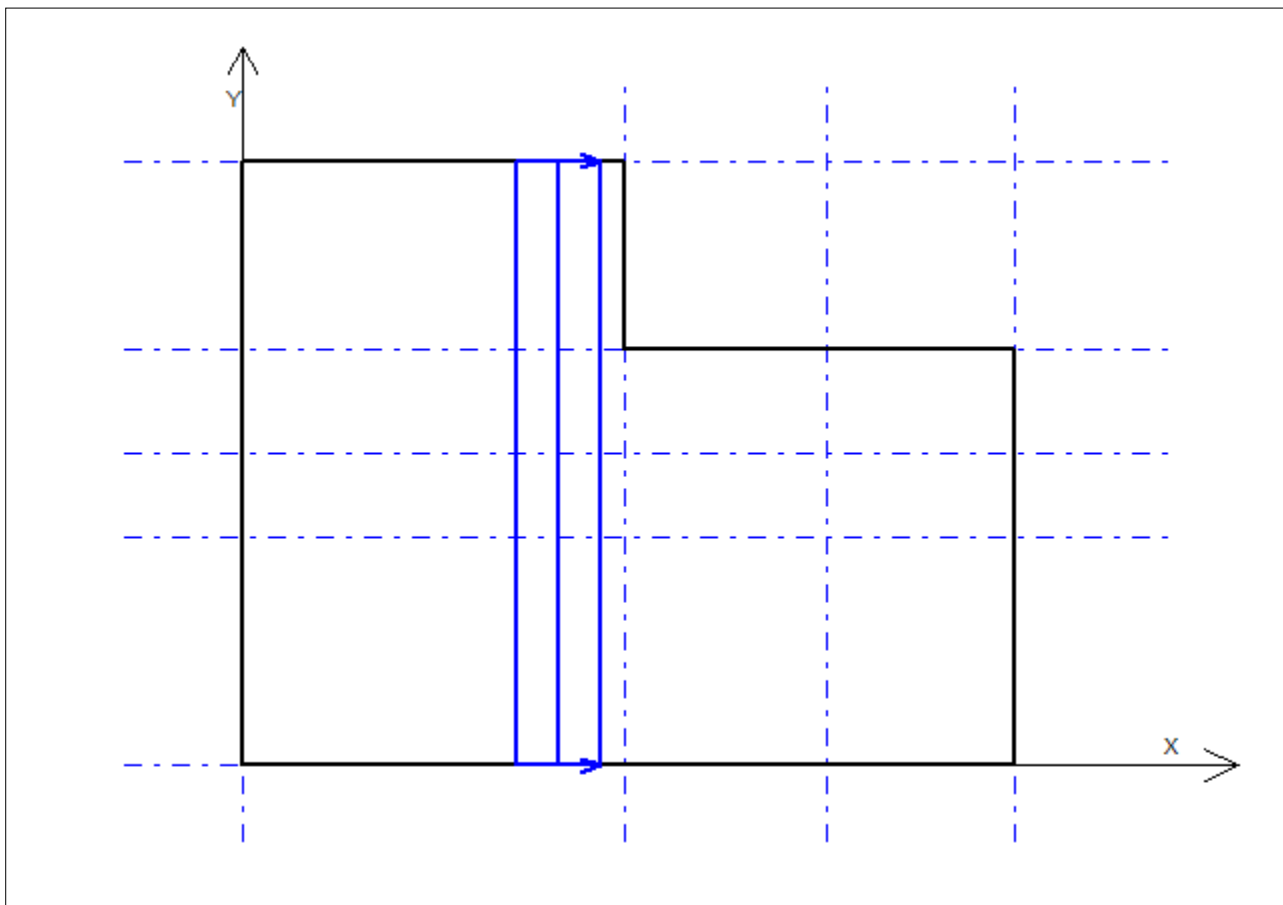
Skive nr 6

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	32400	1	7000	200
Y (mm)	5000	2	7000	200
V(grader)	90,0	3	7000	200
Fra etasje	1	4	7000	200
Til etasje	5	5	7000	200



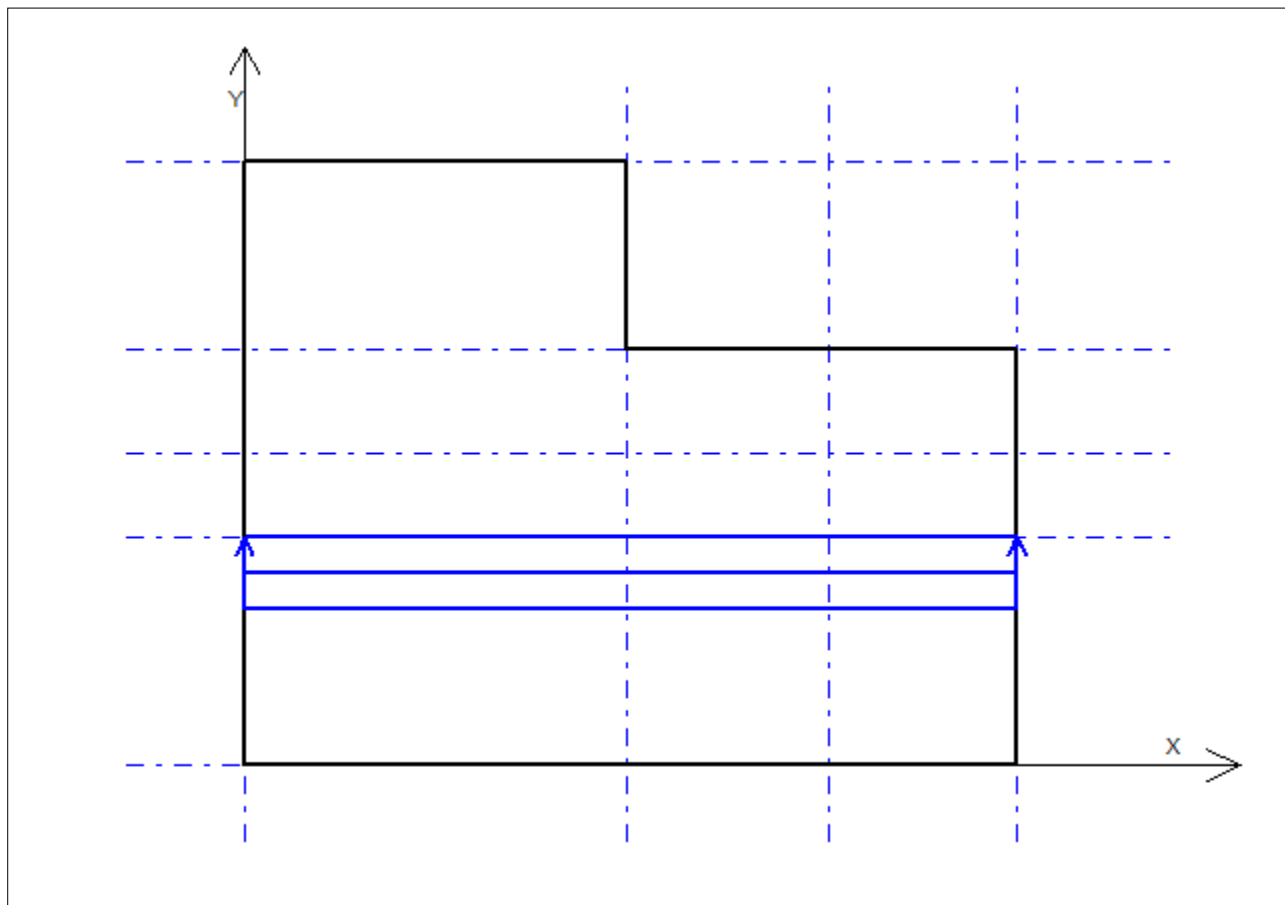
Tittel		Side 3	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lasttilfelle nr 1: vind mot tallakse



Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lasttilfelle nr 2: vind mot bokstavakse



Lastdata for lasttilfelle nr 1: vind mot tallakse

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,0	15000	15000	0	29000	2	4
X	5,0	15000	15000	0	29000	1	1
X	5,0	15000	15000	0	29000	5	5

Lastdata for lasttilfelle nr 2: vind mot bokstavakse

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	10,0	0	32400	11000	11000	2	4
Y	5,0	0	32400	11000	11000	1	1
Y	5,0	0	32400	11000	11000	5	5

Lastkombinasjoner

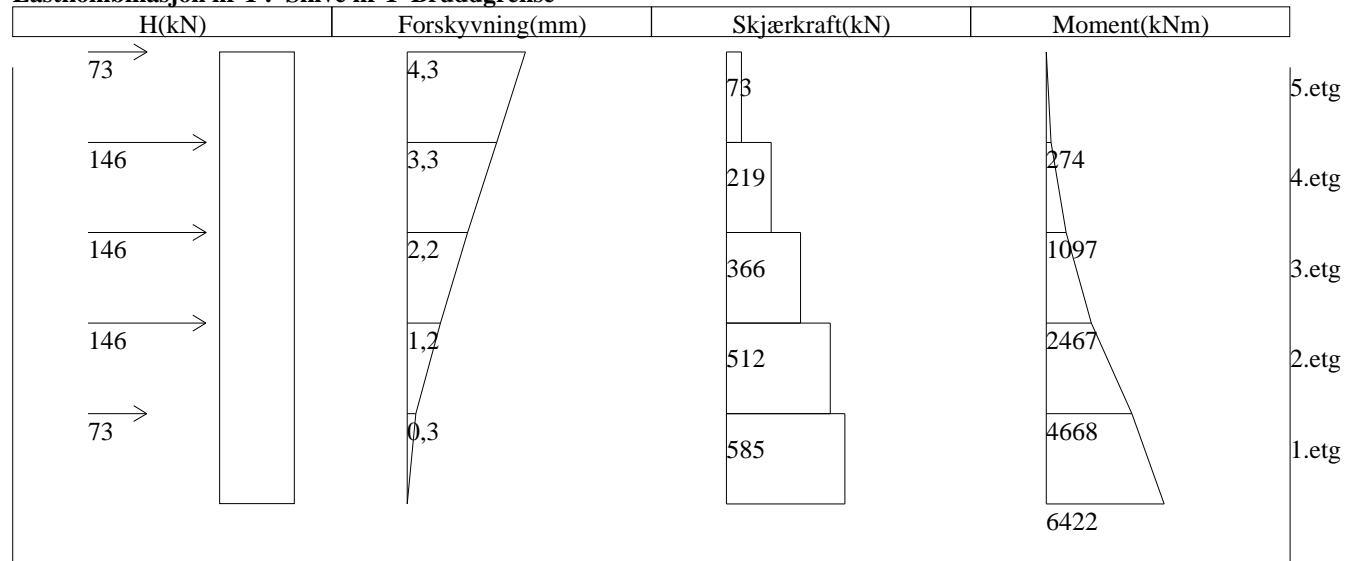
Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1

Lastfaktorer for horisontallast

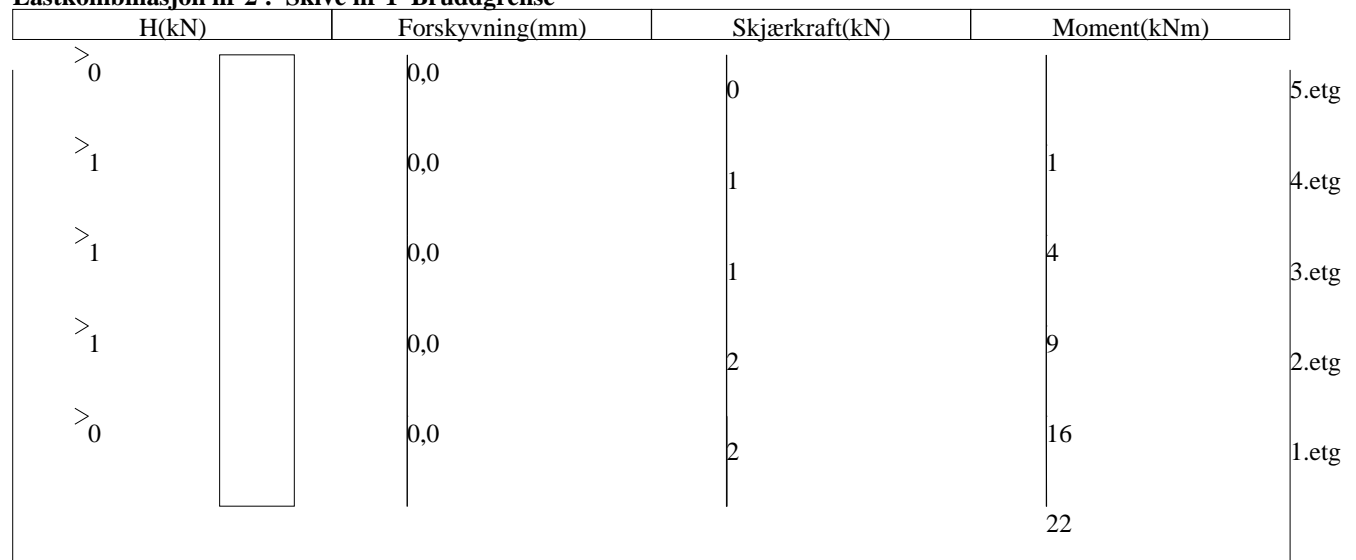
Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 vind mot tallakse	1	1,5
2 vind mot bokstavakse	1	1,5

Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 1 Bruddgrense

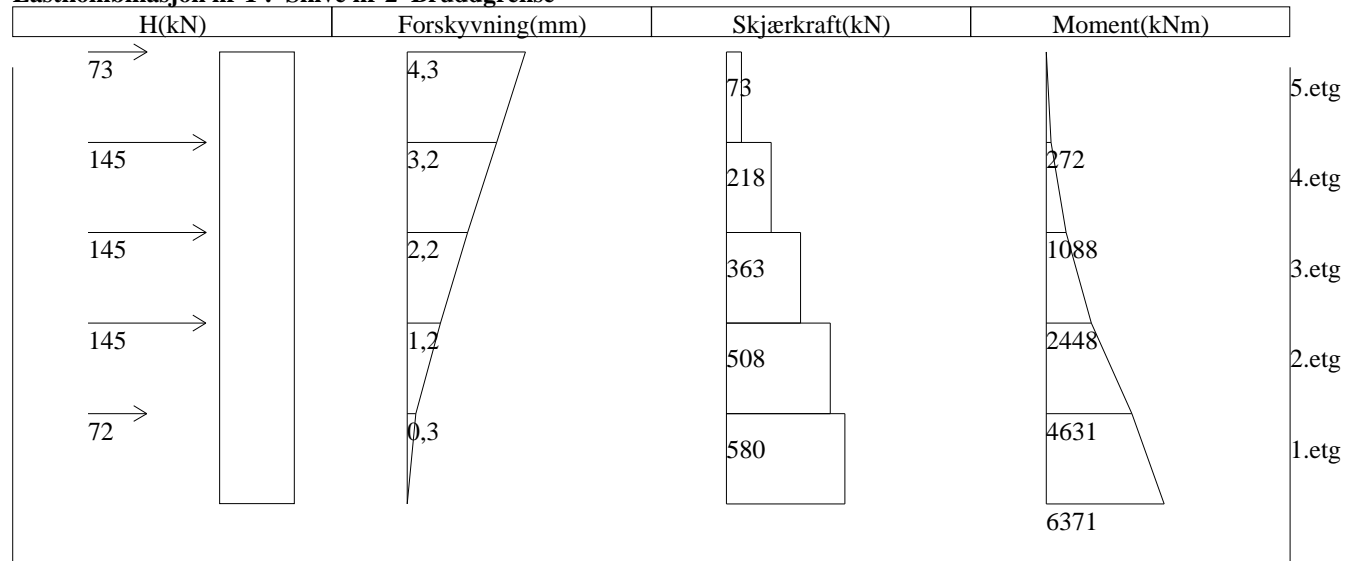


Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 1 Bruddgrense

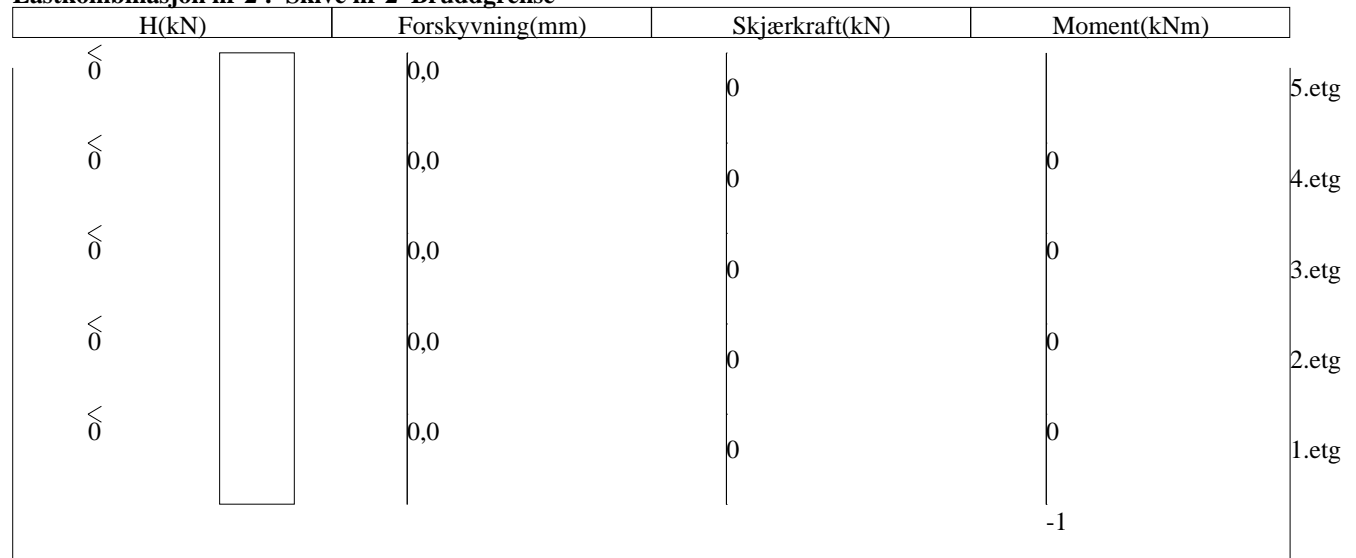


Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 2 Bruddgrense

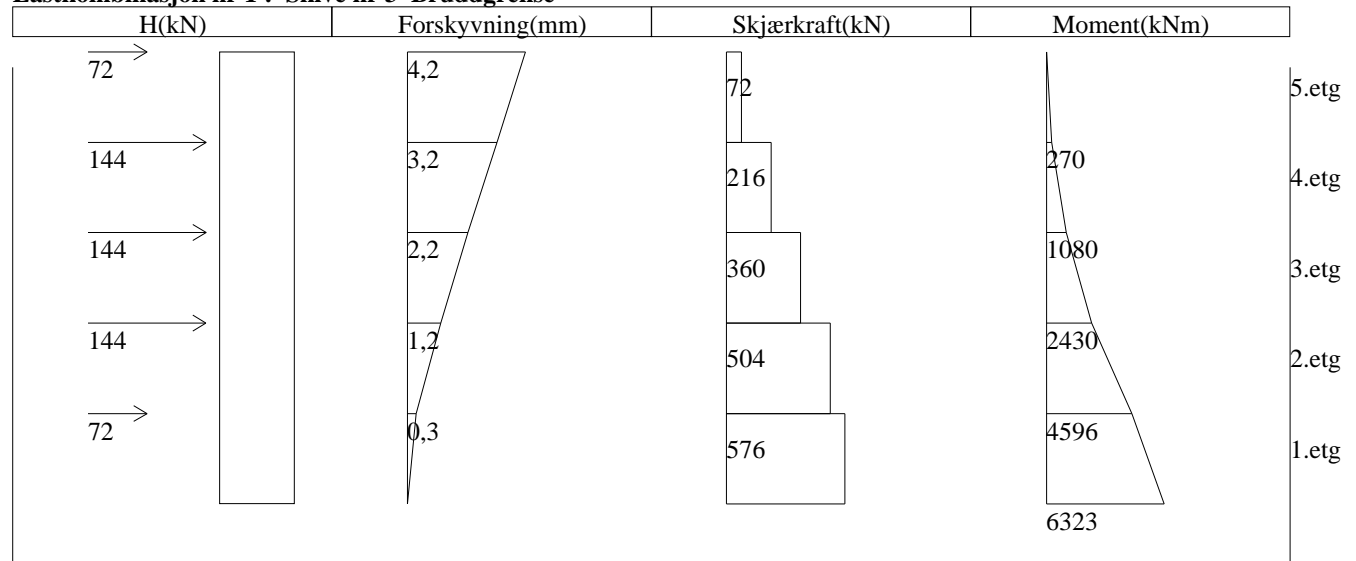


Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 2 Bruddgrense

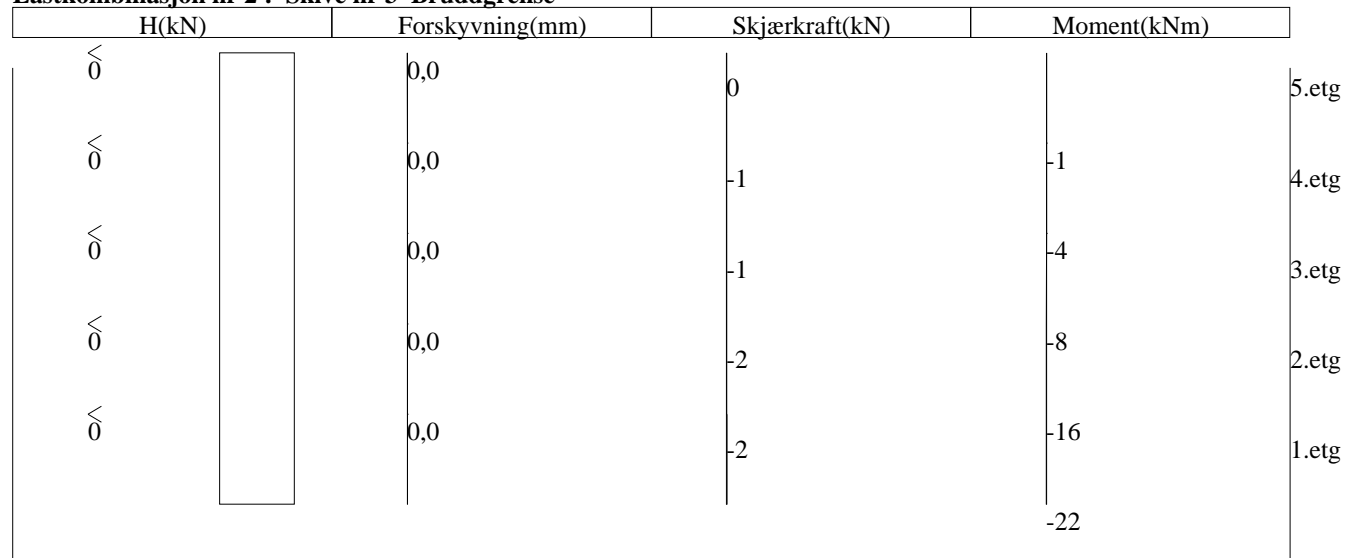


Tittel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 3 Bruddgrense

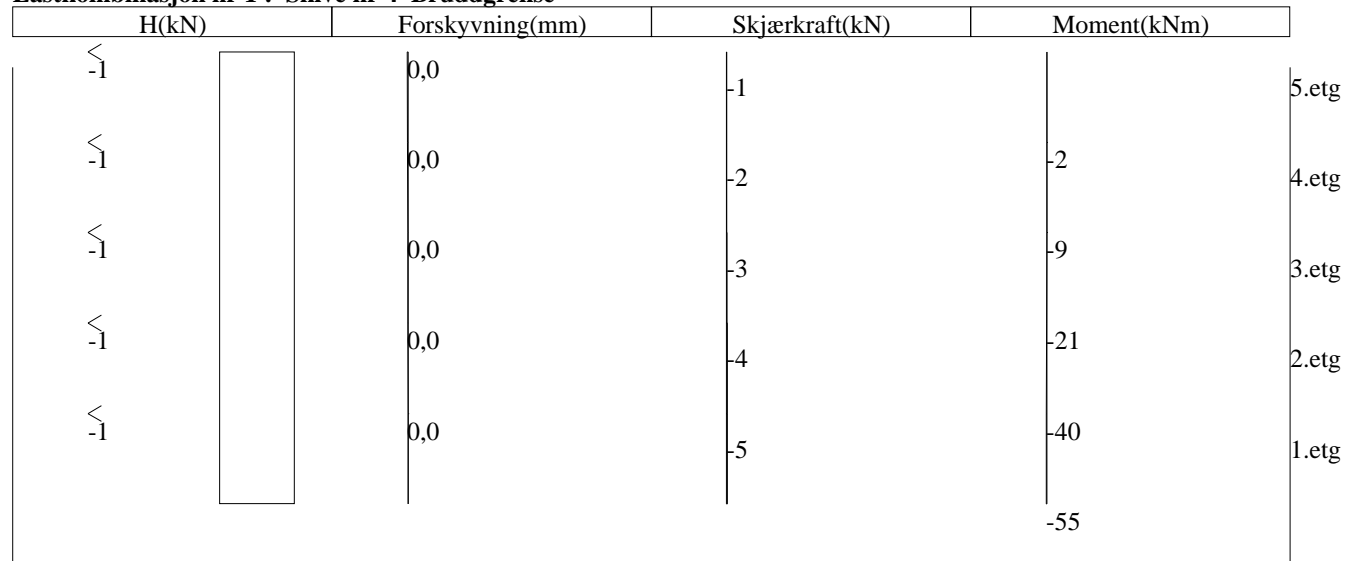


Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 3 Bruddgrense

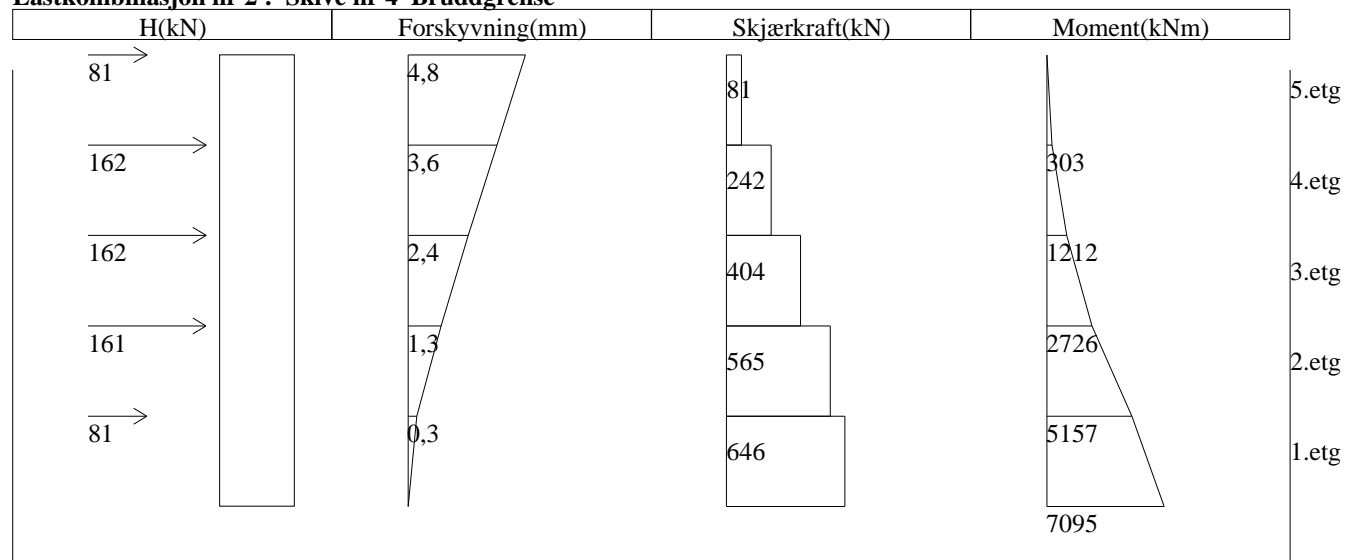


Tittel			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 4 Bruddgrense

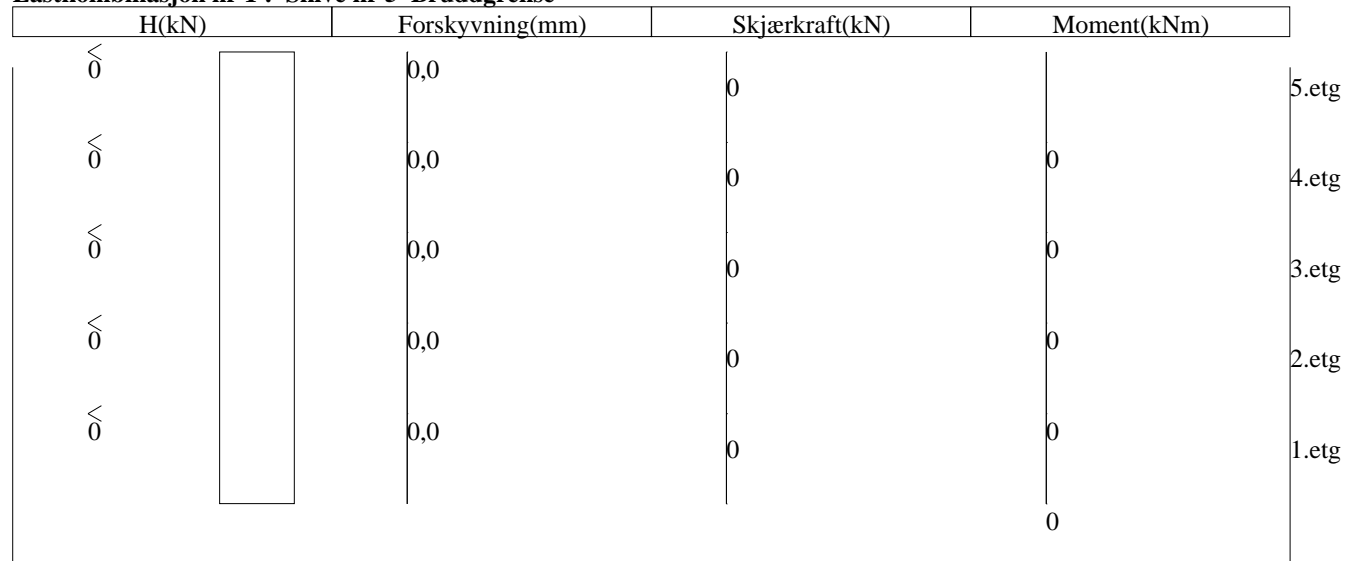


Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 4 Bruddgrense

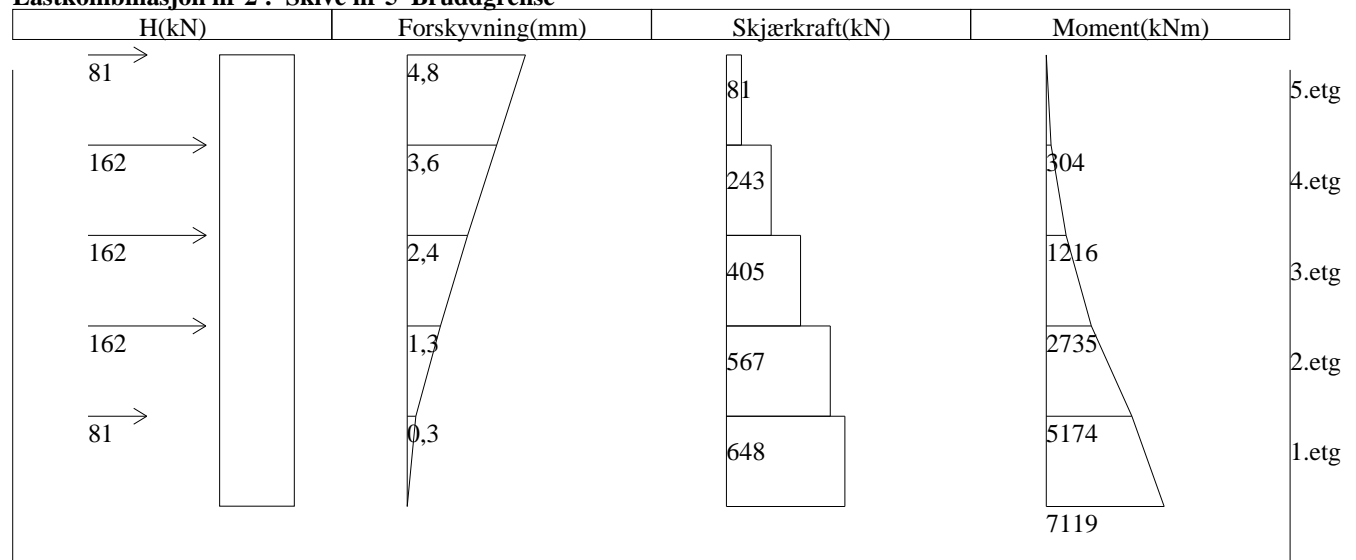


Tittel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 5 Bruddgrense

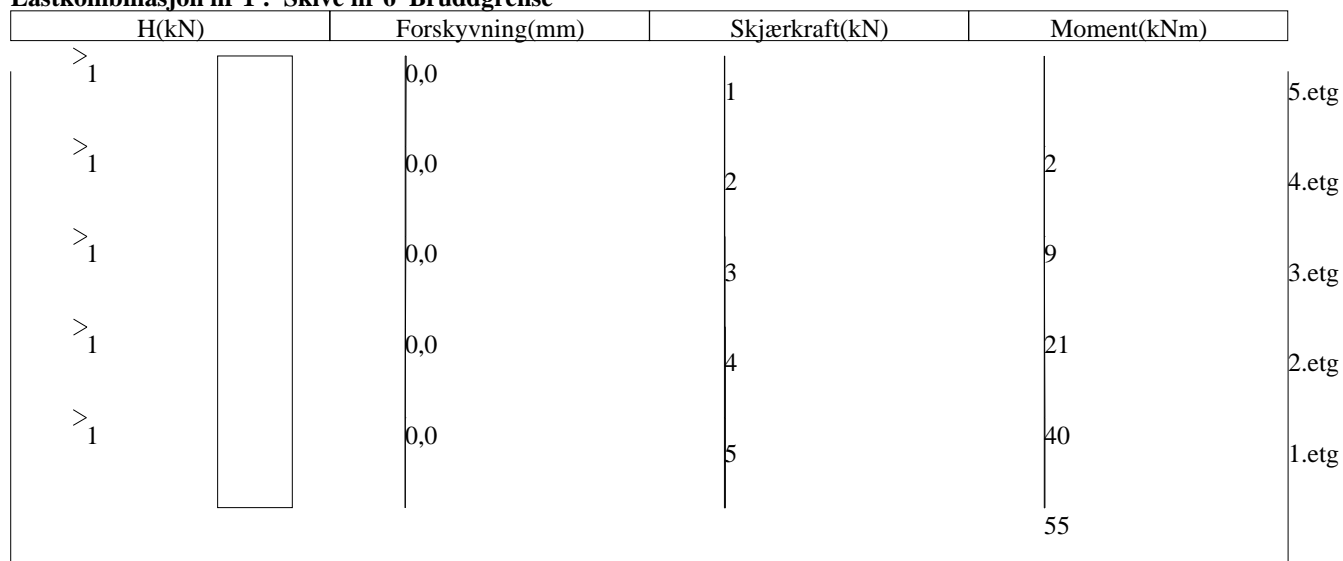


Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 5 Bruddgrense

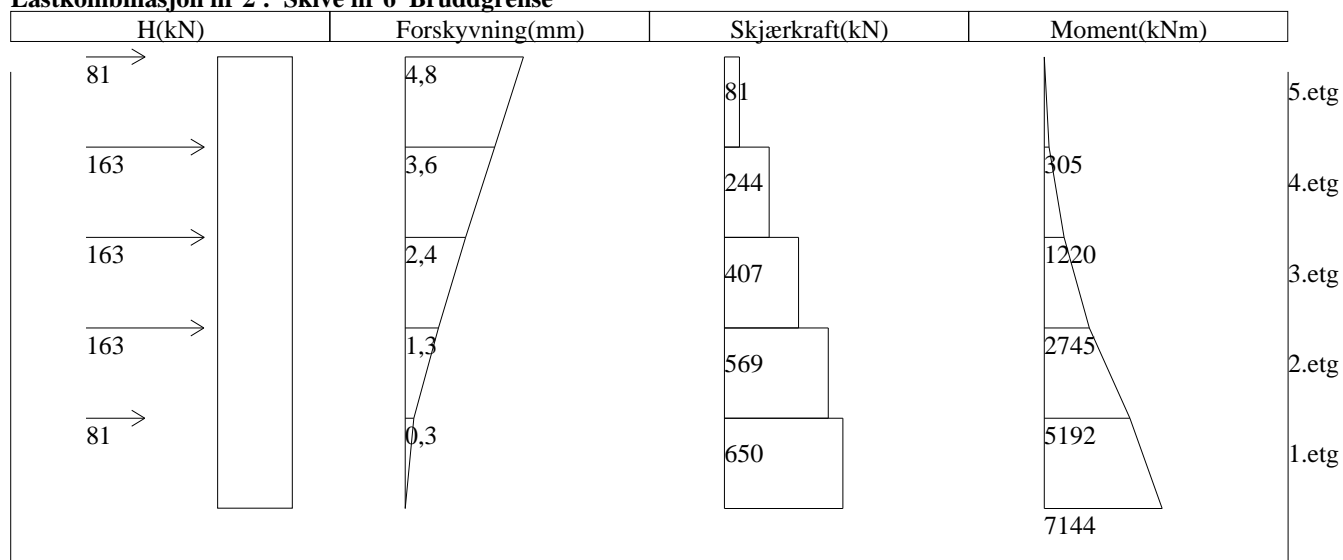


Tittel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 24-05-2012

Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 6 Bruddgrense



Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 6 Bruddgrense



Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Skive nr 1 Bruddgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	158	131	274	73
4	315	263	1097	219
3	473	394	2467	366
2	653	544	4668	512
1	779	649	6422	585

Krefter i generelle staver

Vind mot kortside

Staver parallelt med tallakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)	Maks strekkraft i stav (3)	(1) + (2) + (3)	
1 etg								
1 – 3	25,1	5,7	1	-	5,7	4,8	10,5	
3 – 3+/4	-	-	3	5,7	-	9,9	15,6	
3+ – 4	-	-	3+	-	-	12,2	12,2	
4 – 5	-	-	4	-	-	16,0	16,0	max
5 – 6	-	-	5	-	-	35,4	35,4	max
			6	-	-	2,1	2,1	
2 etg								
1 – 3	59,4	13,4	1	-	13,4	6,5	19,9	
3 – 3+/4	-	-	3	13,4	-	26,4	39,8	
3+ – 4	-	-	3+	-	-	29,9	29,9	
4 – 4+/5	-	-	4	-	-	36,8	36,8	max
			4+	-	-	0,0	0,0	
5 – 6	-	-	5	-	-	9,8	9,8	
			6	-	-	9,8	9,8	max
3 etg								
1 – 3	58,7	13,2	1	-	13,2	3,6	16,8	
3 – 3+/4	-	-	3	13,2	-	26,3	39,5	
3+ – 4	-	-	3+	-	-	29,4	29,4	
4 – 5	-	-	4	-	-	45,6	45,6	max
5 – 6	-	-	5	-	-	76,4	76,4	max
			6	-	-	0,0	0,0	
4 etg								
1 – 3	62,1	14,0	1	-	14,0	1,2	15,2	
3 – 3+/4	-	-	3	14,0	-	28,5	42,5	
3+ – 4	-	-	3+	-	-	27,9	27,9	
4 – 5	-	-	4	-	-	44,7	44,7	max
5 – 6	-	-	5	-	-	78,3	78,3	max
			6	-	-	0,0	0,0	
5 etg								
1 – 3	45,3	10,2	1	-	10,2	0,0	10,2	
3 – 3+/4	-	-	3	10,2	-	29,9	40,1	max
3+ – 4	-	-	3+	-	-	31,2	31,2	max
4 – 5	-	-	4	-	-	31,9	31,9	max
5 – 6	-	-	5	-	-	47,5	47,7	max
			6	-	-	0,0	0,0	

I tabellen hvor kraften i trykkdiagonalen er satt til (-) er enten vinkelen over 45° eller så er hulldekkene orientert slik at trykkdiagonalen ikke gir bidrag til strekk (endefuge normalt på stav).

Staver parallelt med bokstavakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Aakse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)	Maks strekkraft i stav (3)	(1) + (2) + (3)	
1 etg								
A – A+/B	2,8/27,3	0,1/4,1	A	-	4,1	14,3	18,4	max
A+ – B	-	-	A+	0,1	-	17,2	17,3	
B – B+/C	7,6/31,5	1,8/2,6	B	4,1	2,6	42,4	49,1	max
B+ – D	-	-	B+	1,8	-	15,1	16,9	
B – C	31,5	2,6	C	2,6	-	19,5	22,1	max
D – E	-	-	D	-	-	11,3	11,3	
			E	-	-	19,0	19,0	max
2 etg								
A – B	43,8	6,5	A	-	6,5	40,7	47,2	max
B – B+	20,7	4,9	B	6,5	4,9	51,5	62,9	
B+ – D	-	-	B+	4,9	-	39,1	44,0	max
D – E			D	-	-	38,7	38,7	max
			E	-	-	42,8	42,8	max
3 etg								
A – B	68,8	10,3	A	-	10,3	34,4	44,7	max
B – B+/C	16,3/63,1	3,8/5,2	B	10,3	5,2	110,7	126,2	max
B+ – D	-	-	B+	3,8	-	38,0	41,8	max
B – C	63,1	5,2	C	5,2	-	39,1	44,3	max
D – E	-	-	D	-	-	32,5	32,5	
			E	-	-	42,3	42,3	max
4 etg								
A – B	62,7	9,4	A	-	9,4	34,4	43,8	max
B – B+/C	24,3/63,1	5,7/5,2	B	9,4	5,7	116,3	131,4	max
B+ – D	-	-	B+	5,7	-	40,8	46,5	max
B – C	63,1	5,2	C	5,2	-	39,1	44,3	max
D – E	-	-	D	-	-	26,5	26,5	
			E	-	-	41,1	41,1	max
5 etg								
A – B	40,7	6,1	A	-	6,1	17,2	23,3	max
B – B+/C	34,6/31,5	8,1/2,6	B	6,1	8,1	74,1	88,3	max
B+ – D	-	-	B+	8,1	-	32,4	40,5	max
B – C	31,5	2,6	C	2,6	-	19,5	22,1	max
D – E	-	-	D	-	-	14,8	14,8	
			E	-	-	20,2	20,2	max

Vind mot langside

Staver parallelt med tallakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav (1) + (2) + (3)	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)			
1 etg								
1 – 3	10,4	1,4	1	-	1,4	24,9	26,3	max
3 – 3+/4	-	-	3	1,4	-	17,7	19,1	max
3+ – 4	-	-	3+	-	-	22,8	22,8	max
4 – 5	-	-	4	-	-	6,6	6,6	
5 – 6	-	-	5	-	-	23,4	23,4	
			6	-	-	11,1	11,1	max
2 etg								
1 – 3	25,6	3,5	1	-	3,5	52,6	56,1	max
3 – 3+/4	-	-	3	3,5	-	48,5	52,0	max
3+ – 4	-	-	3+	-	-	48,8	48,8	max
4 – 4+/5	-	-	4	-	-	36,0	36,0	
			4+	-	-	22,2	22,2	max
5 – 6	-	-	5	-	-	38,6	38,6	max
			6	-	-	0,0	0,0	
3 etg								
1 – 3	29,7	4,0	1	-	4,0	58,6	62,6	max
3 – 3+/4	-	-	3	4,0	-	51,1	55,1	max
3+ – 4	-	-	3+	-	-	46,3	46,3	max
4 – 5	-	-	4	-	-	33,3	33,3	
5 – 6	-	-	5	-	-	50,5	50,5	
			6	-	-	22,2	22,2	max
4 etg								
1 – 3	30,7	4,1	1	-	4,1	60,8	64,9	max
3 – 3+/4	-	-	3	4,1	-	47,3	51,4	max
3+ – 4	-	-	3+	-	-	42,5	42,5	max
4 – 5	-	-	4	-	-	26,3	26,3	
5 – 6	-	-	5	-	-	50,3	50,3	
			6	-	-	22,2	22,2	max
5 etg								
1 – 3	23,3	3,2	1	-	3,2	40,5	43,7	max
3 – 3+/4	-	-	3	3,2	-	25,6	28,8	
3+ – 4	-	-	3+	-	-	15,5	15,5	
4 – 5	-	-	4	-	-	16,2	16,2	
5 – 6	-	-	5	-	-	28,7	28,7	
			6	-	-	11,1	11,1	max

Staver parallelt med bokstavakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav		Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal		Fra venstre felt (1)	Fra høyre felt (2)			
1 etg								
A – A+/B	36,6/22,6	1,4/3,4	A	-	3,4	3,1	6,5	
A+ – B	-	-	A+	1,4	-	24,4	25,8	max
B – B+/C	28,9/0,0	6,8/0,0	B	3,4	6,8	34,9	45,1	
B+ – D	-	-	B+	6,8	-	12,1	18,9	max
B – C	0,0	0,0	C	0,0	-	0,0	0,0	
D – E	-	-	D	-	-	17,0	17,0	max
			E	-	-	10,0	10,0	
2 etg								
A – B	114,4	17,1	A	-	17,1	3,9	21,0	
B – B+	59,8	14,0	B	17,1	14,0	97,1	128,2	max
B+ – D	-	-	B+	14,0	-	17,5	31,5	
D – E			D	-	-	37,6	37,6	
			E	-	-	22,7	22,7	
3 etg								
A – B	129,0	19,3	A	-	19,3	3,2	22,5	
B – B+/C	60,0/0,0	14,1/0,0	B	19,3	14,1	86,5	119,9	
B+ – D	-	-	B+	14,1	-	16,8	30,9	
B – C	0,0	0,0	C	0,0	-	0,0	0,0	
D – E	-	-	D	-	-	35,9	35,9	max
			E	-	-	20,6	20,6	
4 etg								
A – B	125,8	18,8	A	-	18,8	2,5	21,3	
B – B+/C	55,5/0,0	13,0/0,0	B	18,8	13,0	83,0	114,8	
B+ – D	-	-	B+	13,0	-	14,6	27,6	
B – C	0,0	0,0	C	0,0	-	0,0	0,0	
D – E	-	-	D	-	-	31,8	31,8	max
			E	-	-	17,3	17,3	
5 etg								
A – B	71,9	10,7	A	-	10,7	0,0	10,7	
B – B+/C	25,1/0,0	5,9/0,0	B	10,7	5,9	44,3	60,9	
B+ – D	-	-	B+	5,9	-	8,4	14,3	
B – C	0,0	0,0	C	0,0	-	0,0	0,0	
D – E	-	-	D	-	-	19,3	19,3	max
			E	-	-	12,8	12,8	

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Vind mot kortside

	Vegg i akse 1	Vegg i akse 3+	Vegg i akse 6	Vegg i akse A	Vegg i akse B+	Vegg i akse E
1 etg	4,8	12,2	2,1	14,4	15,1	19,1
				max		max
2 etg	6,5	29,9	9,8	42,4	39,1	42,7
			max	max	max	max
3 etg	3,6	29,4	0,0	36,7	38,0	42,3
				max	max	max
4 etg	1,2	27,9	0,0	39,1	40,8	41,1
				max	max	max
5 etg	0,0	24,2	0,0	23,3	32,4	20,2
		max		max	max	max

Vind mot langside

	Vegg i akse 1	Vegg i akse 3+	Vegg i akse 6	Vegg i akse A	Vegg i akse B+	Vegg i akse E
1 etg	25,5	22,8	11,1	1,4	18,9	10,0
	max	max	max		max	
2 etg	52,8	48,8	0,0	17,1	27,7	22,7
	max	max				
3 etg	60,2	46,3	22,2	19,3	30,3	20,6
	max	max	max			
4 etg	63,0	42,5	22,2	18,8	27,2	17,3
	max	max	max			
5 etg	42,8	15,5	11,1	10,7	7,3	12,8
	max		max			

Testbygg III

Globale reaksjonskrefter

Vind mot kortside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	-294,8	2,703E-15	0

Vind mot langside:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
LIVE	NonStatic	1,776E-14	-594,2	0

Stavkrefter fra SAP2000

(Stavnummer med understrek foran indikerer trykkdiagonaler)

Vind mot kortside:

1 etg:

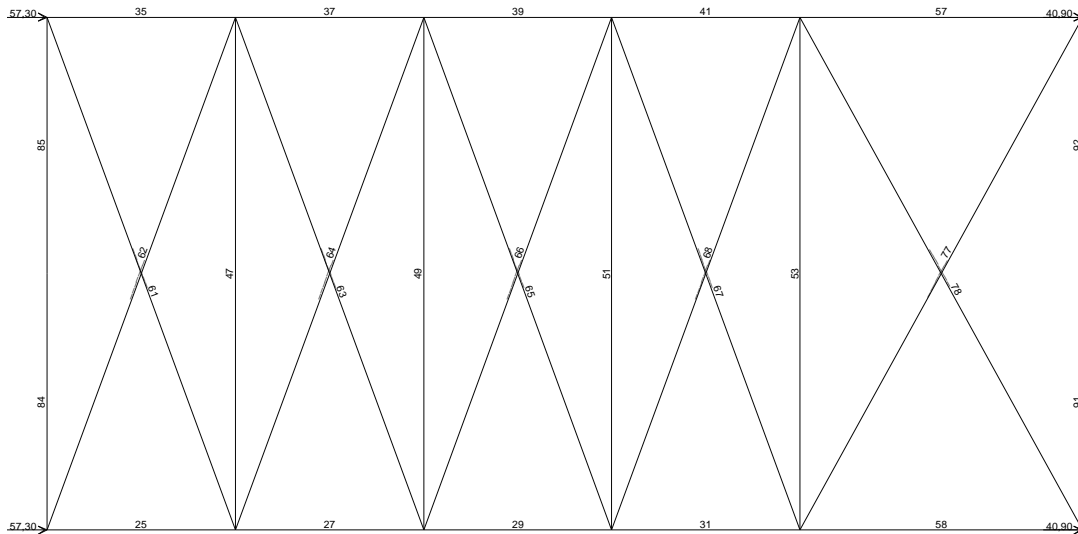


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
25	NonStatic	-55,6	84	NonStatic	4,7
27	NonStatic	-55,7	85	NonStatic	4,7
29	NonStatic	-55,2	91	NonStatic	0,0
31	NonStatic	40,9	92	NonStatic	0,0
35	NonStatic	-55,6	<u>61</u>	NonStatic	-5,0
37	NonStatic	-55,7	<u>62</u>	NonStatic	-5,0
39	NonStatic	-55,2	<u>63</u>	NonStatic	-4,6
41	NonStatic	40,9	<u>64</u>	NonStatic	-4,6
47	NonStatic	9,0	<u>65</u>	NonStatic	-6,2
49	NonStatic	10,1	<u>66</u>	NonStatic	-6,2
51	NonStatic	5,5	<u>67</u>	NonStatic	0,0
53	NonStatic	0,0	<u>68</u>	NonStatic	0,0
57	NonStatic	40,9	<u>77</u>	NonStatic	0,0
58	NonStatic	40,9	<u>78</u>	NonStatic	0,0

2 etg:

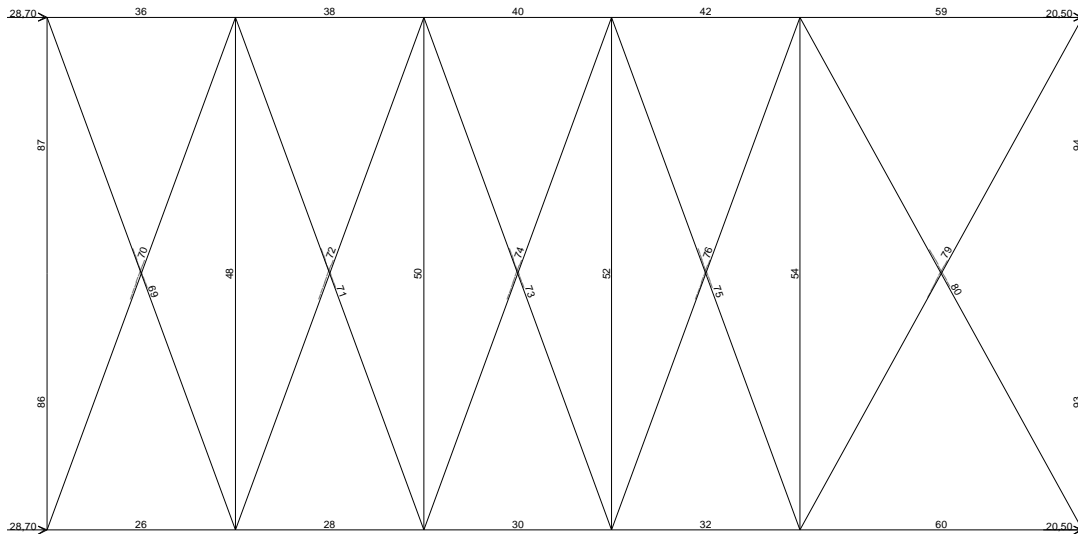


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
26	NonStatic	-27,8	86	NonStatic	2,3
28	NonStatic	-27,9	87	NonStatic	2,3
30	NonStatic	-27,7	93	NonStatic	0,0
32	NonStatic	20,5	94	NonStatic	0,0
36	NonStatic	-27,8	_____69	NonStatic	-2,5
38	NonStatic	-27,9	_____70	NonStatic	-2,5
40	NonStatic	-27,7	_____71	NonStatic	-2,3
42	NonStatic	20,5	_____72	NonStatic	-2,3
48	NonStatic	4,5	_____73	NonStatic	-3,0
50	NonStatic	5,0	_____74	NonStatic	-3,0
52	NonStatic	2,9	_____75	NonStatic	0,0
54	NonStatic	0,0	_____76	NonStatic	0,0
59	NonStatic	20,5	_____79	NonStatic	0,0
60	NonStatic	20,5	_____80	NonStatic	0,0

Vind mot langside:

1 etg:

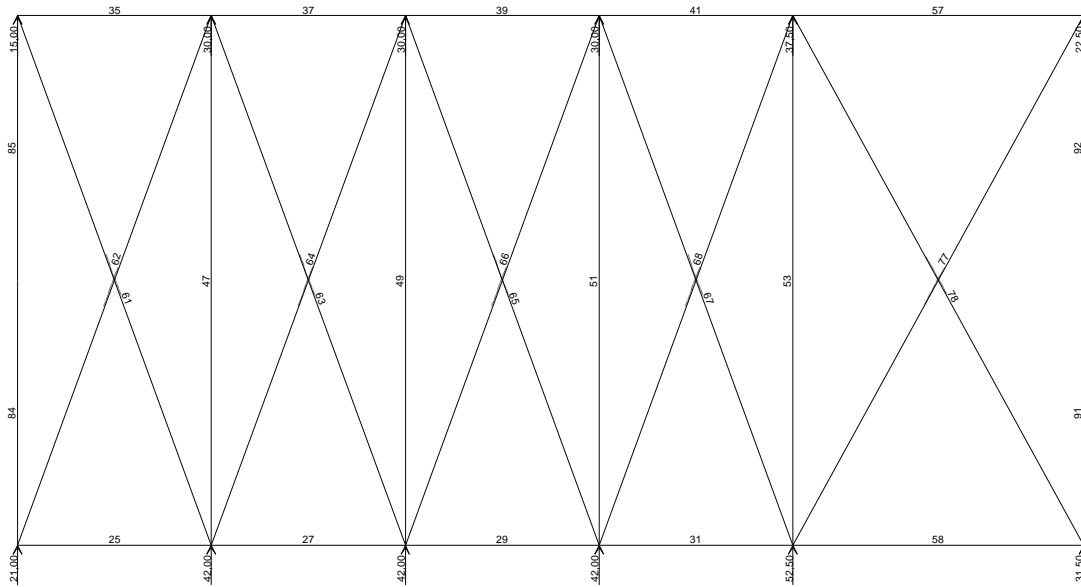


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
25	NonStatic	0,0	84	NonStatic	-21,0
27	NonStatic	-42,5	85	NonStatic	130,9
29	NonStatic	-48,3	91	NonStatic	-31,5
31	NonStatic	-58,2	92	NonStatic	128,4
35	NonStatic	42,5	61	NonStatic	-123,5
37	NonStatic	58,6	62	NonStatic	0,0
39	NonStatic	58,6	63	NonStatic	-46,8
41	NonStatic	64,1	64	NonStatic	0,0
47	NonStatic	73,9	65	NonStatic	0,0
49	NonStatic	30,0	66	NonStatic	-29,9
51	NonStatic	15,5	67	NonStatic	0,0
53	NonStatic	53,4	68	NonStatic	-17,0
57	NonStatic	58,2	77	NonStatic	-120,9
58	NonStatic	0,0	78	NonStatic	0,0

2 etg:

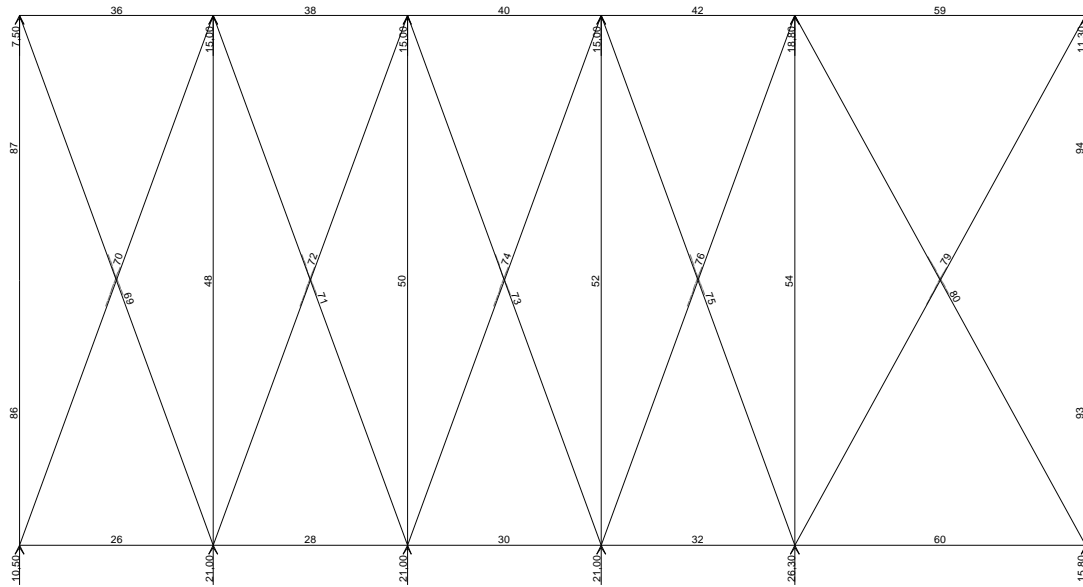


TABLE: Element Forces - Frames			TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	CaseType	P	Frame	CaseType	P
Text	Text	KN	Text	Text	KN
26	NonStatic	0,0	86	NonStatic	-10,5
28	NonStatic	-31,5	87	NonStatic	93,4
30	NonStatic	-49,8	93	NonStatic	-15,8
32	NonStatic	-48,4	94	NonStatic	99,3
36	NonStatic	31,5	69	NonStatic	-91,5
38	NonStatic	49,8	70	NonStatic	0,0
40	NonStatic	54,9	71	NonStatic	-53,1
42	NonStatic	64,1	72	NonStatic	0,0
48	NonStatic	64,9	73	NonStatic	-14,8
50	NonStatic	28,9	74	NonStatic	0,0
52	NonStatic	25,5	75	NonStatic	0,0
54	NonStatic	61,7	76	NonStatic	-45,7
59	NonStatic	48,4	79	NonStatic	-100,4
60	NonStatic	0,0	80	NonStatic	0,0

Krefter i generelle staver

Vind mot kortside

Staver parallelt med tallakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav	Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav (1) + (2) + (3)	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal					
1 etg							
1 – 4	6,2	1,8	1	1,8	40,9	42,7	max
1 – 4	6,2	1,8	4	1,8	40,9	42,7	
2 etg							
1 – 4	3,0	0,9	1	0,9	20,5	21,4	max
1 – 4	3,0	0,9	4	0,9	20,5	21,4	

Staver parallelt med bokstavakse:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse G
1 etg	4,7	9,0	10,1	5,5	0,0	0,0
2 etg	2,3	4,5	5,0	2,9	0,0	0,0

Vind mot langside

Staver parallelt med tallakse:

Trykkdiagonal i felt mellom akse	Kraft fra trykkdiagonal		Akse	Bidrag til strekk i stav	Eksisterende kraft i stav	Total strekkraft i stav (1) + (2) + (3)	
	Maks trykkraft i diagonal	Bidrag til strekkraft i stav fra trykkdiagonal					
1 etg							
1 – 4	123,5	36,8	1	36,8	0,0	36,8	
1 – 4	123,5	36,8	4	36,8	64,1	100,9	max
2 etg							
1 – 4	100,4	19,8	1	19,8	0,0	19,8	
1 – 4	100,4	19,8	4	19,8	64,1	83,9	max

Staver parallelt med bokstavakse:

	Akse A	Akse B	Akse C	Akse D	Akse E	Akse G
1 etg	130,9	79,9	30,0	15,5	53,4	128,4
	max	max	max	max	max	max
2 etg	93,4	64,9	28,9	25,5	61,7	99,3
	max	max	max	max	max	max

Krefter i staver ved vertikalt avstivende konstruksjoner

Vind mot kortside

	Vegg i akse 1	Vegg i akse 4
1 etg	40,9	40,9
2 etg	20,5	20,5

Vind mot langside

	Vegg i akse A	Vegg i akse G
1 etg	130,9	128,4
2 etg	93,4	99,3

VEDLEGG D – DIVERSE

- Designgrafer for beregning av utfylte rammer (Stafford Smith & Carter, 1969)
- Bestemmelse av skivens indre momentarm, z
- Armering – areal og kapasiteter

Designgrafer for beregning av utfylte rammer (Stafford Smith & Carter, 1969)

Kapasiteter for diagonal oppsprekking og trykkbrud i rammer utfylt med betong

STAFFORD SMITH AND CARTER

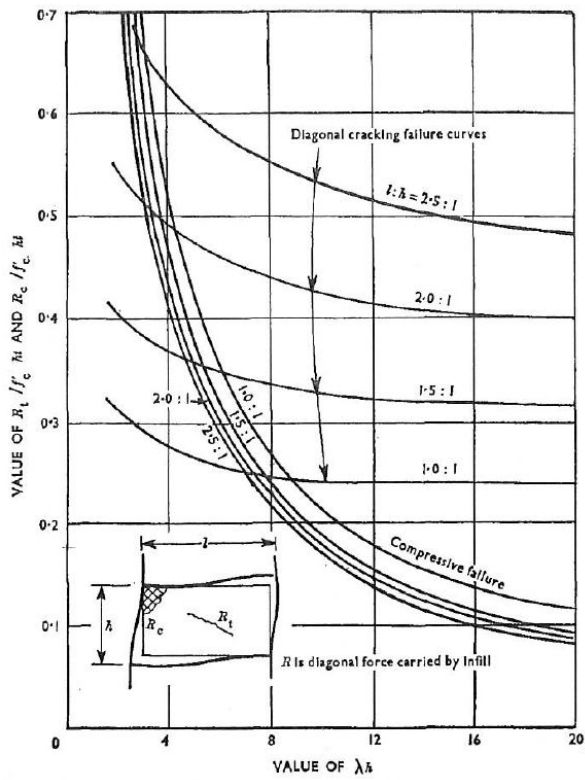


Fig. 7. Panel diagonal strengths for concrete infilled frames as a function of λh

Kapasiteter for skjærbrudd i rammer utfyllt med murstein

STAFFORD SMITH AND CARTER

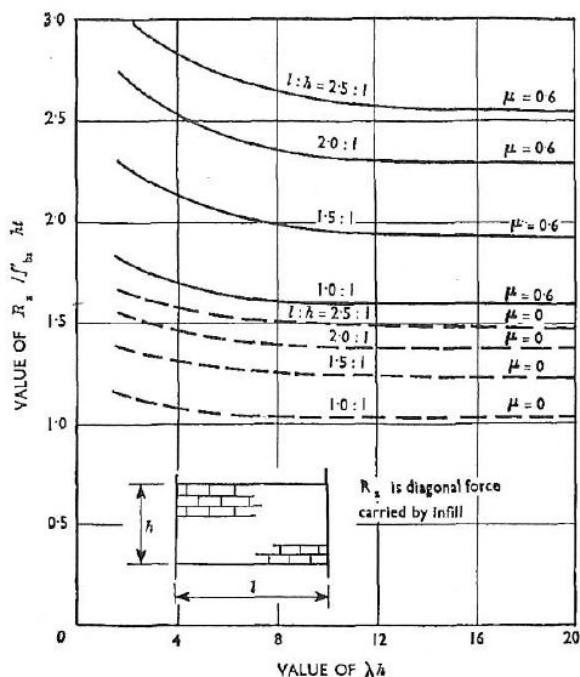


Fig. 8. Panel shear strengths for masonry infilled frames as a function of λh

Kapasiteter for strekkbrudd i rammer utfyllt med murstein

A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES

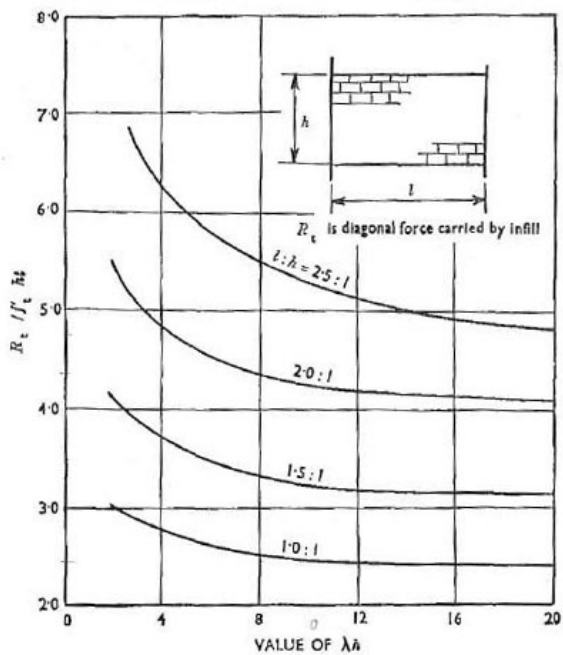


Fig. 9. Panel tensile strengths for masonry infilled frames as a function of λh

VEDLEGG TIL EKSAMEN I TE 419, KONSTRUKSJONSLÆRE

DATO: 4 mai 2001

Bestemmelse av skivenes indre momentarm - z

En skive beregnes som bjelke når $d < 0,5 L$, skive når $d > 0,5 L$.

For fritt opplagte; uopdelte armerte betongskiver antas:

Når $d \leq 0,5 L$: $z = 0,90 d$

Når $0,5 L < d \leq L$: $z = 0,67 d$

Når $d > L$: $z = 0,62 L$

For kontinuerlige usammensatte skiver kan z komme helt ned i $0,34 d$. (Se annen litteratur om dette /14/ og /15/.)

For skiver sammensatt av betongelementer med $d > 0,5 L$ og ved kontinuitet, kan z økes noe i forhold til hele skiver.

Vi anbefaler derfor:

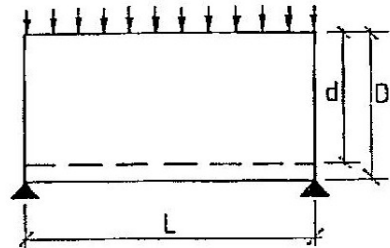
$d \leq 0,5 L$: $z = 0,90 d$

$0,5 L < d \leq L$: $z = 0,8 d$

$d > L$: $z = 0,7 L$

ved kontinuitet : $z = 0,6 d$

ved utkraget skive: $z = 0,9 d$



Figur 2.15.
Prinsippskisse skive.

ARMERING – AREAL OG KAPASITETER

Tabell 1: Armeringsareal

Diameter [mm ²]	Areal av antall stenger [mm ²]								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	20	39	59	79	98	118	137	157	177
6	28	57	85	113	141	170	198	226	254
7	38	77	115	154	192	231	269	308	346
8	50	101	151	201	251	302	352	402	452
10	79	157	236	314	393	471	550	628	707
12	113	226	339	452	565	679	792	905	1018
14	154	308	462	616	770	924	1078	1232	1385
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810
18	254	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290
20	314	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238
40	1257	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310

Tabell 2: Kapasitet av armering

Diameter [mm ²]	Kapasitet av antall stenger [kN] ($f_{sd} = 400 \text{ N/mm}^2$)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	8	16	24	31	39	47	55	63	71
6	11	23	34	45	57	68	79	90	102
7	15	31	46	62	77	92	108	123	139
8	20	40	60	80	101	121	141	161	181
10	31	63	94	126	157	188	220	251	283
12	45	90	136	181	226	271	317	362	407
14	62	123	185	246	308	369	431	493	554
16	80	161	241	322	402	483	563	643	724
18	102	204	305	407	509	611	713	814	916
20	126	251	377	503	628	754	880	1005	1131
25	196	393	589	785	982	1178	1374	1571	1767
32	322	643	965	1287	1608	1930	2252	2574	2895
40	503	1005	1508	2011	2513	3016	3519	4021	4524

