



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Institutt for konstruksjoner og materialer Offshoresystemer - Offshorekonstruksjoner	Vårsemesteret, 2010 Åpen
Forfatter: Dag Stian Holvik (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Rolf Arild Jakobsen (UiS) Veileder(e): Terje Lunde (Aker Solutions), Rolf Arild Jakobsen(UiS)	
Tittel på masteroppgaven: Kalde forbindelser Engelsk tittel: Non-welded connections	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Bolter, anbefalinger, regelverk, beregninger, korrosjon, overflatebehandling	Sidetall: 43 + vedlegg/annet: 31 Stavanger, 10.06.2010

Universitetet i Stavanger

Kalde forbindelser

Hovedoppgave innen offshorekonstruksjoner

Dag Stian Holvik
Våren 2010

Forord

Denne oppgaven markerer slutten på masterstudiet innen offshoresystemer ved Universitetet i Stavanger. Det toårige studiet har vært utvidelsen av en bachelorgrad i konstruksjonsteknikk fra Høgskolen i Sør-Trøndelag. Fagkombinasjonen tilbudt ved Universitetet i Stavanger har vært variert med hovedvekt på offshorerelaterte fag, og dette prosjektet utgjør en naturlig avslutning på mastergraden.

Kalde forbindelser er et aktuelt tema i offshorebransjen. Ved fullført utdanning venter arbeid i denne bransjen, og å få muligheten til å opparbeide seg kompetanse innenfor emnet gjennom arbeidet med oppgaven har vært en viktig motivasjonsfaktor for meg. Læringsutbyttet mitt har vært stort, og jeg håper at også andre har utbytte av å lese denne rapporten.

Jeg ønsker å rette en stor takk til Terje Lunde, ekstern veileder ved Aker Solutions, for god faglig oppfølging og lærerike samtaler. Veileder ved Universitetet i Stavanger, Rolf A. Jacobsen, har bidratt med gode råd og veiledning i forbindelse med oppgaven. Jeg vil også takke Aker Solutions i Stavanger for muligheten til å skrive oppgaven ved deres lokaler på Buøy. Det har vært inspirerende å jobbe med oppgaven i så godt faglig miljø.

Stavanger, juni 2010

Dag Stian Holvik

Sammendrag

Fra 1. april 2010 er Eurokodene det gjeldende regelverk for konstruksjoner i Nordsjøen. Eurokodene har fram til nå fungert som et supplement til nasjonale standarder, men skal heretter erstatte disse. Bestemmelser for stålstrukturer behandles i Eurokode 3, hvor del 1-8 tar for seg boltede og sveiste forbindelser. I tillegg til Eurokodene, finnes flere andre standardverk på markedet. Disse kan være nyttige hjelpemidler ved design av ulike strukturer. Egne beregningsmetoder kan også nyttes så lenge dokumentasjonen er tilfredsstillende.

Ved utforming av bolteforbindelser må flere faktorer vektlegges for at designet skal bli best mulig. I tillegg til spesifiserte krav til kapasiteter og hull- og kantavstander, vil godt design ha positiv effekt på de fleste faser av forbindelsens levetid. Forbindelsen skal utformes slik at den kun overfører ønskede krefter og heller ikke introduserer andre krefter på grunn av dårlig symmetri/eksentrisiteter.

Arbeid som kan utføres onshore fremfor offshore er det beste kostnadsreducerende virkemiddel i et prosjekt. Godt planlagt arbeid vil også gjøre monteringen enklere. Monteringen må utføres etter beskrevne metoder for at strukturen skal få den beregnede kapasiteten.

Tiltrekking av bolter kan utføres på flere måter. Mest vanlig er oppspenning ved hjelp av kalibrert momentnøkkel. Nødvendig moment i nøkkelen beregnes ut fra ønsket forspenningskraft i boltene. Vinkeldreining av boltene er en annen tiltrekking metode, og denne kan også kombineres med bruk av momentnøkkel. En siste metode er bruk av hydraulisk forspenningsverktøy. Forspenningskraften i boltene kan reduseres over tid. Årsaker til dette kan være overbelastning eller utmattingslaster. Metoder for å overvåke forspenningskraften i boltene er tilgjengelig på dagens marked.

Kapasitetsberegninger av forbindelser kan gjøres ved hjelp av retningslinjene gitt i Eurokoden. Det omfattende formelverket skal sikre at forbindelsen har nødvendige kapasiteter. Plastisk beregning av forbindelser er mye brukt da forbindelser har en kapasitet ut over den elastiske kapasiteten. Knutepunktskreftene kan ved en plastisk beregning fordeles fritt på boltene i forbindelsen så lenge de indre kreftene er i likevekt med de ytre.

Konstruksjoner som står offshore er særlig utsatt for korrosjon. Det fuktige miljøet utgjør optimale forhold for utvikling av rust. Overflatekorrosjon, punktkorrosjon og galvanisk korrosjon er rustangrep som kan oppstå på offshorekonstruksjoner. I tillegg til korrosjon, kan også hydrogensprøhet i stålet være en utfordring for strukturene i Nordsjøen.

Nedbrytningsmekanismer kan bekjempes ved god konstruktiv utforming. Et design som minimerer overflatene og forhindrer fuktansamlinger er et godt utgangspunkt for en langvarig forbindelse. Metalliserte bolter og et godt malingsystem gir forbindelsene god beskyttelse mot nedbrytningsmekanismene, og ved gode inspeksjons- og vedlikeholdsrutiner skal konstruksjonene kunne holde i lang tid.

I dag er bolteforbindelser det klare alternativet til sveiseforbindelser. Det vil bli spennende å se om det vil dukke opp andre alternativer i framtiden. Forskingen på limprodukter er omfattende, og det kan være at det vil skje en utvikling her som kan gjøre lim aktuelt også for bærende stålstrukturer.

Innhold

Innledning	1
Gjeldende regelverk for offshoreinstallasjoner	3
Eurokodene	3
Andre regelverk.....	4
Uavhengige kontrollorganer	5
Hvordan forholde seg til regleverket?	5
Utforming av bolteforbindelser	6
Kategorisering av bolteforbindelser	7
Minimumsavstander	11
Avstander for tiltrekkingsverktøy	11
Statisk betraktning	12
Bruddrekkefølge.....	13
Materialvalg	13
Produksjon	15
Montering	15
Forbinders rotasjonsstivhet og momentkapasitet	18
Praktisk eksempel	20
Beregning av bolteforbindelser	27
Kapasitet av enkeltskruer utsatt for skjær og/eller strekk	27
Kapasitet av boltegrupper	30
Lange forbindelser	31
Friksjonsforbindelser	32
Plastisk beregning av forbindelser	33
Korrosjon.....	35
Overflatekorrosjon.....	35
Punktkorrosjon.....	35
Galvanisk korrosjon.....	35
Hydrogensprøhet	36
Overflatebehandling og vedlikehold.....	37
Konstruktiv rustbeskyttelse	37
Overflatebehandling	37
Diskusjon og konklusjon.....	39

Framtidig arbeid.....	41
Litteratur	42
Vedlegg	44
Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul	1
Vedlegg 2: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.2	21
Vedlegg 3: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.3	22
Vedlegg 4: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.4	24
Vedlegg 5: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.6 og 3.7	25
Vedlegg 6: Eurokode 3 del 1-8 punkt 5.2.....	26
Vedlegg 7: Tabeller for flytespenninger, tiltrekkingsmomenter og korreksjonsfaktorer	29
Vedlegg 8: Inputfil STAAD.Pro-modell	31

Figurliste

Figur 1: Ekofiskfelt	1
Figur 2: Alexander L. Kielland.....	3
Figur 3: Inspeksjon av sveis.....	5
Figur 4: Last-forskyvningskurve for ulike forbindelsesmidler.....	6
Figur 5: Avskjæringsforbindelse, forspent avskjæringsforbindelse og strekkforbindelse.....	7
Figur 6: Aktuelle bruddformer for avskjæringsforbindelser.....	8
Figur 7: Kraftoverføring i en friksjonsforbindelse.....	8
Figur 8: Last-forskyvningskurve for en forspent avskjæringsforbindelse.....	9
Figur 9: Hevarmeffekt.....	10
Figur 10: Krav til minimumsavstander gitt av Eurokode 3.....	11
Figur 11: Momentfordeling for en stiv og en leddet forbindelse.....	12
Figur 12: Produksjon av understell.....	15
Figur 13: Saipem 7000 under monteringen av BPs plattform Clair.....	15
Figur 14: Last-rotasjonsvinkel ved ujevne plater.....	18
Figur 15: Boltsafe sensorer.....	18
Figur 16: Oversiktsbilde problemstilling.....	20
Figur 17: Alternativer forbindelse 1.....	21
Figur 18: Momentstiv forbindelse til venstre, leddet forbindelse til høyre.....	21
Figur 19: Alternativ forbindelse 2.....	22
Figur 20: Alternativer til oppheng av nytt laydowndekke.....	22
Figur 21: Alternativer forbindelse 3.....	23
Figur 22: Prinsippskisse av løsning i alternativ 1.....	23
Figur 23: Prinsippskisse av løsning i alternativ 2.....	24
Figur 24: Oversiktsbilde og forskyvninger forbindelse 4.....	25
Figur 25: Løsning med endeplate.....	25
Figur 26: Løsning med vinkelbeslag.....	25
Figur 27: Alternativer forbindelse 5.....	26
Figur 28: Alternative utforminger forbindelse 5.....	26
Figur 29: Lange forbindelser.....	31
Figur 30: Harde værforhold.....	35
Figur 31: Punktkorrosjon.....	35
Figur 32: Galvanisk korrosjon.....	35
Figur 33: Spenningsrekken.....	36
Figur 34: Brudd i bolt som følge av hydrogensprøhet.....	36
Figur 35: Generelt malingsystem.....	38
Figur 36: Vedlikeholdsarbeid offshore.....	38
Tabell 1: Eurokode 3, del 1-8, tabell 3.2.	7
Tabell 2: Anbefalt klaring for tiltrekkingsverktøy.....	12
Tabell 3: Brudd- og flytespenninger for ulike fasthetsklasser.....	14
Tabell 4: Verdier av k_s	32
Tabell 5: Friksjonskoeffisient μ	32

Symboler

I oppgaven samsvarer symbolbruken med Eurokode 3 del 1-8. Symboloversikten nedenfor inneholder også symboler som ikke er definert i Eurokoden. Disse er brukt blant annet ved beregning av forspenningsmomenter etter metoder beskrevet i Skruekatalogen 2009.

A	<i>Spenningsareal bolt</i>
A_s	<i>Spenningsareal gjenget del av bolt</i>
A_n	<i>Grunnmaterialets nettoareal</i>
A_{nt}	<i>Grunnmaterialets strekkbelastede nettoareal</i>
A_{nv}	<i>Grunnmaterialets skjærbelastede nettoareal</i>
$B_{p,Rd}$	<i>Stanse motstand bolt</i>
C	<i>Korreksjonsfaktor ved beregning av forspenningskraft</i>
E	<i>Elastisitetsmodul</i>
$F_{b,Rd}$	<i>Kapasitet mot hullkantrykk</i>
$F_{p,r}, F_{p,c}$	<i>Forspenningskraft i bolt</i>
$F_{s,Rd}$	<i>Friksjonskapasitet i bruddgrensetilstand</i>
$F_{s,Rd,ser}$	<i>Friksjonskapasitet i bruksgrensetilstand</i>
$F_{t,Ed}$	<i>Dimensjonerende strekkraft</i>
$F_{t,Rd}$	<i>Strekkapasitet</i>
$F_{v,Ed}$	<i>Dimensjonerende skjærkraft i bruddgrensetilstand</i>
$F_{v,Ed,ser}$	<i>Dimensjonerende skjærkraft i bruksgrensetilstand</i>
$F_{v,Rd}$	<i>Skjærkapasitet i bruddgrensetilstand</i>
$F_{v,Rd,ser}$	<i>Skjærkapasitet i bruksgrensetilstand</i>
G_f	<i>Forspenningsgrad</i>
L_j	<i>Avstand mellom endebolter i en lang forbindelse</i>
$M_{b,pl,Rd}$	<i>Plastisk momentkapasitet av bjelke</i>
$M_{c,pl,Rd}$	<i>Plastisk momentkapasitet av søyle</i>
$M_{j,Rd}$	<i>Momentkapasitet av forbindelse</i>
M_t	<i>Tiltrekkingsmoment</i>

$N_{net,Rd}$	<i>Plastisk kapasitet av boltens nettotverrsnitt</i>
Q	<i>Hevarkraft</i>
S_s/F_f	<i>Forspenningskraftens spredning</i>
$V_{eff,Rd}$	<i>Kapasitet mot utrivning av boltegruppe</i>
d	<i>Diameter bolteskaft</i>
d_0	<i>Diameter boltehull</i>
e	<i>Avstander fra bolt til kant</i>
f_u	<i>Bruddspenning grunnmateriale</i>
$f_{u,b}$	<i>Bruddspenning bolt</i>
f_y	<i>Flytespenning grunnmateriale</i>
$f_{y,b}$	<i>Flytespenning bolt</i>
k	<i>Friksjonskoeffisient</i>
k_1	<i>Koeffisient hullkantrykk</i>
k_2	<i>Koeffisient strekkapasitet</i>
k_s	<i>Friksjonskoeffisient som funksjon av boltehullform</i>
n	<i>Antall snitt/friksjonsflater/bolter</i>
p	<i>Avstand mellom bolter</i>
t	<i>Platetykkelse</i>
α	<i>Vinkeldreining av tiltrekkingsverktøy ved tilstramming av bolter</i>
α_b	<i>Koeffisient hullkantrykk</i>
α_d	<i>Koeffisient hullkantrykk</i>
α_v	<i>Koeffisient skjærkapasitet</i>
β_{lf}	<i>Reduksjonsfaktor lange forbindelser</i>
γ_m	<i>Materialfaktor</i>
μ	<i>Friksjonskoeffisient</i>

Innledning

Den norske oljevirksomheten startet for alvor da det amerikanske oljeselskapet Philips Petroleum Company 23. desember 1969 fant olje i området som senere har blitt kjent som Ekofiskfeltet. Denne oppdagelsen har betydd enormt mye for det velferdssamfunn vi kjenner i Norge. Gjennom nesten 40 års virksomhet har oljenæringen i følge Olje- og Energidepartementet (2008) skapt verdier for godt over 6000 milliarder kroner. I 2007 sto petroleumsvirksomheten for 24 % av verdiskapingen i Norge.



Figur 1: Ekofiskfeltet

De første installasjonene som ble bygget på 1970-tallet hadde i utgangspunktet en estimert levetid på 20-25 år. Etter hvert som ny teknologi førte til høyere utvinning av reservoarene, ble installasjonenes levetid forlenget fortløpende. For å kunne tåle den forlengede levetiden, måtte installasjonene modifiseres. Modifikasjoner pågår i stort omfang også i dag. Nytt utstyr kan trenge større plass og gamle moduler må byttes ut. Modifikasjonsoppdragene er mange, og flere selskaper har spesialisert seg på å kunne utføre oppgavene. Store vedlikeholdskontrakter lyses ut med jevne mellomrom, og de aktuelle kontraktørene kjemper om å skaffe seg disse attraktive oppdragene.

Produksjon av hydrokarboner stiller høye krav til sikkerhet. Operasjoner som utføres på plattformene er underlagt strenge føringer som skal ivareta sikkerheten for både personell og omgivelser. Varmt arbeid på plattformer er et eksempel på en kritisk operasjon. Åpen flamme på plattformer kan gi katastrofale følger om en gasslekkasje skulle oppstå. Sveising og andre kritiske operasjoner begrenses derfor til et minimum. De ulike operatørene har egne retningslinjer på hvordan slike operasjoner skal utføres, og som regel blir disse utført under revisjonsstans. Da er produksjonen stengt ned, og faren for lekkasjer er minimal.

Da strukturelt vedlikehold av installasjonene er noe som utføres kontinuerlig, er det ønskelig å gjennomføre vedlikeholdet uten bruk av varmt arbeid. Som forbindelsesmiddel er bolteløsninger det beste alternativet til sveising. Eventuelt sveisearbeid kan utføres på verksted før modulene fraktes offshore, så montering og fastspenning kan gjøres uten bruk av varmt arbeid.

En artikkel i Teknisk Ukeblad (Fischer, K.P. et al. 2001) viser til DNV's avsløringer om gjentakelser av grunnleggende feil ved design av bolteforbindelser. Artikkelen stiller spørsmål til om det settes av nok tid til gjennomgang av utforming og installasjon på forskriftsmessig måte. Feil utførelse av forbindelser kan føre til store konsekvenser for offshoreinstallasjoner. Skader og lekkasjer på utstyr i kontakt med hydrokarboner er svært uheldig. Særlig kritisk er bruken av bolter i flenseforbindelser i rør, men forbindelser i løfteutstyr anses også som et kritisk område.

De stadige oppgraderingene på offshoreinstallasjonene gjør at kontraktørene må ha bred kompetanse når det kommer til kalde forbindelser. Bransjen har erfart at nyutdannede ingeniører ofte mangler nødvendig kunnskap om bolteforbindelser, da dette emnet som regel utgjør en liten del av stålundervisningen. For bedrifter som driver med vedlikeholdsoppdrag på sokkelen er det

viktig å sørge for at de ansatte har tilstrekkelig kompetanse slik at konstruksjonene til enhver tid er sikre og av høy kvalitet.

Denne oppgaven er ment som en grunnleggende innføring i bruken av bolteforbindelser. Hensikten er å belyse aktuelle problemstillinger relatert til alt fra utforming til vedlikehold av forbindelsene. Hvordan kan valg som gjøres i designfasen påvirke forbindelsens kapasitet, holdbarhet og behov for vedlikehold? Hvordan påvirker valgene det totale kostnadsbildet? Og i hvilken grad spiller miljøforholdene ved offshoreinstallasjoner inn på designet av forbindelsene?

Hovedfokus i oppgaven er lagt til generelle anbefalinger og ikke på avanserte beregninger. Det er likevel gjennomgått noen praktiske regneeksempler for å underbygge tilhørende teori. Et større eksempel er inkludert i oppgaven. Eksempelet er i hoveddelen av oppgaven brukt som et virkemiddel for å belyse viktigheten av å gjøre gode valg under designfasen. Denne delen inneholder ingen beregninger. Disse beregningene samt mer utfyllende begrunnelser til valg av utforming er inkludert i Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul. Eksempelet skal oppsummere de generelle anbefalingene som gis i oppgaven.

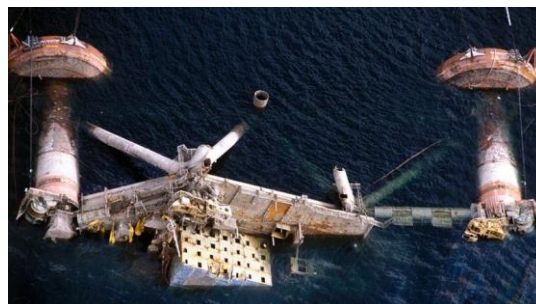
Denne veiledningen er først og fremst rettet mot nyutdannede ingeniører innen konstruksjonsfaget, men forhåpentligvis vil også andre ha nytte av oppgaven.

Gjeldende regelverk for offshoreinstallasjoner

Offshoreindustrien er underlagt et strengt regelverk for all aktivitet som utføres. Konsekvensene av uønskede hendelser kan bli store, både for mennesker og miljø. I tillegg til internasjonalt regelverk, har gjerne nasjonale myndigheter egne krav til operatører og kontraktører som utfører oppgaver på de forskjellige lands områder. Norge er av landene som stiller strengest krav til sikkerhet for operasjoner innenfor sine grenser.

Dessverre har det skjedd større ulykker også på norsk sokkel. I år er det 30 år siden den mest alvorlige ulykken med tanke på menneskeliv skjedde. 27. mars 1980 gikk boligplattformen Aleksander L. Kielland rundt og 123 av de 212 ombord mistet livet. Årsaken til denne ulykken var et utmattingsbrudd i ett av stagene i understellet. Manglende redundans i bæresystemet gjorde dette bruddet fatalt. Utmattingsbruddet var initiert av en sprekk som høyst sannsynlig hadde vært der fra strukturen forlot verkstedet som nytt. Plattformen var heller ikke beregnet for utmatting, selv om spenningene i stagene var høye.

En offentlig undersøkelseskommisjon nedsatt etter ulykken kom fram til flere anbefalinger for offshoreinstallasjoner. Mange av disse gikk på beredskapstiltak ved ulykker, men noen av dem tok for seg opplæring, kontrolltiltak, analyser og regelverk. Kommisjonen konkluderte med at datidens regelverk i for stor grad var basert på skipserfaring og måtte forbedres. Et nytt og bedre regelverk for beregning av konstruksjonene måtte på plass. Anbefalingene som kommisjonen kom med ble i ettertid vurdert som meget gode, og de aller fleste av anbefalingene er innført i oljevirkosomheten.



Figur 2: Alexander L. Kielland under en av snuoperasjonene som ble forsøkt i etterkant av ulykken. Plattformen ble i 1983 senket i Nedstrandsfjorden nord for Stavanger. Foto: Scanpix

Standardverkene som regulerer aktiviteten offshore har utviklet seg mye siden 1980. Flere aktører har lansert sine anbefalinger, og et felles regelverk har blitt utviklet på tvers av landegrensene. I tillegg har krav til inspeksjoner blitt høyere, samtidig som nyere teknologi har gjort det lettere å oppdage materielle uregelmessigheter. Utviklingen innenfor ikke-destruktive testmetoder (NDT) gjør det mulig å registrere feil før ulykker inntreffer.

Eurokodene

Strukturer i Nordsjøen er per i dag underlagt krav fra det internasjonale standardverket Eurokodene. Dette er en samling av standarder som skal innføres i hele Europa, og i Norge var siste frist for å ta i bruk regelverket 1. april 2010. Arbeidet med denne standardserien begynte allerede i 1975, da EU-kommisjonen vedtok å starte arbeidet med et felles reglement for design av konstruksjoner. Regelverket skulle i første rekke være et supplement til nasjonale standarder, for siden å erstatte disse. Selv om Norge ikke er medlem av EU, har norske representanter deltatt aktivt i utviklingen av serien. Eurokodene er felles for 31 land. Nasjonale tilpasninger, for eksempel til klimatiske forhold, tas hensyn til gjennom nasjonale tillegg.

Eurokodene består av totalt 58 verk. Disse er fordelt under kategoriene 0-9. Eurokode 0, eller EN1990 som den også kalles, er hoveddokumentet i serien. Dette tar for seg de generelle prinsippene for strukturdesign. Eurokode 1 (EN1991) inneholder retningslinjer for de ulike lastene som virker på konstruksjoner. De resterende kodene, Eurokode 2-9, er delt inn etter de forskjellige materialene som kan inngå i konstruksjoner, samt retningslinjer for geotekniske hensyn og jordskjelvdannede strukturer. Eurokode 3 behandler emnene for stålstrukturer, og er med sine 20 deler den mest omfattende standarden i Eurokodene.

Eurokode 3's størrelse skyldes først og fremst stålmaterialalets store bruksområde. I tillegg behandler koden bestemmelsene om boltede og sveiste forbindelser, som i seg selv er omfattende emner. I denne oppgaven fokuseres det på boltede forbindelser, og det er Eurokode 3 del 1-8 som dekker emnet om forbindelser.

Eurokodene baserer seg på metoden LSD (Limit State Design), også kjent som LRFD (Load and Resistance Factor Design). Konstruksjonene skal i følge denne metoden tilfredsstille ulike grensetilstander. ULS, Ultimate Limit Design eller bruddgrensetilstanden, er den tilstanden konstruksjonen utsettes for når de aktuelle lastene er på sitt største. SLS, Serviceability Limit Design eller bruksgrensetilstanden, er tilstanden som konstruksjonen utsettes for ved "vanlig" bruk. LSD-metoden innebærer en rekke antakelser rundt blant annet laster og materialer, og usikkerheten rundt disse størrelsene ivaretas av sikkerhetsfaktorer. Disse faktorene varierer etter hvilken grensetilstand man opererer i.

Andre regelverk

I tillegg til Eurokodene har vi på norsk sokkel en samling av regler og anbefalinger i NORSOK. Dette er en omfattende samling, og de ulike standardene deles inn i kategorier. Kategoriene organiseres ved hjelp av bokstaver, og under bokstaven "N" ligger anbefalingene som behandler de strukturelle emnene. Disse anbefalingene består av seks ulike deler, hvor design av stålstrukturer (N-004) er én av disse.

Det Norske Veritas har utviklet sin egen samling av offshorestandarder. Disse organiseres som NORSOK etter bokstaver. Strukturelle emner ligger under kategori C. Denne kategorien inneholder totalt ti forskjellige verk som behandler design av flere forskjellige typer offshoreinstallasjoner. I tillegg behandles emner relatert til blant annet stabilitet, fabrikkasjon og testing av konstruksjonene.

I tillegg til det gamle regelverket Norsk Standard, har NORSOK og DNV's standarder vært de mest aktuelle for bruk på norsk sokkel. Amerikanske standarder fra AISC (American Institute of Steel Construction) og API (American Petroleum Institute) har også hatt en rolle under utviklingen av den norske oljevirksomheten. Selv om det er Eurokodene som nå skal gjelde, kan disse alternative standardene inneholde metoder som kan være til god hjelp ved enkelte beregninger.

Uavhengige kontrollorganer

Flere selskaper driver med inspeksjoner av anlegg offshore. Disse skal være en uavhengig part som skal kontrollere at arbeidene er riktig utført og at strukturelle feil ikke har oppstått på anlegg i drift. Eksempel på slikt arbeid kan være inspeksjon av sveisearbeidene. Gjennom disse kontrollene oppnås en objektiv vurdering av de arbeidene som er utført. Kontrollselskapene har ingen egeninteresser i de forskjellige prosjektene, og dette skal være med på å sikre at kontrollene blir riktig utført.



Figur 3: Inspeksjon av sveis. Foto: MICs

Hvordan forholde seg til regelverket?

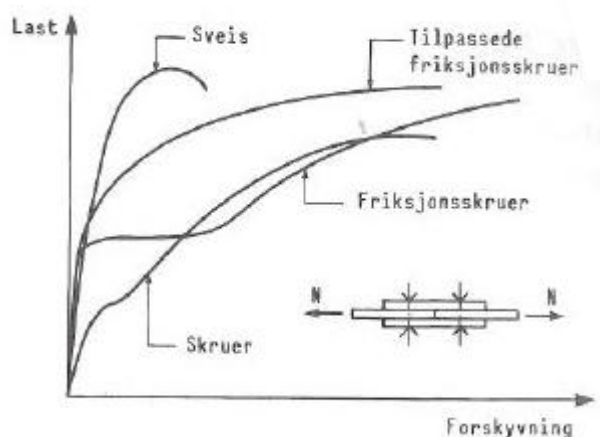
Samlingen av standarder er et viktig hjelpemiddel ved design av konstruksjoner. Det betyr likevel ikke at de skal følges ukritisk. Egne modeller og beregningsmetoder kan brukes så lenge dokumentasjonen er tilfredsstillende. En vanlig beregningsmetode er WSD, eller Working Stress Design. Denne kalles også ASD; Allowable Stress Design. Metoden har i stor grad blitt erstattet av den tidligere nevnte LSD. Prinsippet for WSD-metoden er en fremgangsmåte som forsikrer at spenningen i strukturen ikke overskrider den elastiske grensen til stålet. Graden av sikkerhet kan reguleres gjennom justering av maksimal stålutnyttelse. En grundig analyse av strukturene kan føre til en mer effektiv beregningsmetode som er vel så bra som kontrollene som utføres i henhold til standardene.

Standardene har ofte kompliserte formler for de ulike kontrollene som må utføres. Disse formlene kan inneholde svært mange koeffisienter som må bestemmes før formlene kan gi svar på om de aktuelle kravene tilfredsstilles. Blir det for mange mellomregninger, kan det være vanskelig å holde oversikten over hva som faktisk kontrolleres. Da blir det heller ikke lett å reagere dersom noe gjøres feil. En enkel modell av problemstillingene kan ofte være vel så bra. Da er det lettere å ha kontroll på hva som beregnes. Konservative grep kan også gjøres i modellen, slik at det hele tiden opereres på den sikre siden.

Vurdering og sammenligning av de ulike standardene er et aktuelt tema, men et slikt arbeid blir for omfattende til å inkludere i denne oppgaven. Uansett bør regelverk alltid betraktes med kritiske øyne. Det er ikke slik at metoder beskrevet i standardene alltid er korrekte. I noen tilfeller kan det være spesielle forhold som gjør at formelverket fra en standard ikke er passende for den aktuelle problemstillingen. Da er det viktig å ha kunnskap nok til å gjøre gode vurderinger slik at et sikkert design fremdeles opprettholdes.

Utforming av bolteforbindelser

Forbindelser har som oppgave å overføre krefter og eventuelt momenter fra en konstruksjonsdel til en annen. Dette kan gjøres på mange forskjellige måter, og de ulike løsningene tilpasses hver situasjon. En løsning som skal overføre momenter vil ha en annen utforming enn en forbindelse som ikke skal det. En hovedregel er å designe "rene" løsninger, det vil si å unngå kombinasjoner av ulike sammenføyingsmidler i samme forbindelse. De forskjellige forbindelsesmidlene har ulike stivhetsegenskaper, og variasjonen i stivhet kan føre til at de stiveste midlene i en kombinert forbindelse kan nå sin bruddlast før de andre midlene har utnyttet sin kapasitet, se Figur 4.



Figuren viser last-deformasjonskurven for ulike forbindelser utsatt for aksial last. Sveisforbindelser har størst kapasitet og gir små forskyvninger. Av grafen for friksjonsskruer ses tydelig friksjonskraftens innvirkning på deformasjonene. Kilde: Per Kr. Larsen (1997)

Figur 4: Last-forskyvningskurve for ulike forbindelsesmidler

Det er ikke ønskelig at forbindelser skal initiere brudd i konstruksjonen. De bør heller ha en kapasitetsreserve i forhold til de tilstøtende komponentenes kapasitet. Forbindelser dimensjoneres på samme måte som komponentene. Beregnede snittkrefter danner grunnlaget for dimensjoneringen, men i forbindelsene kan det oppstå spenningsomlagringer som følge av deformasjoner. Hevarmeffekten i strekkbelastede forbindelser er et eksempel på en slik spenningsomlagring. Denne effekten beskrives i avsnittet om strekkforbindelser.

Forbindelsene bør utformes slik at eksentrisiteter ikke innføres i lastoverføringen. Dersom dette ikke er mulig, må dimensjoneringen av forbindelsen ta hensyn til denne eksentrisiteten.

I tillegg til ovennevnte konstruktive krav, er det også andre hensyn som må tas ved design av bolteforbindelser. En vurdering av hva slags arbeid som kan utføres på verksted, hvordan strukturen skal monteres og framtidig vedlikehold har stor innvirkning på utformingen av forbindelsene og totaløkonomien i prosjektet. Installasjonene som står offshore skal også fjernes en gang i fremtiden. Dersom rivningsarbeidet kan gjøres lettere ved å ta hensyn til dette under designfasen, vil dette være positivt både for oppdragsgiver og kontraktør.

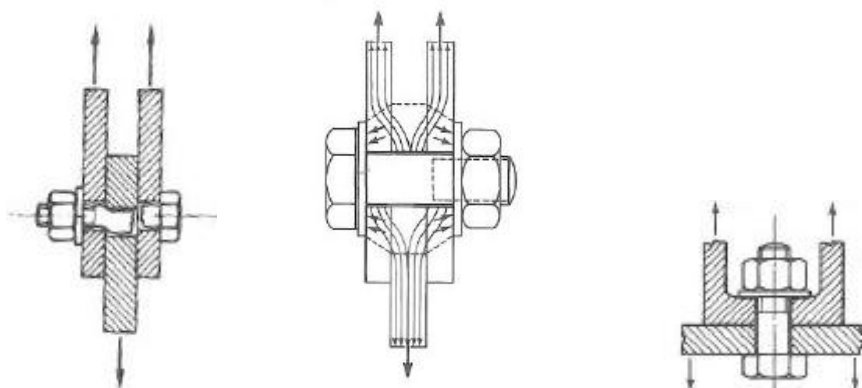
Denne delen av oppgaven skal ta for seg de hensyn som må vurderes under designfasen. Disse er generelle punkter som er gjeldende for stort sett alle forbindelser, men i hvor stor grad de spiller inn på designet, varierer fra forbindelse til forbindelse. Avsnittet starter med en gjennomgang av de ulike kategoriene av bolteforbindelser som er definert i Eurokoden.

Kategorisering av bolteforbindelser

De ulike boltekategoriene etter Eurokode 3 er de samme som tidligere ble brukt i NS3472. Disse deler inn de ulike forbindelsene i kategoriene A-E. Tabell 3.2 i Eurokode 3 gir en oversiktlig framstilling av de ulike boltekategoriene og hvilke krav forbindelsene må tilfredsstille. Den er gjengitt i Tabell 1. En grundigere beskrivelse av de ulike forbindelsene følger deretter.

Kategori	Kriterier	Kommentarer
Avskjæringsforbindelser		
A Hullkanttrykk	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Ingen krav til forspenning. Bolteklasser fra 4.6 til 10.9 kan brukes.
B Glidningsforhindret i bruksgrensetilstand	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{v,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Forspente 8.8 eller 10.9 bolter skal brukes. For glidningsmotstand i bruksgrensetilstand, se 3.9.
C Glidningsforhindret i bruddgrensetilstand	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Forspente 8.8 eller 10.9 bolter skal brukes. For glidningsmotstand i bruddgrensetilstand, se 3.9. For $N_{net,Rd}$, se 3.4.1(1)c).
Strekkpåkjente forbindelser		
D Ikke-forspente forbindelser	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Ingen krav til forspenning. Bolteklasser fra 4.6 til 10.9 kan brukes. $B_{p,Rd}$ se tabell 3.4.
E Forspente forbindelser	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Forspente 8.8 eller 10.9 bolter skal brukes. $B_{p,Rd}$ se tabell 3.4.
<i>Dimensjonerende strekkpåkjenning $F_{t,Ed}$ skal inkludere eventuelle tilleggskrefter på grunn av hevarmeffekten. Se kapittel 3.11. Bolter utsatt for både skjær- og strekkrefter skal også tilfredsstille kriteriet gitt i tabell 3.4.</i>		

Tabell 1: Eurokode 3, del 1-8, tabell 3.2.

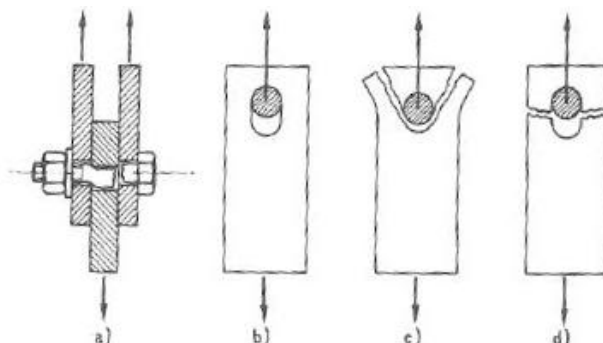


Figur 5: Avskjæringsforbindelse, forspent avskjæringsforbindelse og strekkforbindelse

Avskjæringsforbindelser

Forbindelser av kategori A kalles gjerne avskjæringsforbindelser. Denne typen forbindelse er mye brukt. Avskjæringsforbindelser er normalt lite kompliserte løsninger, og dette gjør at kontroll av forbindelsene er forholdsvis enkle. For avskjæringsforbindelser kan fire forskjellige bruddformer forekomme:

- Avskjæring av bolteskaft
- Brudd mellom bolteskaft og hullkant
- Utrivning av grunnmaterialet
- Brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt



Figur 6: Aktuelle bruddformer for avskjæringsforbindelser. Kilde: Per Kr. Larsen (1997)

Selv om boltene i avskjæringsforbindelser tiltrekkes med et visst moment slik at en forspenningskraft inntreffer, regnes ikke det friksjonsbidraget som da vil oppstå med i kapasitetsberegningene. For en avskjæringsforbindelse oppstår lastoverføringen først når bolteskaftet kommer i kontakt med hullkanten i grunnmaterialet.

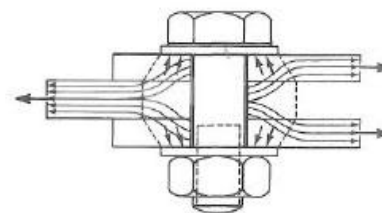
Beregningseksempelet i Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul viser hvordan rene avskjæringsforbindelser kan oppnås gjennom gode valg under designfasen. Valgene som ble gjort i eksempelet ga gjennomgående løsninger basert på avskjæring.

Friksjonsforbindelser

Forbindelser av kategori B og C omtales også som friksjonsforbindelser. Disse utnytter friksjonen mellom grunnmaterialenes flater som oppstår når boltene forspennes. Fordelen med denne typen forbindelser kan være høyere kapasitet eller reduserte deformasjoner. Lastoverføringen foregår i hovedsak på to måter; som en forspent avskjæringsforbindelse eller som en friksjonsforbindelse. Kun høyfaste bolter av klasse 8.8 og 10.9 kan brukes i forbindelser i kategori B og C.

I enkelte prosjekter kan det være nødvendig å bruke friksjonsforbindelser. Et område hvor slike forbindelser har vært brukt er til stigerørstøtter på plattformer med stålunderstell. Da kan klammer festes rundt understellbena og strammes til ved hjelp av bolter. Boltene strammes til slik at friksjonskraften mellom understellet og klammene har tilstrekkelig kapasitet. I denne typen forbindelser må tiltrekkingsboltene ha en viss lengde. Årsaken til dette lengdekravet forklares under kapitlet Materialvalg.

En forspent avskjæringsforbindelse inkluderer friksjonsbidraget slik at kapasiteten ved hullkantrykk økes. Forspenningskraften presser platene sammen, og denne forspenningen etablerer en slags trykksylinder som sørger for kraftoverføringen i forbindelsen. Se Figur 7.



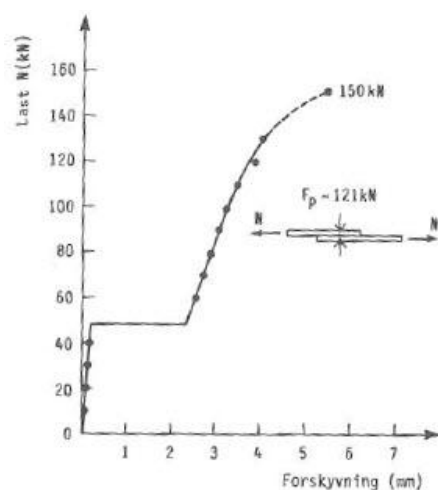
Figur 7: Kraftoverføring i en friksjonsforbindelse. Kilde: Per Kr. Larsen (1997)

Trykksylinderens tverrsnittsareal er 5-10 ganger skrueskaftets areal, men det er fremdeles så lite at friksjonsforbindelsen

fremdeles anses som en punktforbindelse. Boltens kapasitet utyttes først etter at friksjonskraften er overskredet og bolteskaftet kommer i kontakt med hullkanten i grunnmaterialet.

Da boltens kapasitet gjerne er flere ganger større enn friksjonskapasiteten, er det ikke økonomisk å bruke friksjonskraften som forbindelsens kapasitet i bruddgrensetilstanden. Denne kraften er mer aktuell som en kapasitet i bruksgrensetilstanden for konstruksjoner hvor små deformasjoner er av interesse.

Figur 8 viser forskyvningen som funksjon av belastning for en enkeltsnittet friksjonsforbindelse. Eksempelet er hentet fra Per Kr. Larsen (1997).



Figuren viser last-forskyvningskurven for en enkeltsnittet, forspent avskjæringsforbindelse. Boltene er forspent med en kraft på 121 kN. Glidningen er liten til ca 50 kN, hvor friksjonskapasiteten overskrides, og forbindelsen glir i overkant av 2 mm. Etter dette oppfører forbindelsen seg som en avskjæringsforbindelse. Avskjæring av skrueskaftet inntreffer ved en last på 150 kN, det vil si omtrent tre ganger lasten som førte til glidning. Kilde: Per Kr. Larsen (1997)

Figur 8: Last-forskyvningskurve for en forspent avskjæringsforbindelse

For forbindelser utsatt for vekslende last, kan det opptre små lokale glidninger i kontaktflaten uten at det opptrer global glidning. Disse små glidningene har en slipende effekt på overflaten, og kan redusere friksjonen i flaten. Blir denne nedslipingen stor nok, kan det også føre til tap av forspenningskraft i boltene. NS3472 tok hensyn til dette ved at forbindelsens kapasitet ble redusert med 20 % for utmattende last, men en slik reduksjon er ikke innført i EC3.

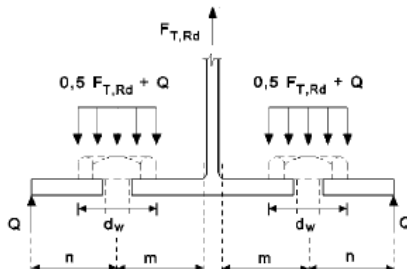
Beregningen for friksjonsforbindelser tar hensyn til den statiske friksjonskapasiteten, men når denne kraften er overskredet, regnes forbindelsen som en vanlig avskjæringsforbindelse. Når det oppstår glidning i forbindelsen, vil det fremdeles være en dynamisk friksjonskraft som virker. Denne tas ikke med som kapasitetsbidrag i verken bolter av kategori A eller i B/C. Stålmateriale som er i kontakt med hverandre vil ikke gli uhindret, men ha en viss friksjon mellom seg. Det betyr at denne friksjonen vil gi bolteforbindelsene en liten kapasitetsreserve i forhold til hva beregningsmetodene som nyttes i standardverket tilsier.

Strekkforbindelser

Oftest må forbindelser kunne ta opp strekkrefter. Det vil si at boltene belastes i lengderetning, og ikke i avskjæring. Slike forbindelser utføres gjerne med forspente bolter. For strekkforbindelser nyttes normalt bolter av fasthetsklasse 8.8 og 10.9.

I strekkpåkjennte forbindelser kan det oppstå omlagring av spenninger som følge av bøyedeforformasjoner i flensene. Eurokoden benytter en strekkbelastet ekvivalent T-forbindelse i

behandlingen av hevarmeffekten. I en strekkbelastet T-forbindelse oppstår det i utgangspunktet et fordelt kontaktrykk q mellom forbindelsens flens og underlaget, men ved beregninger erstattes dette fordelte trykket med en konsentrert last Q . Boltene må dimensjoneres for den ytre strekkbelastningen i tillegg til trykkraften som oppstår når flensen deformeres.



Figur 9: Hevarmeffekt. Kilde: Eurokode 3 del 1-8

Kombinerte forbindelser

I enkelte tilfeller er det nødvendig å designe forbindelser som må overføre kombinerte krefter, for eksempel både skjærkrefter og momenter. Dersom ikke en plastisk betraktning nyttes, hvor spesifikke bolter skal ta enten strekk eller skjær, vil boltene utsettes for både strekkrefter og avskjæringskrefter.

For slike situasjoner har standardene operert med egne interaksjonsformler. Eurokoden oppgir følgende formel for kombinert skjær og strekk:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Denne er endret i forhold til NS3472 retningslinjer. Interaksjonsformelen som ble brukt der var:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1.0$$

En interessant betraktning av denne interaksjonsformelen er å se på forspenningskraftens effekt på kapasiteten. Alle bolter festes med en viss forspenning, og dersom denne kraften settes inn i interaksjonsformelen vil det ha påvirkning på skjærkapasiteten. Hvis det for eksempel antas at en rent skjærbelastet bolt har en utnyttelsesgrad på 70 %, vil en forspenningskraft på 50 % av strekkapasiteten gi følgende:

$$0.7 + \frac{0.5}{1.4} = 1.06 > 1.0$$

Forbindelsen vil altså ikke oppfylle Eurokodens krav gitt av interaksjonsformelen. Samme situasjon ville i henhold til NS3472's formel gitt

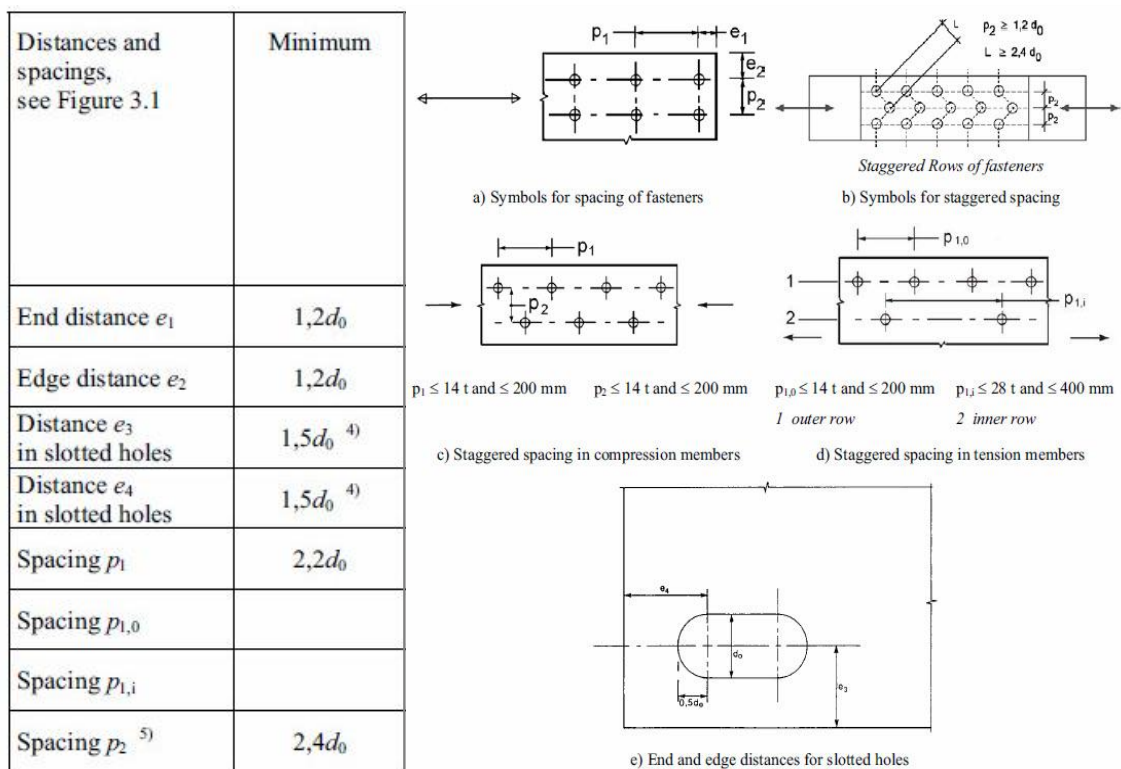
$$(0.7)^2 + \left(\frac{0.5}{1.0}\right)^2 = 0.74 < 1.0$$

og dermed oppfylt kravet med god margin.

Dette er en interessant observasjon, og er noe som kunne vært spennende og sett nærmere på. Skal forspenningskraften regnes som en strekkraft og forbindelsen derfor beregnes etter interaksjonsformelen? Dette spørsmålet vil ikke bli besvart i denne oppgaven, men kunne vært aktuelt å studere i en senere oppgave.

Minimumsavstander

Ved dimensjonering av bolteforbindelser stilles det minimumskrav til kant- og bolteavstander. Disse avstandene skal være en sikkerhet mot utrivning av grunnmaterialet. Avstandene kan tilpasses slik at ønsket bruddform oppnås. Blir kantavstanden liten, vil bruddet oppstå ved at en del av grunnmaterialet rives ut bak bolten, ref bruddform c) i Figur 6. Vanligvis er det ønskelig at bruddet inntrer i form av ovalisering av boltehull, som vist i bruddform b). Det er ikke uvanlig å sette kantavstanden til minimum to ganger boltediameteren, og NS3472 anbefalte tre ganger diameteren som optimal avstand. Figur 10 viser Eurokodens krav til minimumsavstander.

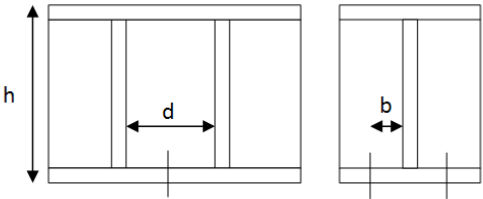


Figur 10: Krav til minimumsavstander gitt av Eurokode 3.

Avstander for tiltrekkingsverktøy

I de aller fleste tilfeller er ikke avstander med tanke på tiltrekkingsverktøy noe problem. I hvert fall ikke for konstruksjoner som står over vann. Til montering av undervannskonstruksjoner kan for eksempel ROV nyttes, og da kan det være spesielle krav til avstander slik at denne skal komme til. De fleste bolteforbindelsene monteres ved hjelp av momentnøkkel, og denne krever også sin plass. Anbefalte minimumsavstander for tiltrekkingsverktøy er gitt i Tabell 2.

Skruediameter	b [mm]	d [mm]	h [mm]
12 mm	23	60	85
16 mm	28	66	90
20 mm	34	72	100
24 mm	40	80	110
27-30 mm	45	90	120
33-36 mm	50	100	130

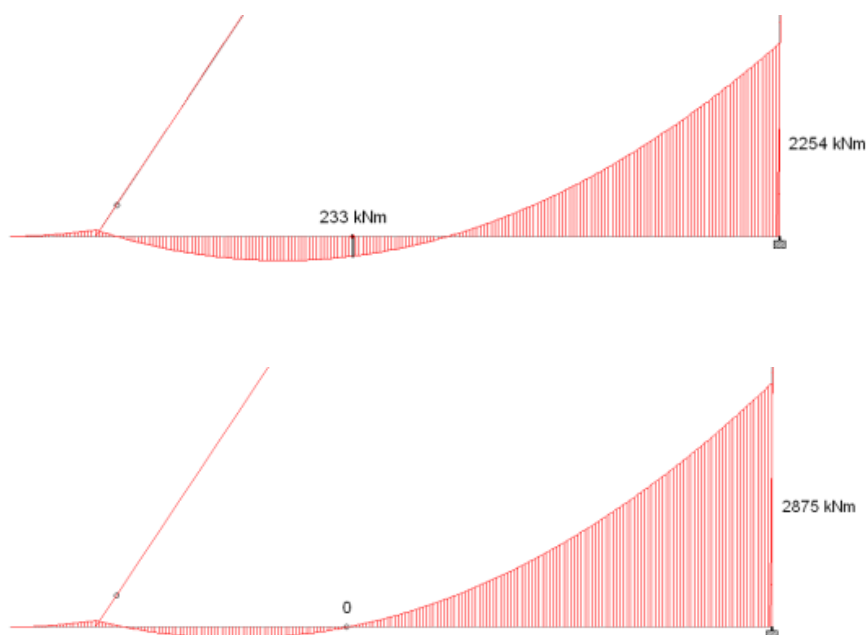


Tabell 2: Anbefalt klaring for tiltrekingsverktøy

Statisk betraktning

Grunnlaget for utformingen av en forbindelse gjøres under betraktningen av systemet. Snittkreftene som beregnes gir de nødvendige kapasitetskrav som stilles til forbindelsen. Snittkreftene avhenger av hvordan systemet vurderes. Løsningen som velges kan avhenge av begrensninger til for eksempel vekt eller varmt arbeid.

Riktig statistisk betraktning av system er avgjørende for å velge en gunstig utforming av forbindelsen. Det vil for eksempel være kostbart å designe en momentstiv forbindelse dersom det ikke er behov for en slik løsning. Et eksempel som demonstrerer forskjellene er illustrert under. Eksempelet er en ukraget bjelke som er hengt opp i enden og pålastet en jevnt fordelt last.



Figur 11: Momentfordeling for en stiv og en leddet forbindelse

Ved å designe forbindelsen som et ledd unngås overføring av momentkrefter. Knutepunktet kan da betraktes som en ren avskjæringsforbindelse. Generelt bør overføring av store momentkrefter unngås i forbindelser. Dette fører gjerne til store dimensjoner og dyre løsninger. I dette tilfellet vil innføringen av den frie forbindelsen gi større momenter ved innspenningen av utrageren. Valg av en slik leddet forbindelse forutsetter da at innspenningsmomentet ikke overskrider bjelkens momentkapasitet.

Bruddrekkefølge

Innledningsvis i dette kapitlet ble det nevnt at forbindelsen burde ha en kapasitetsreserve i forhold til de komponentene som den skjøter sammen. Videre ble det også poengtert at dersom et brudd skulle oppstå i forbindelsen, var det ønskelig at dette skjedde ved ovalisering av boltehullet. Ved betraktning av det globale systemet, er bruddrekkefølgen et punkt som må vurderes. Ved et ulykkestilfelle, for eksempel en fallende last på et dekke, bør forbindelsene designes slik at følgene av ulykken blir så små som mulig. Forbindelsene må ikke være så kraftige at belastningen på dekket vil forårsake brudd i øvrige bærende konstruksjoner. Et annet ulykkestilfelle kan være brannutbrudd. I disse situasjonene er det avgjørende at de bærende konstruksjonene beholder tilstrekkelig kapasitet til en evakuering er gjennomført.

Materialvalg

Tilfredsstillende materialkvaliteter er en grunnleggende forutsetning for de enkelte konstruksjoners integritet. Kravene som stilles til materialene kan variere fra prosjekt til prosjekt. I noen prosjekter er det vektkrav som avgjør hva slags materialer som skal nyttes, mens det i andre kan være styrkekravene som bestemmer hvilke materialkvaliteter som er nødvendig.

Grunnmaterialet

Flere hensyn må tas i betraktning når nye strukturer skal kombineres med eksisterende konstruksjoner. For at samhandlingen mellom de ulike strukturene skal bli god, bør materialvalget tilpasses på best mulig måte. I enkelte tilfeller vil spesielle krav til strukturen være avgjørende for valg av materiale. Det kan være for eksempel krav til korrosjonsmotstand. Ved modifiseringer vil nye bjelke- og søyleprofiler i størst mulig grad tilpasses de profiler og materialkvaliteter som er benyttet på en eksisterende konstruksjon slik at en kontinuerlig struktur oppnås.

Saken er noe annerledes når det gjelder stålplater. Platene har mange bruksområder; de kan blant annet nyttes i dekker, som lask- og slisseplater eller som forsterkningsplater. Med et vidt spekter av bruksområder kan materialkravet til disse platene variere veldig. Dersom lagerbeholdningen skal bestå av en stor mengde ulike stålsorter, i tillegg til forskjellige platetykkelser, kan lageret bli svært kostbart. Det kan da være hensiktsmessig å kjøpe inn plater av samme stålsort, og da gjerne av høy kvalitet. Med dette oppnås et mindre varelager bestående av plater som kan brukes til de fleste oppdrag. Riktignok er slike plater dyrere i innkjøp, men denne kostnaden vil tjenes inn gjennom det reduserte varelageret. I tillegg reduseres faren for å velge feil stål kvalitet ved uoppmerksomhet på lageret.

Bolter

Valg av bolteklasse kan i utgangspunktet gjøres uavhengig av grunnmaterialets fasthet. Et forbehold når det kommer til galvanisk korrosjon bør likevel gjøres. For offshorekonstruksjoner er det vanlig å nytte varmgalvaniserte bolter, da disse har bedre motstandsdyktighet mot korrosjon. Mutterens fasthet må tilpasses boltens fasthetsklasse. Standardisering av bolte kvalitet er også fordelaktig med tanke på risikoen for å velge feil kvalitet. Som Tabell 1 viser, kan bolter av klasse 8.8 og 10.9 benyttes i samtlige forbindelser. Disse to klassene av bolter kalles også høyfaste bolter eller friksjonsbolter. I Norge er også bolter av fasthetsklasse 4.6 benyttet, men da helst bare i avskjæringsforbindelser. Klassebetegnelsen forklares gjennom formlene:

1. siffer: $\frac{f_{u,nom}}{100}$

2. siffer: $\frac{f_{y,nom}}{f_{u,nom}} \cdot 10$

hvor $f_{u,nom}$ er boltens nominelle bruddfasthet og $f_{y,nom}$ er den nominelle flytespenningen. Tabell 3 viser en oversikt over de ulike spenningsverdiene for bolteklassene som brukes i Norge.

		Fasthetsklasse		
		4.6	8.8	10.9
f_u [N/mm ²]	Nominell	400	800	1000
	Minimum	400	830	1040
f_y [N/mm ²]	Nominell	240	640	900
	Minimum	240	660	940

Tabell 3: Brudd- og flytespenninger for ulike fasthetsklasser. Kilde: Per Kr. Larsen (1997)

Klasse 8.8 bolter er mest vanlig i bruk. Disse er produsert av et seigherdet stål med middels karboninnhold. Stålet i bolter av klasse 10.9 er også seigherdet, men har lavere karboninnhold. Også innholdet av legeringselementene bor (B), mangan (Mn) og krom (Cr) er lavere i stålet i klasse 10.9 enn i klasse 8.8.

Et interessant tema er sammenligningen av de to ulike klassenes oppførsel, særlig når de benyttes i friksjonsforbindelser. 8.8 bolter er ofte foretrukket i slike forbindelser på grunn av forholdet mellom brudd- og flytespenningen i bolten. 8.8-bolter har bruddspenningen 800 MPa og flytespenningen 640 MPa. 10.9-bolter har bruddspenningen 1000 MPa og flytespenning 900 MPa, se Tabell 3. Det betyr at differansen mellom flyte- og bruddspenningen i 8.8 bolter er 160 MPa, mens forskjellen for 10.9 er kun 100 MPa. 8.8-boltene er altså mer duktile og har derfor en større margin før de går til brudd etter at flytespenningen overskrides.

Tidligere ble det nevnt at bolter som nyttes i friksjonsforbindelser bør være forholdsvis lange. Korte bolter risikerer å miste store deler av forspenningskraften ved overbelastning eller nedsliping av grunnmaterialet. En slik nedsliping kan forekomme ved utmattende laster. For lengre bolter vil ikke denne nedslipningen ha så stor innvirkning på forspenningskraften. Forlengelsen av disse boltene er lengre enn for de korte boltene ved samme forspenningskraft, så den relative endringen i forlengelsen blir mindre, og forspenningskraften påvirkes ikke i like stor grad.

I enkelte tilfeller blir rustfrie bolter foretrukket. Rustfrie bolter er produsert av stål som inneholder minimum 12 % krom. Jo høyere innhold av krom, desto bedre er korrosjonsmotstanden i stålet. Motstanden skyldes det rustfrie stålets evne til å danne en tynn oksydfilm på den eksponerte overflaten. Denne passive filmen motvirker videre oksydering. De vanligste rustfrie boltene er av kvalitet A2 og A4. Bokstaven A betyr at disse har en austenittisk struktur. Bolter i klasse A2 inneholder i tillegg til krom også nikkel. A4 inneholder også molybden, noe som gir en høyere rustbestandighet. Rustfrie bolters mekaniske egenskaper avviker fra bolter av vanlig karbonstål, og de rustfrie boltenes egenskaper må avklares med produsent.

Produksjon

Dette avsnittet behandler ikke produksjonen av selve stålet, men utviklingen og sammensettingen av den aktuelle strukturen som designes. Det beste virkemiddelet for å spare kostnader på er å få gjort mest mulig på verkstedet før strukturen sendes offshore. Arbeidsforholdene i et verksted er mye bedre enn på installasjonen ute i havet, både når det gjelder klimatiske og plassmessige forhold. Viktigst av alt er verkstedets tilgang til alle hjelpemidler. Her er det ingen begrensninger til skjære- og sveisearbeider. Når strukturen er på plass på plattformen, kan det hende at det kun er kaldt arbeid som er tillatt. I tillegg kan steder på modulen være utilgjengelige etter at den er montert.



Figur 12 viser produksjon av understellet til Valhall Nord – Flanke ved Heerema i Tønsberg. Brønnhodeplattformen ble bygget i perioden august 02 til august 03 for BP. Kilde: Norsk offshoremagasin 2004.

Figur 12: Produksjon av understell. Kilde: Norsk Stålforbund

Hvor store moduler som kan prefabrikeres må vurderes i hvert enkelt prosjekt. Større moduler gir færre løft, noe som i utgangspunktet skal gi lavere kostnader. Men jo større moduler som produseres, desto større krav stilles til kranene. Det er gunstig å kunne bruke de kranene som står installert på plattformene. Egne løftefartøyer er som regel meget dyre å leie. Blir modulene veldig store, kan det være få fartøyer som har kapasitet til å utføre løftene, og da blir prisen enda høyere.

Montering

Når strukturen er klar for montering, er det vesentlig at også denne operasjonen er vektlagt under designfasen. Rask og enkel montering offshore er med på å holde kostnadene nede. Det blir fryktelig dyrt om spesialfartøy må rekvireres for å løfte modulen på plass. I mange tilfeller kan plattformkranen nyttes. Det er uansett viktig å ha gjort alle nødvendige forberedelser i forkant av løftet. Løfteører må være installert på modulen, og støttebraketter, guidepins og/eller stillas kan monteres for lettere å få modulen i riktig posisjon. Utstyr og bemanning må være forberedt, slik at monteringen blir unnagjort på en sikker og rask måte.

Gjennom utformingen av forbindelsen kan også



Figur 13: Saipem 7000 under monteringen av BPs plattform Clair

monteringsarbeidet lettes. For eksempel vil færre, større bolter føre til mindre tiltrekking. Dersom boringen av boltehullene utføres på stedet, skal et lag med sinkprimer påføres for beskyttelse mot korrosjon. I tillegg bør hullene forsegles ved å smøre på Sicaflex eller et lignende middel. Stoffet hindrer vann i å samle seg i boltehullet, og bidrar også til en viss galvanisk beskyttelse da det forhindrer stålmaterialene i å komme i direkte kontakt med hverandre. Som et siste beskyttelseslag bør et malingsystem påføres forbindelsen.

Alle forbindelser skal inspiseres visuelt etter monteringen. Dersom uregelmessigheter avdekkes, skal en ny inspeksjon foretas etter at forbindelsen er utbedret. Ved forspente forbindelser, skal også selve utførelsen kontrolleres. Dette skal forsikre at monteringen blir utført etter beskrevne metoder. Minst 10 % av boltene i en slik forbindelse bør inspiseres under forspenningen. Dersom utførelsen avviker fra definerte metoder, skal ansvarlig kontrollør bevitne hele reinstallasjonen av boltegruppen.

Tiltrekking av bolter

For at bolteforbindelsene skal kunne motstå statiske og dynamiske laster over tid, må boltene festes med en viss forspenning. Manglende forspenning kan gi dynamiske laster som kan resultere i utmatting av boltene. Nødvendig forspenningskraft avhenger av boltenes kvalitet og overflatebehandling, samt friksjon mellom skrue/mutter og mellom mutter/grunnmateriale. Friksjonsforholdene kan påvirkes gjennom bruken av smøremiddel. Det finnes flere forskjellige smøremidler med ulike friksjonsegenskaper. Grad av forspenning varierer også etter hva slags type forbindelse som designes; friksjonsforbindelser krever høyere forspenningskraft enn avskjæringsforbindelser slik at de oppnår den ønskede friksjonskraften mellom grunnmaterialenes flater. Forspenningskraften skal ikke overskride boltens flytespenning.

Forspenning av bolter kan utføres på forskjellige måter. I Larsen, Per Kr. (1997) behandles tre metoder:

- 1) Oppspenning ved bruk av kalibrert momentnøkkel
- 2) Oppspenning ved rotasjon av mutter (turn-of-the-nut)
- 3) Kombinert metode

Ved bruk av kalibrert momentnøkkel utnyttes sammenhengen mellom forspenningskraft og moment i nøkkelen. Momentnøkkelen kalibreres slik at den "slipper" når riktig moment er oppnådd. Dette momentet beregnes ut fra ønsket forspenning i bolten. En generell relasjon mellom forspenningskraft og tiltrekkingsmoment er:

$$M_t = k \cdot d \cdot F_p$$

hvor M_t er tiltrekkingsmomentet, k er friksjonskoeffisient, d er boltens diameter og F_p er forspenningskraften. Ofte nyttes modifiserte beregningsmetoder tilpasset lokale forhold. Både leverandører av bolter og smøremidler tilbyr egne tabeller for slike beregninger. Skruekatalogen 2009 benytter en fremgangsmåte med utgangspunkt i tabeller hvor forhold som overflatebehandling og smøretilstander ivaretas gjennom korreksjonsfaktorer. I denne metoden er også boltens flytespenningsverdier korrigert for skandinaviske forhold. Et eksempel på Skruekatalogens beregning

av nødvendig tiltrekkingsmoment følger under. De aktuelle tabellene finnes i Vedlegg 7: Tabeller for flytespenninger, tiltrekkingsmomenter og korreksjonsfaktorer.

Ved bruk av M30 bolter av fasthetsklasse 8.8 gir tabell over forspenningsmoment et nødvendig moment på 1310 Nm. Dette momentet er gjeldende for ubehandlede, oljede skruer. For varmforsinkede oljede bolter nyttes følgende korreksjonsfaktorer:

$$\text{Korreksjonsfaktor } C: \quad 1.07$$

$$\text{Forspenningsgrad } G_f: \quad 0.69$$

$$\text{Spredning } \pm S_f/F_f: \quad 0.16$$

Disse faktorene gir forspenningsmomentet:

$$M_t = MV \cdot C = 1310 \cdot 1.07 = \underline{1402 \text{ Nm}}$$

Tabell over korrigerede flytespenninger gir flytespenningen i kN $F_s = 359 \text{ kN}$.

Middelforspenningskraften blir da:

$$F_f = F_s \cdot G_f = 359 \cdot 0.69 = \underline{248 \text{ kN}}$$

og forspennings spredning blir:

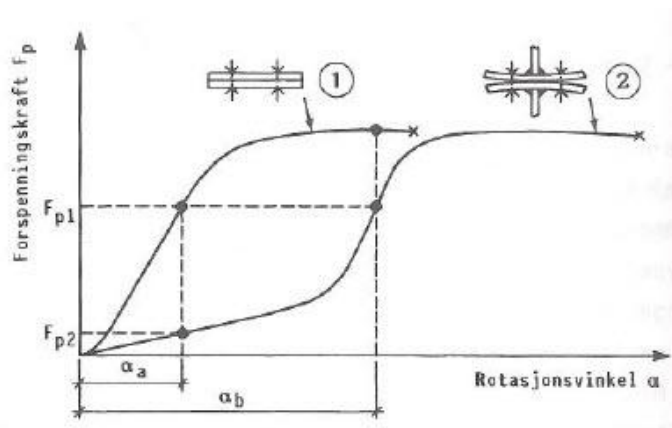
$$S = S_f/F_f \cdot F_f = \pm 0.16 \cdot 248 = \underline{\pm 40 \text{ kN}}$$

Ved metode 2, "turn-of-the-nut"-metoden, strammes mutteren til slik at den er "fast". Da skal flatene i grunnmaterialet være presset sammen. Deretter skal mutteren dreies en bestemt vinkel for å sørge for riktig forspenning i bolten. Denne vinkelen avhenger av boltens diameter, gjengetype og klemlengde.

Den siste metoden er en kombinasjon av momenttiltrekking og mutterdreining. Bolten tiltrekkes først med et moment tilsvarende 75 % av ønsket forspenningskraft, og deretter dreies mutteren 90 grader.

Alle metodene har potensielle feilkilder. Ved bruk av kalibrert momentnøkkel er det vesentlig at friksjonsfaktorene som benyttes i beregningene er riktige. Den generelle formelen for nødvendig momentkraft viser en lineær sammenheng mellom forspenningskraften og momentet som påvirkes av friksjonsfaktoren k . En feil i denne faktoren vil gi tilsvarende feil i forspenningsmomentet, og i verste fall kan dette føre til brudd i bolten under tiltrekking. I motsatt fall kan det gi for lav forspenningskraft i bolten etter at beregnet tiltrekkingsmoment er oppnådd. Uregelmessigheter i boltens gjengeparti, for eksempel som en følge av galvaniseringsprosessen, kan gi utslag i friksjonsmotstanden og faktoren k . Det kan altså være friksjonsforskjeller i bolter fra samme parti.

Ulempen med "turn-of-the-nut"-metoden er at den tar utgangspunkt i når mutteren er "fast". Dersom flatene som skal presses sammen ikke er helt plane, vil deler av vinkelrotasjonen gå med til å rette ut (presse sammen) platene fremfor å gi en forspenning til boltene. Se Figur 14. Den kombinerte metoden anbefales brukt hvor det er fare for ujevnheter i grunnmaterialet.



Figur 14: Last-rotasjonsvinkel ved ujevne plater

I tillegg til de tre metodene beskrevet i Larsen, Per Kr. (1997), kan boltene strekkes til de oppnår ønsket belastning ved hjelp av hydraulisk tiltrekkingsverktøy. Deretter trekkes mutteren til for hånd. Dette er en enkel og sikker metode for tiltrekking av boltene, men krever altså tilgang til spesialverktøy.

Boltens forspenning kan reduseres over tid. Dette kan skyldes utmattende laster som sliter ned overflatene, eller det kan ha skjedd en overbelastning som har ført bolten inn i en plastisk tilstand. Temperaturforhold vil også ha innvirkning på forspenningskraften. Nyere teknologi har gjort det mulig å overvåke forspenningen av boltene. Boltsafe har et patent hvor sensorer monteres som vanlige skiver under boltene. Sensorene kan lese av forspenningskraften i bolten, enten kontinuerlig eller i intervaller.



Figur 15: Boltsafe sensorer. Foto: Boltsafe

Forbindelsers rotasjonsstivhet og momentkapasitet

En forbindelse skal ta opp de kreftene som virker i knutepunktet. Den må utformes slik at den overfører ønskede krefter fra det ene elementet til det andre. Utformingen kan tilpasses slik at momenter overføres i sin helhet, deler av momentene overføres eller slik at man får en momentfri forbindelse. Eurokode 3 kategoriserer forbindelsene på to ulike måter, enten med hensyn på rotasjonsstivheten eller momentkapasiteten:

Klassifisering ut fra stivhetsegenskaper sammenligner forbindelsens initielle rotasjonsstivhet med klassifiseringsbetingelser gitt i Eurokode 3 del 1-8 kapittel 5.2.2.5, se Vedlegg 6. En forbindelse kan klassifiseres med bakgrunn i eksperimentelle bevis, erfaringer fra sammenlignbare tilfeller eller ved kalkulasjoner basert på testresultater. Denne klassifiseringen deler forbindelsen inn i tre grupper:

- 1) Frie forbindelser: Forbindelsene skal kunne overføre de interne kreftene uten å utvikle nevneverdige momenter som kan ha negativ innvirkning på strukturen som helhet. De frie forbindelsene skal kunne ta opp resulterende rotasjoner fra de dimensjonerende lastene.
- 2) Stive forbindelser: Forbindelsene skal ha tilstrekkelig rotasjonsstivhet til at løsningen kan betraktes som kontinuerlig.
- 3) Delvis stive forbindelser: Forbindelsene oppfyller ikke kravene til verken frie forbindelser eller stive forbindelser, og klassifiseres som delvis stive forbindelser. Graden av interaksjon mellom elementene kan kalkuleres ut fra løsningens moment/rotasjon karakteristikk. Delvis stive forbindelser skal kunne overføre interne krefter og momenter.

Klassifisering ut fra styrkeegenskaper sammenligner forbindelsens momentkapasitet med tilstøtende elementers momentkapasiteter.

- 1) Frie forbindelser: Forbindelsene skal kunne overføre de interne kreftene uten å utvikle nevneverdige momenter som kan ha negativ innvirkning på strukturen som helhet. De frie forbindelsene skal kunne ta opp de resulterende rotasjonene fra de dimensjonerende lastene. En forbindelse kan klassifiseres som fri dersom momentkapasiteten ikke er større enn 0,25 ganger kravet til en fullsterk forbindelse, forutsatt at forbindelsen har tilstrekkelig rotasjonskapasitet.
- 2) Fullsterke forbindelser: Momentkapasiteten $M_{j,Rd}$ for fullsterke forbindelser skal ikke være mindre enn tilsluttende elementers kapasitet. Forbindelsene klassifiseres som fullsterke dersom de møter kriteriene nedenfor.

a. For søyletopp:

$$\begin{array}{l} \text{Enten } M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \\ \text{Eller } M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd} \end{array}$$



Ved kontinuerlig søyle

$$\begin{array}{l} \text{Enten } M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \\ \text{Eller } M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd} \end{array}$$



Her er $M_{b,pl,Rd}$ og $M_{c,pl,Rd}$ henholdsvis bjelkens og søylens plastiske momentkapasitet.

- 3) Delvis sterke forbindelser: Forbindelsene oppfyller verken kravene til frie eller fullsterke forbindelser og klassifiseres da som delvis sterke forbindelser.

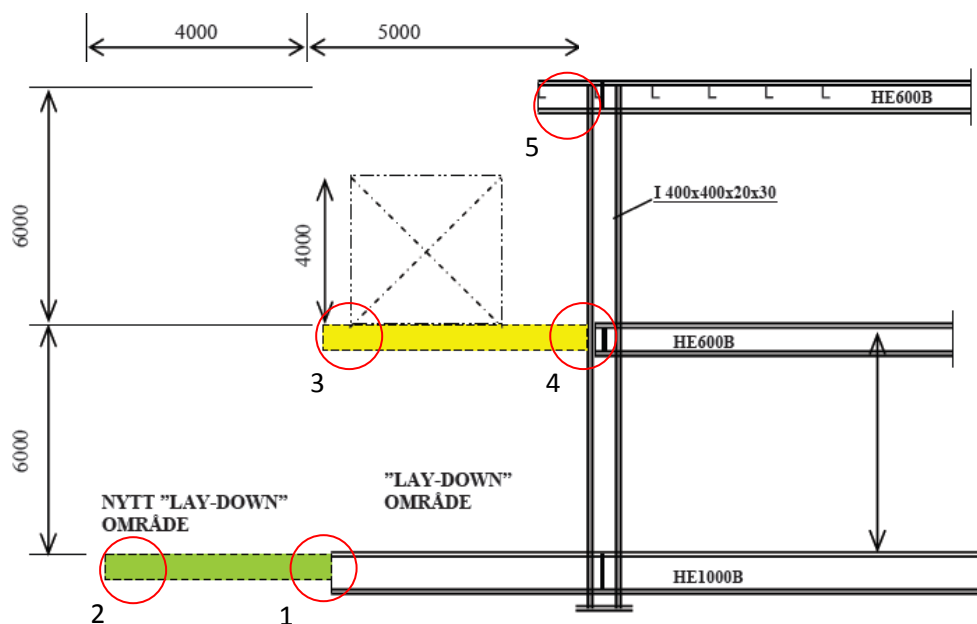
Praktisk eksempel

Til å demonstrere viktigheten av å velge gode løsninger under designfasen, vil et praktisk eksempel gjennomgå. Eksempelet er et fiktivt prosjekt hvor en typisk offshoremodul skal installeres på en produserende plattform. Installasjonen av modulen fører også til at et nytt laydownområde må etableres, da modulen vil blokkere for det eksisterende laydowndekket. Se Figur 16. Installasjonen skal gjøres kald, det vil si at sveising ikke tillates.

Da eksisterende bjelker ikke har nok kapasitet til å klare en ren utkraging av de nye dekkene, er det naturlig at dekkene henges opp i strukturen over. I eksempelet vil ulike alternativer til løsninger drøftes før et valg foretas. Ingen beregninger utføres i dette kapittelet, det er kun en generell vurdering av de ulike løsningene som gjøres. Beregning av de valgte forbindelsene er gjort i Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul

I eksempelet er det ikke tatt hensyn til eventuelle krefter ut av planet som kan oppstå som følge av miljø- eller ulykkeslaster.

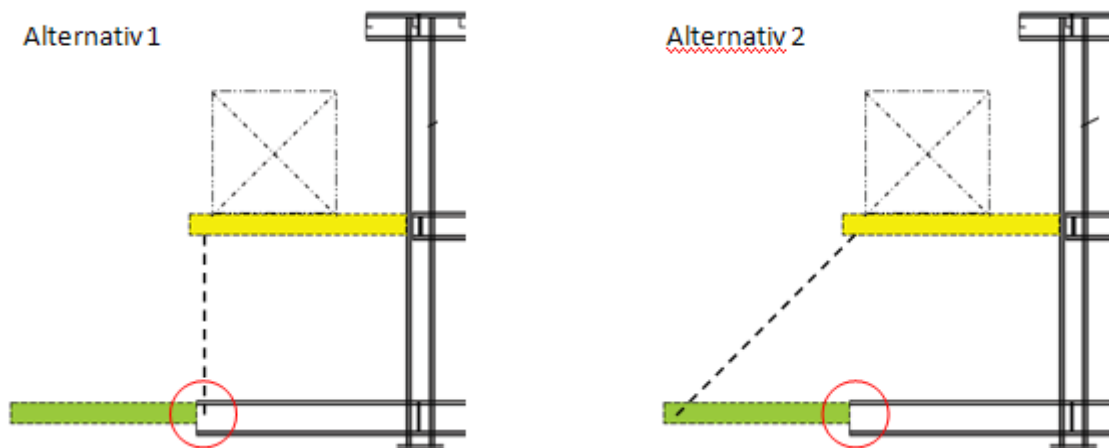
Totalt fem forskjellige forbindelser skal studeres. Disse er markert med røde sirkler på Figur 16.



Figur 16: Oversiktsbilde problemstilling

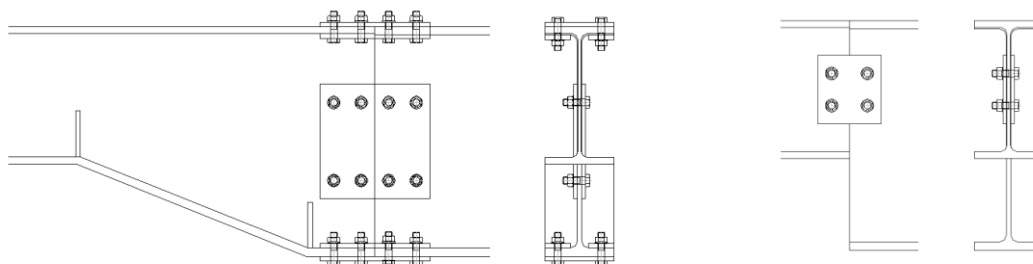
Forbindelse nr 1: Innfesting av nytt laydowndekk til eksisterende bjelke

Første forbindelse som betraktes, markert med "1" på Figur 16, er innfestingen av det nye laydowndekket til den eksisterende HE1000B-bjelken. Her sammenlignes en momentfri løsning med en leddet forbindelse.



Figur 17: Alternativer forbindelse 1

Det første alternativet er gunstig med tanke på tilgjengeligheten til den nye laydowndekket. Med denne løsningen er hele dekket åpent for nedsetting av utstyr. Alternativet krever da at ringbjelken i det nye laydowndekket innspennes i HE1000B-bjelken, som igjen henges opp i strukturen over for å tåle den ekstra belastningen. En slik innspenning kan føre til at ringbjelkens dimensjoner må økes for å tåle momentpåkjenningene, i tillegg til at selve forbindelsen må være ganske kraftig. For å kunne overføre momentene til den eksisterende bjelken, må flensene utnyttes. Stegene bør aktiviseres til overføring av de skjærkreftene som opptrer. Hvis ringbjelken har en annen dimensjon enn den eksisterende utkrageren, kan det være aktuelt å tilpasse denne på verksted slik at forbindelsen mellom bjelkene blir enklere å utføre.

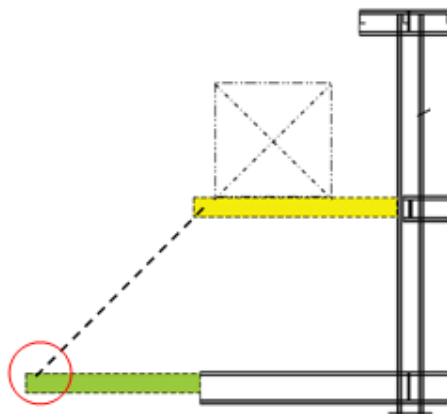


Figur 18: Momentstiv forbindelse til venstre, leddet forbindelse til høyre

Alternativ 2 utnytter den eksisterende HE1000B-bjelken i større grad enn alternativ 1. Ved å designe bjelkeforbindelsen som et ledd, unngås overføring av momenter. Dette fører til større momenter i den eksisterende bjelken, men ikke mer enn at det er innenfor bjelkekapasiteten. Ved å henge opp ringbjelken i ytterkant, utsettes heller ikke denne for så store krefter som i alternativ 1. En leddet forbindelse er også mye enklere å designe. Denne skal bare overføre skjærkrefter, og kan utformes som en ren avskjæringsforbindelse. Som figurene viser, er alternativ 2 en mindre komplisert forbindelse enn alternativ 1. Denne vil også være billigere å produsere og lettere å montere. Løsningen fra alternativ 2 bygges videre på i eksempelet.

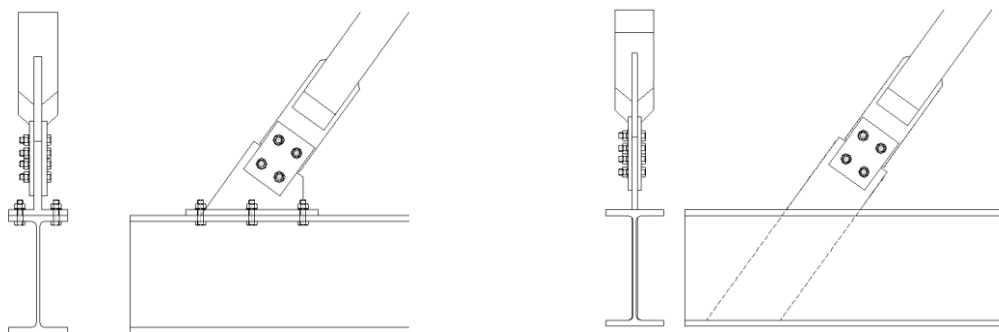
Forbindelse nr 2: Oppheng av nytt laydowndekk

Opphengt av det nye laydowndekket gjøres i ytterkant av dekket. Skråstaget består av et hulprofil med en innslisset stålplate som skal overføre kreftene fra laydowndekket. Denne forbindelsen vil være en avskjæringsforbindelse.



Figur 19: Alternativ forbindelse 2

To ulike løsninger for å overføre kraften til selve ringbjelken vurderes. Alternativ 1 viser skråstaget festet til bjelkens flens med bolter. Se Figur 20. Denne løsningen gir store påkjenninger på flensen. Utformingen gir også en hevarmvirkning på flensen som må tas hensyn til. Selv om overføringen av krefter fra staget til selve braketten går gjennom laskeplater og ved ren avskjæring, så vil stagets vinkel føre til eksentrisitetsmomenter ved innfestingen til flensen. Boltene som skal overføre kreftene til flensen utsettes da for både strekkrefter og avskjæring. Dersom flensens kapasitet skulle vise seg ikke å holde, kan profilet forsterkes med plater som aktiviserer større deler av tverrsnittet.



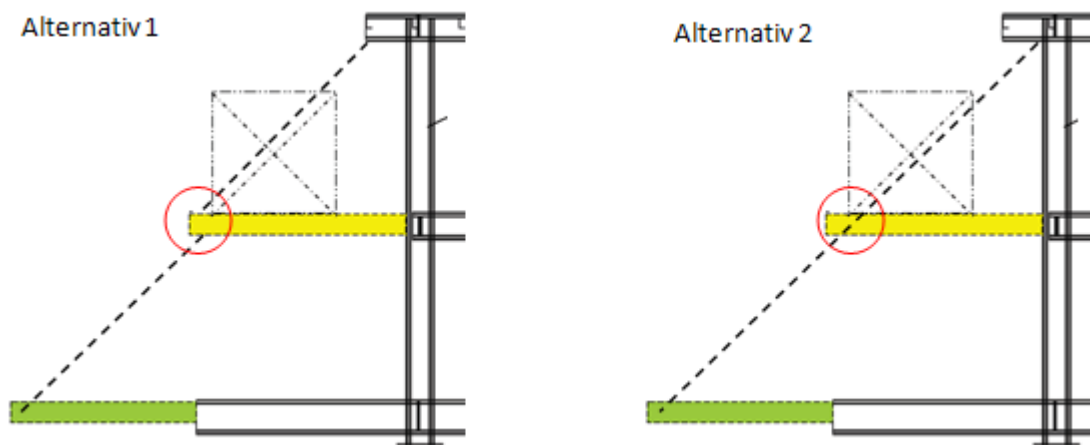
Figur 20: Alternativer til oppheng av nytt laydowndekke

For å unngå den høye utnyttelsen av bjelkeflensen, viser alternativ 2 en metode som ikke gir problemer med eksentrisitetsmomenter. Dette alternativet vil også gjøre monteringen enklere. Løsningen bytter rett og slett ut hele stegplaten for en del av profilet. En kraftigere plate som er forlenget med en festeordning til skråstaget sveises fast som erstatning for den opprinnelige stegplaten. Alt dette gjøres på verksted, noe som er gunstig både med tanke på økonomi og arbeidsforhold. Den forsterkede platen tar opp tilnærmet rene aksialkrefter fra skråstaget.

Alternativ 2 er altså en bedre løsning enn alternativ 1. Denne metoden vil også kunne brukes i neste forbindelse som skal vurderes.

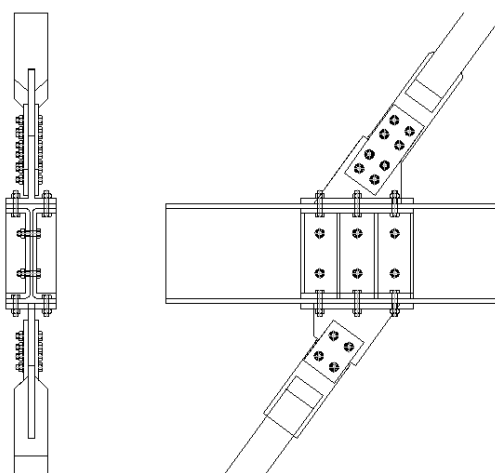
Forbindelse nr 3: Oppheng av nytt moduldekk

Oppheng av det nye moduldekket kan løses med samme metode som ved forrige forbindelse. Forskjellen fra forrige oppgave er at det i dette tilfellet overføres krefter fra både over- og undersiden av bjelken.



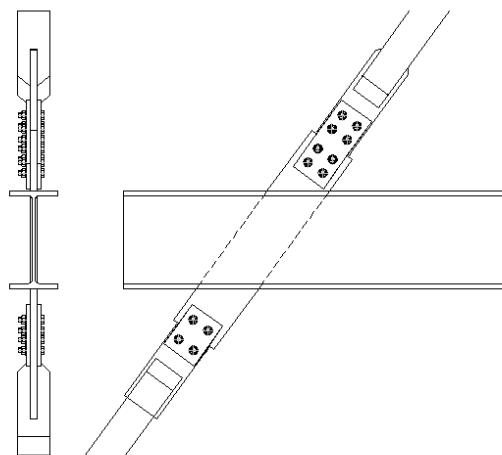
Figur 21: Alternativer forbindelse 3

Alternativ 1 bygger på samme prinsipp som alternativ 1 i forrige forbindelse. Problemstillingen med eksentrisitetskrefter forsterkes i denne oppgaven, ettersom både det øvre og det nedre staget vil bidra med eksentrisitetsmomenter. Denne løsningen er ikke særlig gunstig. Figur 22 viser hvordan en slik løsning kunne ha sett ut. På figuren er det også tegnet inn forsterkningsplater.



Figur 22: Prinsippskisse av løsning i alternativ 1

Alternativ 2 bygger videre på løsningen som ble introdusert i forrige forbindelse. Denne metoden kommer enda bedre til sin rett i dette tilfellet. Ved å skifte ut flensplaten oppnås en direkte kraftoverføring gjennom den nye, forsterkede platen. Selv om kreftene i denne forbindelsen er noe høyere, kan dette tas hensyn til gjennom å øke dimensjonen på flense- og slisseplatene.

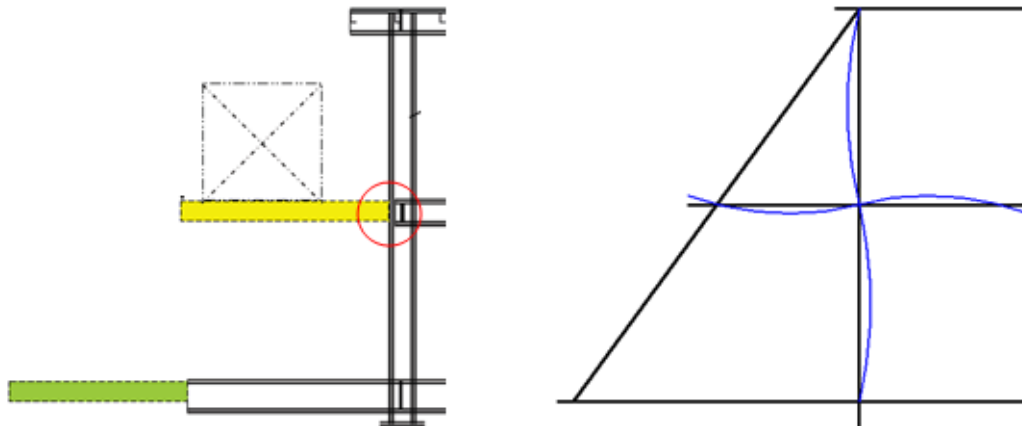


Figur 23: Prinsippskisse av løsning i alternativ 2

Alternativ 2 er en klart bedre løsning enn alternativ 1. Denne løsningen har en god kraftoverføring og er lett å montere.

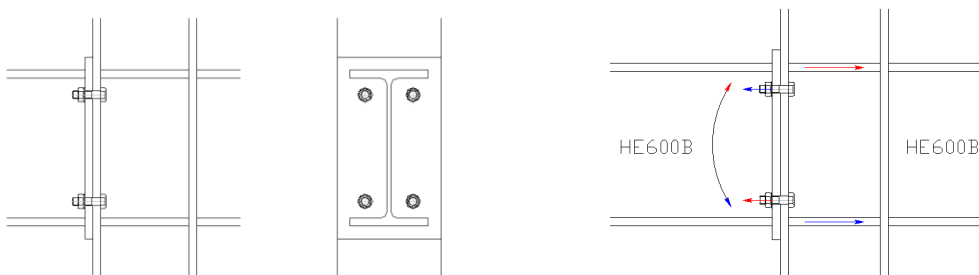
Forbindelse nr 4: Innfesting av nytt moduldekk til eksisterende søyle

Innfestingen av moduldekket til den eksisterende søylen kan med første øyekast se ut som en momentstiv forbindelse, men en grundigere betraktning viser at hele knutepunktet kan rotere. De små rotasjonene som vil oppstå, tas opp av boltehullsavstander og de tilstøtende bjelkene. Hvor store rotasjonene blir, avhenger av tilstøtende elementenes stivhetsegenskaper.



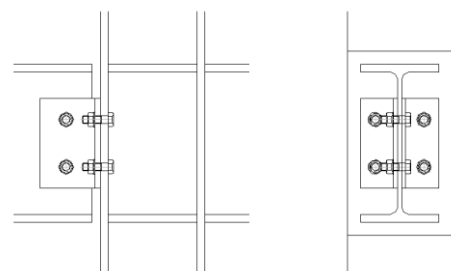
Figur 24: Oversiktobilde og forskyvninger forbindelse 4

En typisk utforming av bjelke-søyle forbindelsen, vil være å sveise på ei plate i enden av ringbjelken, for så å feste denne til søylens ytre flens. Denne løsningen vil gi en enkeltsnittet avskjæringsforbindelse, og de samme kontrollene som har blitt utført på de tidligere forbindelsene kan gjentas. Det er også en fordel dersom moduldekkets ringbjelke har tilnærmet samme dimensjon som den tilstøtende eksisterende bjelken. Da vil trykkreftene fra momentene kunne overføres direkte til tilstøtende bjelke, se Figur 25.



Figur 25: Løsning med endeplate

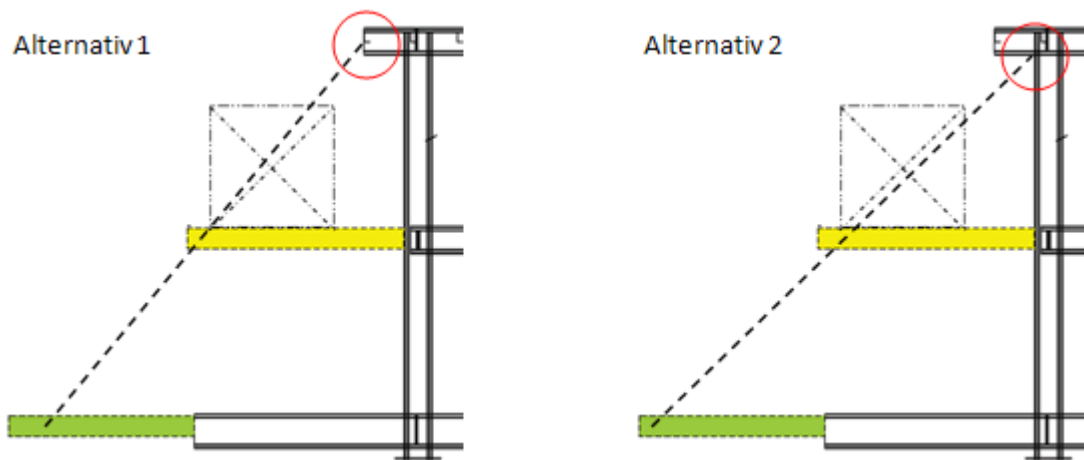
En alternativ utforming er å feste ringbjelkens steg til søyleflensen ved hjelp av vinkelbeslag. Dette er en temmelig enkel løsning, som gir en momentfri forbindelse til søylen. Ulempen med denne løsningen i forhold til alternativet med bruk av endeplate er at den vil føre til større påkjenninger på søyleflensen. Endeplaten vil sørge for at kreftene fra dekket vil fordeles ut over et større område av flensen. Innfestingen i alternativ to gir en konsentrert belastning av flensen, og en overbelastning er mer sannsynlig.



Figur 26: Løsning med vinkelbeslag

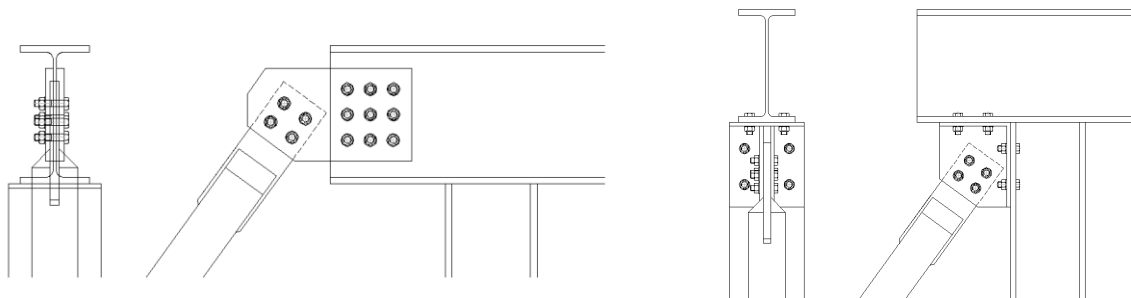
Forbindelse nr 5: Oppheng av øvre skråstag til eksisterende struktur

Innfestingen av det øvre staget er forbindelsen som utsettes for de største kreftene. Dette stiller enda høyere krav til gode løsninger.



Figur 27: Alternativer forbindelse 5

Løsningen i alternativ 1 henger opp staget mellom laskeplater som er festet til steget på den utstikkende HE600B-bjelken. Denne utformingen er enkel, men den utsetter den overliggende bjelken for store momenter. Eksentrisitetsmomentene gjør også forbindelsen mer komplisert å kontrollere.



Figur 28: Alternative utforminger forbindelse 5

Alternativ to har innfestingspunkt i hjørnet hvor flensene til søylen og den overliggende bjelken møtes. Dette er et gunstig valg av oppheng, da de kraftige flensene kan utnyttes til å ta opp krefter i både horisontal og vertikal retning. Dette fører til en "tre-delt" forbindelse hvor samtlige bolter bærer på avskjæring. Innfestingsbraketten kan ferdigstilles på verksted slik at monteringen kan gjøres forholdsvis enkel.

Oppsummering

Som dette eksempelet viser, kan gode løsninger forenkle både beregninger og monteringsarbeid. I dette tilfellet kunne alle forbindelsene utføres som avskjæringsforbindelser. Fordelen med disse er blant annet at de er enkle å kontrollere. Sjekkpunktene for forbindelsene er de samme, og beregningene kan i stor grad overføres til de forskjellige forbindelsene slik at kontrollen går raskere. Løsningene som ble valgt krever også et minimum av arbeid offshore, samtidig som de er lett tilgjengelige når strukturene skal demonteres.

Beregning av bolteforbindelser

Beregning av bolteforbindelser kan i hovedsak gjøres på to måter; elastisk eller plastisk. I dette kapitlet oppsummeres de krav Eurokoden stiller til de ulike forbindelsene. Til slutt gjennomgås prinsippene ved en plastisk beregningsmetode.

Kapasitet av enkeltskruer utsatt for skjær og/eller strekk

Hver enkelt skrue i en forbindelse må oppfylle spesifikke krav. Eurokode 3 del 1-8 Tabell 3.4 oppsummerer kapasitetskravene til enkeltskruer. Tabellen er lagt ved i Vedlegg 4: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.4 Kapasitet av skjær-/strekkbelastede bolter

Avskjæring

Skjærkapasitet per skjærplan:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

Hvor faktorene

$$\alpha_v = \begin{cases} 0.6 & \text{for bolter av fasthetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8} \\ 0.5 & \text{for fasthetsklasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9} \end{cases}$$

f_{ub} = boltens strekkfasthet

A = boltens spenningsareal

γ_{M2} = materialfaktor

Strekk

Den enkelte bolts motstand mot strekkrefter gis av formelen

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Hvor faktorene

$$k_2 = \begin{cases} 0.63 & \text{for forsenkede bolter} \\ 0.9 & \text{ellers} \end{cases}$$

A_s = boltens spenningsareal i gjenget del

Hullkantrykk

Boltens kapasitet med hensyn på hullkantrykk fastsettes etter formelen

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}}$$

Hvor faktorene

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \\ 2.5 \end{array} \right\} \text{ for endebolter}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \\ 2.5 \end{array} \right\} \text{ for innerbolter}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} \\ \alpha_d \\ 1.0 \end{array} \right\}$$

$$\alpha_d = \left\{ \begin{array}{l} \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ for innerbolter} \\ \frac{e_1}{3d_0} \text{ for endebolter} \end{array} \right\}$$

f_u = grunnmaterialets bruddfasthet

d = nominell boltediameter

t = platetykkelse

Spesielle forhold til hullkantrykk kommenteres i note i tabell 3.4 i Vedlegg 4: Eurokode 3 del 1-8
tabell 3.4 Kapasitet av skjær-/strekkbelastede bolter

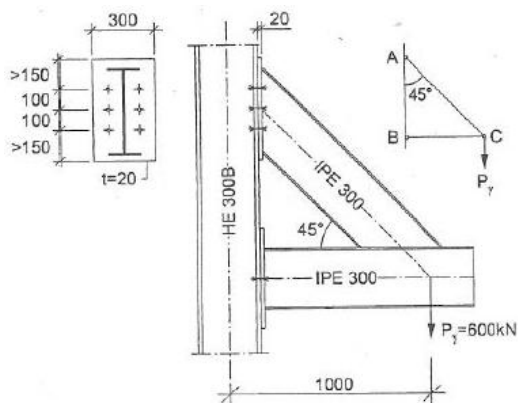
Kombinasjon av skjær og strekk

I noen tilfeller utsettes boltene for både skjær- og strekkrefter. Dette er ofte tilfellet i momentbelastede forbindelser. Bolter som belastes både i avskjæring og strekk skal tilfredsstillende kravet:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Hvor $F_{v,Ed}$ og $F_{t,Ed}$ er henholdsvis opptredende skjær- og strekkrefter.

Eksempel: Eksentrisk belastet konsoll



Grunnmateriale: S355

Bolter: 6 stk M24 8.8

Kontroller om øvre forbindelse tåler belastningen. Anta at kapasitet for hullkanttrykk er tilfredsstillt.

På grunn av den skråstilte stavens vinkel på 45 grader, blir både skjær- og strekkreftene i forbindelsen 600 kN. Med seks bolter i forbindelsen blir lastvirkning per skrue 100 kN.

Kontroll av hullkanttrykk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 19}{1.25} = 465 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \cdot \frac{75}{26} - 1.7 = 6.4 \\ 2.5 \end{array} \right\} \text{ for endebolter}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1.57 \\ \alpha_d = 1.92 \\ 1.0 \end{array} \right\}$$

$$\alpha_d = \left\{ \frac{e_1}{3d_0} = \frac{150}{3 \cdot 26} = 1.92 \right\} \text{ for endebolter}$$

Forbindelsens kapasitet for hullkanttrykk er ok.

Boltenes kapasitet på skjær:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 353}{1.25} = 136 \text{ kN}$$

Boltenes kapasitet på strekk:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 353}{1.25} = 203 \text{ kN}$$

Kombinasjon av strekk og skjær:

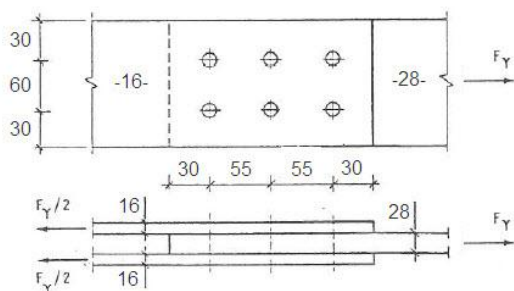
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{100}{136} + \frac{100}{1.4 \cdot 203} = 1.09 > 1.0$$

Forbindelsen oppfyller ikke Eurokodens krav ved kombinert last.

Kapasitet av boltegrupper

I henhold til Eurokode 3 del 1-8 punkt 3.7 kan boltegrupperes kapasitet beregnes som summen av enkeltskruenes kapasitet med hensyn på hullkantrykk. Dette forutsetter at samtlige enkeltskruers kapasitet mot avskjæring er høyere eller lik hullkantrykkkapasiteten. Om dette ikke er tilfelle, skal boltegruppens kapasitet settes til antall bolter i gruppen multiplisert med den minste kapasiteten til den svakeste bolten i gruppen. I tillegg må grunnmaterialene kontrolleres for brudd i nettotverrsnitt og utrivning av boltegruppen.

Eksempel: Strekkbelastet boltegruppe

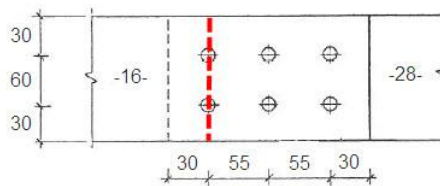


Grunnmateriale: S355

Bolter: 6 stk M22 4.6

En stav er belastet med en strekkraft F_Y .
Beregn forbindelsens kapasitet mot brudd i nettotverrsnittet samt utrivning av grunnmaterialet.

Nettotverrsnittets kapasitet kontrolleres først. Nettoarealet må beregnes:

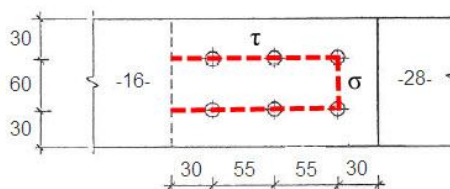


$$A_n = A - 2 \cdot d_0 \cdot t = [(30 + 60 + 30) - 2 \cdot 24] \cdot 28 = 2016 \text{ mm}^2$$

Det gir tverrsnittskapasiteten:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_u \cdot A_n}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 510 \cdot 2016}{1.25} = 740 \text{ kN}$$

Arealene som er utsatt for henholdsvis skjær- og strekkpåkjenninger:



$$A_{nv} = [(30 + 55 + 55 - 2.5 \cdot 24) \cdot 2] \cdot 28 = 4480 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = [60 - 24] \cdot 28 = 1008 \text{ mm}^2$$

Forbindelsen er symmetrisk og lasten konsentrisk. Eurokode 3 del 1-8 pkt 3.10.2.(2) gir for denne situasjonen følgende kapasitet for utrivning av boltegruppe:

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{510 \cdot 1008}{1.25} + \frac{355 \cdot 4480}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 1329 \text{ kN}$$

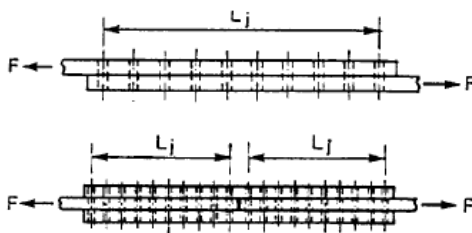
Lange forbindelser

Dersom avstanden L_j mellom senter av endeboltene målt i kraftretningen er lenger enn 15 ganger boltens diameter, kan ikke kapasiteten av alle boltene utnyttet fullt ut, og boltens skjærkapasitet $F_{v,Rd}$ skal reduseres med en faktor β_{Lf} . Denne faktoren bestemmes av formelen:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}$$

Reduksjonsfaktoren skal ligge i intervallet:

$$0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1.0$$



Figur 29: Lange forbindelser

Denne reduksjonen gjelder ikke for tilfeller hvor det forekommer en jevnt fordelt distribusjon av krefter over lengden av forbindelsen, for eksempel ved overføring av skjærkrefter fra steg til flens i et tverrsnitt.

Eksempel:

To plater skal skjøtes sammen med 10 stk M16 8.8 bolter. Senteravstanden L_j mellom endeboltene er 500mm. Se øvre forbindelse i Figur 29. Beregn avskjæringskapasiteten til forbindelsen.

Avskjæringskapasitet M16 8.8 (ugjenget del):

$$F_{v,Rd} = 77,2 \text{ kN}$$

10 skruer gir samlet kapasitet:

$$F_{v,Rd} = 772 \text{ kN}$$

Kontrollerer om skjærkapasiteten må reduseres:

$$15d = 15 \cdot 16\text{mm} = 240\text{mm} < 500\text{mm}$$

Reduksjonsfaktor:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} = 1 - \frac{500 - 240}{200 \cdot 16} = 0.92$$

Forbindelsens skjærkapasitet blir da:

$$F_{v,Rd} = 772 \cdot 0.92 = 710 \text{ kN}$$

Friksjonsforbindelser

Forbindelsens friksjonskapasitet gis av formelen:

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}$$

Hvor koeffisientene

k_s er gitt av Tabell 4

n = antall friksjonsflater

μ = friksjonskoeffisient gitt i Tabell 5

$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s =$ forspenningskraft

Beskrivelse	k_s
Bolter i normale hull	1.00
Bolter i enten overstore hull eller korte, avlange hull orientert vinkelrett med kraftretningen	0.85
Bolter med lange, avlange hull orientert vinkelrett med kraftretningen	0.70
Bolter med korte, avlange hull orientert parallelt med kraftretningen	0.76
Bolter med lange, avlange hull orientert parallelt med kraftretningen	0.63

Tabell 4: Verdier av k_s . Kilde: Eurokode 3 1-8, tab 3.6

Friksjonsflateklasse	Friksjonskoeffisient μ
A	0.5
B	0.4
C	0.3
D	0.2

Tabell 5: Friksjonskoeffisient μ . Kilde: Eurokode 3 del 1-8, tab 3.7

Kombinert strekk og skjær

Dersom en friksjonsforbindelse er utsatt for både strekk- og skjærkrefter som virker glidningsfremmende, skal friksjonskapasiteten per bolt beregnes etter følgende formler:

For bolter i kategori B; glidningsforhindret i bruksgrensetilstand:

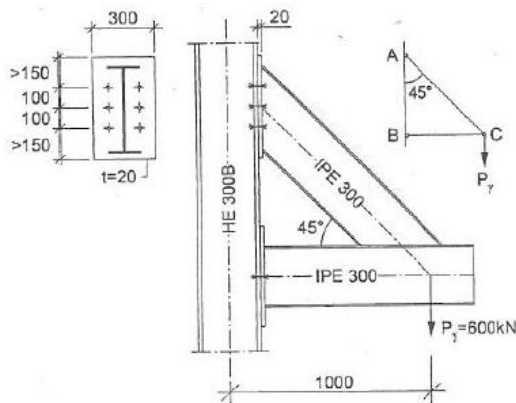
$$F_{S,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}$$

For bolter i kategori C; glidningsforhindret i bruddgrensetilstand:

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}$$

I momentforbindelser hvor trykksiden utligner strekkraftene, er en slik reduksjon av friksjonen ikke påkrevd.

Eksempel: Eksentrisk belastet konsoll



Kontroller øvre forbindelses kapasitet som friksjonsforbindelse i klasse C, det vil si at den skal være glidningsforhindret i bruddgrensetilstanden.

Anta normale boltehull og friksjonsklasse A.

Kraften P_1 fører til glidningsfremmende skjær- og strekkrefter i forbindelsen, og formelen som reduserer friksjonen skal brukes:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = \frac{1.0 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot (0.7 \cdot 510 \cdot 353 - 0.8 \cdot 203)}{1.25} = 50.3 \text{ kN} < 100 \text{ kN}$$

Forbindelsen har ikke nok friksjonskapasitet til å regnes som en kategori C forbindelse.

Plastisk beregning av forbindelser

Plastisk betraktning av knutepunkt er en metode som er mye brukt ettersom forbindelser har en kapasitet ut over den elastiske kapasiteten. Prinsippet bak denne metoden er å fordele de aktuelle kreftene på spesifikke bolter. Aksial-, skjær- og momentkreftene kan fritt fordeles på boltene i forbindelsen, forutsatt at fordelingen av de indre kreftene er i likevekt med de ytre.

Den valgte kraftfordelingen må ikke overskride kapasiteten av verken boltene eller grunnmaterialene på noe sted i forbindelsen. En duktil forbindelse er også en forutsetning for en plastisk beregning.

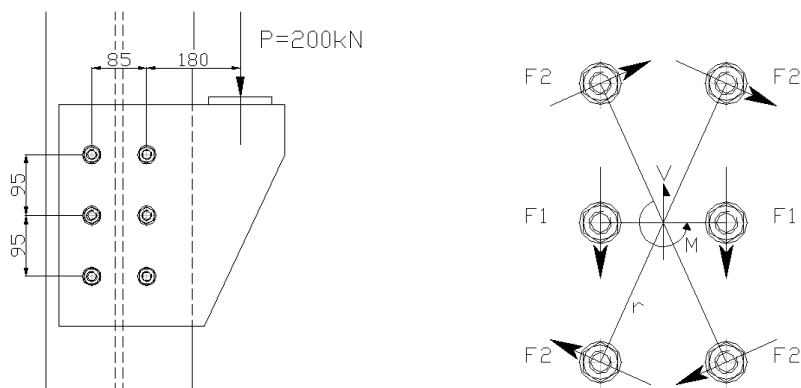
Plastisk fremgangsmåte kan gjøres på forskjellige måter. En vanlig metode er å nytte plastisitetsteoriens nedre grenseteorem:

”Dersom en valgt fordeling av spenninger innen en konstruksjon tilfredsstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og ikke noe sted overskrider den plastiske kapasitet, vil den resulterende beregnede bruddlast være lik eller mindre enn den virkelige bruddlast.”

Etter denne metoden skal kreftene fordeles på enkeltskruene i forbindelsen slik at skruegruppens samlede kapasitet blir størst mulig. I praksis vil det si at utnyttelsen av boltene i forbindelsen bør være tilnærmet lik.

Eksempel: Konsollplate

Velg en lastfordeling og finn avskjæringskrefter i boltene. Vurder om den valgte fordelingen er optimal.



En lastfordeling velges hvor de to midterste boltene skal ta opp skjærkreftene og de fire ytterste boltene skal ta opp momentkreftene.

Skjærkraften fordeles på de to midterste boltene:

$$F_1 = \frac{P}{2} = \frac{200 \text{ kN}}{2} = 100 \text{ kN}$$

Momentkraften M blir:

$$M = P \cdot \left(180 + \frac{85}{2}\right) = 200 \text{ kN} \cdot 0.2225 \text{ m} = 44.5 \text{ kNm}$$

Momentkraften fører til avskjæringskraften på ytterboltene:

$$F_2 = \frac{M}{4 \cdot r} = \frac{44.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{4 \cdot \sqrt{95^2 + 42.5^2} \text{ mm}} = 107 \text{ kN}$$

Kreftene er jevnt fordelt på boltene i forbindelsen, så den valgte fordelingen er en god løsning.

Korrosjon

For installasjoner som står offshore utgjør korrosjon en stor trussel. I følge Skruer katalogen 2009 koster korrosjon i Nordsjøen mellom tre og fire milliarder årlig. Det skulle bety omtrent 400.000 kr i timen! Åpne konstruksjoner i kombinasjon med det fuktige miljøet gir tilnærmet optimale forhold for rustdannelse. Det er tre typer korrosjon som er mest aktuelt for offshorekonstruksjoner, vanlig overflatekorrosjon, punktkorrosjon og galvanisk korrosjon.

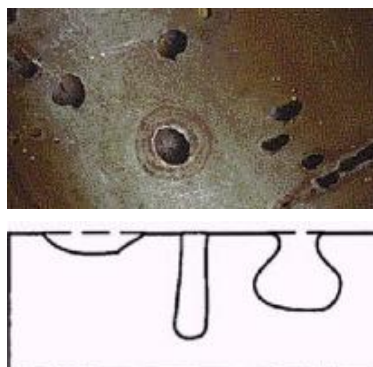


Figur 30: Harde værforhold

Overflatekorrosjon

Overflatekorrosjon, eller uniform korrosjon, oppstår når stålets overflate ruster i kontakt med atmosfæren. En kjemisk prosess løser opp stålet og danner rustprodukter. Hastigheten på denne prosessen økes dersom overflaten er i kontakt med fuktighet. Den høye luftfuktigheten og saltnivået i luften gjør at konstruksjoner som står offshore er meget utsatt for overflatekorrosjon. Klimaet virker også akselererende på korrosjonen. Overflatekorrosjon er lett å få øye på da den kjemiske reaksjonen skjer på hele flater, og denne typen kan også tas høyde for gjennom korrosjonstillegg under dimensjoneringen.

Punktkorrosjon



Figur 31: Punktkorrosjon

Punktkorrosjon, eller pitting, er en type korrosjon som angriper lokalt. Denne formen for korrosjon kan være meget farlig, da gropene som dannes kan ha stort volum og dermed svekke tverrsnittet dramatisk. Punktkorrosjon oppstår som regel av en kombinasjon av material- og miljøfaktorer. Ved uregelmessigheter i materialet kan for eksempel klorider i miljøet bidra til initiering av punktkorrosjon. Pitting kan forebygges ved gode materialvalg, katodisk beskyttelse og kontroll av pH, temperatur og kloridkonsentrasjon i omgivelsene.

Galvanisk korrosjon

En annen type korrosjon som kan være aktuelt i bolteforbindelser, er galvanisk korrosjon. Når to metalliske materialer kommer i kontakt med hverandre, oppstår muligheten for denne typen korrosjon. Dette er en elektrokjemisk prosess hvor de to metallene utgjør anoden og katoden. Hvilket av metallene som blir anode eller katode, er avhengig av de to metallenes posisjon i spenningsrekken.



Figur 32: Galvanisk korrosjon

Spenningsrekken er en rangering av metallene ut fra metallenes potensial. Gull er det edleste av metallene vi har, mens magnesium er minst edelt. I en forbindelse blir det minst edle metallet anode, og vil korrodere. Offeranoder brukes i flere tilfeller. Eksempler på dette er sinkanoder på påhengsmotorer og aluminiumsanoder på undervanns rørledninger. Disse anodene har lavere potensial enn annet metall i konstruksjonen, og korrosjonsprosessen angriper disse anodene før henholdsvis propell eller rørledning angripes.

Korrosjonshastigheten er avhengig av hvor stor potensialforskjellen mellom metallene er. Jo større forskjell i potensial, eller avstand i spenningsrekken, jo raskere vil anodematerialet korrodere. Den galvaniske prosessen er avhengig av en elektrolytt, og fuktige omgivelser kan danne en fuktfilm som vil fungere som dette.

Mer edelt	Gull
	Sølv
	Rustfritt stål (passivt)
	Kobber
	Tinn
	Rustfritt stål (aktivt)
Mindre edelt	Bly
	Stål
	Kadmium
	Aluminium
	Forsinket stål
	Sink
	Magnesium

Figur 33: Spenningsrekken

Boltene i en forbindelse kan fungere både som anode og som katode. Dette er avhengig av hva slags materialer som inngår i forbindelsen. Den beste måten å forhindre galvanisk korrosjon på, er å kombinere metaller som har samme eller liten forskjell i potensial.

Spenningsrekken gir en god pekepinn på hvordan metaller vil oppføre seg i forhold til hverandre, men det finnes eksempler på avvik fra denne. Den kjemiske sammensetningen av miljøet rundt stålmaterialene kan ha innvirkning på stålets oppførsel og potensial.

Hydrogensprøhet

I tillegg til korrosjonsproblematikken, bør også problemet med hydrogensprøhet nevnes i forbindelse med offshoreforbindelser. Dette innebærer at hydrogen trenger inn i stålmaterialene og gjør materialet sprøtt. Hydrogensprøhet er aktuelt for høyfaste bolter, og kan oppstå både under produksjonen av boltene og når strukturen er i drift.

Ved sinkpåføring av høyfaste bolter er det fare for hydrogensprøhet. Under overflatebehandlingen frigjøres hydrogen på ståloverflaten, og de små atomene kan trenge inn i stålstrukturen og på den måten svekke stålet. Over tid og ved belastning, vil hydrogenatomene danne molekyler, og disse kan sprengne stålstrukturen. Ved å varme opp stålet etter sinkbehandlingen, skal hydrogenet drives ut av stålet slik at stålet beholder sin opprinnelige styrke.

Problemet med hydrogensprøhet er en stor utfordring for katodisk beskyttede bolter i undervannstrukturer. Dette er et problem som ikke bare gjelder boltene, men også rørledningene. Det brukes mye tid på forskning rundt dette temaet. Hydrogensprøhet kan også oppstå skvalpesoner og i sure omgivelser i atmosfærisk miljø.

Figur 34 viser hvordan en bolt fra en kuleventil ble brutt rett av som følge av gjennomgående hydrogensprøhet. Bruddet startet fra bunnen av figuren. Dette skjedde på en installasjon i Mexicogulven.



Figur 34: Brudd i bolt som følge av hydrogensprøhet. Kilde: The Hendrix Group

Overflatebehandling og vedlikehold

For at ikke offshorekonstruksjoner skal korrodere under de harde miljøpåkjenningene de utsettes for, er det viktig at disse blir riktig vedlikeholdt. Det fuktige miljøet er tilnærmet optimale forhold for rustutvikling. Fuktighet på overflatene er vanlig, og saltinnholdet i sjøluften forverrer situasjonen ytterligere. Det er nødvendig å tenke på vedlikeholdet av konstruksjonen allerede i designfasen. I praksis kan vedlikeholdet deles inn i to hovedkategorier; konstruktiv rustbeskyttelse og overflatebehandling. En god kombinasjon av disse sørger for lengre levetid og lavere vedlikeholdskostnader.

Konstruktiv rustbeskyttelse

Konstruktiv rustbeskyttelse oppnås gjennom godt planlagt design. Utformingen av løsningene er vesentlig med tanke på fremtidig vedlikehold. Ettersom det er overflater som eventuelt vil korrodere, så er det grunnleggende prinsippet å redusere overflatearealet så mye som mulig. Like viktig er det å unngå steder hvor fuktighet kan samle seg. Hvis slike fuktområder ikke kan unngås gjennom utformingen, må løsninger for drenering av vann konstrueres. Dersom rustbeskyttende grep tas allerede under designfasen, kan gode løsninger utvikles, og et bedre produkt leveres. Under produksjonen er som regel arbeidsforholdene mye bedre enn de er etter at konstruksjonen er montert. Uheldige løsninger kan i ettertid være vanskelige å gjøre noe med.

Valg av profiltyper er kanskje den enkleste formen for konstruktiv rustbeskyttelse. For eksempel vil hulprofiler ha en mindre overflate enn H-profiler i forhold til vekt og bæreevne. Overflaten til et hulprofil er enkelt å vedlikeholde, og dersom profilene er lukket i endene, er det heller ikke fare for innvendig korrosjon. H- og I-profiler er mindre gunstige når det kommer til vedlikehold. Vann kan samle seg under flensene på disse profilene. I tillegg har de skarpe kanter som gjør at et eventuelt malingslag kan flasse lettere av.

Overflatebehandling

Overflatebehandling er en viktig del av konstruksjonenes korrosjonsbeskyttelse. De finnes i hovedsak tre typer overflatebelegg; keramisk-, metallisk- og organisk belegg. For bolteforbindelser er det de to sistnevnte typene som er aktuelle. En kombinasjon av sinkbelagte bolter og malingsbeskyttede overflater skal beskytte materialene mot rustangrep.

Metallisering

Det finnes i hovedsak to typer metallisering av bolter; galvanisering og varmforsinking. Begge disse metodene påfører et rustbeskyttende lag av sink utenpå boltene. Galvanisering, eller el-forsinking, er en elektrolytisk prosess hvor boltene tilføres et tynt lag av sink. Lagtykkelsen varierer med størrelsen på boltene. For boltediametre under 5,5mm skal sinklaget være minst 5µm, og for større dimensjoner skal det være minimum 8µm. Galvaniseringen kan etterfølges av en blankkromatering som skal motvirke hvitrust og bidra til at sinklaget bevares.

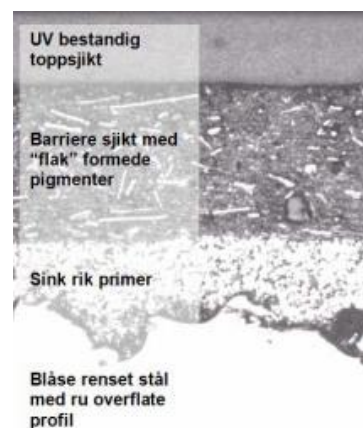
Ved varmforsinking dyppes boltene i et sinkbad. Prosessen påfører et tykkere lag av sink utenpå boltene, og gir derfor en bedre rustbeskyttelse enn el-forsinkingen. Lagtykkelsen ved varmforsinking er minst 25µm for M6-M8 bolter, og minst 45µm for større dimensjoner.

Maling

Maling er den viktigste rustforebyggende metoden på markedet i dag. Malingens egenskaper er avhengig av sammensetningen av pigmenter i de ulike sjiktene, men også forbehandling, påføring og etterbehandling av malingen har innvirkning på kvalitet og levetiden av malingsbelegget. Malingen kan også ha estetiske formål. Professor Roy Johnsen ved NTNU skrev i 2006 et kompendium om korrosjonsbeskyttelse ved hjelp av belegg. Dette har vært til stor nytte i dette avsnittet om maling.

Et malingsystem som skal beskytte mot korrosjon består normalt av to eller tre strøk:

- 1) *Grunnstrøket* iblandes sinkelementer som skal hindre initiering og utvikling av korrosjon.
- 2) *Mellomstrøket* er et barrierebelegg som skal begrense transporten av ioner, oksygen og vann til ståloverflaten.
- 3) *Toppstrøket* er i hovedsak et beskyttende lag mot nedbryting fra UV-stråler. Dette strøket avgjør også strukturens overflatefinish.



Figur 35: Generelt malingsystem

Malingens barrierefunksjon reduserer transporten av ioner, oksygen og vann. Dette er den viktigste egenskapen til malingslaget. Denne motstanden kan påvirkes gjennom ulike tilsetninger av pigmenter i malingen eller ved justering av malingslagets tykkelse.

I tillegg til malingens barrierefunksjon, vil tilsatte pigmenter også gi stålmaterialet en viss katodisk beskyttelse. Dersom malingslaget blir skadet, vil fuktigheten som trenger inn reagere med sinkpigmentene i grunnstrøket fremfor elementer i stålet. Grunnstrøket kan også tilsettes pigmenter som har inhiberende virkning på stålet. Dette er en kjemisk reaksjon mellom pigmentene og stålet reduserer korrosjonshastigheten. I enkelte tilfeller kan denne reaksjonen bli så kraftig at den kan forårsake blæredannelse, og derfor nyttes inhiberende belegg kun på strukturer over vann.

Malingens egenskaper kan altså påvirkes gjennom tilsetning av ulike pigmenter. Strukturens funksjon og plassering er avgjørende for valg av malingsystem. Undervannskonstruksjoner kan ha andre krav til malingen enn konstruksjoner som står over vann, og strukturer som utsettes for større deformasjoner kan for eksempel kreve bedre elastiske egenskaper i malingen enn strukturer som står mer i ro. Større selskaper har gjerne etablert et standardverk med tanke på hva slags overflatebeskyttelse som skal brukes på ulike strukturer. For offshorekonstruksjoner kan det være utfordrende å påføre malingen på installasjonene. Det er derfor hensiktsmessig å få utført mest mulig av malingsarbeidene på land. Det trengs likevel vedlikehold av malingen, ettersom strukturer for eksempel kan bli skadet under transport eller nedbrutt over tid av de fysiske forholdene på installasjonene.



Figur 36: Vedlikeholdsarbeid offshore

Diskusjon og konklusjon

Opgaven har drøftet viktigheten av å velge enkle og gode løsninger ved utforming av bolteforbindelser. Gjennomtenkte løsninger kan føre til en betydelig reduksjon av kostnader i alle faser av strukturens levetid. Hovedeksempelet gjennomgått i oppgaven illustrerer hvordan et prosjekt kan utføres med bruk av enkle løsninger. Det spesielle "grepet" som gjorde de enkle forbindelsene mulig, var å bytte ut deler av stegplaten på bjelkeprofilene. Evnen til å se slike forenklingene kommer delvis gjennom erfaring, men ved en systematisk og grundig framgangsmåte skal det være mulig å avdekke de gode løsningene også for designere med mindre erfaring.

Forbindelsene i eksempelet er ikke optimale med tanke på materialvalg og utnyttelse, her må en vurdering foretas om det vil lønne seg å finregne på forbindelsene. Det er ikke sikkert det er noe særlig å hente ved økt utnyttelse av bolter og grunnmateriale. Økt utnyttelse reduserer også den ekstra sikkerhetsmarginen man oppnår ved større dimensjoner.

De klimatiske forholdenes innvirkning på offshorekonstruksjonene kan reduseres dersom en god konstruktiv utforming følges opp av riktig overflatebehandling samt gode inspeksjons- og vedlikeholdsrutiner. En slik gjennomgående kvalitetssikring forutsetter at kunnskapsnivået i de involverte avdelingene er tilstrekkelig og at beskrevne rutiner følges opp.

Innledningsvis ble det hevdet at nyutdannede ingeniører har mangelfull kunnskap når det kommer til bolteforbindelser. Det er i og for seg ikke et veldig stort problem. Det er ikke alle ingeniørene som kommer til å jobbe med bolteforbindelser i stor grad, og nødvendig opplæring hos arbeidsgiver trenger ikke å være vanskelig å gjennomføre. Men hvordan kan nyutdannede bli bedre forberedt på møtet med arbeidslivet? Jeg tror at et tettere samarbeid med næringslivet under utdanningen vil hjelpe til å øke den generelle kompetansen på studentene. Hospitering hos aktører i bransjen, enten gjennom sommerjobber eller egne fag, vil trolig hjelpe på både forståelse av faget og motivasjon. Bransjen vil også ha nytte av dette, ettersom de får muligheten til å bli kjent med potensielle fremtidige ansatte.

I denne oppgaven har kun bolteforbindelser blitt behandlet som alternativ til kald løsning. Per i dag er dette det eneste fullgode alternativet til sveiste forbindelser. Andre produkter kan være aktuelle til bruk som forbindelsesmidler. Størst potensial har trolig bruken av lim i konstruksjonssammenheng. Limets anvendelsesområde utvider seg stadig, og er i dag mye brukt i lettvektskonstruksjoner. Flyindustrien er blant de fremste forbrukerne av limte løsninger. Denne bransjen er også kjent for meget omfattende testing av komponentene som inngår i flykonstruksjonene. Aker Solutions brukte også limte løsninger under rivningen av Frigg. Da ble underlagsputene som hovedrammen skulle hvile på under sjøtransporten limt fast til lekterdekket med et epoxylim. I forkant av dette prosjektet ble det gjennomført omfattende testing av limet for å få det godkjent for det aktuelle oppdraget.

Under oppgaven var undertegnede i kontakt med 3M, som var leverandør av limet som ble brukt under Frigg prosjektet. Det viste seg at limprodukter ble mer vanlig også i bilindustrien. Som eksempel ble det fortalt at punktsveisingen under produksjonen av nye BMW 7-serie var redusert

med over 30 % på grunn av bruk av lim. Representanten kunne ikke presentere eksempler på lim brukt sammen med stål i bærende konstruksjoner offshore.

Bruksområdet til lim begrenses av at dette er en flateforbindelse. For at limet skal komme til sin rett, er det avhengig av en viss kontaktflate. Kapasiteten til en limt forbindelse avgjøres av limets og strukturens styrke, samt kontaktflatene som limes sammen. Forurensinger på overflatene vil svekke forbindelsen, og særlig rust kan utgjøre en stor trussel. Det er altså flere usikkerheter ved bruk av lim, og ifølge 3M er en materialfaktor et sted mellom 5 og 6 vanlig ved beregning. Lim vil nok ikke kunne bli en erstatning for bolteløsninger, men hybride løsninger hvor lim inngår kan bli mer aktuelt.

Andre kalde løsninger finnes på markedet i dag. Lindapter tilbyr et sortiment av forskjellige skjøteløsninger. Disse er klammeløsninger som ikke krever gjennomhulling av profilene. Produktene kan være aktuelle i bruk hvor opptredende krefter ikke er for store. Løsninger med tilpassede profiler, et slags byggesett, kunne vært aktuelt i enkelte tilfeller. Det er usikkert om noe slikt finnes i dag. Fordelen med denne typen forbindelser vil være standardisering og enkel montering, men det vil også sette begrensninger for fritt design.

Framtidig arbeid

Denne oppgaven har vært en grunnleggende innføring i kalde forbindelser og kan danne utgangspunktet for framtidige rapporter. Som en naturlig utvidelse kunne større regneoppgaver vært til stor hjelp. Eksempler på typiske forbindelser brukt offshore kan være til stor nytte når man skal sette seg inn i bolteforbindelser. Selv om offshoreanleggene setter begrensninger til sveising, så er dette et like viktig emne å kunne som bolteforbindelser. En tilsvarende innføring av sveisearbeider kunne vært et passende komplement til denne rapporten.

Mange interessante problemstillinger er relatert til kalde forbindelser. For konstruksjoner til havs, kan kraftbildet variere mer enn for konstruksjoner på land siden plattformenes globale bevegelser er større enn på de landbaserte konstruksjonene. Det kompliserte kraftbildet kunne for eksempel vært utgangspunkt for en utmattingsanalyse av knutepunktene. Detaljanalyser ved fleraksielle krefter og stålets oppførsel under disse forholdene kunne vært en annen oppgave. Vil for eksempel pålastingsrekkefølgen ha noe å si for forbindelsens kapasitet?

Det hadde også vært spennende og studert mer utradisjonelle forbindelsesmidler. Lim har vært nevnt som en mulighet. Finnes det andre løsninger som ikke er tatt i bruk i dag? Versjoner av byggesett eller klikkbaserte løsninger kunne vært interessant å teste i forsøk. Ser man veldig langt fram i tid kan kanskje nanoteknologi bidra med innspill. Her forskes det blant annet på friksjonsflater, noe som kanskje kunne utnyttes i forbindelser. Fellesnevneren for nye løsninger er at de krever omfattende testing og dokumentasjon før de kan tas i bruk i bærende konstruksjoner.

Nå som Eurokoden skal være gjeldende for konstruksjoner, hadde vært relevant å sammenligne formelverket som denne nytter med standarder som har vært i bruk tidligere. Legger den seg på konservativ side, eller varierer dette kanskje fra kontroll til kontroll. I oppgaven ble det blant annet tatt opp forspenningskraftens innvirkning på avskjæringskapasiteten. Denne effekten kunne vært interessant å undersøke i et forsøksbasert prosjekt.

Litteratur

Corrosionclinic (2010) *Pitting Corrosion* [URL]

Corrosionclinic [Oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på http://www.corrosionclinic.com/types_of_corrosion/pitting_corrosion.htm

Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8 Design of joints (2005)*

London, England

British Standards Institution

Dahlen, G., *Strukt. Design av Skrueforbindelser (2004)*

Stavanger, Norge

Aker Offshore Partner AS

Fischer, K.P. et.al (2001), *Feil gjentas*[URL]

Teknisk Ukeblad [oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på <http://www.tu.no/nyheter/produksjon/article4699.ece>

The Hendrix Group (2010) *Hydrogen Embrittlement of Valve Capscrew Fasteners* [URL]

The Hendrix Group [Oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på <http://www.hghouston.com/x/01.html>

Johnsen, Roy (2006), *Beskyttelse mot korrosjon og slitasje ved bruk av belegg*[URL]

NTNU, Institutt for Produktutvikling og Materialer [oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på http://www.nfv.no/fileadmin/740104_-_Korrosjon/3_-_Korrosjonsbeskyttelse_vha._belegg_rev._03.pdf

Larsen, Per Kr. (1997), *Stålkonstruksjoner*

Trondheim, Norge

Tapir Forlag

NS3472: *Prosjektering av stålkonstruksjoner (2001)*

3. utgave

Oslo, Norge

Norsk Standardiseringsforbund

Olje- og energidepartementet (2008), *Norsk oljehistorie på fem minutt*[URL]

Regjeringen [oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på http://www.regjeringen.no/nb/dep/oed/tema/olje_og_gass/norsk-oljehistorie-pa-5-minutter.html?id=440538

Selberg, Arne (1972), *Stålkonstruksjoner*

Trondheim, Norge

Tapir Forlag

Skruekatalogen 2009

Tools Rogaland Jernvare AS

Stålkonstruksjoner – Profiler og formler

3. utgave

Tapir Forlag

Wikipedia (2010), *Alexander L. Kielland-ulykken* [URL]

Wikipedia [oppsøkt 05.06.2010]

Tilgjengelig på http://no.wikipedia.org/wiki/Alexander_L._Kielland-ulykken

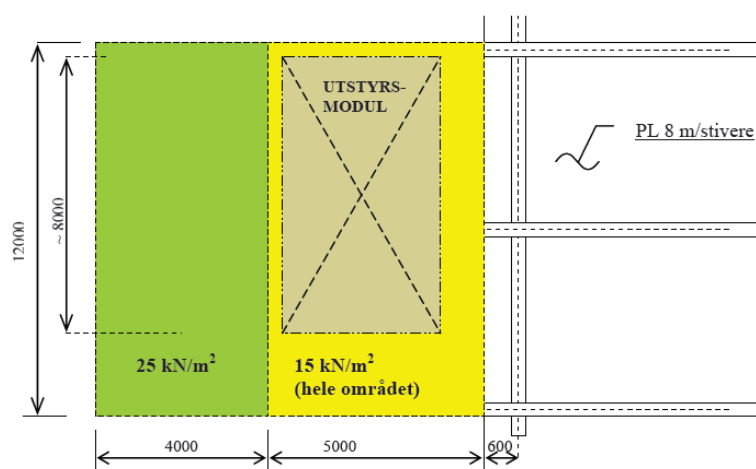
Vedlegg

Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul	1
Vedlegg 2: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.2	21
Vedlegg 3: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.3	22
Vedlegg 4: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.4	24
Vedlegg 5: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.6 og 3.7	25
Vedlegg 6: Eurokode 3 del 1-8 punkt 5.2	26
Vedlegg 7: Tabeller for flytespenninger, tiltrekkingsmomenter og korreksjonsfaktorer	29
Vedlegg 8: Inputfil STAAD.Pro-modell	31

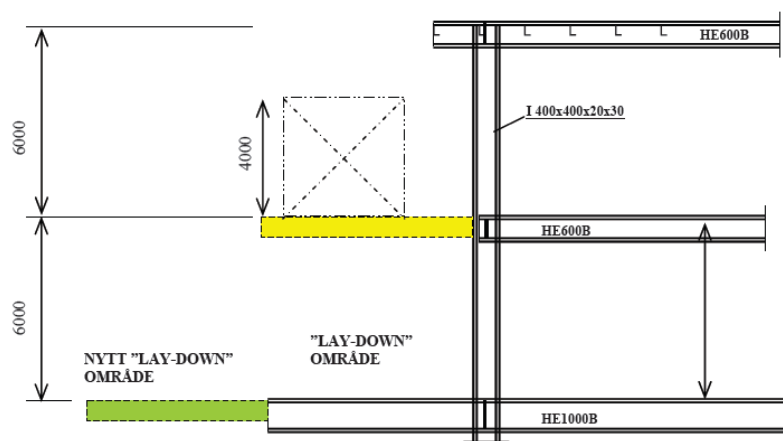
Vedlegg 1: Beregningseksempel offshoremodul

Figuren viser et utsnitt av en typisk offshore modul, der operatøren ønsker å installere en ny utstyrsmul på utsiden av eksisterende vegg. Modulen skal stå på nytt dekk med mål 5x12 m. Belastning på dekket antas å være 15 kN/m² inkludert modulvekt. Det nye dekket vil ligge over og blokkere krantilgang til eksisterende laydownområde. Derfor er det nødvendig å installere et nytt 25 kN/m² laydowndekk utenfor det eksisterende. Dekkenes egenvekt antas å være inkludert i de oppgitte laster. I beregningene brukes en lastfaktor på 1.3.

Installasjon av begge dekkene skal gjøres kald, det vil si utenfor revisjonsstans. Det vil være naturlig å henge de nye dekkene opp i strukturen over, da kapasiteten på tilstøtende bjelker er for lav til å klare en ren utkraging.



PLAN



ELEVASJON (TYP 3 STK/LOC)

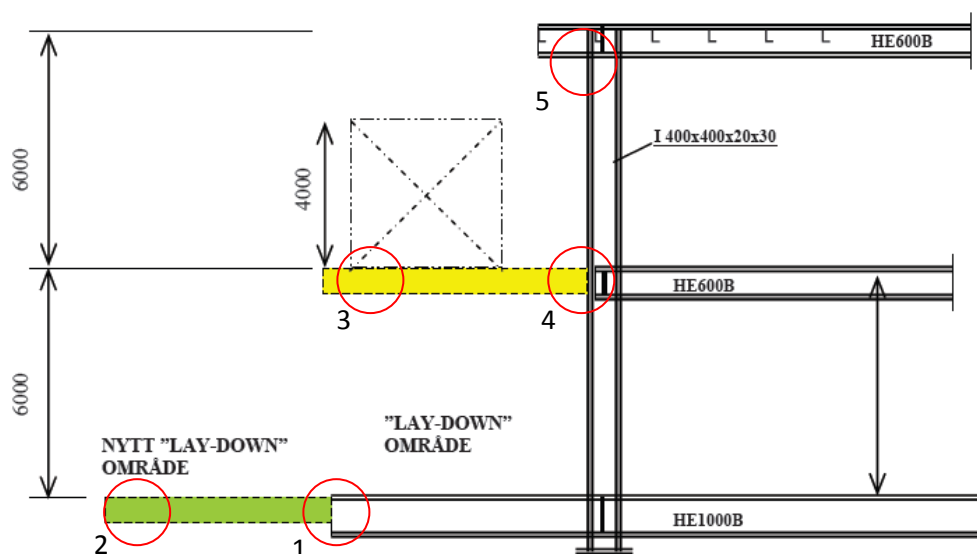
Figur A 1: Plan og elevasjon

Oppgaven går ut på å dimensjonere alle forbindelser til eksisterende struktur, samt forbindelser til ny struktur. Eventuelle strekkstag skal også dimensjoneres da disse også kan inneholde forbindelser med kald løsning.

Forbindelser som skal designes

Totalt ti forbindelser må beregnes. Symmetri gjør at disse er parvis like, det vil si at fem forskjellige forbindelser må designes.

1. Forbindelsen som skjører det nye laydowndekkets bjelkelag til eksisterende HE1000B.
2. Forbindelsen mellom det nye laydowndekket og nedre skråstag.
3. Forbindelsen mellom moduldekket og skråstagene.
4. Forbindelsen som fester moduldekket til eksisterende I 400x400x20x30.
5. Hjørnebraketten for innfesting av øvre skråstag.



Figur A 2: Oversikt forbindelser

Dimensjonering av ringbjelkene på de nye modulene

Da dimensjonering av ringbjelkene ikke er hva som fokuseres på i denne oppgaven, gjøres dette på en forenklet måte. Det tas utgangspunkt i et nedbøyningskrav på $L/200$. Nødvendig bjelke­dimensjon beregnes ut fra dette kravet. I dette eksempelet vises beregningen av det nye laydowndekkets ringbjelker. For enkelhets skyld nyttes samme bjelke­dimensjon også på moduldekket.

Inndata:

Bjelkelengde: 12 meter

Last laydown: $25 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ m} \times 1.3 = 65 \text{ kN/m}$

Stålkvalitet: S355

E-modul: $2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

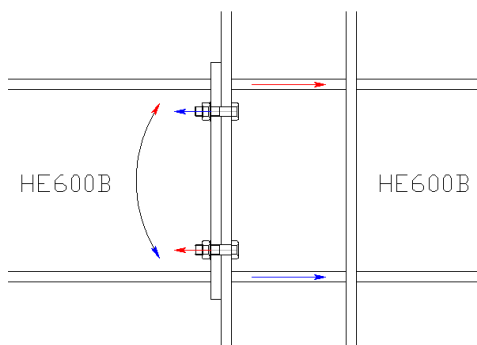
Nedbøyningen beregnes for en fritt opplagt bjelke:

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{65 \text{ N/mm} \cdot 12000^4 \text{ mm}^4}{2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \cdot I} = \frac{12000 \text{ mm}}{200}$$

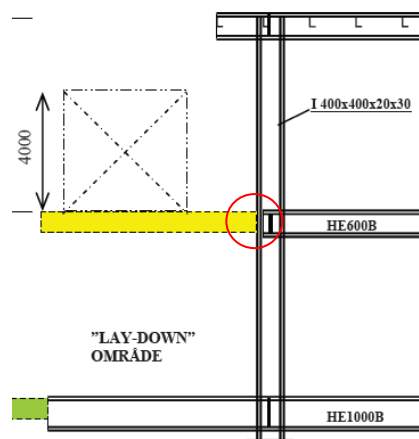
Nødvendig treghetsmoment kan finnes ved å løse uttrykket med hensyn på I:

$$I_{nød} = \frac{5 \cdot 65 \text{ N/mm} \cdot 12000^4 \text{ mm}^4 \cdot 200}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \cdot 12000 \text{ mm}} = 1.393 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Dersom HEB-profil skal brukes, er det nødvendig med en HE600B. Den har treghetsmoment $1.710 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$. Valget av HE600B som ringbjelker på de nye dekkene vil særlig være gunstig for det nye moduldekket. Da vil trykkreftene fra eventuelle momenter kunne overføres direkte til flensene på en eksisterende HE600B-bjelke som er festet til søylen.

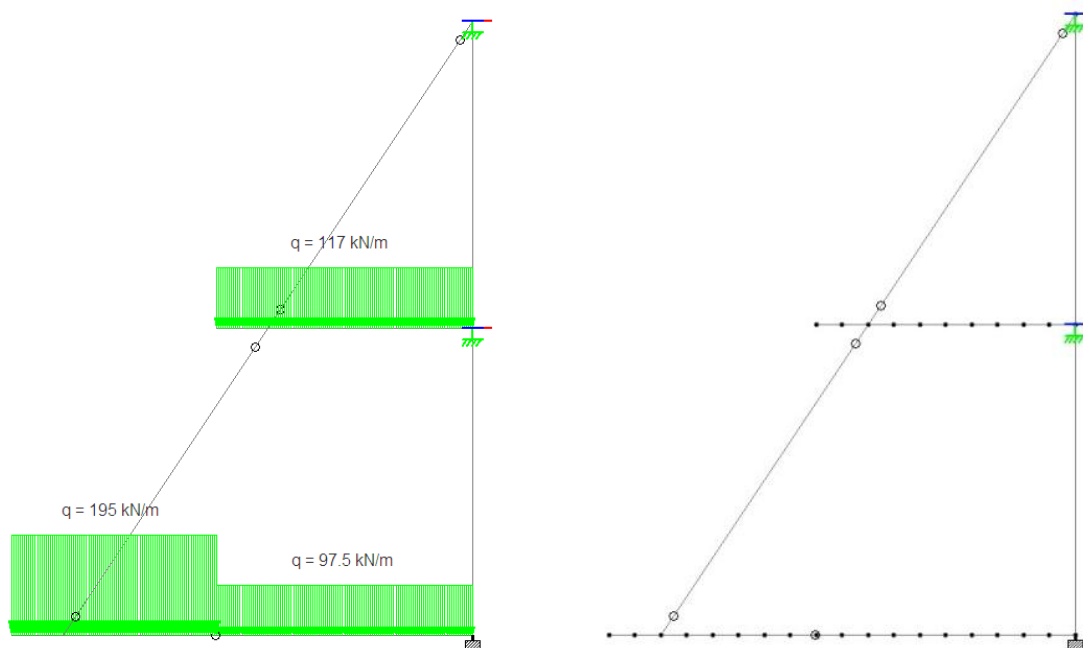


Figur A 3: Kraftoptak bjelke-søyleforbindelse



Modell

Programmet STAAD.Pro nyttes i forbindelse med modelleringen av problemstillingen. Selv om den aktuelle oppgaven kan betraktes som et ganske enkelt system, er STAAD.Pro et nyttig hjelpemiddel da eventuelle endringer raskt kan oppdateres i programmet. Det er også enkelt å hente ut verdier for opprettede krefter og deformasjoner.



Figur A 4: Modell i STAAD.Pro

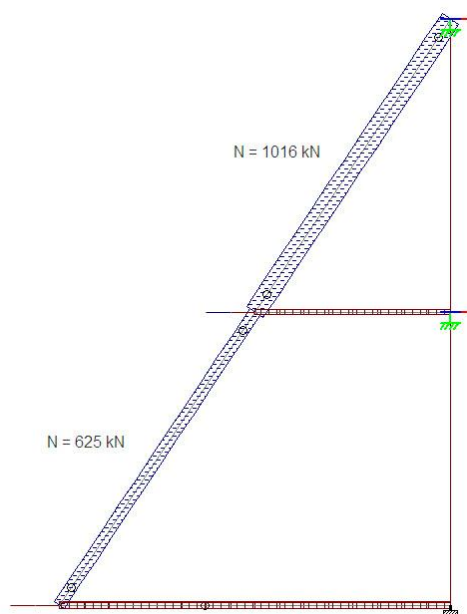
Figur A 4 viser hvordan modellen er satt opp. Problemstillingen er modellert i planet, da dette kan gjøres på grunn av symmetrien i systemet. Den reduserte lasten på den eksisterende HE1000B-bjelken på nederste nivå skyldes antakelsen om at disse ligger med 6 meters mellomrom, det vil si at endebjelkene får en lastbredde på 3 meter. De nye moduldekkene festes til eksisterende struktur i to punkter, og får da et spenn på 12 meter og en lastbredde på 6 meter.

Et annet punkt å legge merke til er opplagrene. Systemet er fast innspent i søylefoten. Videre er det opprettet innspenninger med frigjøring av momentet for henholdsvis andre og tredje nivå. Grunnen til denne løsningen er knutepunktene skal kunne rotere. Den oppgitte verdien i momentdiagrammet nedenfor er momentet i bjelken tett inn til opplageret, og denne verdien brukes ved kontroll av endeplaten i forbindelsen. Rotasjonsstivheten i hvert av knutepunktene bestemmes av tilstøtende elementers stivhetsegenskaper.

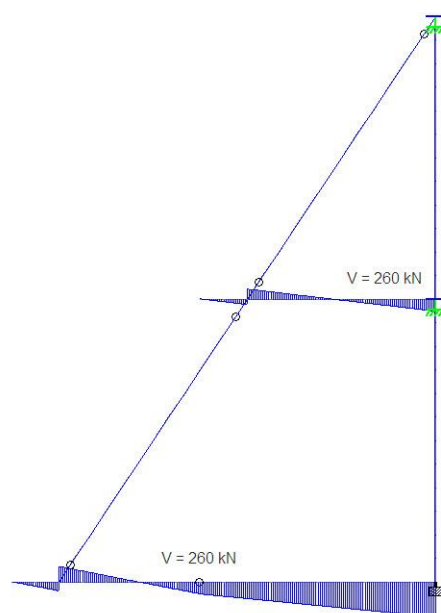
Skråstagene skal bære på strekk, og er modellert momentfrie i endene. Overgangen mellom eksisterende HE1000B og det nye laydowndekket er også laget momentfri. De utstikkende bjelkene har en finere elementinndeling slik at de opptredende kreftene langs bjelkelengdene blir mer nøyaktige.

Diagram for aksial-, skjær- og momentkraftfordeling samt deformasjoner presenteres under.

Aksialkrefter

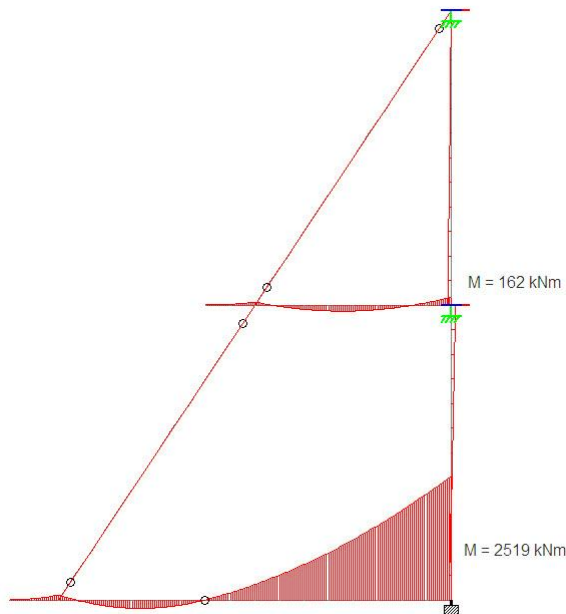


Skjærkrefter

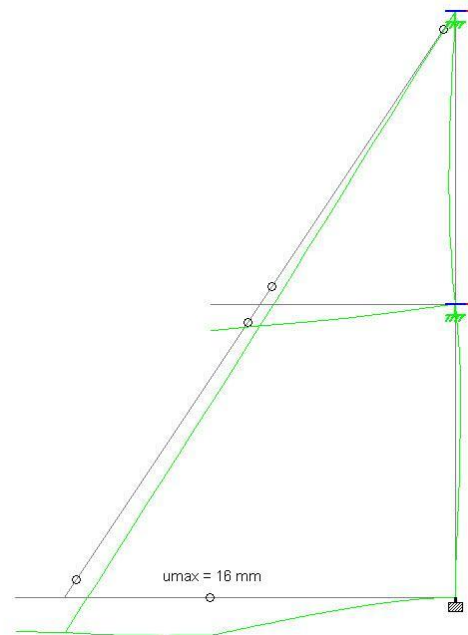


Figur A 5: Aksial- og skjærkrefter

Momentkrefter



Forskyvninger



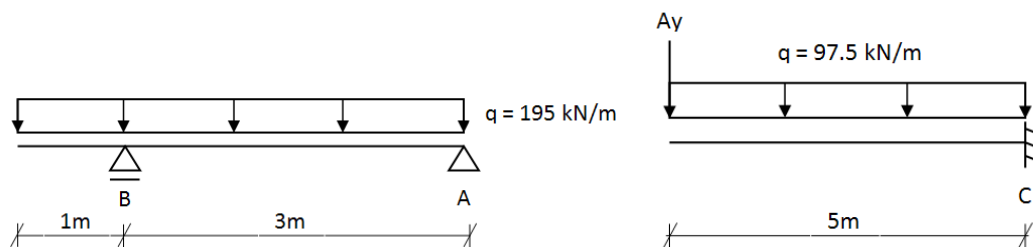
Figur A 6: Momentkrefter og forskyvninger

Kontroll av resultater

Som en forsikring om at STAAD.Pro-modellen er riktig, gjennomføres noen kontroller av modellen. Blir avvikene mellom modellen og håndberegningene for store, er det et signal om at modelleringen ikke er korrekt.

Kontroll av skjærkrefter og moment i laydownområde:

En modell av det nye laydowndekket hvor opplager A blir forbindelsen til den eksisterende bjelken:



Figur A 7: Statisk modell av nedre bjelke

Skjærkreftene i opplager A blir

$$A_y = \left(195 \text{ kN/m} \cdot 4\text{m}\right) - \frac{195 \text{ kN/m} \cdot 4\text{m} \cdot 2\text{m}}{3\text{m}} = 260 \text{ kN}$$

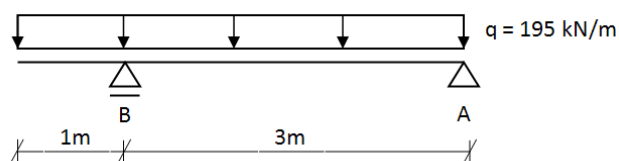
Dette er nøyaktig den samme skjærkraften som STAAD.Pro oppgir. Skjærkraften A_y påføres så som en punktlast på den eksisterende utkrageren, i tillegg til den jevnt fordelte lasten:

$$M_c = A_y \cdot L + \frac{1}{2} q L^2 = 260 \text{ kN} \cdot 5\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 97.5 \text{ kN/m} \cdot 5^2 \text{m}^2 = 2519 \text{ kNm}$$

Dette momentet er identisk med resultatet fra STAAD.Pro.

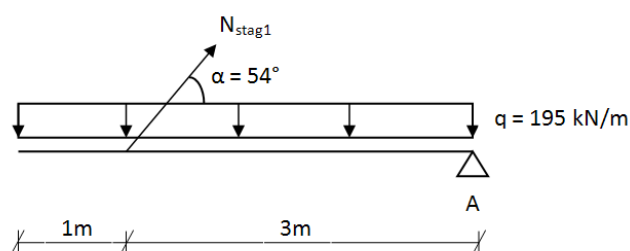
Kontroll av aksialkrefter i strekkstag

Kontrollen fra laydowndekket brukes som utgangspunkt for kontroll av kreftene i strekkstagene.



$$B_y = \frac{195 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 520 \text{ kN}$$

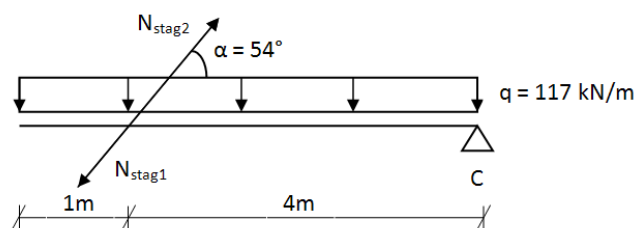
Opplager B er i virkeligheten et diagonalstag, og opplagerkraften B_y må dekomponeres.



$$N_{stag1} = \frac{B_y}{\sin \alpha} = \frac{520 \text{ kN}}{\sin 54^\circ} = 643 \text{ kN}$$

Simuleringen i STAAD.Pro gir en aksialkraft på 623 kN. Dette er et avvik på ca 3 %. En av årsakene til avviket kan være nøyaktigheten i vinkelen, da denne ikke er nøyaktig 54 grader.

For det øvre skråstaket, oppgir STAAD.Pro en aksialkraft på 1016 kN.



Den vertikale komponenten for øvre stag blir:

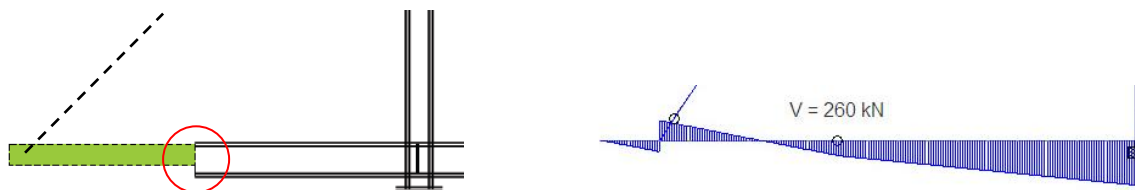
$$N_{stag2y} = 520 \text{ kN} + \frac{117 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 886 \text{ kN}$$

Dekomponering av kreftene gir aksialkraft i øvre stag:

$$N_{stag2} = \frac{886 \text{ kN}}{\sin 54^\circ} = 1095 \text{ kN}$$

Dette er et avvik på i underkant av 8 % i forhold til resultatet i STAAD.Pro.

1. Bjelke-bjelke forbindelse



Figur A 8: Bjelke-bjelke forbindelse

Kontroll av restkapasitet i HE1000B:

Den eksisterende HE1000B bjelken kontrolleres for nok restkapasitet til å tåle den ekstra belastningen det nye laydowndekket gir. Bjelkene antas å ligge med 6 meters mellomrom.

Lastpåkjenning:

$$q_{HE1000B} = 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 1.3 = 97.5 \text{ kN/m} \quad (1.1)$$

Elastisk momentkapasitet til HE1000B:

$$M_{b,Rd} = f_d \cdot W_e = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1.1} \cdot 12,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 4163 \text{ kNm} \quad (1.2)$$

I kontrollen av STAAD.Pro-modellen ble opptredende moment beregnet til 2519 kNm. Det vil si at den eksisterende bjelken har nok kapasitet til å bære de ekstra påkjenningene fra det nye laydowndekket.

Materialvalg:

Stålkvalitet S355

M30 8.8 bolter

Krefter i forbindelse:

Skjærkraften ved opplager:

$$F_{V,Ed} = 260 \text{ kN} \quad (1.3)$$

Til å skjøte HE1000B-bjelken med det nye dekket, velges en løsning med laskeplater og to bolter plassert vertikalt ovenfor hverandre.

Skjærkraften i forbindelsen fordeles på de to boltene, og kraft per bolt blir:

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{v,Ed}}{n_b} = \frac{260 \text{ kN}}{2} = 130 \text{ kN} \quad (1.4)$$

Boltene har hver skjærkapasiteten:

$$F_{V,Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad (1.5)$$

To laskeplater gir en dobbelsnittet forbindelse, det vil si at boltekapasiteten kan doubles. Utnyttelsen av boltene blir da:

$$U_{bolt} = \frac{F_{b,Ed}}{2 \cdot F_{b,Rd}} = \frac{130 \text{ kN}}{2 \cdot 271.5 \text{ kN}} = 0.24 \quad (1.6)$$

Dette er en meget lav utnyttelse av boltekapasiteten. En forbindelse skal inneholde minimum to bolter såfremt det ikke dreier seg om en bolteleddsforbindelse. Det er heller ikke ønskelig med en enkeltsnittet forbindelse da eksentrisitetsmomenter vil oppstå. Det som er mest aktuelt, er å redusere boltestørrelsen. Selv om mindre bolter vil ha nok kapasitet med tanke på avskjæring, bør boltestørrelsen stå i forhold til de elementene som skal skjøtes. De aktuelle bjelkene HE600B og HE1000B, med stegtykkelser på henholdsvis 15.5mm og 19mm, er såpass kraftige at boltestørrelser noe særlig under M30 ikke bør velges.

Når laskeplatenes tykkelse skal bestemmes, oppgir Selberg, Arne (1972) en regel som sier at laskeplatenes nettotverrsnitt bør være 10 % større enn nettotverrsnitt for den konstruksjonsdel som skjøtes. I dette tilfellet skal en HE1000B skjøtes med en HE600B. Disse profilene har ulik stegtykkelse, og skimmeplater sveises på stegområdet hvor laskeplatene skal festes på HE600B. Stegtykkelsen på HE1000B profilet er 19mm. Minimumstykkelser på laskeplatene blir da:

$$t_l = \frac{t_w}{2} \cdot 1.1 = \frac{19}{2} \cdot 1.1 = 11 \text{ mm} \quad (1.7)$$

Momenter ut av planet behandles ikke spesielt i denne oppgaven, men disse kan oppstå. For laydowndekket kan for eksempel vindlaster på containere eller utstyr som står på dekket føre til krefter ut av planet. Disse blir små i forhold til de andre kreftene som virker, men bør tas med i betraktning ved utforming av forbindelsen. For at forbindelsen skal ha nødvendig stivhet mot sideveis bevegelser, velges en platetykkelse på 15mm. Hullkantrykket kontrolleres i henhold til Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.2. Kapasitet mot hullkantrykk er:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \quad (1.8)$$

Faktorene som inngår i (1.8) er igjen avhengig av andre parametre som avstander og materialegenskaper. En antatt utforming av forbindelsen kontrolleres. Avstandene tilfredsstiller Eurokodens krav til minimumsavstander, se Vedlegg 3: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.3 Hull- og kantavstander

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \cdot \frac{40}{33} - 1.7 = 1.69 \\ 2.5 \end{array} \right\} \quad (1.9)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1.57 \\ \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{99} - \frac{1}{4} = 0.56 \\ 1.0 \end{array} \right\} \quad (1.10)$$

Innsatt i 1.12:

$$F_{b,Rd} = \frac{1.69 \cdot 0.56 \cdot 510 \cdot 30 \cdot 15}{1.25} = 174 \text{ kN} \quad (1.11)$$

$$F_{b,Ed} = \frac{F_{V,Ed}}{2} = \frac{260}{2} = 130 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 174 \text{ kN} \quad (1.12)$$

Det er også vanlig å kontrollere hullkanttrykket ved hjelp av formelen:

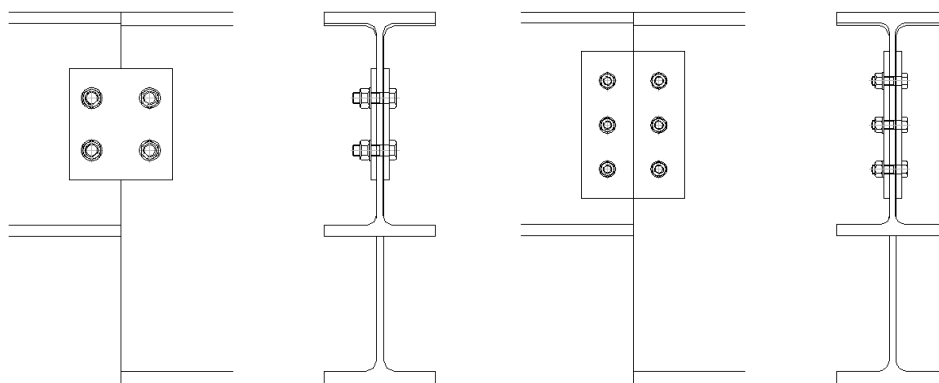
$$\frac{F}{t \cdot d} \leq 1.5 \cdot \sigma_y \quad (1.13)$$

Innsatt gir det:

$$\frac{130 \text{ kN}}{19 \cdot 30} = 228 \text{ MPa} < 1.5 \cdot 355 \text{ MPa} \quad (1.14)$$

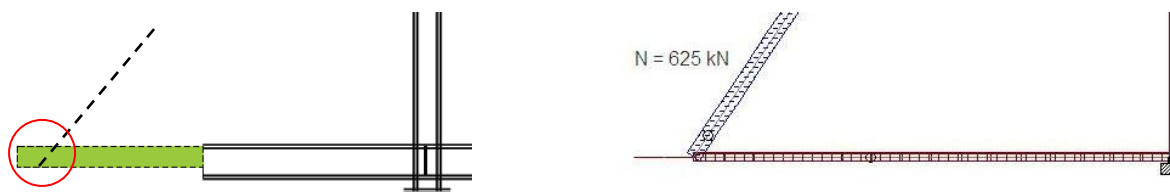
Utrivning av grunnmaterialet forhindres gjennom kant- og bolteavstandene, og denne kontrollen droppes i denne oppgaven.

Figur A 9 viser utformingen av forbindelsen. En alternativ utforming med bruk av 6 stk M24 bolter er også vist. En brakett kan med fordel festes til HE1000B-bjelken, slik at ringbjelken kan hvile på denne under montering.



Figur A 9: Utforming forbindelse

2. Oppheng av nytt laydowndekk til skråstag



Figur A 10: Oppheng av nytt laydowndekk

Skråstagenes dimensjoner beregnes først. Disse skal i utgangspunktet være rene strekkstag, og nødvendig tverrsnittsareal kan finnes gjennom spenningsbetraktningen:

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{N_f}{f_d} = \frac{625 \cdot 10^3}{323} = 1935 \text{ mm}^2 \quad (2.1)$$

Hulprofiler er gunstige å bruke til skråstag. Disse har fordelene av enkelt vedlikehold, samtidig som torsjonskapasiteten er overlegen i forhold til H-profiler. Selv om skråstagene i utgangspunktet bare skal ta opp aksialkrefter, er det ønskelig at disse har en viss momentkapasitet da tverrlaster kan oppstå under drift. For at stagene skal kunne ta momenter i begge retninger, velges et kvadratisk tverrsnitt.

I denne forbindelsen foretrekkes to bolter i en dobbelsnittet forbindelse. Dette oppnås ved å slisse inn plater i skråstagene. Nødvendig bredde på laske- og slisseplater blir:

$$b_{n\ddot{o}d} = 2 \cdot e_2 + 2 \cdot d_0 + p_2 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 33 + 80 = 226 \approx 230 \text{ mm} \quad (2.2)$$

Et profil av typen RHS 200x200x6.3 velges. Dette skulle også gi tilstrekkelig plass til sveiselarvene. Tverrsnittsarealet er 4820 mm², omtrent 2,5 ganger større enn nødvendig areal med tanke på aksialkrefter. Grunnen til denne "overdimensjoneringen" skyldes, i tillegg til ønsket om en viss momentkapasitet, lengden på skråstagene. Stagene er ca 5.5 meter lange. Hvis disse blir for slanke, kan vindlaster føre til vibrasjon som igjen kan føre til utmatting.

Materialvalg:

Stålkvalitet S355

M30 8.8 bolter

Krefter i forbindelse:

Ved å designe en symmetrisk skruegruppe med kraftoverføring i tyngdepunktet, oppnås en ren avskjæringsforbindelse.

$$F_{V,Ed} = 625 \text{ kN} \quad (2.3)$$

Hver av boltene har en avskjæringskapasitet på:

$$F_{V,Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad (2.4)$$

Kapasitet av boltegruppe:

$$F_{V,Rd} = 2 \cdot 2 \cdot 271.5 = 1086 \text{ kN} \quad (2.5)$$

Det gir utnyttelsen:

$$U_{bolt} = \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} = \frac{625}{1086} = 0,58 \quad (2.6)$$

Som nevnt ønskes det å bruke slisseplater for å overføre kreftene til skråstaket. For å få kreftene overført til bjelken, er også slisseplater et godt alternativ. Ved å bytte ut stegplaten i HE600B profilet med en tykkere ståplate, unngås mer kompliserte bolteløsninger som kan gjøre at flensene blir høyt utnyttet. En slik modifisering av profilet kan gjøres på verksted. Gjennom denne modifikasjonen oppnås en ren avskjæringsforbindelse som er enkel å beregne. Tykkelsen på den nye stegplaten og slisseplaten settes lik. En tykkelse på 30mm velges og kontrolleres for hullkanttrykk:

$$F_{V,b,Ed} = \frac{F_{V,Ed}}{2} = 313 \text{ kN} \quad (2.7)$$

$$F_{b,V,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \quad (2.8)$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{33} - 1,7 = 1,69 \\ 2,5 \end{array} \right\} \quad (2.9)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1,57 \\ \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{99} - \frac{1}{4} = 0,76 \\ 1,0 \end{array} \right\} \quad (2.10)$$

Innsatt i (2.8):

$$F_{b,V,Rd} = \frac{1,69 \cdot 0,56 \cdot 510 \cdot 30 \cdot 30}{1,25} = 472 \text{ kN} \quad (2.11)$$

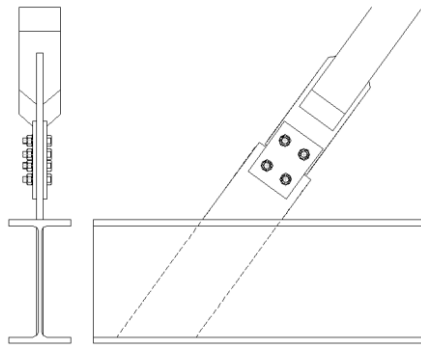
$$F_{b,V,Ed} = 313 < 472 \text{ kN} \quad (2.12)$$

Dimensjonering av laskeplatene gjøres med utgangspunkt i de tidligere nevnte anbefalingene fra Arne Selberg. Nødvendig tykkelse på laskeplater blir da:

$$t_{n\ddot{o}d, laskeplater} = \frac{1,1 \cdot t_{slisseplate}}{2} = \frac{1,1 \cdot 30 \text{ mm}}{2} = 16,5 \text{ mm} \quad (2.13)$$

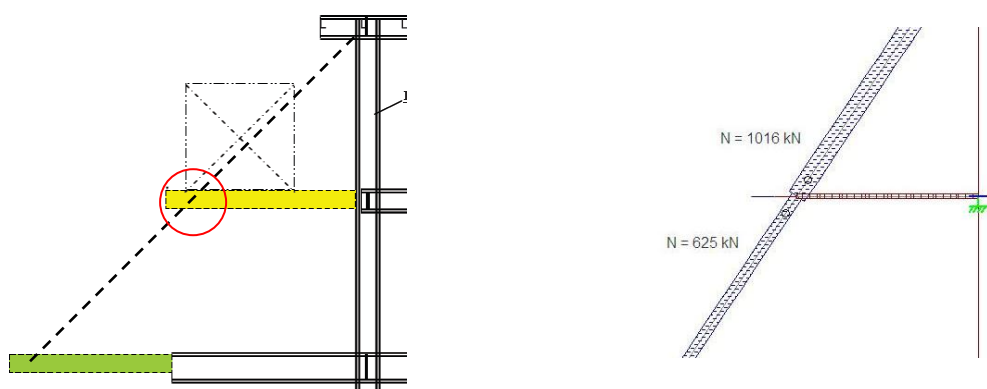
Det er viktig at laskeplatene forhindrer forbindelsen i å vri seg. Det kan derfor være lurt å gå opp i dimensjon på platene. 20 mm laskeplater bør gi nødvendig stivhet. Da nettotverrsnittet er større i laskeplatene enn i slisseplaten, er det ikke nødvendig å kontrollere hullkanttrykket dersom samme bolteavstander nyttes.

Forbindelsen blir da:



Figur A 11: Utforming av forbindelse

3. Forbindelse mellom moduldekk og skråstag



Figur A 12: Forbindelse mellom moduldekk og skråstag

Stegplaten byttes ut på samme måte som i forrige oppgave. Kraftene i denne forbindelsen er større, så platetykkelsen økes til 40mm. Det betyr at den øvre slisseplaten i skråstaket også må økes til 40mm. Når de tilstøtende profilenes tverrsnitt økes, må også laskeplatenes tverrsnitt økes. Tykkelsen på laskeplatene settes nå til 25mm. Ellers blir selve utformingen av forbindelsen den samme.

Da det er et laydowndekk som skal henges opp i moduldekket, ønskes en ekstra sikkerhet mot hendelser med fallende last på laydowndekket. Om så skulle skje, er det viktig at forbindelsene til det nedre staget ryker før den øvre forbindelsen. Skulle den øvre forbindelsen ryke, vil laydowndekket dra med seg moduldekket ved en slik ulykke. For å hindre at dette skal kunne skje, ilegges aksialkraften i nedre staget en sikkerhetsfaktor på 1,2 når øvre forbindelse skal dimensjoneres.

Den underliggende forbindelsen utsettes for de samme kreftene som forbindelsen ved laydowndekket, og beregnes ikke på nytt. Dimensjonering av overliggende forbindelse gjøres på samme måte som for laydowndekket, men denne forbindelsen utsettes for større aksialkrefter. Nødvendig tverrsnittsareal av staget bestemmes ved samme metode som tidligere. Aksialkraften skaleres med hensyn på bruddrekkefølgen.

$$V_f = 1016 + 625 \cdot 0.2 = 1141 \text{ kN} \quad (3.1)$$

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{V_f}{f_d} = \frac{1141 \cdot 10^3}{323} = 3533 \text{ mm}^2 \quad (3.2)$$

Det betyr at samme RHS200x200x6.3 profil kan brukes også i dette tilfellet. Profilet har tverrsnittsarealet 4820mm².

I dette tilfellet er kreftene en del større, og to rekker med to sideliggende bolter velges i forbindelsen. Skjærkraften som forbindelsen må ta opp:

$$F_{V,Ed} = 1141 \text{ kN} \quad (3.3)$$

Delgjengede M30 8.8 bolter har en skjærkapasitet i ugenget del av skrue på:

$$F_{V,Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Fire bolter i en dobbelsnittet forbindelse har kapasiteten:

$$F_{V,Rd} = 4 \cdot 2 \cdot 271.5 = 2172 \text{ kN} \quad (3.5)$$

Det gir bolteutnyttelsen:

$$U_{bolt} = \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} = \frac{1141}{2172} = 0.53 \quad (3.6)$$

Forbindelsen kontrolleres for hullkanttrykk:

$$F_{b,Ed} = \frac{F_{V,Ed}}{2} = 571 \text{ kN} \quad (3.7)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \quad (3.8)$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \cdot \frac{50}{33} - 1.7 = 2.54 \\ 2.5 \end{array} \right\} \quad (3.9)$$

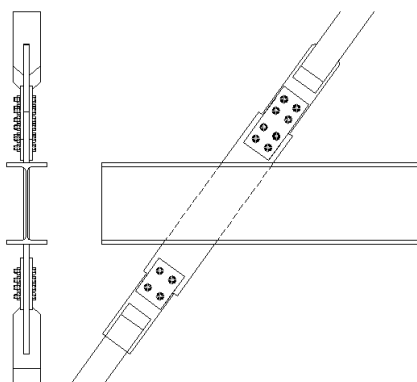
$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1.57 \\ \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{99} - \frac{1}{4} = 0.76 \\ 1.0 \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

Innsatt i (3.8):

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.76 \cdot 510 \cdot 30 \cdot 40}{1.25} = 918 \text{ kN} \quad (3.11)$$

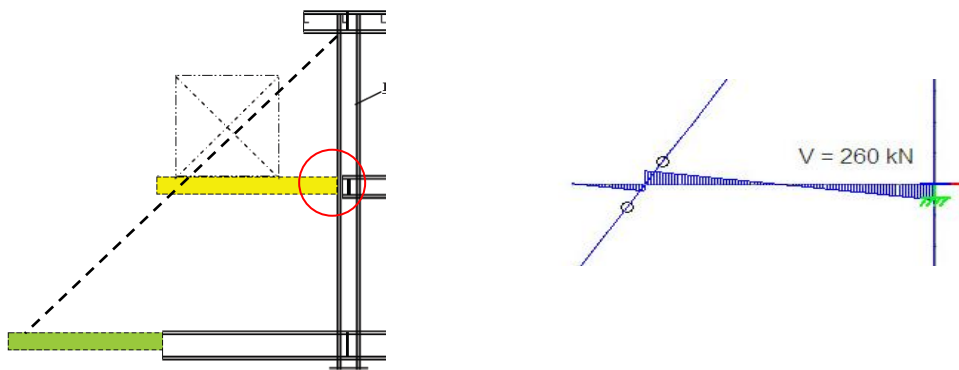
$$F_{b,Ed} = 571 \text{ kN} < 918 \text{ kN} \quad (3.12)$$

Samme prinsipp nyttes altså på forbindelsene til det nye moduldekket. Forskjellen mellom disse to forbindelsene og forbindelsen til laydowndekket er tykkelsen på slisse- og laskeplatene. I tillegg er noen små justeringer av kantavstandene foretatt.



Figur A 13: Utforming av forbindelse

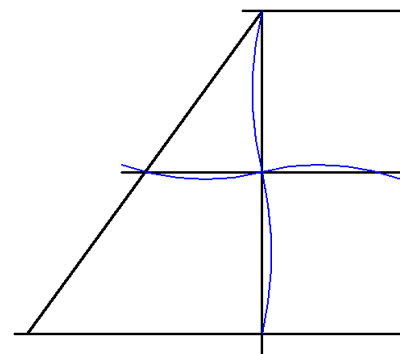
4. Bjelke-søyle forbindelse



Figur A 14: Bjelke-søyle forbindelse

Også denne forbindelsen betraktes som en ren avskjæringsforbindelse. Selv om det i utgangspunktet kan se ut som denne forbindelsen er momentstiv, vil en grundigere betraktning av systemet vise at hele knutepunktet kan rotere, og på den måten ta opp de momentkreftene som skulle oppstå. Momentstivheten avhenger av de tilstøtende bjelke- og søyleelementenes stivhetsegenskaper.

I bjelkeenden sveises det på en endeplate. Bolter skrues så gjennom endeplaten og fester denne til søylens flens. Dette blir da en enkeltsnittet avskjæringsforbindelse.



Figur A 15: Rotasjonsbilde

Krefter i forbindelse:

$$F_{V,Ed} = 260 \text{ kN} \quad (4.1)$$

Boltekapasitet:

$$F_{V,Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad (4.2)$$

Fire bolter i enkeltsnittet forbindelse har kapasiteten:

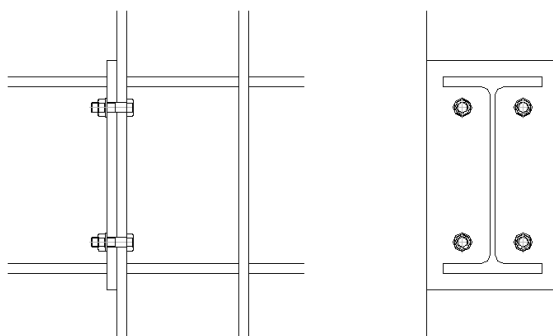
$$F_{V,Rd} = 4 \cdot 271.5 = 1086 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Bolteutnyttelsen blir da:

$$U_{bolt} = \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} = \frac{260}{1086} = 0.24 \quad (4.4)$$

Dette er en lav utnyttelse av boltene, men dersom det konsekvent skal brukes M30 bolter, så blir kapasiteten i overkant stor i denne forbindelsen. En løsning med færre bolter er ikke aktuell.

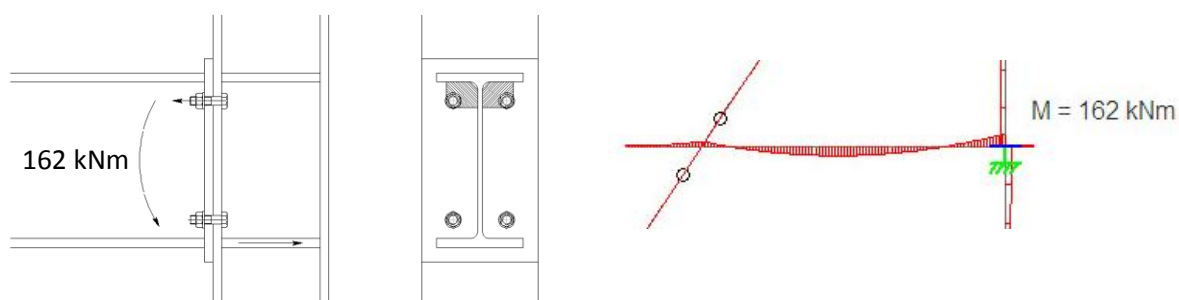
Tykkelsen av endeplaten settes lik tykkelsen til søyleflensen. Denne er 30mm tykk.



Figur A 16: Utforming av forbindelse

Kontroll av endeplaten:

Forbindelsen regnes som ren avskjæringsforbindelse ettersom hele knutepunktet kan rotere. Endeplaten kontrolleres for de momenter som oppstår i enden av ringbjelken.



Figur A 17: Lastbilde endeplate

Effektiv bredde:

$$b_{eff} = 2 \cdot \left(\frac{1}{2} b_I - r_H - e_1 \right) = 2 \cdot (200 - 27 - 80) = 186 \text{ mm} \quad (4.5)$$

Strekraft per bolt:

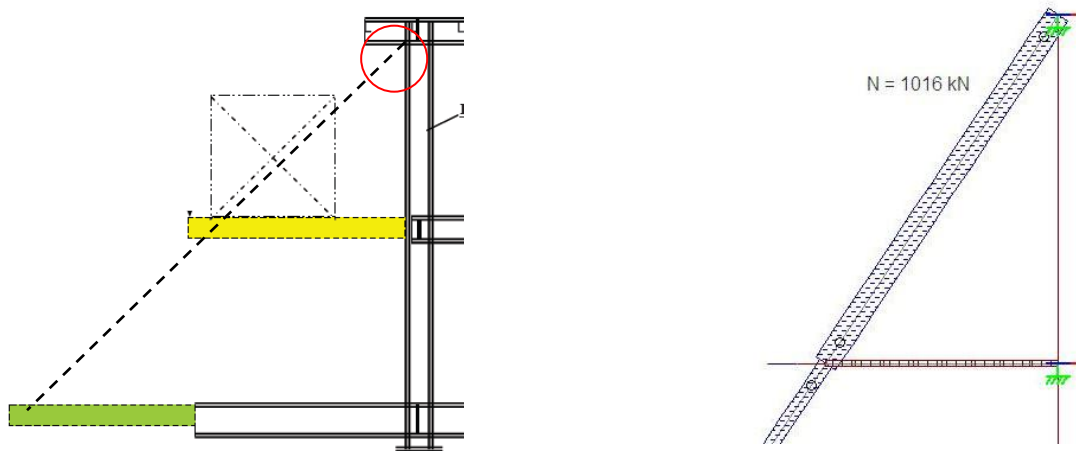
$$N = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{z} = \frac{M}{2 \left(h - \frac{1}{2} t_f - t_f - 65 \text{ mm} \right)} = \frac{162 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2 \left(600 - \frac{1}{2} \cdot 30 - 30 - 65 \right) \text{ mm}} = 165 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Opptredende spenning:

$$\tau = \frac{N}{A} = \frac{N}{t \cdot b_{eff}} = \frac{165 \cdot 10^3 \text{ N}}{30 \text{ mm} \cdot 186 \text{ mm}} = 30 \text{ N/mm}^2 \ll f_d \quad (4.7)$$

Endeplaten er såpass tykk at den har stor restkapasitet i forhold til opptredende krefter.

5. Hjørnebrakett for innfesting av øvre skråstag

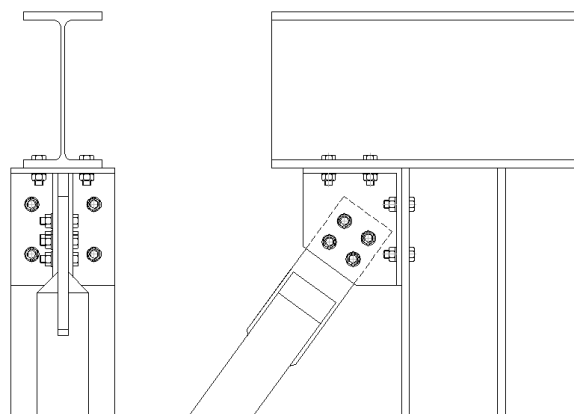


Figur A 18: Hjørnebrakett

Den siste forbindelsen som skal dimensjoneres, er innfestingen av det øvre skråtaget til eksisterende struktur. Dette er forbindelsen som tar opp de største kreftene. Også denne forbindelsen utformes slik at man unngår eksentrisitetsmomenter og får en ren avskjæringsforbindelse. Ved å feste staget i hjørnet mellom søylen og den overliggende HE600B bjelken, kan flensene utnyttes slik at de tar opp kreftene i hver sin retning ved ren avskjæring.

Dimensjoneringen av skråtaget ble gjort i en tidligere utregning, og et hulprofil av typen RHS200x200x6.3 ble valgt.

For å oppnå en ren avskjæringsforbindelse mellom slisseplaten i hulprofilet og innfestingen i hjørnet, sveises to plater fast til et vinkelprofil som boltes fast til eksisterende struktur. Slisseplaten festes så mellom disse platene med fire skruer.



Figur A 19: Utforming av forbindelse

Krefter i forbindelse:

Kreftene skaleres opp på samme måte som for innfestingen av staget til moduldekket.

$$F_{V,Ed} = 1141 \text{ kN} \quad (5.1)$$

Avskjæringskapasitet per bolt:

$$F_{V,Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Kapasitet av boltegruppe:

$$F_{V,Rd} = 4 \cdot 2 \cdot 271.5 = 2172 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Det gir utnyttelsen:

$$U_{bolt} = \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} = \frac{1141}{2172} = 0.53 \quad (5.4)$$

Til denne forbindelsen velges samme slisseplatetykkelse som i forbindelsen til moduldekket, det vil si 40mm plate. Ved å feste denne mellom to plater unngås eksentrisitetsmomenter, og boltekapasiteten utnyttes bedre gjennom den dobbelsnittede forbindelsen. Tykkelsen på de to platene settes lik tykkelsen av laskeplatene i forbindelsen til moduldekket.

Når det gjelder kapasiteten med hensyn til hullkantrykk, avhenger denne av de tilsluttende platetykkelsene dersom boltestørrelsen er den samme. Når da platetykkelsene i denne forbindelsen er de samme som i forbindelsen til moduldekket, blir kapasitet for hullkantrykk den samme ved bruk av lik bolteavstand.

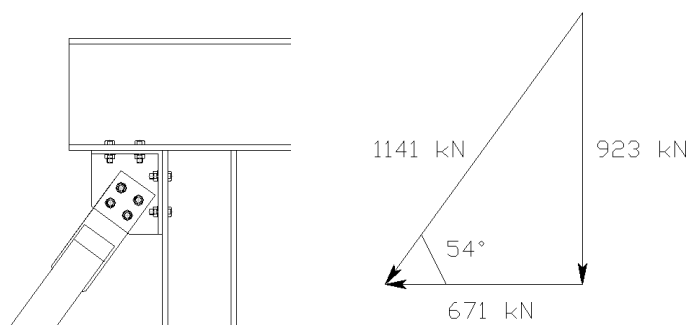
Hullkantrykk per bolt i denne forbindelsen blir:

$$F_{b,Ed} = \frac{F_{V,Ed}}{4} = \frac{1141}{4} = 286 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Kapasiteten for hullkantrykk ble i forbindelse 3 beregnet til 463 kN, godt over den kraften boltene utsettes for i denne forbindelsen.

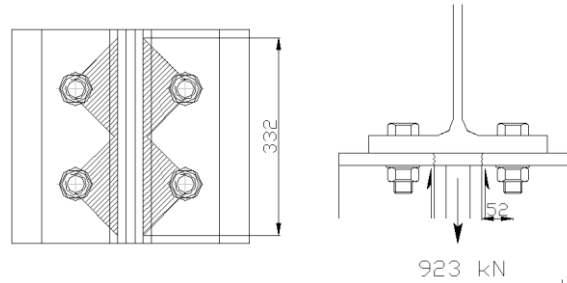
Hensikten med utformingen av dette knutepunktet er at den overliggende horisontale flensen skal bære de horisontale kreftene på avskjæring, og søylens vertikale flens ta de vertikale kreftene på samme måte. Tykkelsen av endeplatene bør stå i samsvar med flensene som de skal festes til. En platetykkelse på 20mm kontrolleres:

Kraftbilde i forbindelse:



Figur A 20: Kraftbilde i forbindelse

Samme platetykkelse brukes både i horisontal og vertikal retning. Platen som utsettes for de største kreftene er den horisontale. Se Figur A 21. Platen kontrolleres for skjær. Avstanden fra platekant til boltene gir et moment som bidrar til økte skjærkrefter.



Figur A 21: Skjærkrefter i endeplate

Effektiv bredde:

$$b_{eff}: \quad 332\text{mm}$$

Kraft som skal tas opp:

$$\text{Skjærbidrag:} \quad \frac{923 \text{ kN}}{2} = 462 \text{ kN} \quad (5.6)$$

$$\text{Momentbidrag:} \quad 462 \cdot 0.052 = 24 \text{ kN} \quad (5.7)$$

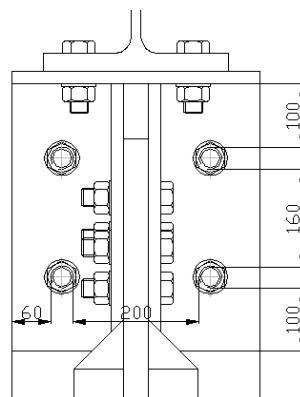
$$\text{Sum skjærkrefter:} \quad 486 \text{ kN} \quad (5.8)$$

Opptredende spenning:

$$\tau = \frac{N}{A} = \frac{N}{t \cdot b_{eff}} = \frac{486 \cdot 10^3 \text{ N}}{20\text{mm} \cdot 332\text{mm}} = 73 \text{ N/mm}^2 \ll f_d \quad (5.9)$$

Hullkantrykket kontrolleres for den vertikale flensen, da det er denne som bærer de største avskjæringskreftene. Skjærkraften fordeles på de fire boltene:

$$F_{b,Ed} = \frac{923\text{kN}}{4} = 231 \text{ kN} \quad (5.10)$$



Figur A 22: Utforming med avstander

Denne utformingen gir følgende kapasitet med hensyn på hullkantrykk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \quad (5.11)$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \cdot \frac{60}{33} - 1.7 = 3.39 \\ 2.5 \end{array} \right\} \quad (5.12)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1.57 \\ \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{160}{99} - \frac{1}{4} = 1.37 \\ 1.0 \end{array} \right\} \quad (5.13)$$

Innsatt i (5.11):

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 510 \cdot 30 \cdot 20}{1.25} = 612 \text{ kN} \gg F_{b,Ed} = 231 \text{ kN} \quad (5.14)$$

Oppsummering

Denne oppgaven skal illustrere viktigheten av å velge de "riktige" løsningene. Valgene som er gjort gjør at eksentrisitetsmomenter unngås, og forbindelsene gjennomgående kan bære på ren avskjæring. Hadde andre løsninger blitt valgt, kunne tverrsnittskapasiteter i eksisterende struktur blitt overbelastet. Da ville større modifikasjoner/forsterkninger være nødvendig for å tåle den ekstra belastningen.

Fordelen med disse løsningene er at de er lite kompliserte og raske å kontrollere. Ved å bruke samme boltestørrelse og -kvalitet, kan beregninger fra tidligere forbindelser overføres til nye enten ved små eller uten korreksjoner. Det gjelder altså å gjøre gjennomtenkte valg for å gjøre kontrollene effektive. Det kan være mer lønnsomt for bedriften at en slik beregning blir foretatt raskt, selv om det kan føre til at dimensjonene blir noe større enn optimalt. Det å kunne produsere løsninger effektivt er vesentlig slik som markedet er i dag. En rask tilbakemelding på en forespørsel kan resultere i at man vinner det aktuelle oppdraget.

Løsningene som er kommet fram til i dette eksempelet er ikke optimalisert med tanke på materialutnyttelse. Det er likevel ikke så mye å hente kostnadmessig på å redusere for eksempel platetykkelser, da er det bedre å ha den ekstra sikkerhetsmarginen kraftige størrelser gir.

En annen fordel med lite kompliserte forbindelser er når disse skal fjernes. Løsningene som er valgt i eksempelet er også lette å demontere. I tillegg vil krav til vedlikehold gjerne være mindre for enkle løsninger. Slike hensyn er med på å redusere de totale kostnadene som løper over strukturens levetid.

Vedlegg 2: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.2 Boltekategorier

Table 3.2: Categories of bolted connections

Category	Criteria	Remarks
Shear connections		
A bearing type	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	No preloading required. Bolt classes from 4.6 to 10.9 may be used.
B slip-resistant at serviceability	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Preloaded 8.8 or 10.9 bolts should be used. For slip resistance at serviceability see 3.9.
C slip-resistant at ultimate	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Preloaded 8.8 or 10.9 bolts should be used. For slip resistance at ultimate see 3.9. $N_{net,Rd}$ see 3.4.1(1) c).
Tension connections		
D non-preloaded	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	No preloading required. Bolt classes from 4.6 to 10.9 may be used. $B_{p,Rd}$ see Table 3.4.
E preloaded	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Preloaded 8.8 or 10.9 bolts should be used. $B_{p,Rd}$ see Table 3.4.
The design tensile force $F_{t,Ed}$ should include any force due to prying action, see 3.11. Bolts subjected to both shear force and tensile force should also satisfy the criteria given in Table 3.4.		

NOTE: If preload is not explicitly used in the design calculations for slip resistances but is required for execution purposes or as a quality measure (e.g. for durability) then the level of preload can be specified in the National Annex.

Vedlegg 3: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.3 Hull- og kantavstander

Table 3.3: Minimum and maximum spacing, end and edge distances

Distances and spacings, see Figure 3.1	Minimum	Maximum ¹⁾²⁾³⁾		
		Structures made from steels conforming to EN 10025 except steels conforming to EN 10025-5		Structures made from steels conforming to EN 10025-5
		Steel exposed to the weather or other corrosive influences	Steel not exposed to the weather or other corrosive influences	Steel used unprotected
End distance e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Edge distance e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Distance e_3 in slotted holes	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distance e_4 in slotted holes	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Spacing p_1	$2,2d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm
Spacing $p_{1,0}$		The smaller of $14t$ or 200 mm		
Spacing $p_{1,i}$		The smaller of $28t$ or 400 mm		
Spacing p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm

¹⁾ Maximum values for spacings, edge and end distances are unlimited, except in the following cases:

- for compression members in order to avoid local buckling and to prevent corrosion in exposed members and;
- for exposed tension members to prevent corrosion.

²⁾ The local buckling resistance of the plate in compression between the fasteners should be calculated according to EN 1993-1-1 using $0,6 p_1$ as buckling length. Local buckling between the fasteners need not to be checked if p_1/t is smaller than 9ϵ . The edge distance should not exceed the local buckling requirements for an outstand element in the compression members, see EN 1993-1-1. The end distance is not affected by this requirement.

³⁾ t is the thickness of the thinner outer connected part.

⁴⁾ The dimensional limits for slotted holes are given in 1.2.7 Reference Standards: Group 7.

⁵⁾ For staggered rows of fasteners a minimum line spacing of $p_2 = 1,2d_0$ may be used, provided that the minimum distance, L , between any two fasteners is greater or equal than $2,4d_0$, see Figure 3.1b).

Vedlegg 4: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.4 Kapasitet av skjær-/strekkbelastede bolter

Table 3.4: Design resistance for individual fasteners subjected to shear and/or tension

Failure mode	Bolts	Rivets
Shear resistance per shear plane	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - where the shear plane passes through the threaded portion of the bolt (A is the tensile stress area of the bolt A_s): <ul style="list-style-type: none"> - for classes 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - for classes 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - where the shear plane passes through the unthreaded portion of the bolt (A is the gross cross section of the bolt): $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Bearing resistance ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>where α_b is the smallest of α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ or 1,0; in the direction of load transfer:</p> <ul style="list-style-type: none"> - for end bolts: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; for inner bolts: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>perpendicular to the direction of load transfer:</p> <ul style="list-style-type: none"> - for edge bolts: k_1 is the smallest of $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ or 2,5 - for inner bolts: k_1 is the smallest of $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ or 2,5 	
Tension resistance ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>where $k_2 = 0,63$ for countersunk bolt, otherwise $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Punching shear resistance	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	No check needed
Combined shear and tension	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>¹⁾ The bearing resistance $F_{b,Rd}$ for bolts</p> <ul style="list-style-type: none"> - in oversized holes is 0,8 times the bearing resistance for bolts in normal holes. - in slotted holes, where the longitudinal axis of the slotted hole is perpendicular to the direction of the force transfer, is 0,6 times the bearing resistance for bolts in round, normal holes. <p>²⁾ For countersunk bolt:</p> <ul style="list-style-type: none"> - the bearing resistance $F_{b,Rd}$ should be based on a plate thickness t equal to the thickness of the connected plate minus half the depth of the countersinking. - for the determination of the tension resistance $F_{t,Rd}$ the angle and depth of countersinking should conform with 1.2.4 Reference Standards: Group 4, otherwise the tension resistance $F_{t,Rd}$ should be adjusted accordingly. <p>³⁾ When the load on a bolt is not parallel to the edge, the bearing resistance may be verified separately for the bolt load components parallel and normal to the end.</p>		

Vedlegg 5: Eurokode 3 del 1-8 tabell 3.6 og 3.7

Table 3.6: Values of k_s

Description	k_s
Bolts in normal holes.	1,0
Bolts in either oversized holes or short slotted holes with the axis of the slot perpendicular to the direction of load transfer.	0,85
Bolts in long slotted holes with the axis of the slot perpendicular to the direction of load transfer.	0,7
Bolts in short slotted holes with the axis of the slot parallel to the direction of load transfer.	0,76
Bolts in long slotted holes with the axis of the slot parallel to the direction of load transfer.	0,63

Table 3.7: Slip factor, μ , for pre-loaded bolts

Class of friction surfaces (see 1.2.7 Reference Standard: Group 7)	Slip factor μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

NOTE 1: The requirements for testing and inspection are given in 1.2.7 Reference Standards: Group 7.

NOTE 2: The classification of any other surface treatment should be based on test specimens representative of the surfaces used in the structure using the procedure set out in 1.2.7 Reference Standards: Group 7.

NOTE 3: The definitions of the class of friction surface are given in 1.2.7 Reference Standards: Group 7.

NOTE 4: With painted surface treatments a loss of pre-load may occur over time.

Vedlegg 6: Eurokode 3 del 1-8 punkt 5.2.

EN 1993-1-8 : 2005 (E)

5.2 Classification of joints

5.2.1 General

- (1) The details of all joints should fulfil the assumptions made in the relevant design method, without adversely affecting any other part of the structure.
- (2) Joints may be classified by their stiffness (see 5.2.2) and by their strength (see 5.2.3).

NOTE: The National Annex may give additional information on the classification of joints by their stiffness and strength to that given in 5.2.2.1(2).

5.2.2 Classification by stiffness

5.2.2.1 General

- (1) A joint may be classified as rigid, nominally pinned or semi-rigid according to its rotational stiffness, by comparing its initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ with the classification boundaries given in 5.2.2.5.

NOTE: Rules for the determination of $S_{j,ini}$ for joints connecting H or I sections are given in 6.3.1. Rules for the determination of $S_{j,ini}$ for joints connecting hollow sections are not given in this Standard.

- (2) A joint may be classified on the basis of experimental evidence, experience of previous satisfactory performance in similar cases or by calculations based on test evidence.

5.2.2.2 Nominally pinned joints

- (1) A nominally pinned joint should be capable of transmitting the internal forces, without developing significant moments which might adversely affect the members or the structure as a whole.
- (2) A nominally pinned joint should be capable of accepting the resulting rotations under the design loads.

5.2.2.3 Rigid joints

- (1) Joints classified as rigid may be assumed to have sufficient rotational stiffness to justify analysis based on full continuity.

5.2.2.4 Semi-rigid joints

- (1) A joint which does not meet the criteria for a rigid joint or a nominally pinned joint should be classified as a semi-rigid joint.

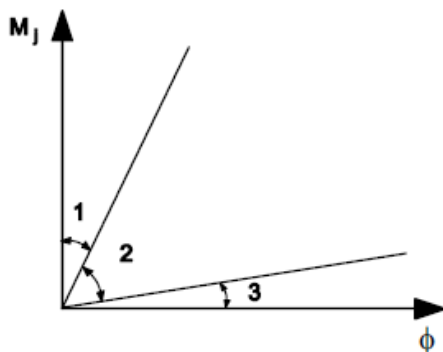
NOTE: Semi-rigid joints provide a predictable degree of interaction between members, based on the design moment-rotation characteristics of the joints.

- (2) Semi-rigid joints should be capable of transmitting the internal forces and moments.

5.2.2.5 Classification boundaries

- (1) Classification boundaries for joints other than column bases are given in 5.2.2.1(1) and Figure 5.4.

EN 1993-1-8 : 2005 (E)



Zone 1: rigid, if $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

where:

$k_b = 8$ for frames where the bracing system reduces the horizontal displacement by at least 80 %

$k_b = 25$ for other frames, provided that in every storey $K_b/K_c \geq 0,1$ *)

Zone 2: semi-rigid

All joints in zone 2 should be classified as semi-rigid. Joints in zones 1 or 3 may optionally also be treated as semi-rigid.

Zone 3: nominally pinned, if $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

*) For frames where $K_b/K_c < 0,1$ the joints should be classified as semi-rigid.

Key:

- K_b is the mean value of I_b/L_b for all the beams at the top of that storey;
- K_c is the mean value of I_c/L_c for all the columns in that storey;
- I_b is the second moment of area of a beam;
- I_c is the second moment of area of a column;
- L_b is the span of a beam (centre-to-centre of columns);
- L_c is the storey height of a column.

Figure 5.4: Classification of joints by stiffness

- (2) Column bases may be classified as rigid provided the following conditions are satisfied:
- in frames where the bracing system reduces the horizontal displacement by at least 80 % and where the effects of deformation may be neglected:
 - if $\bar{\lambda}_0 \leq 0,5$; ... (5.2a)
 - if $0,5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93$ and $S_{j,ini} \geq 7 (2 \bar{\lambda}_0 - 1) EI_c / L_c$; ... (5.2b)
 - if $\bar{\lambda}_0 \geq 3,93$ and $S_{j,ini} \geq 48 EI_c / L_c$ (5.2c)
 - otherwise if $S_{j,ini} \geq 30 EI_c / L_c$ (5.2d)

where:

$\bar{\lambda}_0$ is the slenderness of a column in which both ends are assumed to be pinned;

I_c, L_c are as given in Figure 5.4.

5.2.3 Classification by strength

5.2.3.1 General

- (1) A joint may be classified as full-strength, nominally pinned or partial strength by comparing its design moment resistance $M_{j,Rd}$ with the design moment resistances of the members that it connects. When classifying joints, the design resistance of a member should be taken as that member adjacent to the joint.

5.2.3.2 Nominally pinned joints

- (1) A nominally pinned joint should be capable of transmitting the internal forces, without developing significant moments which might adversely affect the members or the structure as a whole.

EN 1993-1-8 : 2005 (E)

- (2) A nominally pinned joint should be capable of accepting the resulting rotations under the design loads.
- (3) A joint may be classified as nominally pinned if its design moment resistance $M_{j,Rd}$ is not greater than 0,25 times the design moment resistance required for a full-strength joint, provided that it also has sufficient rotation capacity.

5.2.3.3 Full-strength joints

- (1) The design resistance of a full strength joint should be not less than that of the connected members.
- (2) A joint may be classified as full-strength if it meets the criteria given in Figure 5.5.

a) Top of column



$M_{j,Rd}$

Either

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pt,Rd}$$

or

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pt,Rd}$$

b) Within column height



$M_{j,Rd}$

Either

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pt,Rd}$$

or

$$M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pt,Rd}$$

Key:

$M_{b,pt,Rd}$ is the design plastic moment resistance of a beam;

$M_{c,pt,Rd}$ is the design plastic moment resistance of a column.

Figure 5.5: Full-strength joints

5.2.3.4 Partial-strength joints

- (1) A joint which does not meet the criteria for a full-strength joint or a nominally pinned joint should be classified as a partial-strength joint.

Vedlegg 7: Tabeller for flytespenninger, tiltrekingsmomenter og korreksjonsfaktorer

Tabellene er hentet fra Tools Rogaland Jernvare AS Skruer katalogen 2009.

Nom. flytespenning i kN for skruer med metriske gjenger

Gjengebetegnelse	Stigning P mm	Spenningsareal As mm ²	Flytespenning Rel i N/mm ²						Rp0,2 i N/mm ²		
			180	240	320	300	400	480	640	900	1080
			Kvalitetsklasse								
			3,6	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9	12,9
M3	0,5	5,03	0,905	1,21	1,61	1,51	2,01	2,41	3,22	4,53	5,43
M3,5	0,6	6,78	1,22	1,63	2,17	2,03	2,71	3,25	4,34	6,10	7,32
M4	0,7	8,78	1,58	2,11	2,81	2,63	3,51	4,21	5,61	7,90	9,48
M5	0,8	14,2	2,56	3,41	4,54	4,26	5,68	6,82	9,09	12,80	15,30
M6	1	20,1	3,62	4,82	6,43	6,03	8,04	9,65	12,90	18,10	21,70
M7	1	28,9	5,20	6,94	9,25	8,67	11,60	13,90	18,50	26,00	31,20
M8	1,25	36,6	6,59	8,76	11,70	11,00	14,60	17,60	23,40	32,90	39,50
M10	1,5	58	10,40	13,90	18,60	17,40	23,20	27,80	37,10	52,20	62,60
M12	1,75	84,3	15,20	20,20	27,00	25,30	33,70	40,50	54,00	75,90	91,00
M14	2	115	20,70	27,60	36,80	34,50	46,00	55,20	73,60	104,00	124,00
M16	2	157	28,30	37,70	50,20	47,10	62,80	75,40	100,00	141,00	170,00
M18	2,5	192	34,60	46,10	61,40	57,60	76,80	92,20	123,00	173,00	207,00
M20	2,5	245	44,10	58,80	78,40	73,50	98,00	118,00	157,00	220,00	265,00
M22	2,5	303	54,50	72,70	97,00	90,90	121,00	145,00	194,00	273,00	327,00
M24	3	353	63,50	84,70	113,00	106,00	141,00	169,00	226,00	318,00	381,00
M27	3	459	82,60	110,00	147,00	138,00	184,00	220,00	294,00	413,00	496,00
M30	3,5	561	101,00	135,00	180,00	168,00	224,00	269,00	359,00	505,00	606,00
M33	3,5	694	125,00	167,00	222,00	208,00	278,00	333,00	444,00	625,00	750,00
M36	4	817	147,00	196,00	261,00	245,00	327,00	392,00	523,00	735,00	882,00
M39	4	976	176,00	234,00	312,00	293,00	390,00	468,00	625,00	878,00	1050,00

Forspenningsmoment Mv i Nm for ubehandlede oljete skruer ved bruk av momentnøkkel, M-gjenger

Gj. M	d mm	P mm	As mm ²	Kvalitetsklasse				
				4,6	5,8	8,8	10,9	12,9
3	3	0,5	5,03	0,46	0,77	1,2	1,7	2,1
3,5	3,5	0,6	6,78	0,73	1,2	1,9	2,7	3,3
4	4	0,7	8,78	1,1	1,8	2,9	4,0	4,9
4,5	4,5	0,75	11,3	1,6	2,6	4,1	5,8	7,0
5	5	0,8	14,2	2,2	3,6	5,7	8,1	9,7
6	6	1	20,1	3,7	6,1	9,8	14	17
8	8	1,25	36,6	8,9	15	24	33	40
10	10	1,5	58	17	29	47	65	79
12	12	1,75	84,3	30	51	81	114	136
14	14	2	115	48	80	128	181	217
16	16	2	157	74	123	197	277	333
18	18	2,5	192	103	172	275	386	463
20	20	2,5	245	144	240	385	541	649
22	22	2,5	303	194	324	518	728	874
24	24	3	353	249	416	665	935	1120
27	27	3	459	360	600	961	1350	1620
30	30	3,5	561	492	819	1310	1840	2210
33	33	3,5	694	663	1100	1770	2180	2980
36	36	4	817	855	1420	2280	3210	3850
39	39	4	976	1100	1830	2930	4120	4949

Korreksjonsfaktor C, forspenningsgrad Gf og spredning Sf/Ff

Overflate		Smørings- tilstand ved montering	Friksjons- koeffisient	Forspenningsverktøy		
Skruer	Muttere eller gjenge- skårne godshull			Momentnøkkel		
				C	Gf	±Sf/Ff
Ubehandlet	Ubehandlet	Tørr	0,14	0,96	0,62	0,29
		Oljet	0,125	1,00	0,71	0,16
		MoS2	0,10	0,86	0,75	0,16
		Voks	0,06	0,63	0,83	0,11
Fosfatert	Fosfatert eller ubehandlet	Tørr	0,125	0,90	0,64	0,29
		Oljet	0,10	0,86	0,75	0,16
		MoS2	0,08	0,77	0,81	0,11
		Voks	0,06	0,63	0,83	0,11
Blankforsinket	Blankforsinket	Tørr	0,14	0,96	0,62	0,29
		Oljet	0,10	0,86	0,75	0,16
		Voks	0,06	0,63	0,83	0,11
Varmforsinket	Varmforsinket eller ubehandlet	Tørr	0,20	1,17	0,55	0,29
		Oljet	0,14	1,07	0,69	0,16
		Voks	0,06	0,63	0,83	0,11
Rustfritt	Rustfritt	Voks	0,14	1,00	0,65	0,23
		Oljet	0,20	0,84	0,55	0,29

1) Overflatebeskyttelse kan påvirke forspenningen. I kritiske tilfeller anbefales utbroving.

2) Med voks menes tørkende voks av typen gulvpolish, dypping i smaltet bivoks og andre midler med lignende egenskaper.

S.E.&O.

Vedlegg 8: Inputfil STAAD.Pro-modell

```
STAAD PLANE
START JOB INFORMATION
ENGINEER DATE 19-Feb-10
END JOB INFORMATION
INPUT WIDTH 79
UNIT METER KN
JOINT COORDINATES
1 0 0 0; 2 0.5 0 0; 3 1 0 0; 4 1.5 0 0; 5 2 0 0; 6 2.5 0 0; 7 3 0 0; 8 3.5 0 0;
9 4 0 0; 10 4.5 0 0; 11 5 0 0; 12 5.5 0 0; 13 6 0 0; 14 6.5 0 0; 15 7 0 0;
16 7.5 0 0; 17 8 0 0; 18 8.5 0 0; 19 9 0 0; 21 9 6 0; 23 4 6 0; 24 4.5 6 0;
25 5 6 0; 26 5.5 6 0; 27 6 6 0; 28 6.5 6 0; 29 7 6 0; 30 7.5 6 0; 31 8 6 0;
32 8.5 6 0; 33 9 12 0;
MEMBER INCIDENCES
1 1 2; 2 2 3; 3 3 4; 4 4 5; 5 5 6; 6 6 7; 7 7 8; 8 8 9; 9 9 10; 10 10 11;
11 11 12; 12 12 13; 13 13 14; 14 14 15; 15 15 16; 16 16 17; 17 17 18; 18 18 19;
19 19 21; 20 21 33; 21 33 25; 22 25 3; 23 23 24; 24 24 25; 25 25 26; 26 26 27;
27 27 28; 28 28 29; 29 29 30; 30 30 31; 31 31 32; 32 32 21;
DEFINE MATERIAL START
ISOTROPIC STEEL
E 2.05e+008
POISSON 0.3
DENSITY 76.8195
ALPHA 1.2e-005
DAMP 0.03
END DEFINE MATERIAL
MEMBER PROPERTY EUROPEAN
9 TO 18 TABLE ST HE1000B
21 22 TABLE ST TUB2002006
1 TO 8 23 TO 32 TABLE ST HE600B
MEMBER PROPERTY FRENCH
19 20 TABLE ST IPN400
CONSTANTS
MATERIAL STEEL ALL
SUPPORTS
19 FIXED
21 33 FIXED BUT KMZ 0.5
MEMBER RELEASE
8 21 22 END MZ
21 22 START MZ
LOAD 1 LOADTYPE None TITLE LOAD CASE 1
MEMBER LOAD
1 TO 8 UNI GY -150
23 TO 32 UNI GY -90
9 TO 18 UNI GY -75
LOAD COMB 2 COMBINATION LOAD CASE 2
1 1.3
PERFORM ANALYSIS
FINISH
```

