

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave Bygg

Barstadvika Offshorekai

Kandidatnr: 3208, 3218, 3220

Totalt antall sider inkludert forsiden: 91/282

Innlevert Ålesund, 29.05.2015

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. **Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.**

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§30 og 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiattrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §30	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Vemund Årskog

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiÅ med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Høgskolen i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

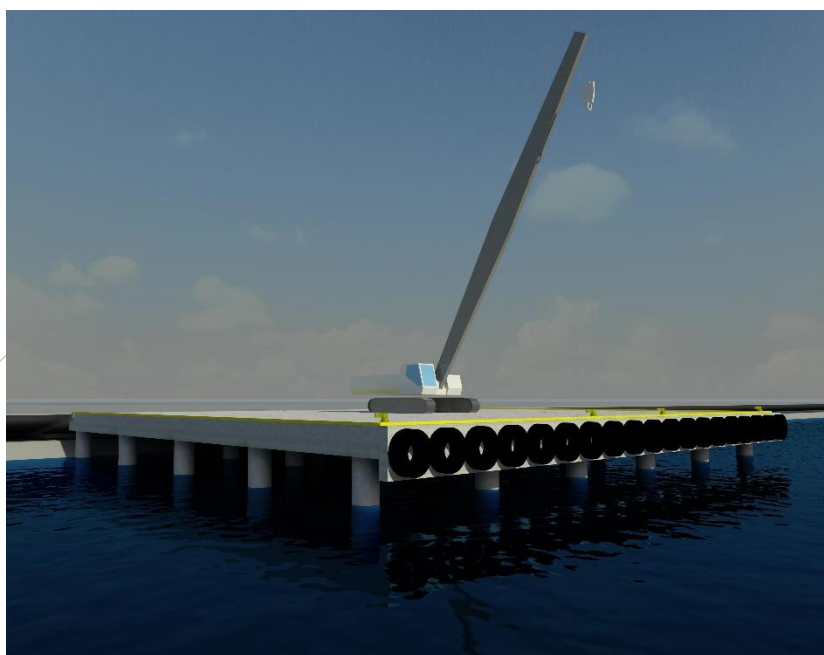
(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13](#)/[Fvl. §13](#))

Dato: 18.05.2015

29.05.2015

Bacheloroppgave 2015

Barstadvika Offshorekai



Oppgave nr. 2

Forord

Denne oppgaven er skrevet av Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy ved Avdeling for Ingeniør og realfag (AIR) ved Høgskolen i Ålesund. En fullført bacheloroppgave markerer slutten på studiet og utgjør 20 studiepoeng.

Oppgaven ble presentert på et informasjonsmøte der temaet var aktuelle oppgaver. Vi valgte denne oppgaven fordi vi ønsket en utfordring og noe nytt som vi ikke hadde vært borti tidligere. Samtidig fikk vi muligheten til å samarbeide med en bedrift gjennom prosessen. I denne sammenheng vil vi takke vår veileder Vemund Årskog ved Høgskolen i Ålesund for god veiledning og nyttige innspill underveis, og veileder Ivar Moldskred ved Moldskred AS for gode råd og godt samarbeid.

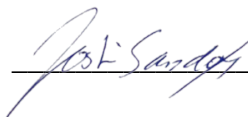
I tillegg vil vi takke Øystein Flakk ved EDR Medeso for god teknisk support vedrørende SAP2000. Hans hjelp har bidratt til en kvalitetssikring av beregningsresultatene. Samtidig vil vi takke Lala Nilsen og Ali Mohammadi Mohaghegh ved Høgskolen i Ålesund for god teknisk support vedrørende dataprogramvare i oppgaven. Det rettes også en generell takk til alle vi har rådført oss med i løpet av prosessen.

Oppgaven har vært utfordrende og tidkrevende, men samtidig svært lærerik.

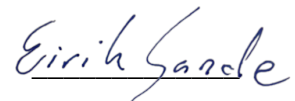
Ålesund, 18.05.2015



Erlend A. Blankholm



Jostein Sandøy



Eirik Sande

Sammendrag

Temaet for denne oppgaven er dimensjonering av en kaikonstruksjon. Kaien skal benyttes til offshorevirksomhet og har derfor et stort krav til kapasitet og vanddybde. Med bakgrunn i dette er oppgavens hovedfokus å finne en god teknisk løsning for en åpen kaikonstruksjon og dimensjonere hovedkomponentene. Oppgaven er avgrenset til å finne kapasiteten for en gitt nyttelast/punktlast i bruddgrensetilstand i tillegg til forankring for horisontale krefter.

Studentgruppen har laget en FEM - modell av hovedbæresystemet (søyler, bjelker og dekke) ved hjelp av beregningsprogrammet SAP2000. Videre er konstruksjonsdelene beregnet manuelt med utgangspunkt i dimensjonerende verdier ut i fra denne.

Forankringskonstruksjonen (overgangsplate og friksjonsplate) er beregnet manuelt.

Løsningen det er kommet frem til er en plasstøpt betongkai med enkelte prefabrikkerte konstruksjonsdeler (forskalingsdekker/plattendekker i underkant av dekke og overgangsplate og prefabrikkert fendervegg). Dette skyldes i hovedsak store dimensjoner som er kostbart å transportere/montere, en oppnår en mer monolittisk konstruksjon og den er mer tilpasningsdyktig i byggeprosessen. Det er valgt et hovedbæresystem av utstøpte stålrørspeler, bjelker/dragere, dekke og en forankringskonstruksjon bestående av en overgangsplate og friksjonsplate.

Resultatet blir en solid og massiv konstruksjon som har kapasitet til å kunne motstå de aktuelle påkjenningene.

Det var også ønskelig fra veiledere og til slutt kontrollere om kaiens oppnådde kapasitet var tilstrekkelig for å kunne bære en kran av typen Terex cc-2800-1. Kontrollen viser at kaien ikke har kapasitet til at denne kan benyttes på kaidekket. Siden det er kun dekket som ikke er tilstrekkelig på grunn av for lite momentarmering og for liten skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering kan mest sannsynlig enkle tiltak øke kapasiteten. Å øke kapasiteten for kranen var ikke en del av oppgaven.

I byggeprosessen kreves det en 250 tonners kran, for eksempel Liebherr LTM 1250-6.1 for å ferdigstille konstruksjonen.

Innholdsfortegnelse

1 Innledning.....	1
1.1 Introduksjon til prosjektet	1
1.2 Problemstilling	2
1.3 Avgrensning og forutsetninger.....	2
1.4 Struktur.....	4
2 Teoretisk grunnlag.....	5
2.1 Beskrivelse av området	5
2.1.1 Grunnforhold.....	5
2.2 Beskrivelse av konstruksjon.....	6
2.2.1 Plasstøpt eller prefabrikkert løsning.....	7
2.2.2 Åpen kaikonstruksjon.....	9
2.2.2.1 Bæresystem	10
2.2.2.2 Referansehøyder.....	11
2.2.2.3 Gjeldende mål og avstander	11
2.2.3 Pelefundament.....	12
2.2.4 Bjelker	15
2.2.5 Dekke	17
2.2.6 Friksjonsplate og overgangsplate	19
2.2.7 Bjelke i bakkant.....	20
2.2.8 Fendervegg/frontbjelke	20
2.2.9 Fendring og fortøyning.....	22
2.2.10 Oppsummering	23
2.3 Material	24
2.3.1 Armert Betong.....	24
2.3.2 Bestandighet.....	25

2.4 Viktigste litteratur	28
2.4.1 Port Designers Handbook [5]	28
2.4.2 Peleveiledningen 2012 [1]	28
2.4.3 Betongkonstruksjoner [7]	28
2.5 Dimensjonering	28
2.5.1 Fremgangsmåte ved dimensjonering av konstruksjonen	28
2.5.2 Lastvirkninger og kapasitet	29
2.5.3 Klassifisering av tiltaket	30
2.5.4 Gjeldende laster	30
3 Verktøy og metode	33
3.1 Verktøy	33
3.1.1 Autodesk Revit	33
3.1.2 Autodesk AutoCad	33
3.1.3 SAP2000	33
3.1.4 PTC Mathcad	33
3.1.5 BETONexpress	33
3.1.6 Microsoft Office	34
3.1.7 Microsoft Project	34
3.2 Metode	34
3.2.1 Modellering i Revit	34
3.2.2 Fremgangsmåte ved bruk av SAP2000	36
3.2.3 Partialfaktormetoden	40
3.2.4 Finne maksimalt moment fra punktlast ved hjelp av influensflater	40
3.2.5 Generell fremgangsmåte for manuelle beregninger	41
4 Beregninger og resultat	42
4.1 Resultat av beregninger for peler/søyler	43
4.2 Resultat av beregninger for hovedbjelker	45

4.2.1 Fase 1.....	45
4.2.2 Fase 2.....	46
4.3 Resultat av beregninger for dekke.....	48
4.4 Resultat av beregninger for friksjonsplate	53
4.5 Resultat av beregninger for overgangsplate	60
4.6 Resultat av beregninger for frontbjelke/fendervegg.....	63
4.7 Resultat av beregninger for bjelke i bakkant.....	66
4.8 Fender- og fortøyningssystem.....	67
4.9 Tegninger	69
4.9.1 Modell i Revit.....	69
4.9.2 Detaljtegninger i AutoCad	70
5 Diskusjon.....	72
6 Konklusjoner og anbefalinger	74
Referanseliste	76
Vedlegg	77

Tabelliste

Tabell 1 Sammenligning plasstøpte bjelker og prefabrikkerte bjelker	16
Tabell 2 Sammenligning prefab- og plasstøpt dekke. Referanser [6] og [5].	18
Tabell 3 Oversikt over bygningsdelene og utførelse.....	23
Tabell 4 Eksponeringsklasser og tilhørende overdekning.....	26
Tabell 5 Lastfaktorer γ inkludert kombinasjonsfaktorer ved forenklet påvisning i bruddgrensetilstand i pålitelighetsklasse 3. Hentet fra ref [2]......	30
Tabell 6 Oversikt over gjeldende laster.....	32
Tabell 7 Forskjellige dimensjoner på dumperdekk til fendring	67

Figurliste

Figur 1 Kartutsnitt	1
Figur 2 Situasjonkart.....	5
Figur 3 Prinsippskisse for en åpen kaikonstruksjon med horisontal forankring hentet fra ref [5].	11
Figur 4 Illustrasjon som viser hvordan en typisk bjelkeforskaling utføres, hentet fra ref. [5].	17
Figur 5 Detalj for overgangsplatens opplager på friksjonsplaten, hentet fra ref. [5]	19
Figur 6 Detalj overgangsplatens opplegg på bjelken i bakkant (de påsatte mål stemmer nødvendigvis ikke overens). Hentet fra ref. [5]	21
Figur 7 Nivå	35
Figur 8 Rutenett / Grid	35
Figur 9 Bygningsdeler.....	35
Figur 10 Prosjektboksen.....	36
Figur 11 Egenskapsboksen.....	36
Figur 12 Valg av template og modelloppbygging.....	37
Figur 13 Tverrsnittsegenskaper	37
Figur 14 Laster og lastkombinasjoner	38
Figur 15 Valg av designkode og analyseparametre	39
Figur 16 Eksempel opptredende krefter for betongbjelke.....	39
Figur 17 Eksempel momentdiagram for akse Y - Z.....	39
Figur 18 Dimensjonerende data - moment, aksialkraft, armeringsmengde m.m.	40
Figur 19 Ramme i y-retning	45
Figur 20 Ramme i x-retning	48
Figur 21 Kranplassering på dekke for maks moment	50
Figur 22 Kranplassering for maks skjær	51
Figur 23 Lasttilfelle 1 friksjonsplate	53
Figur 24 Lasttilfelle 2 for friksjonsplate	54
Figur 25 Lastfordeling 1.1	55
Figur 26 Lastfordeling 1.2	55
Figur 27 Lasttilfelle 3 for friksjonsplate	56
Figur 28 Lastfordeling 2.1	57
Figur 29 Lastfordeling 2.2	57
Figur 30 Friksjonsplate snitt	58

Bacheloroppgave 2015

Figur 31 Statisk system for overgangsplate	60
Figur 32 Lasttilfelle 2 fendervegg	63
Figur 33 Lasttilfelle 3 fendervegg	64
Figur 34 Dumperdekk innfestning	67
Figur 35 Aktuelle vinkler på pullertlast.....	68
Figur 36 Festing av pullerter	69
Figur 37 3D - modell	70
Figur 38 Eksempel: peletverrsnitt	71

Generell forklaring på symbol og forkortelser:

N	Karakteristisk aksiallast
N_{Ed}	Dimensjonerende aksiallast
N_{Rd}	Dimensjonerende aksiallastkapasitet
M	Karakteristisk moment
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
V	Karakteristisk skjærkraft
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet
A_s	Areal av gjeldende lengdearmeringstverrsnitt
A_c	Areal av gjeldende betongtverrsnitt
A_{sw}	Areal av gjeldende skjærarmeringstverrsnitt
f_{cy}	Karakteristisk betongfasthet
f_{cd}	Dimensjonerende betongfasthet
f_{yk}	Karakteristisk stålfasthet
f_{yd}	Dimensjonerende stålfasthet
γ_c	Materialfaktor for betong
γ_s	Materialfaktor for stål
γ_{Gj}	Lastfaktor for egenlast
γ_{Ql}	Lastfaktor for dominerende variabel nyttelast
ρ_b	Densitet betong
ρ_f	Densitet fyllmasser
h	Høyde i gjeldende tverrsnitt
b	Bredde i gjeldende tverrsnitt
d	Effektiv høyde i gjeldende tverrsnitt
z	Avstand mellom trykk- og strekkresultant
e	Eksentrisitet
L_y	Senteravstand mellom peler i y-retning

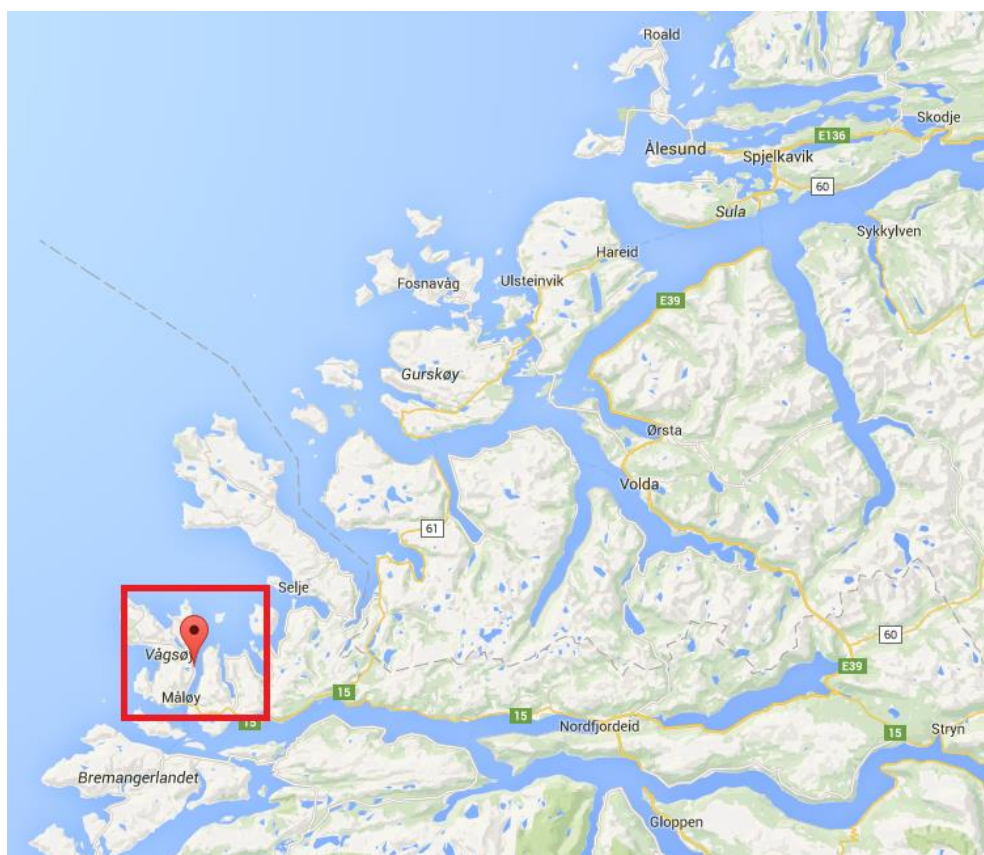
Bacheloroppgave 2015

L_x	Senteravstand mellom peler i x-retning
L_u	Lengde utkraget bjelke fra senter pel
g	Karakteristisk egenlast
G_{Ed}	Dimensjonerende egenlast
q	Karakteristisk nyttelast
Q_{Ed}	Dimensjonerende last
P	Punktlast
P_{Ed}	Dimensjonerende punktlast
I	2. ordens arealmoment
i	Treghetsradius
λ	Slankhet
λ_n	Normalisert slankhet
$c_{min,dur}$	Minimumskrav til overdekning
Δc_{dev}	Avvikstillegg overdekning
c_{nom}	Overdekning
a_s	Senteravstand mellom gjeldende armeringsstenger
a_h	Avstand mellom gjeldende armeringsstenger
ϕ	Gjeldende armeringsdiameter
σ	Materialspenning
φ	Friksjonsvinkel
ε	Tøyning
r	Ruhet
s	Senteravstand fordelingsarmering/skjærarmering
h'	Senteravstand mellom armeringens tyngdepunkt
EC	Eurokode
NA	Nasjonalt tillegg

1 Innledning

1.1 Introduksjon til prosjektet

Bacheloroppgaven omhandler en kaikonstruksjon i Barstadvika i Vågsøy kommune. Nordfjord Havn er byggherre og vil bygge en kai tilpasset til offshorevirksomhet, der det mest aktuelle bruksområdet kunne være landligge av rigger. Området er godt tilrettelagt for slik virksomhet da det ligger godt skjermet mot havet inne i Ulvesundet, like i nærheten av skipsverftet Båtbygg AS. Området er også aktuelt i forbindelse med Stad Skipstunnel, som er planlagt ikke så langt unna.



Figur 1 Kartutsnitt

Prosjektgruppen skriver denne oppgaven i samarbeid med Moldskred AS som er utvalgt av Nordfjord Havn til prosjektering av kaien. De har også hatt ansvaret for prosjektering av fyllingen kaien er tenkt bygd på.

Bacheloroppgaven i forbindelse med dette kaiprojektet handler i hovedsak om å finne en god teknisk løsning for kaien og dimensjonere de forskjellige komponentene. Det som gjør at denne kaien skiller seg ut er den store nyttelasten kaien skal dimensjoneres for.

1.2 Problemstilling

Formålet med oppgaven er å besvare følgende problemstillinger:

1. Hva er den mest fornuftige løsningen og det mest fornuftige bæresystemet for dette kaianlegget med store lastpåkjenninger?
2. Hvilke dimensjoner må en ha for å oppnå tilstrekkelig kapasitet på en slik konstruksjon?

I tillegg skal det finnes ut hvilken kran som kreves i byggeperioden for å utføre den gitte kaikonstruksjonen.

1.3 Avgrensning og forutsetninger

Ideelt sett skulle oppgaven ta for seg prosjekteringen av hele kaianlegget, men på grunn av manglende erfaring og tid må oppgaven begrenses. Bygging av kaier er på ingen måte noe nytt. Det finnes mye erfaring med metodene for å bygge kaier og de vanligste metodene er godt utprøvd. En stor del av problemstillingen oppstår når kaien skal ha kapasitet til å bære en relativt stor nyttelast. Men kaien blir utsatt for mange forskjellige typer påkjenninger, og i denne oppgaven blir en god del av dem ikke tatt hensyn til på grunn av tidsmangel eller de er vurdert neglisjerbare i samråd med veileder. Disse er følgende:

- Vindlast
- Snølast
- Islast
- Bølger
- Strøm
- Skjevstillingslaster
- Temperaturlaster
- Seismiske laster
- Støtlast fra skip
- Fritt fall av gods på kai

Vanlig praksis er å definere bruken av kaien og ut ifra dette fastsette et designskip som har en gitt størrelse, fortøyningsfart, pullertlast etc. og dimensjonere kaien ut i fra dette. Her er

oppgaven begrenset til de laster nevnt i kap. 2.4.4 Gjeldende laster, se dette kapitlet for mer informasjon.

I dimensjoneringsdelen av oppgaven er konstruksjonen ikke beregnet i bruksgrensetilstand, det vil si nedbøyning, riss osv. Men det kan tas hensyn til i enkelte tilfeller. Det dimensjoneres kun i bruddgrensetilstand. Dimensjonering av pelene er forenklet da det kun regnes på aksialkraftkapasitet og momentkapasitet, og ikke andre vesentlige ting som pelespissens kapasitet, ramme-/borearbeider, krav til skjevstilling etc.

Følgende komponenter blir dimensjonert:

- Peler/betongsøyler - aksialkraftkapasitet og momentkapasitet
- Hovedbjelkene - skjærkraft- og momentkapasitet
- Kaidekket – skjærkraft- og momentkapasitet i begge retninger
- Bjelker i forkant og bakkant av kaien – skjærkraft- og momentkapasitet, horisontale laster på bjelke i forkant, hylle/konsoll på bjelke i bakkant
- Overgangsplate – skjærkraftkapasitet, momentkapasitet og aksialkraftkapasitet
- Friksjonsplate – forankringslengde og kapasitet, kontroll av tykkelse
- Fender- og fortøyningssystem – valg av produkt

I etterkant av dette skal det i tillegg kontrolleres om kaien har kapasitet til en kran av en viss størrelse. I de delene bæresystemet er statisk ubestemt er det blitt benyttet dimensjonerende størrelser fra beregningsprogram.

Det forutsettes betongkvalitet B45 og stålkvalitet B 500 NC på armeringen. Det forutsettes full heft mellom bygningsdeler som støpes i flere faser, for eksempel ved bruk av plattendecker.

Følgende eurokoder med nasjonalt tillegg er blitt benyttet i oppgaven:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering

Ved valg av løsninger er det ikke gjort noen økonomiske beregninger, da dette blir for omfattende og tidkrevende. Valgene er mye begrunnet i tekniske egenskaper, praktisk gjennomførbarhet og utelukkning av løsninger som åpenbart har en større kostnad.

1.4 Struktur

Oppgaven følger et fast oppsett for studentrapporter/forskningsrapporter med enkelte tilpasninger. Hovedstrukturen i oppgaven er:

1. Innledning
2. Teoretisk grunnlag
3. Verktøy og metode
4. Beregninger og resultat
5. Diskusjon
6. Konklusjoner og anbefalinger

Dette er et oppsett som er mye brukt og anbefalt til å bruke på denne type oppgaver. De forskjellige hovedkapitlene er logiske med tanke på hva som er ønskelig å få frem i oppgaven.

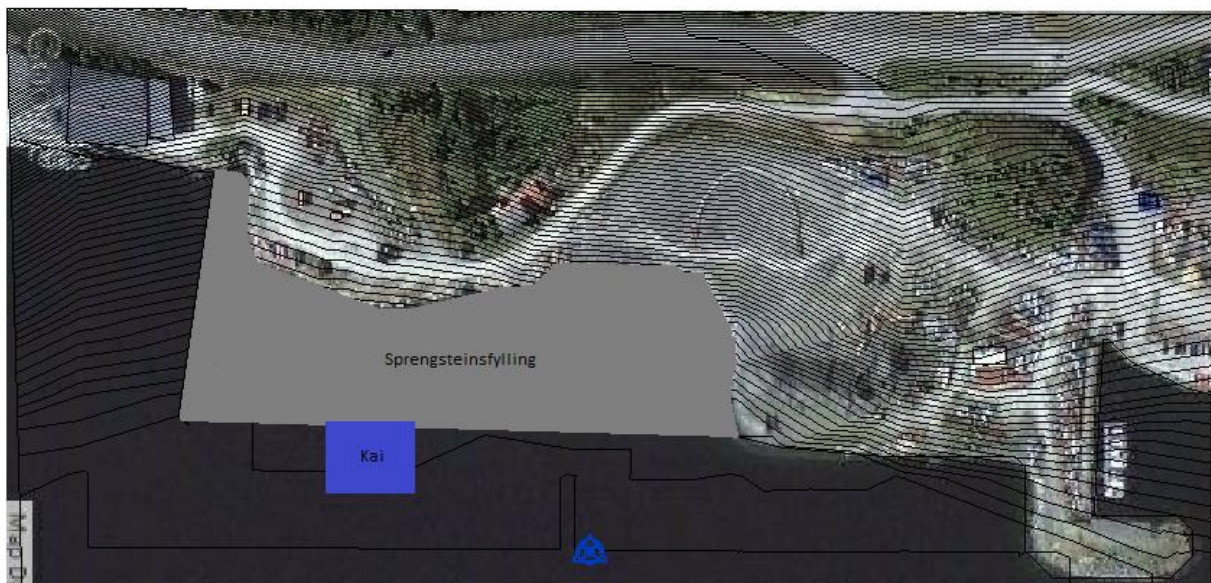
Innholdet i oppgaven er for lesere med en grunnleggende kunnskap innen prosjektering av kaikonstruksjoner og brukte dimensjoneringsprinsipp, men kan også passe for lesere som ønsker å få en generell kunnskap om prinsippene for en åpen kaikonstruksjon.

2 Teoretisk grunnlag

Dette kapitlet inneholder relevant teori om en åpen kaikonstruksjon. Meningen er å gi en innføring i teorien bak konstruksjonen, presentere grunnlag for valg av løsning, informere om det gjeldende området kaien skal bygges på, presentere viktigste litteratur og dimensjoneringsprinsipper.

2.1 Beskrivelse av området

Barstadvika ligger like ved riksvei 617 mellom Måløy og Raudeberg i Vågsøy kommune. Her er det påbegynt arbeid med en utfylling i sjø, og kaien er planlagt i forkant av denne fyllingen. Massene som brukes til fyllingen er utsprengte fjellmasser. I området hvor kaien er tiltenkt, skal størrelsen på sprengsteinsmassene ikke overskride 1000 mm, da det vil gjøre pelearbeidet vanskelig. Fyllingen komprimeres med sprengladninger og er planlagt ferdig på slutten av sommeren 2015.



Figur 2 Situasjonkart

2.1.1 Grunnforhold

For å etablere et godt grunnlag for valg av teknisk og økonomisk gode løsninger for kaien må det gjennomføres forundersøkelser. Løsmassens art, geotekniske egenskaper og dybder til berg er informasjon som kommer frem i undersøkelsen og er avgjørende for valg av fundament, fundamenteringsmetode og dens vurderte kapasitet. Norconsult AS har vært engasjert til å utføre grunnundersøkelser ved det aktuelle området. Grunnundersøkelsen består av totalsondering i 9 posisjoner, og det ble også tatt opp 54 mm uforstyrrede sylinderprøver i én posisjon. I det dypeste borehullet ble det boret ned til 26 meters dybde.

Nøkkelinformasjonen fra denne undersøkelsen er:

- Det ble påvist berg i alle posisjoner.
- Løsmassene består stort sett av faste til middels faste masser av grus og sand med litt humusholdig masser på toppen.
- Det ble påvist et tynt leirlag i to posisjoner som ble bekreftet av prøvetaking. Leirlaget er ikke sensitivt og vurderes som uproblematisk.
- Stabilitetsberegninger viser at krav til sikkerheten for området er tilfredsstillt.
- Setninger kan forventes i posisjoner med leire, men disse forventes overstått i anleggsperioden. Setninger er forventet å være minimale for resten av området.

For å vite at spissbærende peler kan benyttes må dybde til berg være sikkert bestemt. Muligheten for pålitelig innfesting og utforming av pelespiss vurderes ut ifra bergarten og topografien av berget. For å minimere muligheten for at det er store blokker eller stup/overheng, blir 3 meter innboring i berget regnet som sikker påvisning.

For å lage en dybdeprofil for å finne aktuelle lengder på pelene, er det tatt utgangspunkt i posisjon 8, 9, 11 og 12 (se vedlegg 6). Siden grunnundersøkelsen kun er gyldig i de undersøkte posisjoner kan det være aktuelt med boring i hvert pelepunkt for å kartlegge helningen, spesielt for peler med høye laster [1].

2.2 Beskrivelse av konstruksjon

I dette kapitlet blir oppbyggingen av kaikonstruksjonen, grunnlag for valg og informasjon om hva som er valgt, presentert. For å forstå de valg som er blitt foretatt i oppgaven vil det bli presentert en sammenligning av fordeler og ulemper ved bruk av enten plasstøpt eller prefabrikkert løsning.

Valgene vil i all hovedsak basere seg på følgende faktorer:

1. **Økonomi** – grunnlaget for alle beslutninger. Konstruksjonen skal være mest mulig økonomisk uten at det har negative innvirkninger på det ferdige produkt.
2. **Lastpåkjenning** – konstruksjonen må være solid og ha et smart system for å motstå de store fysiske påkjenningene.
3. **Kvalitet** – det må velges material med god bestandighet og kvalitet.

4. **Utførelse og anleggsteknikk** – kaikonstruksjonen bør utføres på en enklest mulig måte, med minst mulig undervannsarbeid, kortest mulig byggetid og med fokus på helse, miljø og sikkerhet.
5. **Stedlige forhold** – grunnforhold, areal disponibelt til anleggsvirksomhet, vær og vind etc. Disse faktorene er på mange måter bestemmende for hvordan kaien utformes og dens kostnad.

Disse faktorene vil gå igjen i begrunnelsen av hvilke løsninger som er valgt for alle komponenter i konstruksjonen. Innad i disse faktorene vil det dukke opp en økonomisk problemstilling på en eller annen måte. Her vil valgene baseres på antagelser om hva som er et godt økonomisk valg. Det er ikke gjort kostnadsanalyser i denne oppgaven.

2.2.1 Plasstøpt eller prefabrikkert løsning

Et viktig tema for diskusjon er om kaikonstruksjonen skal utføres med såkalt plasstøpt metode eller ved bruk av prefabrikkerte betongelementer. Plasstøping vil si at forarbeid/forskaling, armering og utstøping av komponenter skjer på det aktuelle stedet, mens prefabrikkerte element kommer ferdigprodusert fra fabrikk og blir deretter montert. Det er også mulig og vanlig med en kombinasjon av disse metodene. Det er vanskelig å fastslå hva som er den beste løsningen, siden dette avhenger av situasjonen. Hva som passer best teknisk, praktisk og økonomisk akkurat i dette tilfellet kan kun påvises ved hjelp av direkte sammenlignbare prosjekt eller omfattende undersøkelser, analyser, prisinnhenting, prisestimering etc. Det er veldig mange variabler som påvirker totalkostnaden, og disse må fastslås for å vite eksakt hva som er å foretrekke i dette tilfellet. Hva som er valgt i denne oppgaven er i hovedsak basert på praktisk gjennomførbarhet, tekniske egenskaper og antagelser rundt hva som er rimeligst.

Prefabrikkert betongelement defineres som enhver del av den ferdige konstruksjonen som på forhånd lages enten i fabrikk eller på byggeplass og deretter monteres og eventuelt støpes inn i konstruksjonen [2]. Plasstøpt løsning støpes ferdig i forskaling i rett posisjon. Det som i hovedsak skiller disse to er at ved en prefabrikkert løsning er selve produktet som regel relativt kostbart, men det kan resultere i sterkt redusert byggetid som igjen vil resultere i mindre utgifter med arbeidskraft og utstyr. I tillegg vil byggherren få driftsinntektene i gang på et tidligere stadium. Ved bruk av en plasstøpt løsning kan byggeprosessen bli vesentlig lengre, dyrere og mer kompleks, men materialkostnadene blir mest sannsynlig mindre enn ved bruk av prefabrikkerte element. Diskusjonen om plasstøpt eller prefabrikkert løsning er

spesielt aktuelt ved kaikonstruksjoner. Dette er fordi anleggsarbeid over vann kan være utfordrende.

I dette delkapitlet presenteres fordeler og ulemper med de forskjellige løsningene med tanke på *kvalitet, transport/håndtering, utførelse og byggeteknisk utforming*. Kostnader er bevisst utelatt, nettopp på grunnlag av det som er forklart tidligere i rapporten. Det presiseres likevel at kostnader kan være en del av dette.

Kvalitet

Når de prefabrikkerte elementene produseres innendørs under kontrollerte forhold uavhengig av årstidene, sikrer det en stabilt høy kvalitet på produktene. Dette sikres ved regelmessig kontroll og testing, og gir også muligheten til å impregnere elementene med vannavstøtende stoff før de fraktes ut til byggeplassen. Økt antall støpeskjøter øker derimot faren for kloridinntrengning. Det er gode muligheter for forspenning.

En får som oftest et tilfredsstillende plasstøpt produkt. Erfarne arbeidere, utfylling av kontrollskjema, dokumentasjon ved hjelp av bilder og visuell kontroll etter utstøping er faktorer som bidrar til å sikre et godt produkt. Men produksjon av betongkonstruksjoner på byggeplassen kan by på forskjellige utfordringer som kan gå utover kvaliteten på det ferdige produkt. Spesielt påkjenninger fra været er problematisk. Dårlige herdebetingelser på grunn av for høy eller lav temperatur, vanskelige arbeidsforhold og uønskede stoffer i betongen er andre ting som kan gå utover kvaliteten. Impregnering etter utstøping kan være tid- og ressurskrevende.

Transport/håndtering

Problematikken tilknyttet transport og håndtering er mer omfattende ved prefabrikkert løsning. Elementene har en naturlig begrensning i størrelse siden disse skal fraktes videre til byggeplassen, men kan uansett bli store og får derfor en betydelig egenvekt. Dette kan kreve større transportmidler og kraner med stor løftekapasitet, som kan resultere i større kostnader.

En slipper i stor grad logistikkproblemer med hensyn på frakt til byggeplassen og montering med kran ved plasstøpt løsning. Men på en annen side, eventuelle store systemforskalingslement må også fraktes og håndteres med kran. De skal monteres og demonteres med kran og fraktes til og fra byggeplassen, men disse er som regel relativt lette og krever derfor ikke så stor løftekapasitet.

Utførelse

Dette bygger videre på de to første faktorene. Utførelsen av prefabrikkerte elementer består av montering og ofte utstøping av skjøter eller påstøp. Dette er som regel en rask måte å reise konstruksjonen på. Likevel byr det på enkelte problemstillinger, der den største av disse er at elementene kan kreve kraner med stor rekkevidde og løftekapasitet, spesielt når de skal løftes ut over vann. Videre når elementene skal sammenføres på byggeplass, kan en få utfordringer med sammenhengende armering og det oppstår flere støpeskjøter. I tillegg kan prefabrikkerte elementer være sårbare for forflytning av opplegg. Dette er spesielt aktuelt ved kaier, siden en skal ramme peler som kan resultere i forskyvninger av peletoppen. Dette kan føre til mindre opplegg enn planlagt.

Plasstøpt betong krever ofte omfattende forskalingsarbeider, som er tid- og ressurskrevende, spesielt over vann. Dette er den største ulempen med denne metoden, og ofte den viktigste grunnen til at det velges bort. Men samtidig har du mulighet til å gjøre endringer/tilpasninger etter hvert i prosjektet. Det er mindre sammenføyingsproblematikk, en armerer og støper ut hele bygningsdelen og reduserer/unngår støpeskjøter.

Byggeteknisk utforming

Om en bruker prefabrikkerte element som en permanent forskaling får en ekstra utfordringer da en har forskjellige faser i utførelsen som byr på forskjellige laster, tverrsnitt og opplagerbetingelser, alt etter hvor man er i byggeprosessen. Forankringslengde, å få sammenhengende armering, utstikkende armering og stabilitet i byggetiden kan kreve spesiell vurdering og andre problemstillinger.

Ved plasstøpt løsning unngår en som regel problemstillingene som nevnt ovenfor.

2.2.2 Åpen kaikonstruksjon

Åpen kaikonstruksjon er en mye brukt kaitype i nordiske land. Når sjøvannet står fritt til å flyte inn under konstruksjonen, defineres den som åpen [3]. Slike konstruksjoner er typisk oppbygd ved at kaiplattformen understøttes av peler og forankres for horisontale krefter. For å ta opp disse blir det etablert en friksjonsplate på baksiden av kaien, på land. Hensikten med friksjonsplaten er som sagt at den skal ta de horisontale trykk- og strekkreftene konstruksjonen utsettes for fra tilliggende fartøy. Friksjonsplaten kobles sammen med resten

av kaikonstruksjonen via en overgangsplate. Kaiens front består av en fendervegg/bjelke med et tilhørende fendersystem.

Konstruksjonens avstander i retning fra land og utover mot sjø blir regnet som y-retning, retning langs land/strandkanten blir regnet som x-retning og vertikal retning blir regnet som z-retning. Kaiens bestemmende dimensjoner er:

- 35 meter lang i x-retning
- 20 meter dybde ved kaifront (fra LAT)

Kaiens bredde i y-retning blir bestemmende av skråningen den blir bygget på og dybden ved kaifront.

2.2.2.1 Bæresystem

En skiller i hovedsak mellom to løsninger rundt kaiplattformen i en åpen kaikonstruksjon: flatdekke og bjelke/dekke system.

Flatdekke:

- Denne løsningen er et bjelkeløst system, der platen i sin helhet hviler på vouter som er støpt i toppen av pelene. Dette for å gjøre avstanden mellom bærende punkt mindre. Hver plateseksjon mellom fire peler hviler altså på hver sin voute i hvert hjørne.

Bjelke/dekke system:

- Denne løsningen har bjelker i én retning (her y-retning) mellom søylene, og en plate/dekke hviler på nevnte bjelker i andre retningen (se vedlegg 1 for tegninger).

Studentgruppen antar at flatdekkeløsning kan ha svakheter når det kommer til store lastpåkjenninger. Det kan være større begrensinger på spennvidder, det kan kreve en mer omfattende forskaling, større fare for nedbøyning og vil mest sannsynlig kreve større tykkelse enn en plate hvilende på bjelker. Her er det muligheter for før- eller etteroppspanning, men dette er omfattende og mest sannsynlig mer kostbart. Det gjøres en enkel sammenlikning med Flatholmen Havneanlegg, etter samtykke fra Skanska Norge AS:

Nyttelast: 5,0 t/m²

Spennvidder: 7,7 m i y-retning, 6,0 m i x-retning

Platetykkelse: 480 mm

Med bakgrunn i disse tallene kan en anta at det kreves enten vesentlig større platetykkelse, mer armering, forspenning/etterspenning eller en kombinasjon av disse med tanke på dobbelt så stor nyttelast og omtrentlig samme spennvidder. Etter konsultasjon med Skanska Norge AS kunne de si seg enig i studentgruppens betraktninger og var enig i at bjelke/dekke-system var mer fornuftig enn flatdekke med lasten tatt i betraktning.

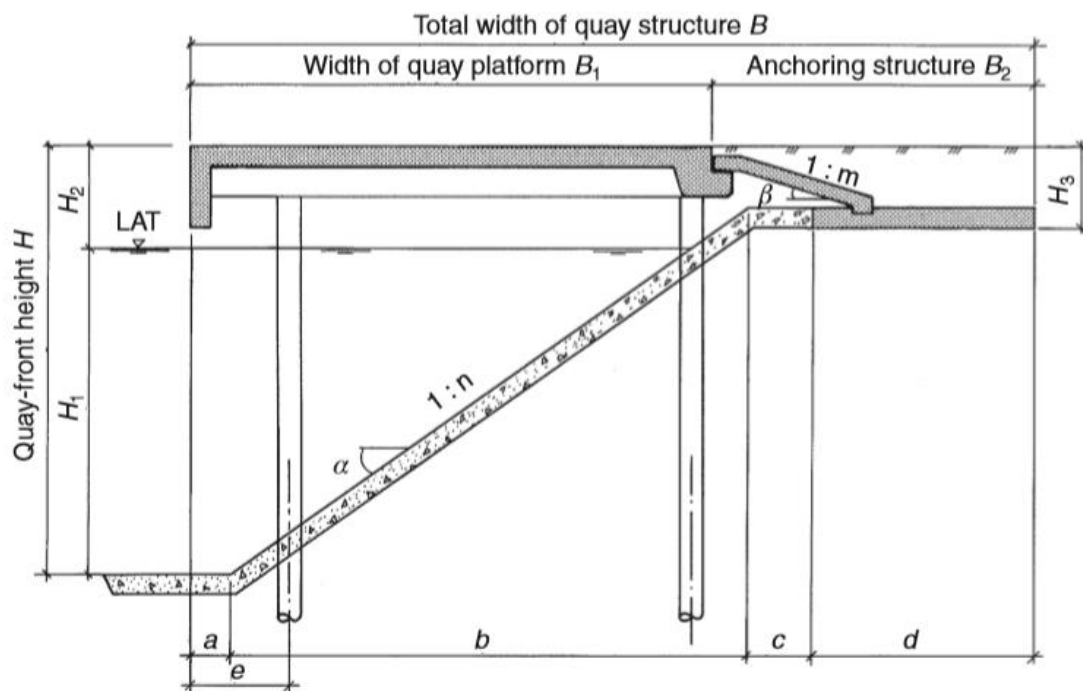
Studentgruppen finner det naturlig å velge et bjelke/dekke system med bakgrunn i ovennevnte tekst, men utelukker ikke muligheten for at en kan få en god løsning ved bruk av flatdekke.

2.2.2.2 Referansehøyder

Alle vertikale avstander regnes fra nullpunktet NN1954, og ut i fra NN1954 regnes:

- Laveste astronomiske tidevann (LAT) til -1,16 m [4]
- Høyeste astronomiske tidevann (HAT) til 1,08 m [4]

2.2.2.3 Gjeldende mål og avstander



Figur 3 Prinsippskisse for en åpen kaikonstruksjon med horisontal forankring hentet fra ref [5].

Figuren viser et snitt av en åpen kaikonstruksjon som er forankret horisontalt med en friksjonsplate. De bestemmende dimensjonene på kaien er som følger:

H_1 er dybden mellom LAT (laveste astronomiske tidevann) og sjøbunnen. Den er i dette tilfellet bestemt til å være - 20 meter (-21,16 meter fra NN1954).

H_2 er høyden mellom LAT og overkant kaidekke. Denne avstanden bestemmes av høyden til fyllingen i bakkant av kaien og eventuelt andre krav for kaien. Høyden er bestemt til $2,90$ meter i forkant og $2,60$ meter i bakkant, dette fordi kaien skal bygges med fall innover.

H_3 er høyden mellom kaidekket og underkant friksjonsplate. Det er ønskelig å legge underkant friksjonsplate over høyvann for å unngå tidevannsavhengig arbeid. Men dette vil føre til at friksjonsplaten må legges lenger bak (øke total bredde B) for å sikre tilstrekkelig forankring. Videre kan dette føre til større spennvidde for overgangsplaten og derav større dimensjoner på denne. Problemet kan løses ved å benytte prefabrikkert friksjonsplate som legges under vann [5].

α er vinkelen på fyllingsskråningen. Denne er ligger mellom $1:1,3$ og $1:1,4$.

c er avstanden mellom starten av skråningen til friksjonsplaten. Denne avstanden må være minimum $3,0$ m og det er viktig den er så stor at den sikrer stabilitet foran friksjonsplaten [5]. Denne avstanden beregnes til $3,6$ m og avstanden d er bredden av friksjonsplaten som er beregnet til $6,5$ m. Se kap 2.2.6 for mer informasjon.

e er avstanden mellom kaifronten og til senter av ytterste pelerekke. Denne bør være minst $2,0$ m for å hindre at båter med stor bulbbaug/bølgebryter treffer pelene om den legger til med stor vinkel[5]. Med dette i betraktning og for å redusere utkragermomentet mest mulig velges $2,0$ m.

β er vinkelen på overgangsplaten. Den er regnet til å være $7,8$ grader.

B_1 er bredden av kaiplattformen. Denne bredden bestemmes av fyllingsskråningen α og dybde ved kaifront H_1 og er regnet til å være $29,28$ m.

B_2 er avstanden mellom bakkant av kaiplattformen til slutten av friksjonsplaten. Denne bestemmes av lengden av overgangsplaten og plassering/dimensjon på friksjonsplaten og er regnet til å være $11,5$ m.

2.2.3 Pelefundament

Fundamentets oppgave er å føre konstruksjonens vertikale laster ned til bæredyktig grunn. Fundamentet må utformes slik at dette blir gjort på en best mulig måte. Vi skiller mellom to typer fundamentering:

- Direkte fundamentering

- Dypfundamentering/pelefundamentering

Direkte fundamentering kan gjøres når en har god grunn lett tilgjengelig i form av fjell eller komprimerte løsmasser. For å oppnå god masse må det i enkelte tilfeller foretas en masseutskifting. Vanligvis støpes banketter, plater eller søylefundament direkte på grunn. Relatert til kaier og havneanlegg kan denne fundamenteringsmetoden brukes på kaier bygget med spuntceller eller gravitasjonsvegg. Men denne typen kaier skal ikke betraktes i denne oppgaven.

Kaikonstruksjonen sin funksjon er å sikre en god tilkomst for sjøgående fartøy og samtidig ha en plattform som gir god tilgjengelighet til fartøyet fra land. Dette innebærer å ha et fundament som muliggjør det å føre kaiplattformen ut til tilstrekkelig dybde ved kaifront. I en åpen kaikonstruksjon utføres dette blant annet ved hjelp av fundamenter i form av søyler/peler.

Pelefundamentering utføres ved at søyler av stål, betong eller en kombinasjon av disse blir rammet eller boret ned i grunnen. Vi skiller mellom friksjonspeler og spissbærende peler. Søylefundamentet kan også utføres som pilarer som plasseres direkte på grunnen.

Friksjonspeler overfører lastene ved å utnytte omkringliggende massers bæreevne ved hjelp av friksjon mot pelens overflate. Spissbærende peler overfører lasten gjennom pelespissen til bæredyktig grunn. I dette tilfellet vil det bli benyttet spissbærende peler til fjell/berg, forutsatt at rammearbeidet er suksessfullt. I enkelte tilfeller er det så faste masser at pelen oppnår en tilfredsstillende innfesting før pelen treffer berg. Kaikonstruksjonen skal bære store nyttelaster og er i seg selv kraftig og tung (se kap. 2.4.5 Gjeldende laster) og fundamentering til fjell er nødvendig da fyllingen og sjøbunnen mest sannsynlig ikke har tilstrekkelig bærekapasitet eller stabilitet.

Basert på faktorene beskrevet i kap. 2.2 Beskrivelse av konstruksjon, er det hensiktsmessig å velge en form for stålrørspeler for denne kaikonstruksjonen. Ifølge ref. [1] egner stålrørspeler seg når det er:

- Store lastpåkjenninger
- Ramming gjennom fylling og grove steinmasser
- Store dybder til berg
- Ikke stabilitetsproblemer

- Peling fra flåte

Rammede stålrørspeler er hule stålrør som blir slått ned i berggrunnen ved hjelp av kraftige hammer-lodd. Pelene blir så armert med kamstål og deretter utstøpt med betong. Ved dimensjonering av pelene blir stålrøret sjeldent regnet som bærende, kun søylen av armert betong innad i røret blir dimensjonerende. Dette er et resultat av at stålrørspelene over tid kan korrodere, som igjen kan medføre nedsatt bæreevne.

Stålrørspeler blir produsert i ulike dimensjoner og kvalitet. De mest vanlige dimensjonene som benyttes er fra 600 mm og opp til 1200 mm. De dimensjonerende lastene på konstruksjonen vil avgjøre hvor store, og hvor mange peler man trenger [1].

Hver enkeltpel skal ta opp en gitt aksiallast som følge av stor egenvekt og en veldig stor nyttelast. I tillegg vil pelen måtte kunne ta et moment som følge av momentstiv overgang mellom pelen og bjelken. Pelelengdene vil variere fra innerste til ytterste pelerekke. På bunnen av pelene varierer innspenningen, avhengig av sjøbunnen. Om sjøbunnet er av betydelig tykkelse er det vanligvis riktig å anta et opplager 3-5 m under sjøbunnen/fylling [5], selv om pelene mest sannsynlig går helt ned til fjell/berg. De vertikale lastene er i den størrelsesorden at det er hensiktsmessig å bruke spissbærende peler, spesielt når avstanden til fast grunn ikke er så stor.

Rammede stålrørspeler har en typisk dimensjonerende tverrsnittskapasitet uten opptredende moment mellom 4000-16000 kN og aktuelle pelelengder ligger mellom 20-70 m [1]. Ut i fra lastene som foreligger virker stålrørspeler fornuftig.

Grunnforholdene blir regnet som relativt gunstige og ramming gjennom fylling og grove steinmasser er veldig aktuelt for dette tilfellet. Ved utfylling av området er det stilt krav til at fyllmassene ikke skal ha en størrelse som overskrider diameteren på pelen, som i utgangspunktet var satt til 1000 mm. Bergoverflaten er ifølge grunnundersøkelsen rundt 45°. Derfor er det viktig å sikre at enden på pelen er utformet slik at en oppnår en tilfredsstillende innfesting. Stålrøret rammes lukket med pelespiss.

Med hensyn på området og type konstruksjon som skal bygges er det mest hensiktsmessig å pele fra flåte. Først og fremst fordi at en pelerigg vil kunne få problemer med å pele fra land siden det er så stor avstand fra land til ytterste pelerekke. En annen ting som skal tas i betraktning er at det er gode forhold for å pele fra flåte siden området ligger relativt skjermet fra vær, vind og store åpne farvann.

2.2.4 Bjelker

Bjelken er den delen av et bæresystem som har i oppgave å videreføre laster (nytte- og egenlast) fra dekke over til bærende søyler, vegger eller dragere. Bjelker produseres i ulike materialer, fasonger, størrelser og med ulik fasthet og bestandighet.

De fem faktorene for valg av løsning i begynnelsen av kapitlet vil bestemme hvilken type bjelke som er mest hensiktsmessig å bruke. De dimensjonerende lastene på en konstruksjon vil være styrende for valg av bjelketype. Størrelsen på lastene vil være utgangspunkt for å kunne definere materialtype, dimensjon, og fasthet på bjelken. Den dimensjonerende levetiden vil være avgjørende for valg av bestandighet på bygningskomponentene.

Bestandigheten vil være et resultat av blant annet: fasong, overdekning, betongtype og utførelsesmetode.

Studentgruppen fant det mest hensiktsmessig å benytte en bjelkeløsning bestående av armert betong. Dette skyldes at betong har en stor bæreevne, samtidig som den har en høy toleranse for ytre påkjenninger (se kap. 2.3 Material for mer informasjon). For en kaikonstruksjon i et maritimt område vil det være vesentlig å ta hensyn til slike faktorer, spesielt med en nyttelast på 10 tonn / m².

Det er i utgangspunktet tre løsninger som er aktuelle for denne bygningsdelen:

- Ferdig prefabrikkert bjelke
- Delvis prefabrikkert bjelke i form av en betongform som støpes ut
- Plasstøpt bjelke.

Tabell 1 Sammenligning plasstøpte bjelker og prefabrikkerte bjelker

Plasstøpte bjelker		Prefabrikkerte bjelker	
Fordeler	Ulemper	Fordeler	Ulemper
Store dimensjoner på bjelkene, som ved en prefabrikkert løsning ville blitt kostbart å transportere og montere.	Tidkrevende og mer komplekst forskalingsarbeid, da man må til med festebraketter rundt pelene og stålbjelker for bæring av forskaling.	Bjelkene kan produseres mens pelearbeidene pågår, noe som vil medføre en sterkt redusert byggetid.	Egner seg ikke på bjelker med store dimensjoner, da disse vil kreve spesielle kraner som er dyre i drift.
Bjelkene kan støpes kontinuerlig, noe som gjør konstruksjonen mer momentstiv enn ved inndeling i flere spenn, som tilfellet ved bruk av prefab.	Vanskeligere å etterbehandle sjøutsatte flater når bjelkene plasstøpes.	Produksjon av bjelkene pågår under kontrollerte forhold, noe som medfører en stabilt høy kvalitet.	Støpeskjøter mellom bjelkelengdene, samt problematikk med sammenføring av lengdearmoring.
Lettere å tilpasse seg eventuelle skjevstillinger i pelearbeidet, da prefabrikkerte bjelker vanligvis produseres mens pelearbeidene pågår.	Vær -og vindpåkjenninger i det aktuelle område kan gjøre forskalingsarbeid utfordrende og mer risikabelt for arbeiderne.	Bjelkene behandles på fabrikken med et vannavisende impregneringsstoff, som gir elementene en betydelig lengre levetid.	Utsparingene i bjelken må samsvare med den utstikkende søylearmoring. Dette kan gjøre montering av bjelkene utfordrende.
Kan støpe bakkantbjelken samtidig som bjelkene.		Slipper forskalingsarbeid	Mindre momentstivt enn plasstøpte bjelker.

Det er som vist i tabellen både fordeler og ulemper med begge løsningene, men studentgruppen finner det mest fornuftig å benytte plasstøpte bjelker og følgende betraktninger har blitt bestemmende:

- Store dimensjoner på bjelkene, B: 1600 mm x H: 600 mm
- Større tilpasningsmuligheter i forhold til skjevstilling i pelearbeidene

- Muligheten til å støpe sammen bakkantbjelke og hovedbjelkene

I forhold til bestandighet vil bjelken bli utformet med skrå sidevegger (V-formet fasong). Dette er for å unngå rette vinkler/hjørner hvor potensielle angrep (klorid – og karboninntrenging) blir mer konsentrerte. Hovedbjelkene utføres med en vinkel på 26.56 grader. Bredden på bjelken er bestemt så stor på grunn av at det kan oppstå skjevstilling i pelene. Det er også en fordel at en reduserer spennvidden på dekket.

Forskaling av bjelker over sjøområder blir ofte utført ved bruk av braketter og stålbjelker. Brakettene festes rundt stålrørspelen ved bruk av bolter. Brakettene har to utstikkende flenser og fungerer som opplegg for de langsgående stålbjelkene. Det er på disse bjelkene at forskalingen bygges. Denne metoden er funksjonell, men kan medføre vanskeligheter ved demontering, da det kan være vanskelig å komme til under konstruksjonen. Metoden bør derfor ikke anvendes på konstruksjoner med liten klaring mellom sjøflaten og underkant – dekke. [5]



Figur 4 Illustrasjon som viser hvordan en typisk bjelkeforskaling utføres, hentet fra ref. [5]

2.2.5 Dekke

Dekke er den delen av bæresystemet som utgjør flaten/arealet til en konstruksjon. Dekket har som funksjon å videreføre de vertikale lastene til bjelkene, eller direkte til søylene/pelene ved bruk av bjelkefrie bæresystem. Dekker i betong kan utføres ved bruk av hulldekker, utstøpte plattendecker, plaststøpte dekker eller ribbeplater. Hvilken løsning som er mest hensiktsmessig vil avhenge av konstruksjonstype og bruksområdet. Vi tar utgangspunkt i de fem faktorene som er definert i begynnelsen av kapitlet.

Studentgruppen fant det mest hensiktsmessig å bruke en løsning bestående av utstøpte slakkarmerte plattendekker. Metoden innebærer at prefabrikkerte dekkeelement blir montert, ytterligere armert og deretter utstøpt. Denne løsningen er mye brukt på kaikonstruksjoner i Norge. Det er bestemt en opplagerlengde på 150 mm inn på bjelken.

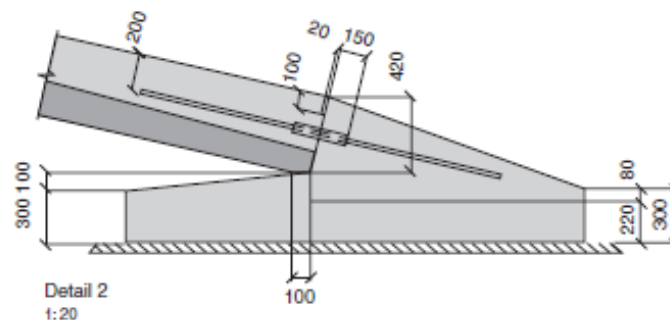
Tabell 2 Sammenligning prefab- og plasstøpt dekke. Referanser[6] og [5].

Plasstøpt dekke		Ustøpte plattendekker (prefabrikkert)	
Fordeler	Ulemper	Fordeler	Ulemper
Unngår støpeskjøter under konstruksjonen	Forskaling over sjøområdet, som både kan være tidkrevende og vanskelig.	Slipper forskalingsarbeid i underkant av dekke. Kun vertikal sideforskaling	Støpeskjøter mellom alle elementene
Mer monolittisk konstruksjon	Ved planlagt etterbehandling av underkant dekke, risikerer man sjøsalt på flaten før dette blir utført.	Sterkt redusert byggetid i forhold til plasstøpt løsning	Generelt er en prefabrikkert løsning mer kostbart, men hvis man ser i forhold til byggetid og kvalitet vil det utlignes.
		Elementene holder stabilt høy kvalitet, som følge av gode produksjonsforhold.	Elementene må strekk-armeres for den totale dekketykkelsen (spesialbestilles)
		Grunnet utstøping av plattendekkerne vil man fortsatt oppnå en monolittisk konstruksjon	
		Alle sjøutsatte flater kan bli etterbehandlet med vannavvisende stoff, som gir konstruksjonen en vesentlig lengre levetid	

2.2.6 Friksjonsplate og overgangsplate

Friksjonsplate er en støpt betongplate som fungerer som forankring for konstruksjoner der det er redusert/ingen tilgang på fjell. Friksjonsplaten skal utligne horisontale krefter ved hjelp av egenvekten til platen og overliggende masse. Slike plater er typisk brukt i kaikonstruksjoner, hvor det er forventet betydelige horisontale støt -og drakrefter. I forhold til utforming av friksjonsplaten blir den vanligvis utført som en rektangulær plate, med en oppstikkende flens der overgangsplaten skal kobles på [5]. Den friksjonsgivende kraften avhenger av egenvekten til platen og overliggende masse, samt arealet av platens over -og underside. Det er derfor ønskelig å plassere friksjonsplaten så dypt ned i jordmassen som mulig, uten at den kommer i kontakt med sjøvann. Høydeforskjellen som oppstår mellom hovedkonstruksjonen og friksjonsplaten gjør at det blir behov for en overgangsplate som kan koble disse sammen. Fallet på denne platen ligger vanligvis på rundt 15 grader. Overgangsplaten utføres også i betong og festes til konstruksjonen og friksjonsplaten på en slik måte at den blir effektiv i begge kraftretninger (trykk -og strekkrefter).

En mye brukt metode for festing av friksjons -og overgangsplater innebærer at utstikkende armering fra friksjonsplaten kobles sammen med armering i overgangsplaten, og deretter støpes sammen. I festepunktet mellom disse platene vil det bli støpeskjøter for å kunne tåle setninger, og ytterligere beskyttelse av armeringen blir ofte nødvendig. Dette kan gjøres ved å montere et neoprenrør (syntetisk gummi) rundt armeringen i de utsatte områdene. Dette røret monteres rundt armeringen i de kritiske områdene og smeltes deretter fast.



Figur 5 Detalj for overgangsplatens opplager på friksjonsplaten, hentet fra ref. [5]

Friksjonsplaten, som ligger på baksiden av konstruksjonen må støpes med tilstrekkelig avstand fra fyllingsskråning. Dette er fordi egenvekten av platen og overliggende masse blir så stor at det kan resultere i utglidning av skråningen. Tilstrekkelig avstand fra skråning til bærekraftig grunn vil derfor være avgjørende for å unngå en slik problematikk. Bredde på kai-dekke og overgangsplate vil ha en sammenheng med denne avstanden.

Bruk av friksjonsplate er en relativt enkel og funksjonell løsning på de horisontale lastpåkjenningene. Bruk av skråpeler er et alternativ, men kan være en mer kostbar og mer arbeidskrevende løsning, da undervannsarbeid som regel er mer kostbart [3]. Som nevnt legges platen på en høyde lik høyeste vannstand.

2.2.7 Bjelke i bakkant

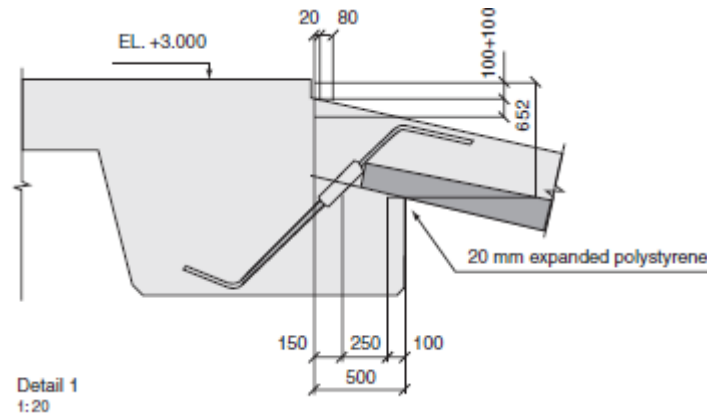
Bjelken blir utført på baksiden av kaikonstruksjonen og fungerer som opplegg for overgangsplaten. Dette gjøres ved at bjelken utføres med en oppleggs-hylle (LB-bjelke) hvor overgangsplaten blir plassert oppå. Studentgruppen finner det hensiktsmessig å plasstøpe bjelken som følge av:

- Kan støpe bakkant – og hovedbjelker samtidig, noe som vil være tidsbesparende samt føre til en mer monolittisk konstruksjon.
- Ved bruk av en prefabrikkert bjelkeløsning må bjelken utføres med utsparinger for den oppstikkende armering fra pelen. Dette vil også kreve stor nøyaktighet ved montering.

Overgangsplaten festes som sagt til hovedkonstruksjonen ved hjelp av bakkantbjelkens oppleggshylle. Hyllen har utstikkende armering (rustfri) som kobles sammen med armeringen i overgangsplaten, og deretter støpes sammen. I området med støpeskjøtene blir armeringen beskyttet med et neoprenrør, på samme måte som tidligere beskrevet. Denne koblingen gjør at forankringskonstruksjonen tåler setninger til en viss grad.

Bjelken i bakkant blir belastet på to måter:

- Siden den blir sammenstøpt med dekket vil den bidra når dekket blir belastet. Det er regnet at den tar et lastareal 45 grader innover fra begge sider.
- Overgangsplaten skal opplagres på hyllen/konsollen og derfor bære lasten fra denne.



Figur 6 Detalj overgangsplatens opplegg på bjelken i bakkant (de påsatte mål stemmer nødvendigvis ikke overens). Hentet fra ref. [5]

2.2.8 Fendervegg/frontbjelke

Fenderveggen utføres som en bjelke og utgjør kaiens frontside og fungerer som oppheng for blant annet fendersystemet. Bjelken blir som oftest prefabrikkert og heises på plass for montasje. Dette skyldes i hovedsak at en plaststøpt løsning vil medføre forskalingsarbeid over sjø, noe man helst vil unngå. Bjelken er tenkt festet midlertidig ved hjelp av sveising i enden på hovedbjelkene. En innstøpt sveiseplate i begge komponentene skal sørge for dette. Forkantbjelken blir produsert med utstikkende armering for senere sammenføring når resten av dekket blir støpt. Frontelementene har mesteparten av den utstikkende armering på endene og dette skyldes at de i hovedsak skal festes til bjelkene, da disse har størst forutsetning for å bære den totale vekten. Resten av armeringen blir plassert på skjørtets øvre del og knyttes sammen med armeringen i dekke. I etterkant blir dette støpt sammen med dekke. Utsparingen i toppen er 500 mm høy og 270 mm bred og er laget for å gi en skikkelig sammenføring med dekket. Den gjenstående delen i toppen utgjør en «forskaling» for dekkestøpen.

Frontbjelken blir belastet på tre måter:

- Siden den blir sammenstøpt med dekket vil den bidra når dekket blir belastet. Det er regnet at den tar et lastareal 45 grader innover fra begge sider.
- Punktlast på 1000 kN helt nede midt på bjelken. Det blir regnet som en «utkrage» med en punktlast på enden.
- Punktlast på 1000 kN midt på bjelken, dette for å kontrollere momentkapasiteten andre vegen.



Illustrasjon: Fendervegg med litt annen utforming, viser prinsipp for armering. Hentet fra Elementpartner AS.

2.2.9 Fendring og fortøyning

Fendersystem på kaier har som hensikt å redusere støtkrefter som oppstår mellom kaikonstruksjoner og fortøyende skip, rigger og lignende. Fenderne blir plassert på kaiens frontside og produseres av elastiske materialer, eksempelvis gummi og plastikk. Slike materialer har gode forutsetninger for å kunne absorbere de opptredende fortøyningskreftene, uten at det medfører skader på kaien eller fartøyet. Fendersystem blir produsert i ulike fasonger, størrelser og material, og noen av typene som brukes er: *panelfender*, *torsjonsfender*, *luft- og skumfylte fendere* og *dumperdekk* [5]. Fenderne blir produsert for alle typer kaier og varierer mye i pris. Ved valg av fendersystem bør det tas hensyn til faktorer som:

- Størrelse på fortøyende skip og rigger
- Forventede støtkrefter
- Kaiens motstandsevne mot støtkrefter
- Skip/ riggers motstandsevne mot støtkrefter
- Kostnader
- Miljøpåvirkninger i området (vind, bølger, strømninger, tidevannsforandringer)
- Fremtidige vedlikeholdskostnader

Fortøyning innebærer at sjøfartøy festes til landområder slik at de ikke driver av sted. På kaier blir fortøyning vanligvis utført ved bruk av trosser (kraftig tauverk) og pullerter. Pullerter er en «krokformet» stålkomponeent som støpes fast i kaien eller området rundt. Pullerten og det

tilhørende fundamentet skal kunne motstå opptredende drivkrefter fra skip og rigger. Pullerter blir produsert i forskjellige fasonger, størrelser og tyngde. Valg av type vil avhenge av:

- Størrelse på fortøyende skip og rigger
- Forventede drakrefter
- Økonomi

2.2.10 Oppsummering

Tabell 3 Oversikt over bygningsdelene og utførelse

Bygningsdel	Utførelse	Type
Pelefundament	Ramming. Rør blir armert og utstøpt	Utstøpte stålrørspeler, 1000mm
Primærbjelker	Plasstøpte bjelker	T-tverrsnitt, skrå sidevegger, 1600x600mm
Dekke	Kombinasjon element/plasstøpt betong Sammenstøpes med bjelker	Slakkarmert plattendekke/forskalingsdekke med påfølgende støp, 180+320mm
Bjelke i forkant	Prefabrikkert element i betong Festes i bjelkeender Sammenstøpes med dekke	Rektangulært tverrsnitt, med utsparring for dekkestøp 450x1800mm
Bjelke i bakkant	Plasstøpte bjelker, som støpes sammen med primærbjelkene Sammenstøpes med dekke	Rektangulært tverrsnitt med hylle for opplegg til overgangsplate, 900x1100mm
Overgangsplate	Prefabrikkert forskalingsdekke av betong med påfølgende støp. Fritt opplagt på bakkantbjelkens hylle og frikjonsplate	Rektangulært tverrsnitt, 400mm til sammen
Frikjonsplate	Plasstøpt plate	Rektangulært tverrsnitt med opplegg for overgangsplate, 6500x300mm
Fendring	Opphengt i kjetting	Dumperdekk 1600 mm
Fortøyning	Faststøpes	100 – tonns pullerter

2.3 Material

2.3.1 Armert Betong

Betong er et byggemateriale som i hovedsak består av vann, sement og tilslag (sand, stein eller pukk). Sammensetningen av vann og sement utgjør sementlimen og fungerer som bindemiddel mellom tilslaget. Denne kombinasjonen vil skape det sterke materialet kjent som betong. Betong er flytende i støpefasen, men oppnår en hard tilstand etter kort herdetid.

Materialet har mange gode egenskaper, hvor det kan nevnes:

- Stor trykkfasthet
- Høy bestandighet
- Formbart
- Vanntett
- Høy brannmotstand
- Liten grad av vedlikehold

Av hensyn til en svært redusert strekkfasthet blir det som oftest nødvendig å armere betongen. Betongtverrsnittet deles inn i en strekk – og trykksone, hvor nøytralaksen markerer overgangen mellom disse. Det skilles mellom delvis – og fullt utnyttet trykksone, hvor det ved delvis utnyttet trykksone kun er behov for strekkarmering i tverrsnittet. Dette skyldes at trykksonen har kapasitet til å ta opp trykkreftene uten armering. Ved en overutnyttet trykksone vil trykkfastheten til betongen være for liten til å motstå trykkreftene, og det vil bli nødvendig å legge inn trykkarmering, eller eventuelt øke betongtverrsnittet [7]. Samspillet mellom armering og betong vil medføre at produktet får en høy strekk – og trykkfasthet. Som resultat av dette er betong i dag en av verdens mest brukte byggematerialer.

Betong blir produsert i ulike kvaliteter, som tar utgangspunkt i fasthet (styrke) og bestandighet. Det er blandingsforholdet mellom delmaterialene som avgjør hvor sterkt og bestandig produktet blir. Betongen deles inn i fasthet- og bestandighetsklasser, og dette gjør det enklere for den utførende å avgjøre hvilken kvalitet som er nødvendig for å tilfredsstille gitte krav. I sammenheng med utstøping er det blitt mer vanlig å bruke tilsetningsstoffer i betongen. Dette er stoff som direkte påvirker betongens herdeprosess og kvalitet. Som et resultat av ytre påkjenninger under støpefasen kan det ofte være hensiktsmessig å bruke slike stoff.

Tilsetningsstoffene deles inn i ulike klasser etter hvilken egenskap de har, hentet fra ref. [8]:

- A – Akselererende (medfører en raskere herdeprosess)
- P – Plastiserende (gjør at man kan redusere vannmengden i betongen)
- R – Retarderende (medfører tregere herdeprosess)
- I – Injiserende (økt flyteevne i betongen)
- L - Luftinnførende (øker luftinnholdet i betongen)

2.3.2 Bestandighet

Betongkonstruksjoner vil over tid brytes ned som følge av ulike miljøpåkjenninger. Slike påkjenninger må vektlegges i prosjekteringen av en konstruksjon. Det å skulle prosjektere en konstruksjon for en bestemt levetid kan være komplisert. Det er vanskelig å kunne forutse hvor stor effekt miljøet vil ha over en lengre tidsperiode. En vanlig feil som blir gjort er at miljøpåkjenningene undervurderes/marginaliseres, noe som ofte fører til hurtigere forfall enn først ventet. Konstruksjoner som står i maritime områder er spesielt utsatt for slike påkjenninger, da de ofte står i svært eksponerte områder. Værforholdene i slike områder medfører at nedbrytningsprosessene starter vesentlig tidligere enn normalt. En konstruksjon er bestandig når den holder den planlagte levetiden, uten vesentlig store og kostbare vedlikeholdsarbeid. For å sikre en god bestandighet og forebygge nedbrytende prosesser er det vesentlig at det foreligger informasjon om hvilke påkjenninger vi står ovenfor, samt alvorlighetsgraden av disse. Av den grunn deles det inn i ulike eksponeringsklasser og ulike risikonivå. En slik oversikt gjør det enklere å velge gode forebyggende tiltak i prosjekteringsfasen.

Dimensjonerende brukstid for konstruksjonen fastsettes etter tabell 2.1 – Veiledende dimensjonerende brukstid, i NS-EN 1990:2002+NA:2008. Konstruksjonen er plassert i dimensjonerende brukstidskategori 4 med en veiledende dimensjonerende brukstid på 50 år.

Etter tabell 4.1 i EC2. 4.2 ligger dette tiltaket i eksponeringsklasse XS3 (deler av marine konstruksjoner) og konstruksjonsklasse S4. Dette gir en minste overdeking $C_{min,dur}$ på 50 mm av hensyn til bestandighet for armeringsstål etter tabell N.A.4.4N i EC2.

Tabell 4 Eksponeringsklasser og tilhørende overdekning

Eksponeringsklasse ¹⁾	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min,dur}$ (i millimeter)	
		50 års dimensjonerende brukstid	100 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min,b}$	$c_{min,b}$
XC1	M60	15	25
XC2, XC3, XC4	M60	25	35
XD1, XS1	M45	40	50
XD2, XD3, XS2	M40	40	50
XS3	M40	50	60

Den endelige overdekningen c_{nom} er summen av $c_{min,dur}$ og Δc_{dev} som er lik 10 mm i henhold til N.A.4.4.1.3(1). Dette gir $c_{nom} = 60$ mm.

Typiske skader på betongkonstruksjoner:

Denne inndelingen inneholder både skadetyper og omfanget av dem. Eksponeringsklassen vil ligge til grunn for valg av bestandighet på byggemateriale.

- **Armeringskorrosjon** er en skadetype som i stor grad rammer armerte betongkonstruksjoner. Armeringsjern som rustet medfører et økt volum, og en slik volumøkning vil skape et større trykk på betongoverdekningen. Et økt trykk på betongoverdekningen kan resultere i avskallinger og betongutslag. Slike utslag vil medføre at armeringen blir enda mer disponert for korrosjon, noe som igjen kan medføre en nedsatt bæreevne. Hastigheten på korrosjonsprosessen vil være variere med tilgangen på surstoff, betongens ledningsevne og temperatur. Det kan være ulike årsaker til armeringskorrosjon, hvor noen er både raskere og mer aggressiv enn andre [9].
- **Kloridinitiert armeringskorrosjon** er den mest dominerende skaden på armerte betongkonstruksjoner i Norge [10]. Når kloridinnholdet rundt armeringen blir høyt nok vil det beskyttende oksidsjiktet brytes ned. Når dette oksidsjiktet er brutt ned vil forholdene ligge til rette for armeringskorrosjon. Klorider i betongen kan stamme fra kloridholdige delmaterialer som sjøvann, sjøsalt, etc. En annen årsak er at klorider trenger inn i konstruksjonen via diffusjon eller kapillærtransport, eksempelvis fra sjøsprøyt. Kloridinitiert armeringskorrosjon fører ofte til groptæring og man får lokale angrep på armeringen. Disse angrepene er vanskelig å oppdage, i motsetning til karboninitiert korrosjon, og kan medføre brist i konstruksjonen uten forvarsel.[11].

- **Karbonatisering** er en prosess som oppstår når karbondioksid i luften trekker inn i betongen og reagerer med oksygen og stoff i sementen. Denne prosessen medfører at PH-verdien i betongen reduseres. Når PH-verdien synker til under 9,5 vil oksidfilmen gradvis forsvinne. Uten denne beskyttelsen vil armeringen stå fritt til å korrodere. [11]
- **Frostangrep** oppstår når vann trekker inn i betongens porer og fryser til is. Vann som fryser vil medføre en volumutvidelse på opptil 9 %. Denne utvidelsen vil resultere i strekkrefter, og man kan risikere å få riss og avskallinger i betongen. [11]

Forebyggende tiltak:

For å sikre at korrosjonsangrep ikke rammer konstruksjonen er det en rekke hensyn man bør ivareta i prosjektering- og utførelsesfasen.

- **Tilstrekkelig overdekning** er en vesentlig faktor for å unngå armeringskorrosjon på betongkonstruksjoner. Minimumsoverdekningen avgjøres av eksponeringsklassen og dimensjonerende levetid.
- **God utførelse** betyr at det ferdige produktet tilfredsstillende de krav og forventninger som ble fastsatt i prosjekteringsfasen. En god utførelse er avhengig av kompetente fagfolk og riktig utstyr. Kritiske arbeidsoppgaver med hensyn på armeringskorrosjon kan være: vibrering av betongen, forskalingsarbeid, etc.
- **Kompliserte utforminger** som inneholder sårbare hjørner og vinkler vil være mer utsatt for korrosjon. Dette skyldes at uønskede stoff lettere trenger inn i konstruksjonen.
- **Lavt v/c-tall** innebærer at blandingsforholdet mellom sement og vann er tilstrekkelig til å hydratisere all sementen, uten å etterlate store kapillærporer. Dette nivået ligger vanligvis på rundt 0,4.
- **Behandling av overflater** vil medføre at overflatene blir mer motstandsdyktig mot nedbrytende påkjenninger. De dokumenterte egenskapene ved bruk av impregnering, samt de kontrollerte forholdene det blir påført under vil medføre en vesentlig lengre levetid på konstruksjonen.
- **Vedlikeholdsplan** er et hjelpemiddel som byggherre kan bruke for å ivareta en konstruksjons kvalitet/funksjon over tid. En god vedlikeholdsplan kan forhindre store og unødvendige vedlikeholdskostnader. [12]

2.4 Viktigste litteratur

2.4.1 Port Designers Handbook [5]

Port designers handbook er skrevet av Carl Thoresen, sivilingeniør med stor erfaring fra prosjektering av kaier. Boken ble innledningsvis i prosjektet brukt til å få en oversikt over hvordan en kaikonstruksjon er bygd opp. Senere har den vært hovedoppslagsverk i spørsmål vedrørende kaikonstruksjon. I hovedsak har teori om bæresystem, forankring, fendring, etc blitt hentet fra denne boken i tillegg til at det er brukt noen av illustrasjonene i boken.

2.4.2 Peleveiledningen 2012 [1]

Peleveiledningen er utarbeidet av den norske pelekomité og inneholder retningslinjer for prosjektering, utførelse og kontroll av pelearbeider. Veiledningen vil kunne fungere som et oppslagsverk for etater og firmaer som prosjekterer og dimensjonerer pelefundamenter, som utfører eller kontrollerer pelearbeider eller som produserer peler. Veiledningen tar utgangspunkt i norsk standard og eurokoder. Veiledningen har vært et viktig oppslagsverk gjennom «peledelen» av oppgaven, og har gitt nødvendig kunnskap om stålrørpeler, pelespisser, utførelsesmetoder, lastkapasitet, dimensjonering og samvirke mellom stålrør og betong. Denne kunnskapen har medført at det bedre kan argumenteres for de valgene vi har gjort.

2.4.3 Betongkonstruksjoner [7]

Boken har vært hovedoppslagverk i spørsmål rundt dimensjonering av betongkonstruksjoner.

2.5 Dimensjonering

Hoveddelen av oppgaven er å dimensjonere konstruksjonen. I dette kapitlet presenteres en del av grunnlaget for dimensjoneringsarbeidet.

2.5.1 Fremgangsmåte ved dimensjonering av konstruksjonen

Det er tidligere nevnt hvilke komponenter som dimensjoneres i oppgaven. Det lages en komplett analytisk modell i SAP2000 med gitte lasttilfeller for hovedbæresystemet (peler, bjelker, dekke, frontbjelke og bjelke i bakkant). Analyse i programmet vil vise om konstruksjonens kapasitet er tilfredsstillende og hvor mye samlet armeringsmengde A_s som kreves. Den analytiske modellen blir brukt som grunnlag og referanse til alle opptredende størrelser (moment, skjærkrefter, aksialkrefter etc). Alle komponentene blir så kontrollert manuelt i PTC Mathcad eller i BETONexpress for å se om tverrsnittet har den nødvendige kapasitet for å motstå de opptredende størrelser.

Andre deler som overgangsplaten, friksjonsplaten og enkelte deler av frontbjelken og bjelken i bakkant blir regnet manuelt i Mathcad eller i BETONexpress.

Bygningsdelene blir i all hovedsak dimensjonert i de områder med størst påkjenning, og nødvendig armeringsmengde A_s gjelder i disse områdene og er ikke nødvendig langs hele tverrsnittet da dette blir kostbart. Armeringen kan avtrappes, men må forankres med en viss lengde forbi momentnullpunktet. Denne forankringslengden bestemmes til 50 ganger armeringsdiameteren ($50 \times \phi$ mm).

2.5.2 Lastvirkninger og kapasitet

Når en konstruksjon skal dimensjoneres gjøres det ved at en ser på lastens virkning på konstruksjonen, og sjekker deretter konstruksjonens/materialets kapasitet for å se om den motstår de gitte lastvirkninger. For å redusere lastens og materialets usikkerheter brukes det sikkerhetsfaktorer. En skiller mellom:

- Tillatte spennings metode. Prinsippet er forenklet forklart at materialets spenninger på grunn av lastvirkning ikke skal overskride materialets bruddspenning. Sikkerheten blir ivaretatt av konstruksjonsstandardenes sikkerhetsfaktorer.
- Partialfaktormetoden. En legger de største sikkerhetsfaktorene på de mest usikre størrelsene i beregningen. Det er lastvirkningen/belastningen som sørger for størst usikkerhet. For eksempel er det behov for en større sikkerhetsfaktor for nyttelaster som opptrer i forskjellige perioder enn for egenlasten av konstruksjonen, som ofte er klart definert på grunn av faste dimensjoner og tyngdetettheter [13].

I denne oppgaven brukes hovedsakelig partialfaktormetoden. Her brukes nominelle sikkerhetsfaktorer for lastene og materialfastheten. Sikkerhetsfaktor for belastning, γ , multipliseres med den karakteristiske lasten og materialfastheten divideres med sikkerhetsfaktor for materialfasthet, γ_M [13]. Lastfaktorens størrelse varierer ut i fra hvilken grensetilstand som betraktes. En skiller mellom:

- Bruddgrenstilstand – konstruksjonen må ikke overskride bruddgrensen
- Bruksgrenstilstand – konstruksjonen må opprettholde sin funksjon under vanlig bruk og ikke få for store nedbøyninger og riss eksempelvis
- Ulykkesgrensetilstand – motstand ved eksplosjon eller kollisjon
- Utmattingsgrensetilstand – når materialet utsettes for varierte spenninger

Denne konstruksjonen skal her kun betraktes i bruddgrensetilstand, og det varierer mellom følgende lastfaktorer:

Tabell 5 Lastfaktorer γ inkludert kombinasjonsfaktorer ved forenklet påvisning i bruddgrensetilstand i pålitelighetsklasse 3. Hentet fra ref [2].

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0,1}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,00	1,05	1,05
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,00	1,50	1,05

2.5.3 Klassifisering av tiltaket

Pålitelighetsklasse bestemmes med hensyn på bruddkonsekvens. Valg av pålitelighetsklasse for hovedbæresystemet skal være angitt i konstruksjonsberegningene. I følge tabell 2:2 i ref [13] havner dette tiltaket i pålitelighetsklasse 2, med middels bruddkonsekvens.

2.5.4 Gjeldende laster

Konstruksjonen blir påkjent av et sett med laster/påkjenninger. De laster som ikke er tatt hensyn til er nevnt i kapitel 1.3.

Det regnes med en fast egenvekt av all betong som benyttes i konstruksjonen.

Egenlast armert betong: $\rho_b = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Egenvekten til sprengsteinfyllingen kaien bygges på regnes som lik over alt og er bestemt sammen med veiledere.

Egenlast sprengsteinfylling: $\rho_f = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Byggherre hadde i forkant undersøkt hvilke dimensjonerende størrelser andre havne- og kaianlegg tilknyttet offshorevirksomhet hadde. Med dimensjonerende størrelser i dette tilfellet menes det minimum vanddybde ved kaifront og konstruksjonens lastkapasitet. De konkluderte med at de fleste hadde en kapasitet på 100 kN/m^2 og 20 m dybde ved kaifront. Dette anses derfor som tilfredsstillende for forventet bruk, og også for en mer langsiktig bruk. På bakgrunn av dette er det disse størrelsene studentgruppen dimensjonerer kaien for. Denne faller under lastkategori dominerende variabel nyttelast

Karakteristisk nyttelast på kaidekket: $q = 100,0 \text{ kN/m}^2$

I tillegg til denne skal kaidekket kontrolleres for en punktlast over et gitt område. Denne er bestemt i samråd med veiledere.

Karakteristisk punktlast på kaidekke: $F = 700 \text{ kN}$

fordelt på et område lik $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ som plasseres mest ugunstig både med tanke på moment og skjærkraft.

Det forutsettes i beregningene at punktlasten P ikke virker samtidig som karakteristisk jevnt fordelt nyttelast.

Det skal foretas en kontroll av hvor store laster fra mobilt kranutstyr konstruksjonen har kapasitet til etter at den er beregnet for ovennevnte laster. Lasten fra mobilt kranutstyr skal plasseres mest ugunstig. Det forutsettes at laster fra mobilt kranutstyr ikke opptrer samtidig som nyttelast.

Kaien skal beregnes for horisontale laster. I forhold til laster på pullerter er det i samråd med Moldskred AS kommet frem til å bruke 1000 kN -pullerter. Dette er av mer praktiske årsaker. Ved mindre pullerter med en litt annen utforming hadde fortøyningsslinene en tendens til å skli av. 1000 kN -pullerter har større kapasitet og dekker behovet for forventet skipstonnasje. I tillegg er prisdifferansen ikke så stor. Disse er som nyttelasten bestemt for å dekke forskjellige brukere.

Horisontal last i bruddgrensetilstand: $P = 1000 \text{ kN}$

Denne kan opptre på mange forskjellige måter, men opptrer mest ugunstig innover (trykk) mot kaikonstruksjonen om f.eks. et fartøy presser seg inn mot fenderveggen ved tillegelse eller utover (strekk) fra konstruksjonen fra fortøyningene til én eller flere pullerter.

Etter endt dimensjonering av de ovennevnte laster, skal konstruksjonen kontrolleres for en utvalgt kran. Det skal kontrolleres om kranen kan operere på kaien gitt de dimensjoner, spennvidder og armeringsmengder vi har. Den kontrolleres i tre ugunstige tilfeller for momentkapasitet og skjærkraftkapasitet.

Kran: Terex cc-2800-1 med følgende tilhørende laster:

Egenlast inkludert motvekt: $g_k = 800 \text{ tonn}$

Maksimal løftekapasitet: $q_k = 600 \text{ tonn}$

fordelt på to belter med størrelse $1,5 \text{ m} \times 8,4 \text{ m}$.

Oversikt:

Tabell 6 Oversikt over gjeldende laster

Type	Symbol	Størrelse	Lastfaktor	Annet
Egenvekt betong	ρ_b	25 kN/m ³	1.2	Multipliseres med gjeldende dimensjon
Egenvekt fyllmasse	ρ_f	19 kN/m ³	1.2	
Nyttelast på kaidekket	q	100 kN/m ²	1.5	
Punktlast på kaidekket	F	700 kN	1.5	Fordelt på ei lastflate 1.0 m x 1.0 m.
Punktlast pullert/fendervegg	P	1000 kN	1.0	Kan få opptil 4 stk samtidig
Egenvekt kran	g_k	8000 kN	1.2	
Løftekapasitet kran	q_k	6000 kN	1.3	Relativ sikker vekt, ikke behov for lastfaktor 1.5 (samråd med veileder).

3 Verktøy og metode

3.1 Verktøy

Her er en oversikt over hvilke dataverktøy som har blitt benyttet i oppgaven.

3.1.1 Autodesk Revit

Autodesk Revit er et BIM (bygninginformasjonsmodellering) program utviklet for arkitekter, konstruktører, designere og entreprenører. Programmet lar brukerne modellere konstruksjoner i 3D, forberede analysemodeller for dimensjonering, detaljtegne i 2D og ellers visualisere konstruksjoner med en god modellbasert metode.

3.1.2 Autodesk AutoCad

AutoCAD er et kommersielt dataprogram for 2D- og 3D tegning, som på lik linje med Revit er utviklet for arkitekter, konstruktører, designere og entreprenører. AutoCAD er mest egnet for detaljtegning og skissering, men kan også brukes til 3D - modellering selv om dette er mer egnet i Revit.

3.1.3 SAP2000

SAP2000 er programvare produsert av firmaet Computers and Structures Incorporated (CSI). Det er et meget godt modelleringsprogram (FEM - program) for analyse og design av konstruksjoner. Det er svært omfattende/avansert, men er til tross for dette svært brukervennlig. Programmet er utviklet i USA og er nå tilrettelagt for bruk i Europa ved at Eurokode 2 og Eurokode 3 er blitt implementert.

3.1.4 PTC Mathcad

PTC Mathcad er en programvare som gjør at du kan løse, analysere og visualisere matematiske beregninger. Programmet kan blant annet kalkulere regnestykker med predefinerte verdier, gjøre om enheter, generere diagram, hente data fra Microsoft Excel og det er enkelt å lime inn bilder/illustrasjoner. Styrken til programmet er at det visualiserer beregningene på en fornuftig, ryddig og forståelig måte.

3.1.5 BETONexpress

Med BETONexpress kan en enkelt utføre beregninger og analyser av betongelementer i henhold til eurokodene. Ved å angi forskjellige inputverdier til det elementet du vil kontrollere, får en raskt svar om den er godkjent. Samtidig kan en generere rapport som viser alle utregninger som en kan konvertere til PDF-filer eller Word-dokument. En kan også velge å få med bøyelister i rapporten.

3.1.7 Microsoft Office

Microsoft Office er en programpakke som er tilpasset kontorbruk og inneholder skriveprogram, regneark, presentasjonsverktøy, e-post, osv. Vi har i hovedsak brukt Microsoft Word (skriveprogrammet) gjennom vår oppgave og de fleste tekster er utformet her. Vi har også benyttet programmets figurfunksjon til å lage enkle illustrasjoner til Mathcad-beregningene.

3.1.8 Microsoft Project

MS Project er et planleggingsverktøy som er mye brukt i forbindelse med prosjektarbeid. Ved hjelp av programmet kan man sette opp de ulike prosjektaktivitetene og forventet tid – og ressursbruk på disse. Det endelige resultatet blir ofte fremstilt grafisk i et Gantt-diagram (fremdriftsplan), som viser alle aktivitetene, tidsforløpet, kritiske veier (aktiviteter overlapper), osv. Hensikten med bruk av MS Project er å kunne styre fremgangen i prosjektet på oversiktlig og ryddig måte.

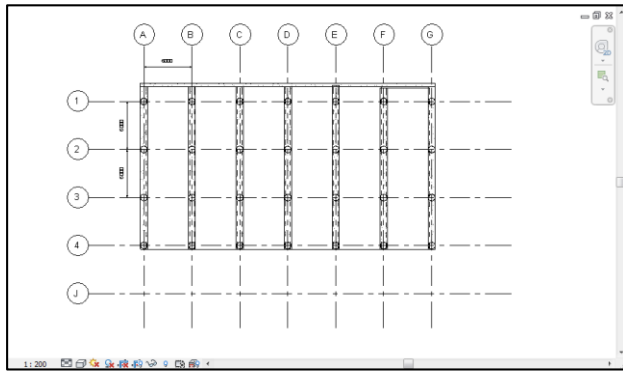
Studentgruppen har brukt programmet til å utarbeide fremdriftsplanen til prosjektet, hvor de ulike oppgavene har blitt definert, samt den forventede tidsbruken på disse.

3.2 Metode

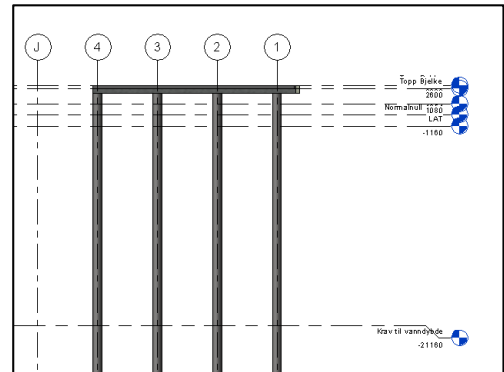
3.2.1 Modellering i Revit

For å lage en BIM - modell i Revit, må man først velge hvilken template (mal) man skal bruke for prosjektet. Her kan man i hovedsak velge mellom en struktural eller en arkitektmal. Hovedforskjellen mellom disse to er at en struktural viser kun de strukturelle og bærende bygningselementene, mens en arkitektmal viser de strukturelle og bærende bygningselementene, i tillegg til å visualisere alt mulig annet som er ønskelig. Studentgruppen gikk her for en "Architectural template", siden den analytiske modellen lages i dimensjoneringsprogrammet SAP2000.

For å gjøre modelleringen enklest mulig, anbefales det å lage til et rutenett der man i grove trekk tegner opp konstruksjonen. I tillegg til rutenettet er det lurt å definere de forskjellige nivåene i modellen på et tidlig tidspunkt. Det er også enkelt å legge til flere linjer i rutenettet og flere nivåer underveis dersom det blir nødvendig.

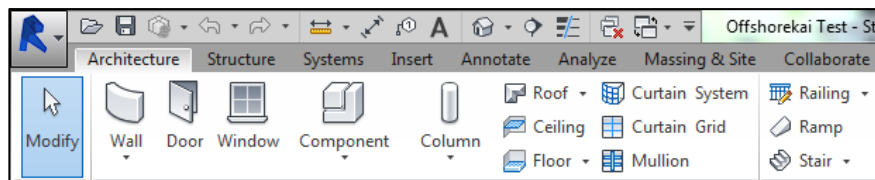


Figur 8 Rutenett / Grid



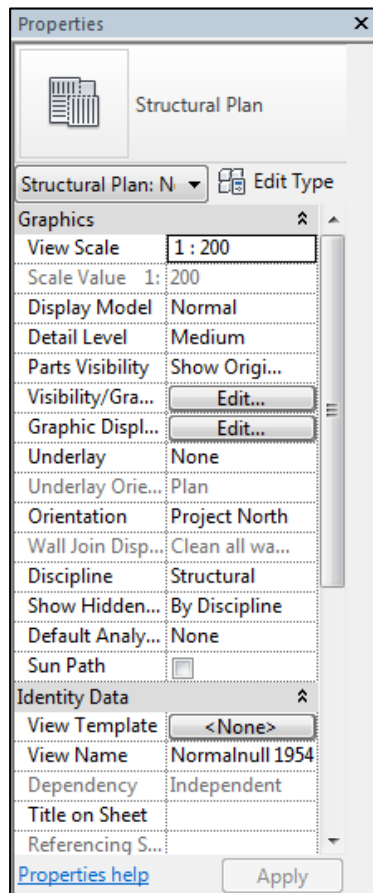
Figur 7 Nivå

Når rutenettet og nivåene er etablert, fortsetter man med å tilegne de tverrsnittene og egenskapene modellen skal ha. Dette gjøres enkelt ved å bruke predefinerte elementer som er implementert i Revit, eller ved å lage elementer selv. I tillegg er det mulig å laste inn såkalte "families" i programmet, som er elementer av alle slag (biler, kraner, søppelbøtter, skog, heiser m.m).

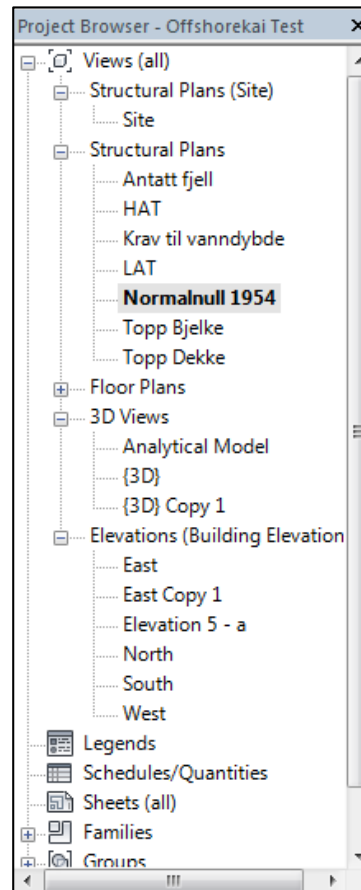


Figur 9 Bygningsdeler

Videre redigeres alt av materialvalg, tverrsnitt og families enkelt, ved å bruke egenskapsboksen. Programmet er bygd opp slik at dersom man gjør en endring på konstruksjonen i ett oppgavevindu, blir det automatisk endret i alle de andre oppgavevinduene også. Man skifter enkelt mellom oppgavevinduene ved hjelp av prosjektboksen.



Figur 10 Egenskapsboksen



Figur 11 Prosjektboksen

Dette er bare en brøkdel av det man kan gjøre i Revit.

3.2.2 Fremgangsmåte ved bruk av SAP2000

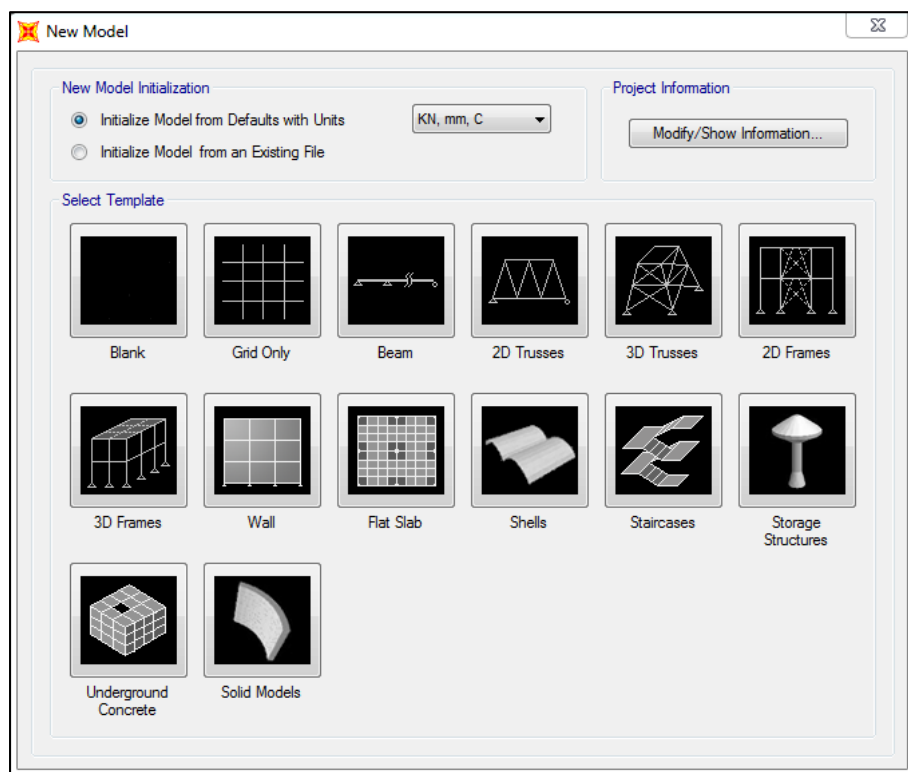
Nedenfor følger en kort presentasjon av brukergrensesnittet, og hvordan studentgruppen har brukt programmet i oppgaven.

For at man skal kunne analysere og designe en konstruksjon i SAP2000, er det visse steg man må gjennomføre. I grove trekk er disse:

- Lage en modell der man definerer aktuelle tverrsnitt og deres egenskaper, laster og analyseparametre for konstruksjonen.
- Kjøre en analyse av modellen.
- Gjennomgå analyseresultatene og vurdere om disse er riktige/realistiske.
- Kontrollere og optimalisere resultatene for konstruksjonen.

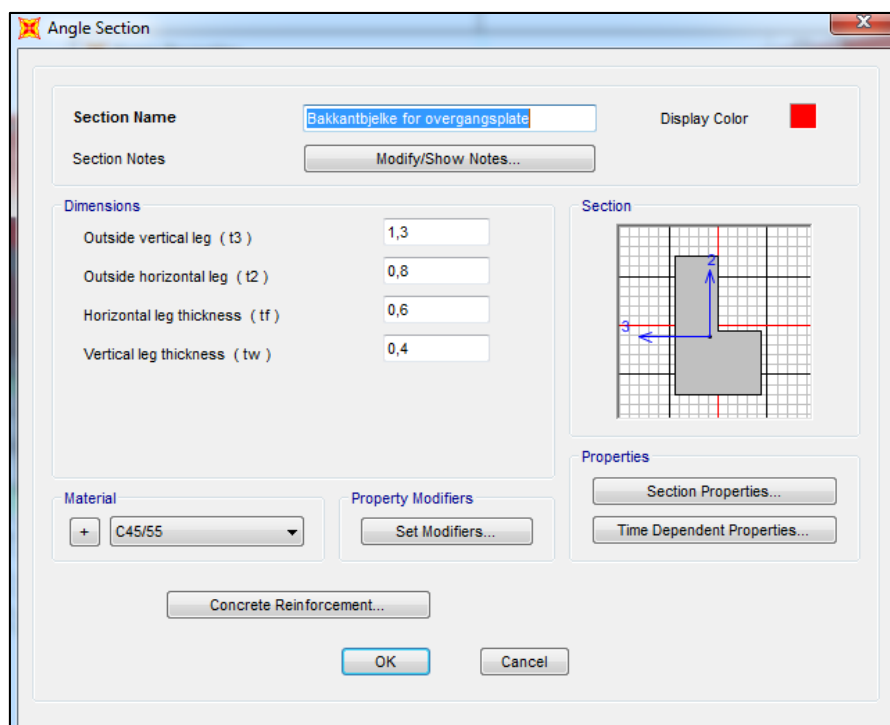
Det første man begynner med i SAP2000, er å velge en template for prosjektet. Her kan man velge egne templates for bjelker, 2D - rammer, 3D - rammer m.m. Studentgruppen gikk her for en rutenett - template der man enkelt kan definere konstruksjonens mål. Dette gjør det

svært enkelt og oversiktlig når man skal tilegne prosjektfilen dets materialer og tverrsnittsegenskaper.

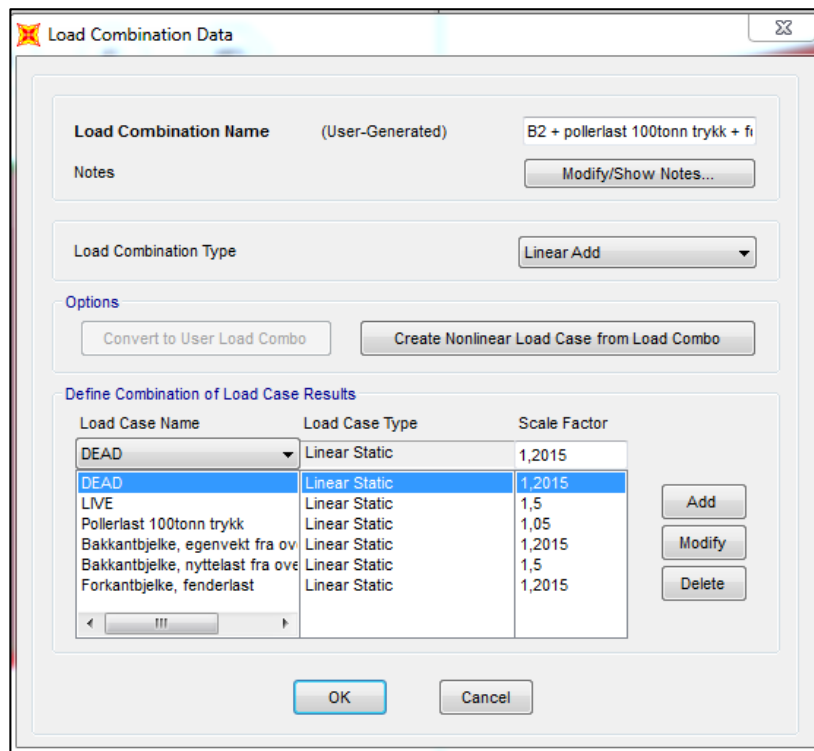


Figur 12 Valg av template og modelloppbygging

Deretter kan man definere de aktuelle tverrsnittene, med de egenskapene disse skal ha. Her har man blant annet muligheten til å definere betongkvalitet og legge inn armering. Disse alternativene er benyttet i prosjektet for å få det mest mulig likt slik det faktisk er.



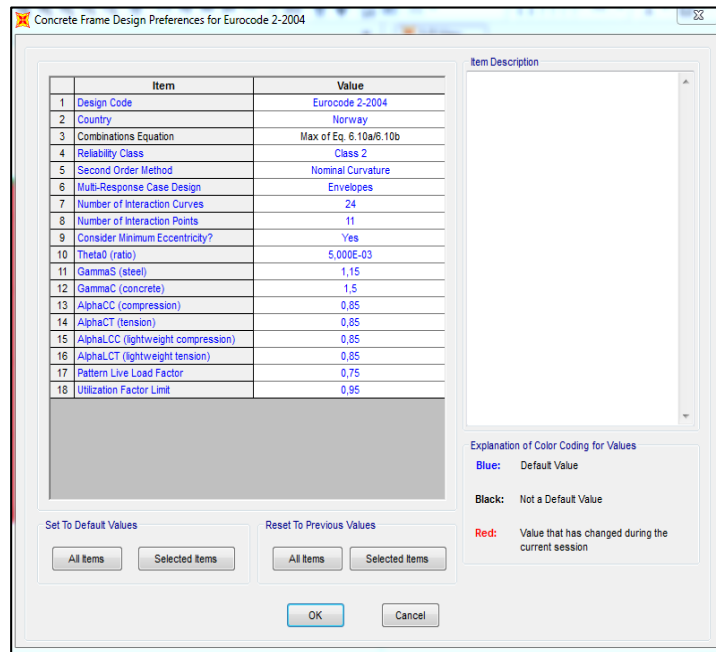
Figur 13 Tverrsnittsegenskaper



Figur 14 Laster og lastkombinasjoner

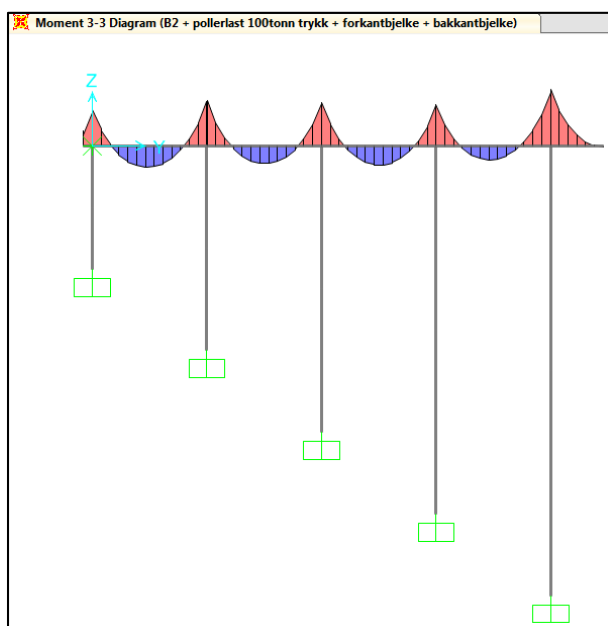
Når man har definert konstruksjonen og dens egenskaper, legger man inn aktuelle laster med lastfaktorer og i tillegg kan man lage mange forskjellige lastkombinasjoner for å finne det verst tenkelige tilfellet.

Det siste som gjenstår før man kan kjøre en analyse av konstruksjonen, er å velge en designkode. De mest brukte designkodene er implementert i SAP2000, slik at det er bare å velge den som skal brukes. I dette prosjektet er Eurokode 2 for betong benyttet.

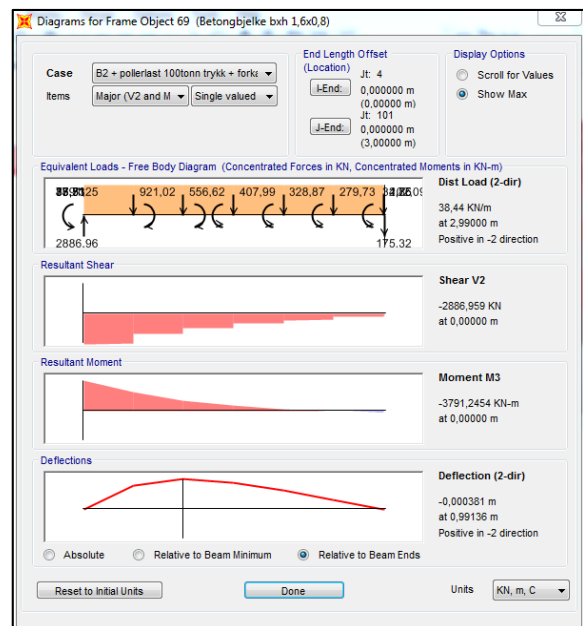


Figur 15 Valg av designkode og analyseparametre

Når alt det som er nevnt over er gjennomført, kan man kjøre en analyse av hele konstruksjonen. Dette kan ta alt fra noen sekunder til flere timer, alt etter hvor kompleks konstruksjonen er. Etter at analysen er ferdig må man gjennomgå resultatene og vurdere hvorvidt disse er riktige/realistiske. Det innebærer å vurdere om momentdiagram, skjærkraftdiagram og deformasjoner m.m. er slik det bør være sett fra et ingeniørfaglig perspektiv.

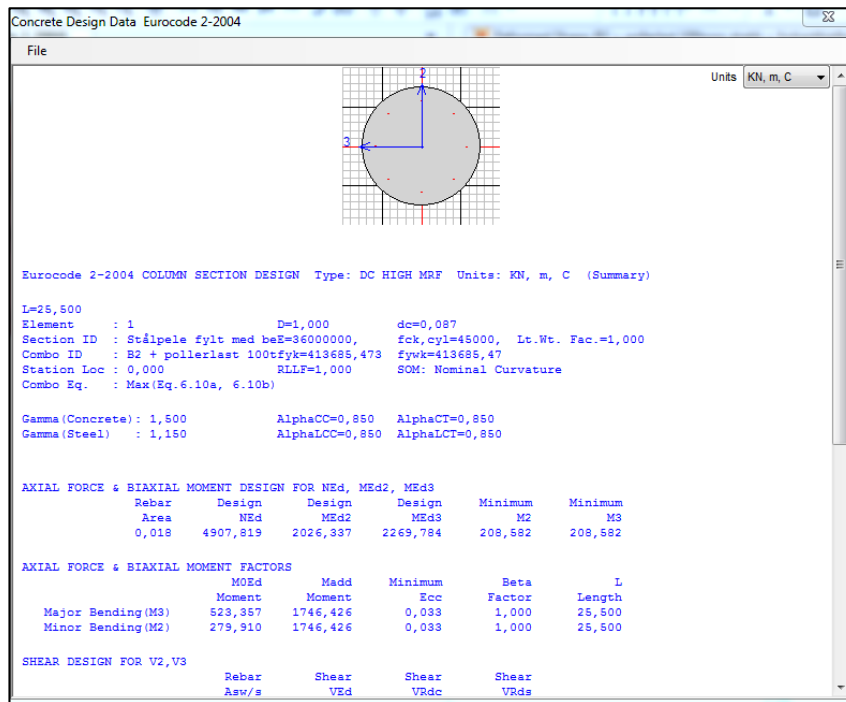


Figur 17 Eksempel momentdiagram for akse Y - Z



Figur 16 Eksempel opptredende krefter for betongbjelke

Til slutt kontrolleres og optimaliseres analyseresultatene i henhold til den valgte designkoden, i dette tilfellet Eurokode 2. Her tas det hensyn til blant annet 2. ordens moment som følge av store utbøyinger, minsteeksentrisitet, elementlengder og flere parametre som er definert i Eurokoden. I tillegg beregner programmet samlet nødvendig armeringsmengde for hvert element.



Figur 18 Dimensjonerende data - moment, aksialkraft, armeringsmengde m.m.

3.2.3 Partialfaktormetoden

En legger de største sikkerhetsfaktorene på de mest usikre størrelsene i beregningen. Det er lastvirkningen/belastningen som sørger for størst usikkerhet. For eksempel er det behov for en større sikkerhetsfaktor for nyttelaster som opptrer i forskjellige perioder enn for egenlasten av konstruksjonen, som ofte er klart definert på grunn av faste dimensjoner og tyngdetettheter [13].

3.2.4 Finne maksimalt moment fra punktlast ved hjelp av influensflater

Opptredende moment for punktlasten P er beregnet ved hjelp av metodikk i ref. [14]. Formen på influensflatene er presentert som konturlinjer. Metoden er enkelt forklart at du finner rett diagram som passer med tanke på opplagerbetingelser. En plasserer lasten i rett «målestokk» i diagrammet. En deler området opp i passende biter og leser av et tall som representerer en

dimensjonsløs høyde. En slår sammen høydene i alle snitt og finner en gjennomsnittlig høyde for hele området. Denne høyden divideres på 8π , dette fordi tallet i diagrammet er multiplisert med denne faktoren. Høyden multipliseres med punktlasten og eventuell lastfaktor. En får da momentet i gitte punkt per meter plate.

(Se vedlegg for manuelle beregninger og ref. [14] for mer detaljer. Det gjøres oppmerksom på at det beklageligvis ikke er lagt mye arbeid i fremstillingen av beregningene).

3.2.5 Generell fremgangsmåte ved manuelle beregninger

Det er som regel fulgt teori og fremgangsmåter i ref. [7] ved manuelle beregninger. Dette baserer seg på grunnleggende teori om dimensjonering av betongkonstruksjoner. Dette gjelder:

- Forenklet aksiallastkapasitet
- Dimensjonering av bjelke ved delvis utnyttet trykksone
- Dimensjonering av bjelke med fullt utnyttet trykksone
- Effektiv flensbredde
- Kapasitet av flensbjelke
- Slankhet, normalisert slankhet

Dimensjonering av friksjonsplate er ved hjelp av metoder i ref. [15] og metode fra veileder.

4 Beregninger og resultat

De manuelle beregningene i Mathcad ble på for mange sider til å ha i rapporten. Som en løsning på dette er det laget et sammendrag av hver beregning som viser i hovedsak kun resultater/utdata og skisser. Disse kan være mangelfulle for å få skikkelig oversikt. For full oversikt anbefales det å se vedlegg 2 for detaljerte beregninger. Dette gjelder inndata, beregninger, resultat, armeringsfordeling, sjekk opp imot krav i standarder etc. Og videre kan en se på vedlegg 3, rapport fra SAP2000 for analyseresultat av den analytiske modellen.

4.1 Resultat av beregninger for peler/søyler

RESULTAT/UTDATA

Pelens beregningsmessige høyde (1 innerst, 5 ytterst): $L_1 := 6.769 \text{ m}$

$$L_2 := 11.634 \text{ m}$$

$$L_3 := 16.498 \text{ m}$$

$$L_4 := 21.363 \text{ m}$$

$$L_5 := 26.228 \text{ m}$$

Dimensjonerende verdier hentet fra SAP2000:

Største opptredende aksialkraft N_{Ed} , største opptredende moment med hensyn på 2. ordens effekter om søylens z-akse M_{Edz} , og om søylens y-akse M_{Edy} og nødvendig armeringsmengde A_s som er lik minimumsarmering $A_{s,min}$. Alt hentet fra SAP.

Pel med største dimensjonerende verdier for pelerekke 1: $A_{s1} := 9212.7 \text{ mm}^2$

$$N_{Ed1} := -7499.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed1,z} := 1741.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed1,y} := 327.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pel med største dimensjonerende verdier for pelerekke 2: $A_{s2} := 10381.3 \text{ mm}^2$

$$N_{Ed2} := -9027.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2,z} := -708.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Ed2,y} := 749.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Pel med største dimensjonerende verdier for pelerekke 3:

$$A_{s3} := 9925.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed3} := -8631.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed3,z} := 1083.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed3,y} := 1094.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pel med største dimensjonerende verdier for pelerekke 4: $A_{s4} := 10309.7 \text{ mm}^2$

$$N_{Ed4} := -8965.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed4,z} := 1655.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed4,y} := -1654.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pel med største dimensjonerende verdier for pelerekke 5: $A_{s5} := 9212.7 \text{ mm}^2$

$$N_{Ed5} := -6366.7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed5,z} := -1712.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed5,y} := 1626.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Forenklet aksialkraftkapasitet

Pelerekke 1: $N_{c.Rd1} := 24033 \text{ kN}$

$$N_{c.Rd1} \geq N_{Ed1}$$

Pelerekke 2: $N_{c.Rd2} := 24541 \text{ kN}$

$$N_{c.Rd2} \geq N_{Ed2}$$

Pelerekke 3: $N_{c.Rd1} := 24343 \text{ kN}$

$$N_{c.Rd3} \geq N_{Ed3}$$

Pelerekke 4: $N_{c.Rd1} := 24510 \text{ kN}$

$$N_{c.Rd4} \geq N_{Ed4}$$

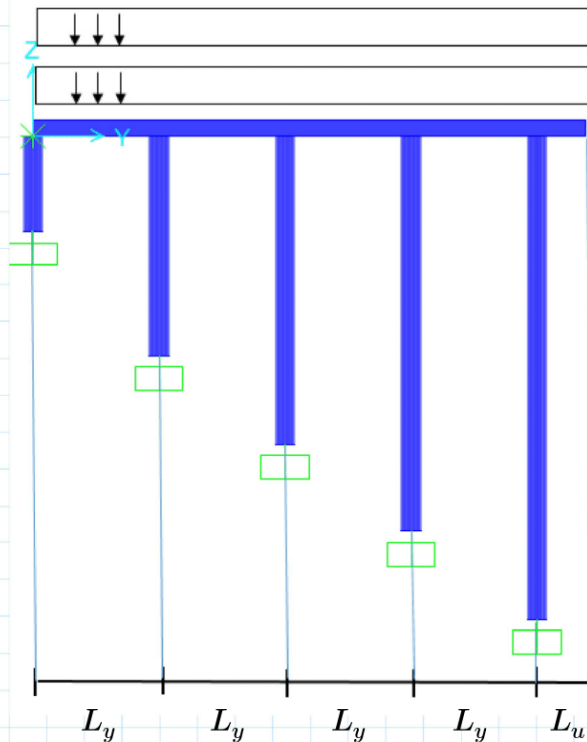
Pelerekke 5: $N_{c.Rd1} := 24033 \text{ kN}$

$$N_{c.Rd5} \geq N_{Ed5}$$

Bøyer: ϕ_{12} med senteravstand 400 mm.

Pelene er kontrollert for aksialkraft og biaksial bøyning i BETONexpress, denne kontrollen viser også kun behov for minimumsarmering.

4.2 Resultat av beregninger for hovedbjelker



Figur 19 Ramme i y-retning

RESULTAT/UTDATA

4.2.1 Fase 1

Dimensjonerende stripelast på bjelke:

$$G_{Ed} := 131.7 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende verdier hentet fra SAP:

Største feltmoment:

$$M_{Ed;felt} := 376.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største støttemoment:

$$M_{Ed;støtte} := 660.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største utkragermoment:

$$M_{Ed;utkrage} := 700.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største skjærkraft:

$$V_{Ed} := 520.1 \text{ kN}$$

Effektiv høyde fase 1:

$$d_0 := 518 \text{ mm}$$

Kapasitet:

Momentkapasitet i bjelkens trykksoner:

$$M_{Rd0} := 3010.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} > M_{Ed;støtte}$$

Nødvendig armering felt:

$$A_{s1} := 1706.4 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering støtte:

$$A_{s2} := 3045.4 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering utkragestøtte:

$$A_{s3} := 3239.869 \text{ mm}^2$$

Nødvendig skjærarmering:

$$A_{sw} := 226.195 \text{ mm}^2$$

Nødvendig senteravstand skjærarmering:

$$s := 220.384 \text{ mm}$$

4.2.2 Fase 2

Dimensjonerende stripelast på bjelke:

$$Q_{Ed} := 1159.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende verdier hentet fra SAP:

Største feltmoment:

$$M_{Ed;felt} := 1279.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største støttemoment:

$$M_{Ed;støtte} := 2558.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største utkragermoment:

$$M_{Ed;utkrage} := 1617.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største skjærkraft:

$$V_{Ed} := 3341.1 \text{ kN}$$

Effektiv høyde fase 2:

$$d_0 := 1015.5 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde fase 2:

$$b_{eff} := 3.47 \text{ m}$$

Kapasitet:

Regner i dette tilfellet kapasiteten ved å anta konstant betongtrykkspenning bare i flensen, slik at trykkresultanten virker midt i flensen.

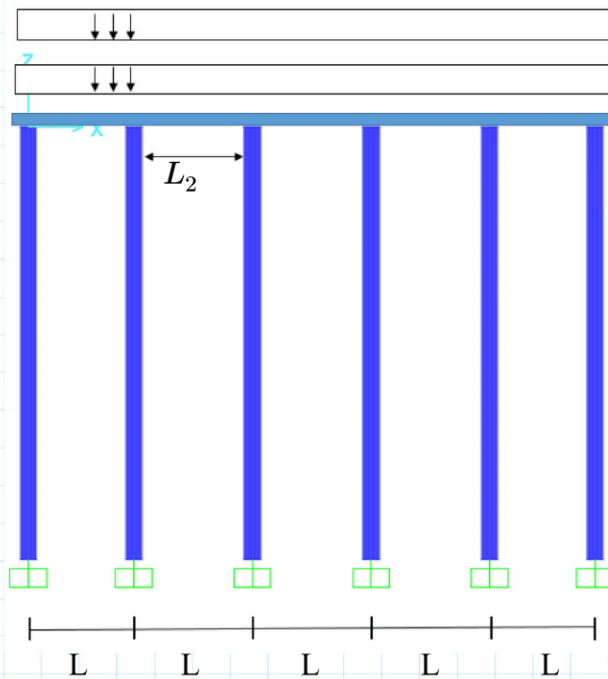
Momentlikevekt i flensmidt gir momentkapasitet til tverrsnittet i felt:

Prøver med 10 stk ϕ_{25} . Dette gir

$$A_s := 4908.739 \text{ mm}^2$$

Strekk:	$M_{Rd;felt} := 1633.756 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{Rd;felt} > M_{Ed;felt}$	
Trykkspenning i flens:	$\sigma_{cd} := 1.23 \frac{N}{mm^2}$
$\sigma_{cd} > f_{cd}$, der f_{cd} er dimensjonerende betongfasthet.	
Trykksonens momentkapasitet:	$M_{Rd} := 11570.516 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Nødvendig armering støtte:	$A_{s2} := 6020.579 \text{ mm}^2$
Nødvendig skjærarmring:	$A_{sw} := 452.389 \text{ mm}^2$
Nødvendig senteravstand:	$s := 143.839 \text{ mm}$
Kontroll av bjelkens kapasitet for kran:	
Dimensjonerende moment felt y-retning:	$M_{Ed;kran1} := 914.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
Dimensjonerende moment støtte i y-retning:	$M_{Ed;kran2} := 1829.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (negativ)
Når kranen står langs bjelkekanten oppstår en skjærkraft i bjelken på 2091.9 kNm, denne blir derfor dimensjonerende for kranlasten.	
Største opptredende skjærkraft:	$V_{Ed;kran} := 2091.9 \text{ kN}$
Sammenligning med opprinnelige dimensjonerende størrelser:	
Felt y-retning:	
$M_{Ed;felt} > M_{Ed;kran1}$	Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.
Støtte:	
$M_{Ed;støtte} > M_{Ed;kran2}$	Støttemomentet som oppstår fra kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.
Skjær:	
$V_{Ed} > V_{Ed;kran}$	Skjærkraften som oppstår ved opplegg for kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast.

4.3 Resultat av beregninger for dekke



RESULTAT/UTDATA

Figur 20 Ramme x-retning

Senteravstand mellom bjelker:

$$L := 6.68 \text{ m}$$

Lysåpning mellom bjelker:

$$L_2 := L - 1600 \text{ mm} = 5.08 \text{ m}$$

Dimensjonerende stripelast på platestripe 1 m:

$$Q_{Ed} := 165 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende verdier hentet fra SAP:

Dimensjonerende moment felt:

$$M_{Ed1} := 347.9 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte:

$$M_{Ed2} := 1579.3 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m} \text{ (negativ)}$$

Redusert dimensjonerende skjærkraft (snitt avstand d fra opplegg):

$$V_{Ed,red} := 348.6 \text{ kN}$$

Kapasitet:

Trykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 1281.578 \text{ (kN} \cdot \text{m)/m}$$

Behov for trykkarmering ved støtte.

Moment for trykkarmering: $\Delta M := 297.722 \text{ (kN} \cdot \text{m) / m}$

Nødvendig armeringsmengde:

Strekkarmering felt: $A_{s1} := 1962.3 \text{ mm}^2$

Strekkarmering støtte: $A_{s2} := 10175.831 \text{ mm}^2$

Trykkarmering støtte: $A_{s3} := 1918.297 \text{ mm}^2$

Fordelingsarmering i y-retning: $A_{s,for} := 402.124 \text{ mm}^2$

2 stk ϕ_{16} pr. meter.

Forskalingsdekke:

Dimensjonerende moment i denne fasen: $M_{Ed0} := 43.4 \text{ kN} \cdot \text{m / m}$

Nødvendig høyde forskalingsdekke: $h_{nød} := 171.6 \text{ mm}$

Høyde forskalingsdekke rundet opp til: $h_{fd} := 180 \text{ mm}$

Skjærkraftkapasitet:

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering: $V_{Rd,c} := 380.582 \text{ kN}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{Ed,max} := 1872.931 \text{ kN}$

$$Kapasitet > V_{Ed,red}$$

Punktlast $P := 700 \text{ kN}$

Største feltmoment i x-retning fra punktlast: $M_x := 148.73 \text{ kN} \cdot \text{m / m}$

$$M_{Ed1} > M_x$$

Største feltmoment i y-retning fra punktlast: $M_y := 112.174 \text{ kN} \cdot \text{m / m}$

Effektiv høyde i y-retning: $d_y := 407 \text{ mm}$

Nødvendig armering: $A_{s,y} := 644.5 \text{ mm}^2$

$A_{s;y} > A_{s;for}$. Reduserer senteravstand mellom fordelingsarmeringen til 200 mm og får 4 stk ϕ_{16} pr. meter plate.

Største støttemoment fra punktlast:

$$M_{støtte} := -279.078 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største skjærkraft fra punktlast ved opplegg:

$$V_{Ed;p} := 251.845 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

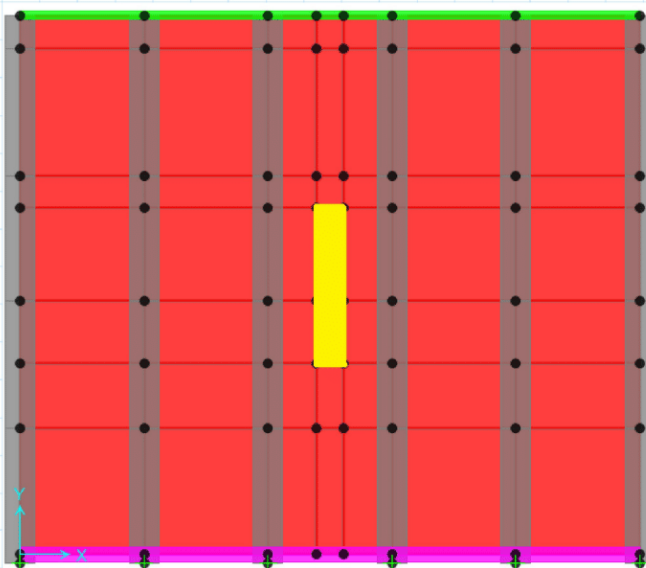
$$V_{Ed;p} < V_{Ed}$$

Kontroll av dekkets kapasitet for kran:

Mobilkran: TEREX CC 2800-1

Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand: $Q_{Ed;kran} := 690.476 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

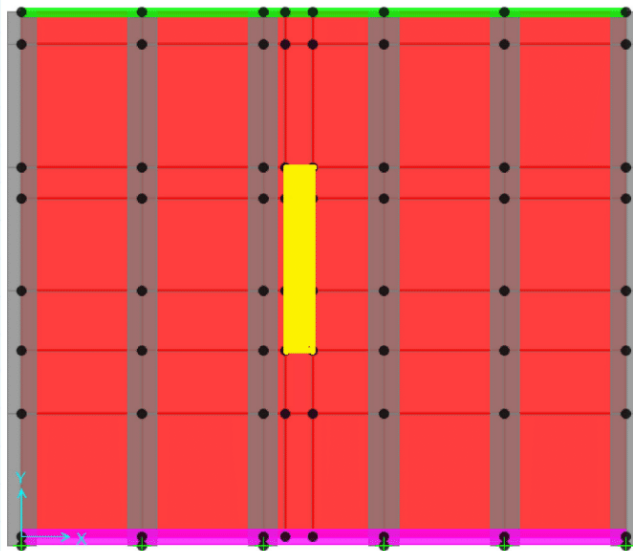
1)



Gult felt indikerer hvor kranen er plassert. Kranen er plassert mest mulig ugunstig med tanke på moment. Midt på et platefelt i samme retning som bjelkene.

Figur 21 Kranplassering på dekke for maks moment

2)



Gult felt indikerer hvor kranen er plassert. Kranen er plassert mest mulig ugunstig med tanke på skjær. Langs bjelken med en avstand d fra opplegget på bjelken.

Figur 22 Kranplassering for maks skjær

1)

Dimensjonerende moment felt x-retning:

$$M_{Ed;1x} := 900.4 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Dimensjonerende moment felt y-retning:

$$M_{Ed;1y} := 410.5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte i x-retning:

$$M_{Ed;støtte1} := 1145.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ (negativ)}$$

Største opptredende skjærkraft:

$$V_{Ed;kran1} := 1231.6 \text{ kN}$$

2)

Dimensjonerende moment felt x-retning:

$$M_{Ed;2x} := 751.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Dimensjonerende moment felt y-retning:

$$M_{Ed;2y} := 401.4 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte i x-retning:

$$M_{Ed;støtte2} := 1263.3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ (negativ)}$$

Største opptredende skjærkraft:

$$V_{Ed;kran2} := 1741.0 \text{ kN}$$

Ved kontroll av bjelkens kapasitet for kranen viser det seg at feltmomentet for platen i y-retning blir større enn ved disse to tilfellene. Største moment kommer da når kranen står på tvers av bjelken.

Dimensjonerende moment felt y-retning: $M_{Ed,y} := 670.0 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

Sammenligning med dimensjonerende størrelser:

Sammenligner en med opptredende moment og skjærkraft for dekket tidligere i oppgaven ser en følgende:

Felt x-retning:

$M_{Ed1} < M_{Ed,1x}$. Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er større enn ved jevnt fordelt nyttelast. **Må legge inn mer armering her.**

Felt y-retning:

$M_y < M_{Ed,y}$. Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er større enn ved jevnt fordelt nyttelast. **Må legge inn mer armering her.**

Støtte:

$M_{Ed2} > M_{Ed,støtte2}$. Støttemomentet som oppstår kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.

Skjær:

$V_{Ed} < V_{Ed;kran2}$. Skjærkraften som oppstår ved opplegg for 2) er større enn den største opptredende skjærkraft fra jevnt fordelt last. **Må øke tverrsnitt eller legge inn skjærarmering.**

4.4 Resultat av beregninger for friksjonsplate

RESULTAT/UTDATA

Det regnes på tre forskjellige lasttilfeller for friksjonsplaten.

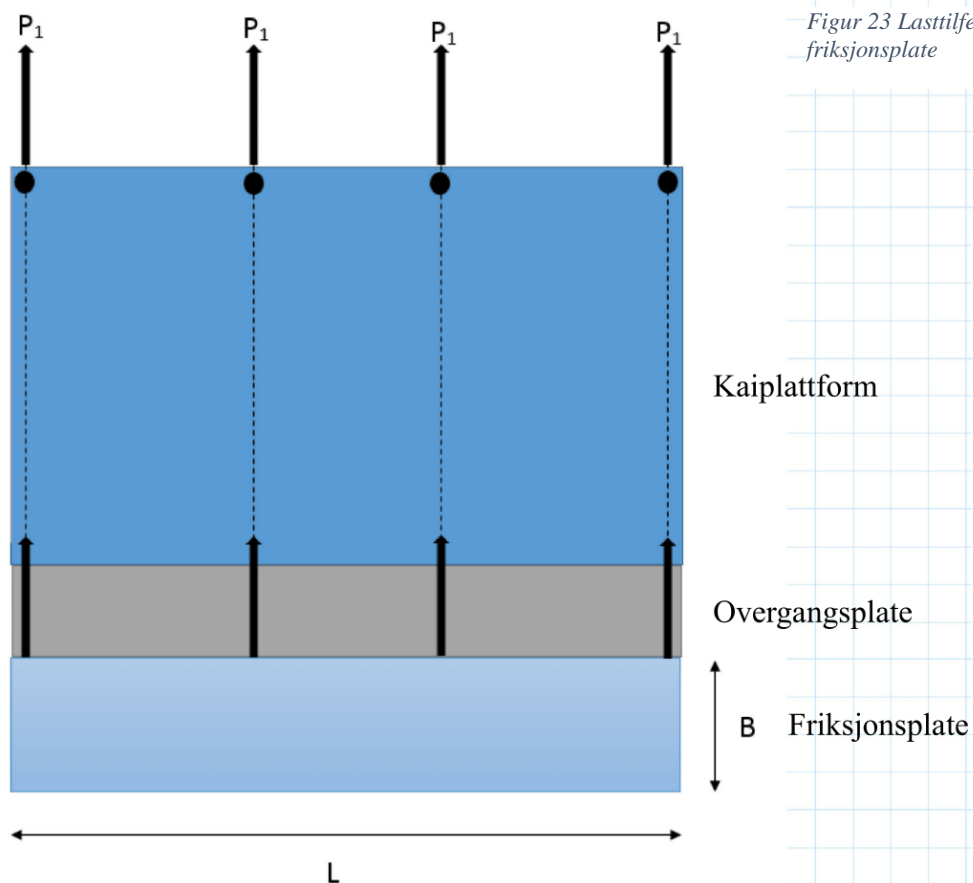
1. 1000 kN strekkraft på alle 4 pollere, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.
2. 1000 kN strekkraft fra ytterste poller, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.
3. 1000 kN strekkraft fra to pollere på en side, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.

Lengde på kaidekke, overgangsplate og friksjonsplate: $L := 35 \text{ m}$

Bredde på friksjonsplate: $B := 6.5 \text{ m}$

Last på hver poller i bruddgrensetilstand: $P_1 := 1000 \text{ kN}$

Lasttilfelle 1:



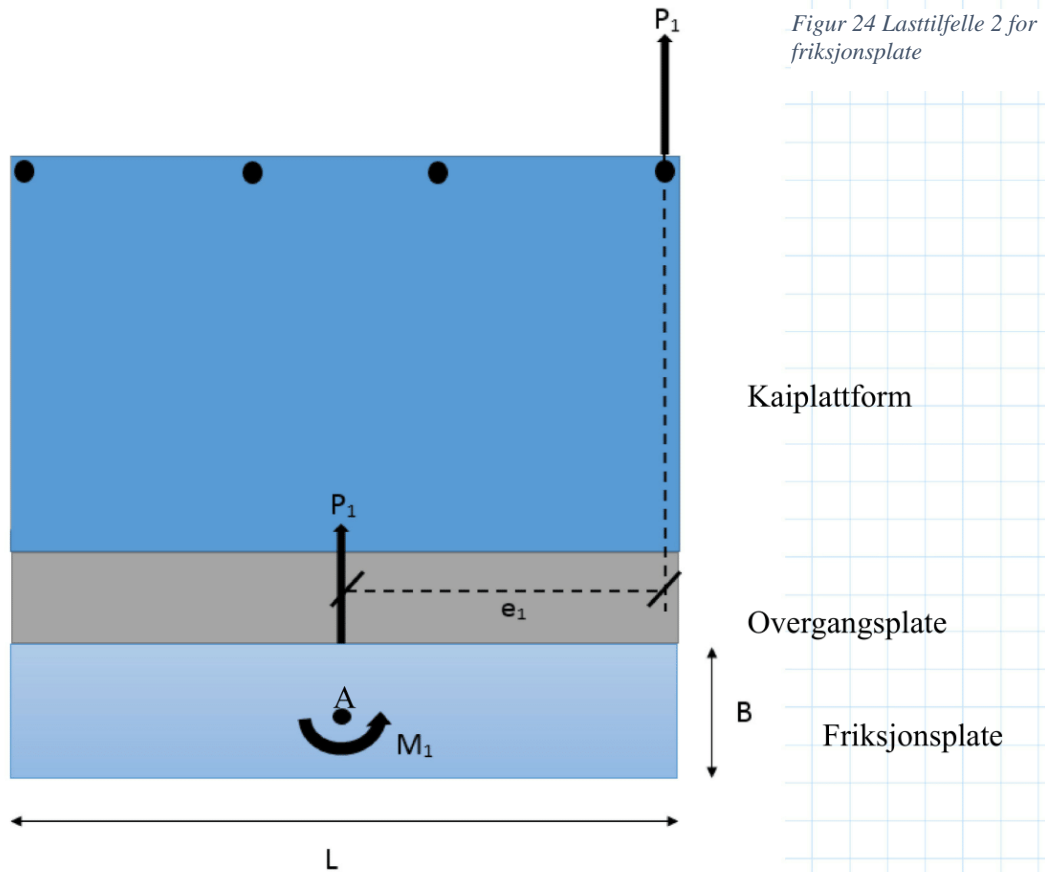
Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate:

$$q_1 := \frac{4 \cdot P_1}{L} = 114.286 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opptredende spenning på plate:

$$\sigma_1 := \frac{q_1}{B} = 17.582 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lasttilfelle 2:



Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate:

$$q_2 := 1 \cdot \frac{P_1}{L} = 28.571 \frac{kN}{m}$$

Eksentrisitet, horisontal avstand fra poller til midten av friksjonsplate:

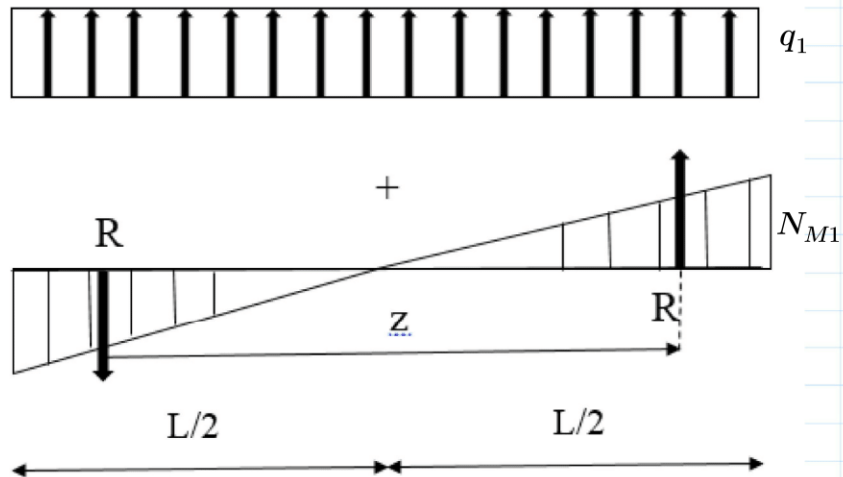
$$e_1 := \frac{L}{2} - 0.8 \text{ m} = 16.7 \text{ m}$$

Moment fungerende på friksjonsplate, om punktet A:

$$M_1 := P_1 \cdot e_1 = 16700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dette gir følgende lastfordeling på friksjonsplaten:

Figur 25 Lastfordeling 1.1



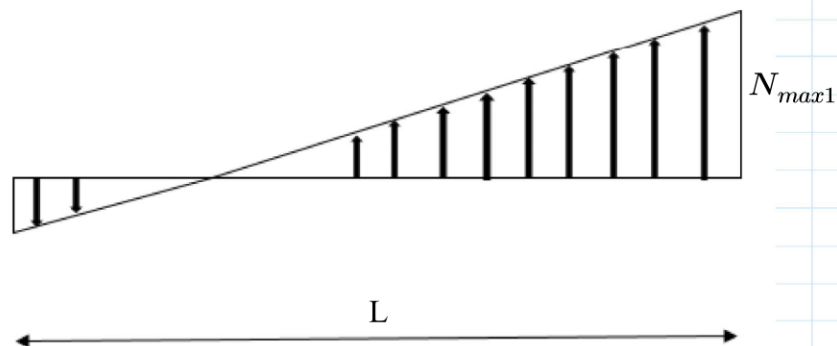
Ut i fra teori om at resultanten til trekantlasten angriper 1/3 inn fra side med størst last finner vi avstanden mellom disse, z .

Avstand mellom resultanter:
$$z_1 := L - 2 \cdot \frac{L}{6} = 23.333 \text{ m}$$

Størrelse på resultant blir da:
$$R := \frac{M_1}{z_1} = 715.714 \text{ kN}$$

Ved å snu på formel: $R = \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot N_M$, finner en:
$$N_{M1} := 4 \cdot \frac{R}{L} = 81.796 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figur 26 Lastfordeling 1.2

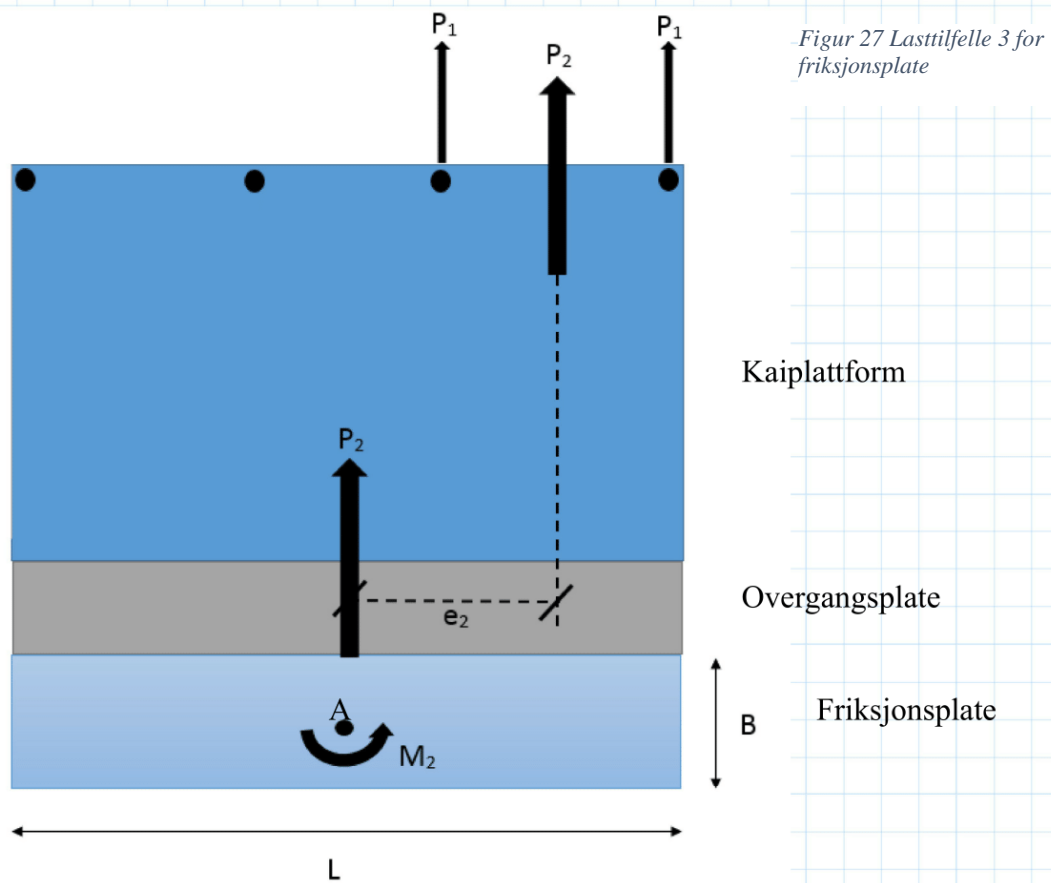


Vi slår sammen de to lastfordelingene: $N_{max1} := q_2 + N_{M1} = 110.367 \frac{kN}{m}$

Og forutsetter at denne lasten virker over hele platen.

Dette gir opptredende spenning på plate: $\sigma_2 := \frac{N_{max1}}{B} = 16.98 \frac{kN}{m^2}$

Lasttilfelle 3:



P_2 er resultanten til de to fungerende lastene, P_1 . $P_2 := 2 \cdot P_1 = 2000 \text{ kN}$

Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate: $q_3 := 1 \cdot \frac{P_2}{L} = 57.143 \frac{kN}{m}$

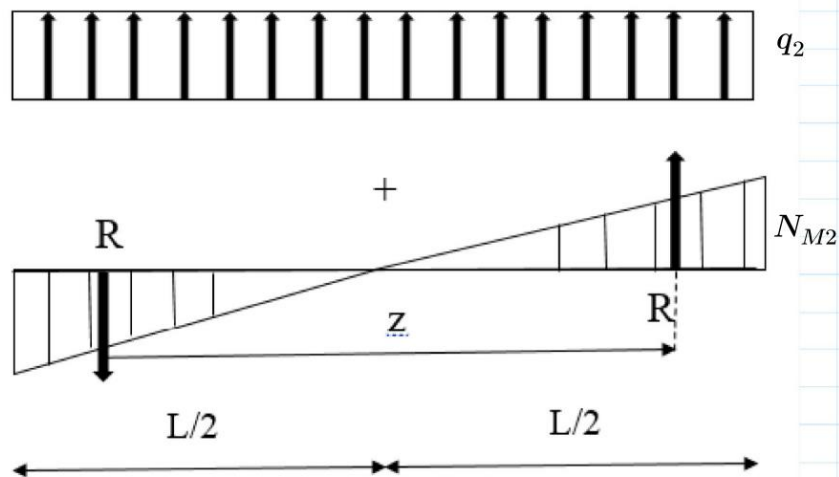
Eksentrisitet, horisontal avstand fra poller til midten

av friksjonsplate:
$$e_2 := \frac{L}{2} - 0.8 \text{ m} - 6.68 \text{ m} = 10.02 \text{ m}$$

Moment fungerende på friksjonsplate, om punktet A:
$$M_2 := P_2 \cdot e_2 = 20040 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dette gir følgende lastfordeling på friksjonsplaten:

Figur 28 Lastfordeling 2.1



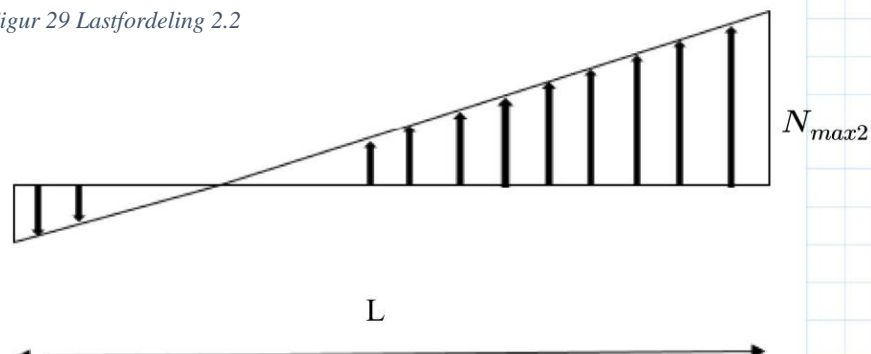
Ut i fra teori om at resultanten til trekantlasten angriper 1/3 inn fra side med størst last finner vi avstanden mellom disse, z .

Avstand mellom resultanter:
$$z_1 := L - 2 \cdot \frac{L}{6} = 23.333 \text{ m}$$

Størrelse på resultant blir da:
$$R := \frac{M_2}{z_1} = 858.857 \text{ kN}$$

Ved å snu på formel: $R = \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot N_{M2}$, finner en:
$$N_{M2} := 4 \cdot \frac{R}{L} = 98.155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figur 29 Lastfordeling 2.2



Vi slår sammen de to lastfordelingene:

$$N_{max2} := q_3 + N_{M2} = 155.298 \frac{kN}{m}$$

Og forutsetter at denne lasten virker over hele platen.

Dette gir opp tredende spenning på plate:

$$\sigma_3 := \frac{N_{max2}}{B} = 23.892 \frac{kN}{m^2}$$

Den største opp tredende dimensjonerende spenningen kommer i lasttilfelle 3. Går videre med denne.

Største opp tredende dimensjonerende spenning:

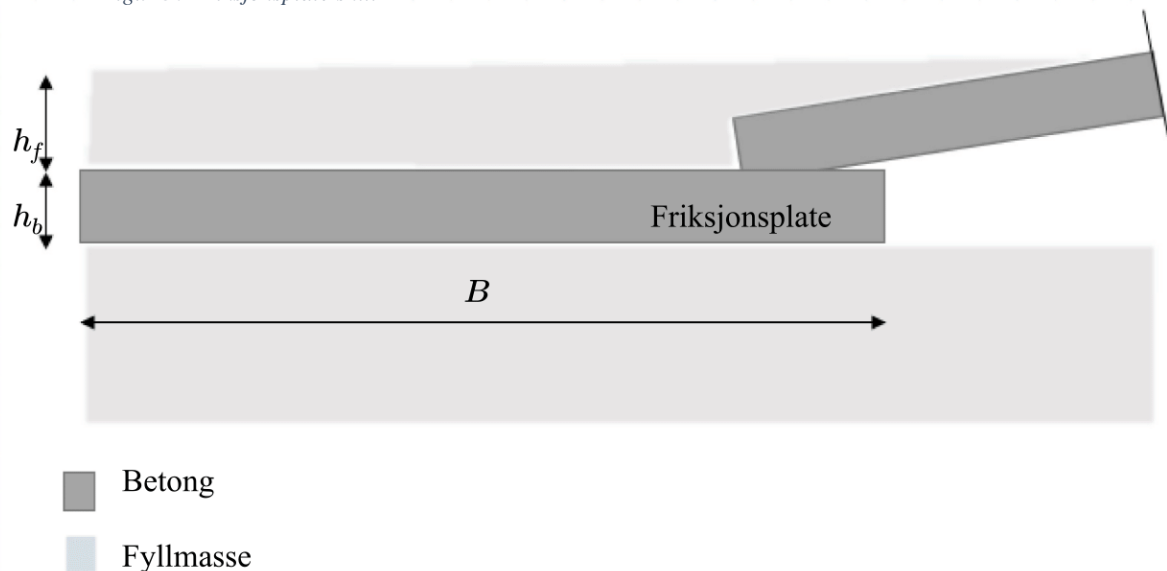
$$\sigma_{max} := \sigma_3 = 23.892 \frac{kN}{m^2}$$

I største opp tredende kraft tilsvarer dette:

$$F_{max} := \sigma_{max} \cdot L \cdot B = 5435.429 kN$$

Friksjonsplatens kapasitet:

Figur 30 Friksjonsplate snitt



Tykkelsen av friksjonsplaten ved opplegg for overgangsplate kontrolleres i BETONexpress, se vedlegg 4.

Nødvendig forankringslengde og bredde:

For friksjonsplater som ligger med liten dybde må det kontrolleres at platen ligger tilstrekkelig langt bak fyllingsskråningen.

Nødvendig avstand fra bakkant av kaikonstruksjonen til friksjonsplaten:

$$L_{min} := 3.589 \text{ m}$$

Kapasitet for friksjonsplate er:

$$R_d := 5454.366 \text{ kN}$$

$$R_d \geq F_{max} \implies 5454 \text{ kN} \geq 5436 \text{ kN} \implies \text{OK!}$$

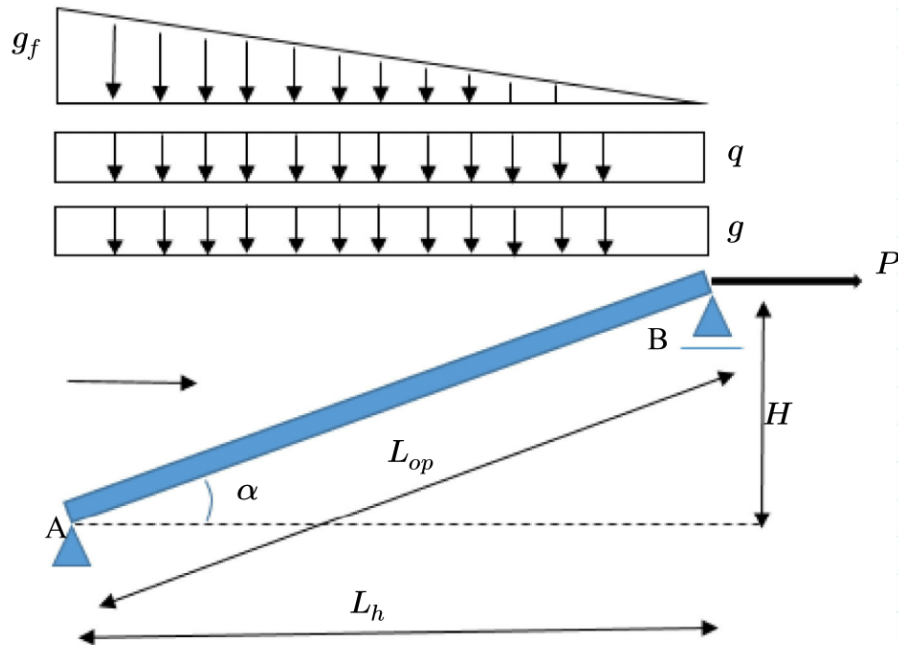
Nødvendig bredde på friksjonsplate blir:

$$B_{nød} := 6.465 \text{ m}$$

4.5 Resultat av beregninger for overgangsplate

RESULTAT/UTDATA

Figur 31 Statisk system for overgangsplate



Vinkel på overgangsplate i forhold til horisontallinjen:

$$\alpha := 7.782^\circ$$

Effektiv høyde:

$$d := 328 \text{ mm}$$

Total jevnt fordelt last på overgangsplate:

$$Q_{Ed} := 162.112 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last fra fyllmasser (trekantlast) inkl. lastfaktor:

$$g_f := 9.576 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Horisontal last:

Det regnes et lasttilfelle med full last på alle 4 pollere, fordelt på hele overgangsplaten/ friksjonsplaten med en lengde lik 35 m.

Aksiallast pr. platestripe på 1 meter:

$$P := 114.286 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter:

$$B_y := 495.911 \text{ kN}$$

$$A_y := 505.487 \text{ kN}$$

$$A_x := P = 114.286 \text{ kN}$$

Største opptredende moment på platestripe:

Maksimal moment for platestripen:

$$M_{Ed,max} := 751.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største opptredende skjærkraft på platestripe:

Total skrått fordelt last:

Ifølge Byggforskserien sin statikkformelsamling er maksimal skjær:

Maksimal skjærkraft for platestripen er da:

$$V_{Ed,max} := 505.487 \text{ kN}$$

Største opptredende aksialkraft på platestripen:

Dette gir en største opptredende aksialkraft ved B lik:

$$N_{max} := 180.963 \text{ kN}$$

Kapasitet:

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 752.134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_s := 6321.593 \text{ mm}^2$$

Valgt fordelingsarmering: 12 stk ϕ_{12} , med senteravstand 83 mm.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw} := 226.195 \text{ mm}^2$$

Senteravstand:

$$s := 143.364 \text{ mm}$$

Det legges inn armering i tillegg som skal kun ta opptredende aksialkraft. Denne legges ved nøytralaksen for å ikke påføre moment.

Nødvendig tverrsnitt på armering:

$$A_{s,aks} := 416.215 \text{ mm}^2$$

Legger inn 1 stk ϕ_{25} med tverrsnittsareal 490.1 mm^2 pr. meter plate.

Forskalingsdekke:

Dimensjonerende moment i denne fasen:

$$M := 45.418 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Nødvendig høyde forskalingsdekke:

$$h_{nød} := 152.978 \text{ mm}$$

Høyde forskalingsdekke rundet opp til:

$$h_{fd} := 160 \text{ mm}$$

4.6 Resultat av beregninger for frontbjelke/fendervegg

RESULTAT/UTDATA

Dimensjonerende stripelast i bruddgrensetilstand:

$$Q_{Ed} := 296.25 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende verdier - lasttilfelle 1:

Dimensjonernde moment midt på bjelken:

$$M_{Ed.2} := 1985.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Nødvendig effektiv høyde:

$$d := 1215.5 \text{ mm}$$

Kapasitet:

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 4662.247 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

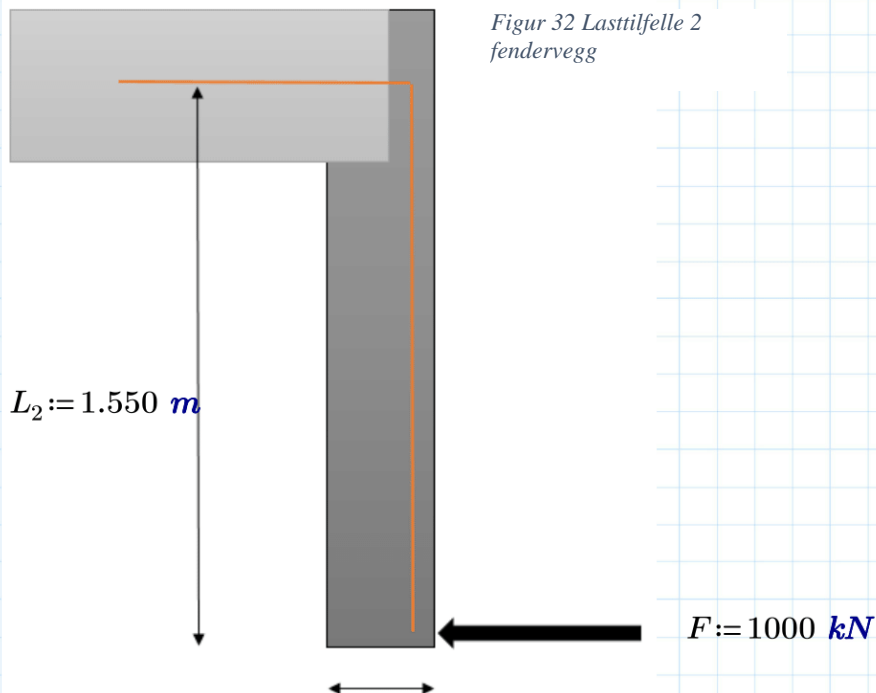
$$M_{Rd} \geq M_{Ed.2}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s;nød1} := 4498.738 \text{ mm}^2$$

Horizontal lastpåkjenning - lasttilfelle 2:

Om lasten treffer langt nede på skjørtet får en et slags utkragermoment. Dette momentet er utregnet etter en forenklet formel hentet fra ref. [16]



Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed2} := \frac{F}{\pi} \cdot m = 318.31 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Effektiv høyde:

$$d_2 := 365.5 \text{ mm}$$

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd2} := 936.802 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{Rd2} > M_{Ed2}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

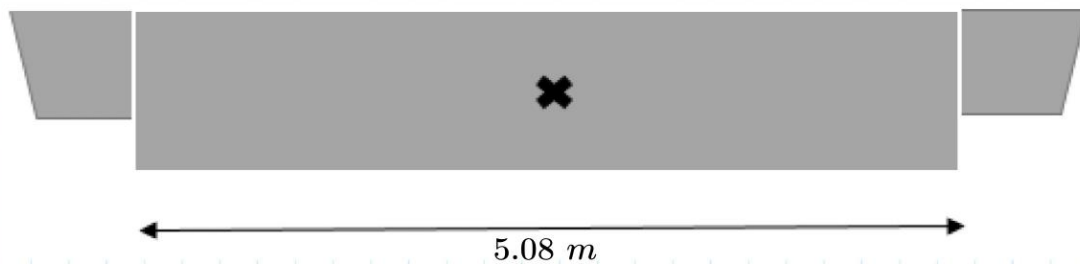
$$A_{s;nød2} := 2398.856 \text{ mm}^2$$

Horisontal lastpåkjenning - lasttilfelle 3:

Fenderveggen sett fra sjøsiden. Krysset indikerer hvor punktlasten P treffer, plassert mest ugunstig med tanke på moment. Skjærkapasitet i denne retningen er ikke beregnet.

$$P := 1000 \text{ kN}$$

Figur 33 Lasttilfelle 3
fendervegg



Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed.4} := \frac{P \cdot 2.54 \text{ m} \cdot 2.54 \text{ m}}{5.08 \text{ m}} = 1270 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Effektiv høyde:

$$d_3 := 365.5 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.3} := 1686.243 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd3} \geq M_{Ed3}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s;nød3} := 9571.008 \text{ mm}^2$$

Skjær, lasttilfelle 1:

Største skjærkraft:

$$V_{Ed} := 989.475 \text{ kN}$$

Beregningsmessig behov for skjærarmering.

Nødvendig skjærarmering:

$$A_{sw} := 226.195 \text{ mm}^2$$

Senteravstand skjærarming:

$$s := 271.86 \text{ mm}$$

4.7 Resultat av beregninger for bjelke i bakkant

Total jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand:

$$Q_{Ed} := 727.65 \frac{kN}{m}$$

Effektiv høyde:

$$d := 1075.5 \text{ mm}$$

Dimensjonerende verdier:

Dimensjonerende moment midt på bjelke (SAP):

$$M_{Ed1} := 1589.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved opplager (SAP):

$$M_{Ed2} := 3178.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved opplager (SAP):

$$V_{Ed} := 2099.3 \text{ kN}$$

Kapasitet:

Trykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 3650.112 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed2}$$

Nødvendig strekkarmering felt:

$$A_{s1} := 4069.962 \text{ mm}^2$$

Nødvendig strekkarmering støtte:

$$A_{s2} := 8140.027 \text{ mm}^2$$

Det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

Nødvendig skjærarmering:

$$A_{sw} := 226.195 \text{ mm}^2$$

Senteravstand skjærarming:

$$s := 105.176 \text{ mm}$$

Skjærtrykkkapasitet:

$$V_{Ed,max} := 2422.465 \text{ kN}$$

Se vedlegg for dimensjonering av konsoll/hylle i BetonExpress og detaljtegning av bakkantbjelkens tverrsnitt.

4.8 Fender- og fortøyningssystem

Fendersystem har som hensikt å redusere støtkreftene som oppstår ved fortøyning. Systemet skal sørge for at hverken fartøy eller kaikonstruksjonen tar skade av å legge til. For å kunne velge optimale løsninger på fendersystem vil det være nødvendig å definere hvilke type fartøy som skal bruke kaien. Slik informasjon vil være avgjørende for å kunne velge riktig produkt, dimensjon, antall, festemetode, osv.

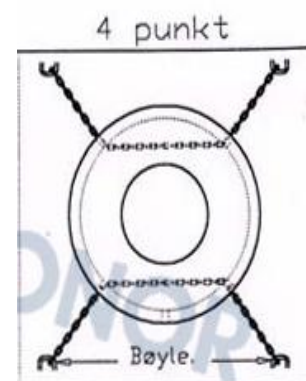
I forhold til dyphavskaier i Norge er dumperdekk en mye brukt fenderløsning. Dette skyldes i hovedsak at de er billig og samtidig gir god fendring. Dumperdekk er en relativ *hard fender*, som egner seg best der det er tunge og store fartøy som legger til. Dimensjon blir valgt ut i fra størrelsen på flaten som skal fendres. Dekkene blir ofte festet med kjetting til kaiens frontskjørt, da disse blir produsert med innstøpte festekroker (innstøpingsgods). Det er viktig at frontskjørtene blir utformet slik at de er sterke nok til å bære egenvekten av fenderne. Dumperdekkene bør monteres enkeltvis slik at de lettere kan byttes ut ved behov [5].

Frontskjørtet er på 1800 mm høyde, og det er bestemt at dumperdekk med diameter på 1600 mm er passende i dette tilfellet. Det er vanlig at det er noe klaring mellom dumperdekkene og over/underkant kai-dekke. Dette gjelder i de tilfellene hvor dekkene henger i kjetting.

Fendernes belastning på frontskjørt blir beskrevet i kapittel 4.5; *Dimensjonering av bakkant- og forkantbjelke*.

Pos. no.	D: (mm)	Bredde: (mm)	Ca.Vekt: (kg)	Dekk dim. i tommer:	Bøyle: (mm)	Kjetting: (mm)	Sjakkell: (mm)	B: (mm)
01	1.300	400	125	15,5 x 25	Ø25x	16 LL	19	
02	1.300	390	120	14,00 x 24	L300	VZN	VZN	65
03	1.350	450	160	17,5 x 25				
04	1.520	430	175	16,00 x 24/25	Ø25x	16 LL	19	
05	1.540	530	220	20,5 x 25	L300	VZN	VZN	65
06	1.600	480	250	18,00 x 25				
07	1.650	600	270	23,5 x 25	Ø25x	16 LL	19	
08	1.800	480	350	18,00 x 33	L300	VZN	VZN	85
09	1.800	680	450	26,5 x 25				
10	1.900	530	550	21,00 x 35	Ø35x	19 LL	22	
11	2.000	760	700	29,5 x 29	L400	VZN	VZN	85
12	2.100	600	650	24,00 x 35	mm.			
13	2.100	900	1.100	35/65 x 33	Ø35x	19 LL	22	
14	2.200	845	1.300	33,25 x 35	L400	VZN	VZN	85
15	2.600	945	1.500	37,5 x 39				

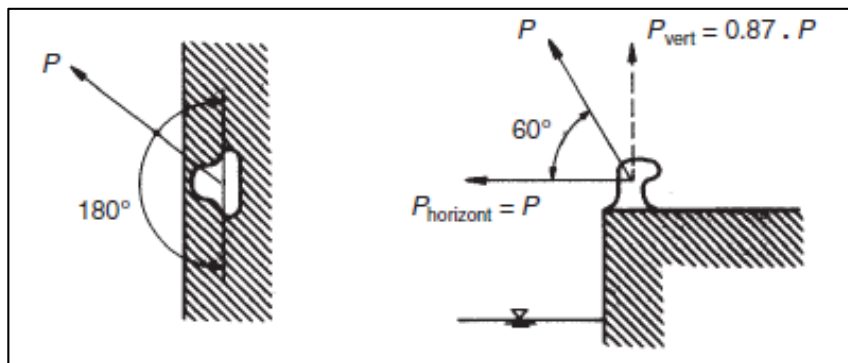
Tabell 7 Forskjellige dimensjoner på dumperdekk til fendring



Figur 34 Dumperdekk innfestning

Fortøyning

Ved valg av dimensjon på pullert vil det være avgjørende å definere en minimumskraft denne skal kunne holde. Pullerten er utført slik at hvis trossene fra skip blir for sterke, skal den knekke uten at det medfører vesentlige skader på selve konstruksjonen. Det er derfor viktig at fundamentene har en større motstandsevne enn selve pullerten. Hvis kaikonstruksjonen risikerer å bli utsatt for ekstreme vind - og strømningskrefter, må dette tas høyde for i dimensjoneringen. Eksempelvis ved vind over 17 m/s eller strømningskrefter mer enn 1 m/s skal pullertlasten økes med 25 %. Pullertene utføres som oftest i støpejern, og er dimensjonert for å ta horisontallaster i alle retninger innenfor 180 grader. I høyderetning skal de også være funksjonelle opp til 60 graders vinkel [5].



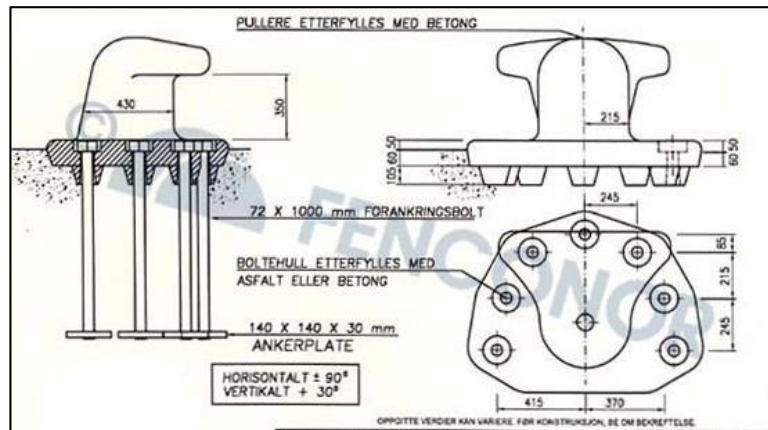
Figur 35 Aktuelle vinkler på pullerlast

Avstand mellom pullertene vil avhenge av størrelsen på de horisontale kreftene, samt plasseringen av kaiens hovedbjelker. I dette tilfellet er det bestemt 1000 kN-pullerter, og den anbefalte avstanden mellom pullertene ligger på ca. 30 meter [5]. Dette utgjør grunnlaget for valg av fire stk. pullerter på kaien.

Når det gjelder montering av større pullerter (10 – 150 tonn) blir dette vanligvis utført ved bruk av forankringsbolter med tilhørende ankerplater. Slike plater har som hensikt å øke boltene sin kapasitet ved å redusere risikoen for at boltene trekkes ut. Boltene forankres ved at de blir støpt fast i kaiens hovedbjelker. De utstikkende endene av boltene blir ført gjennom utsparingene i pullerten og festet med mutter. Boltehullene blir deretter støpt ut.

Ut i fra de dimensjonerende horisontalkreftene på kaien i Barstadvika, ble det nødvendig med pullerter beregnet for 100 tonns last. En alternativ løsning kan være leverandør FencoNor sine

BIG-T 100 tonns pullerter. Avstanden mellom pullertene vil som sagt avhenge av hovedbjelkenes plassering. I vårt tilfelle vil det bli montert pullerter på endebjelkene og på de to midterste bjelkene (se vedlegg 1 Tegninger).



Figur 36 Festing av pullerter

4.9 Tegninger

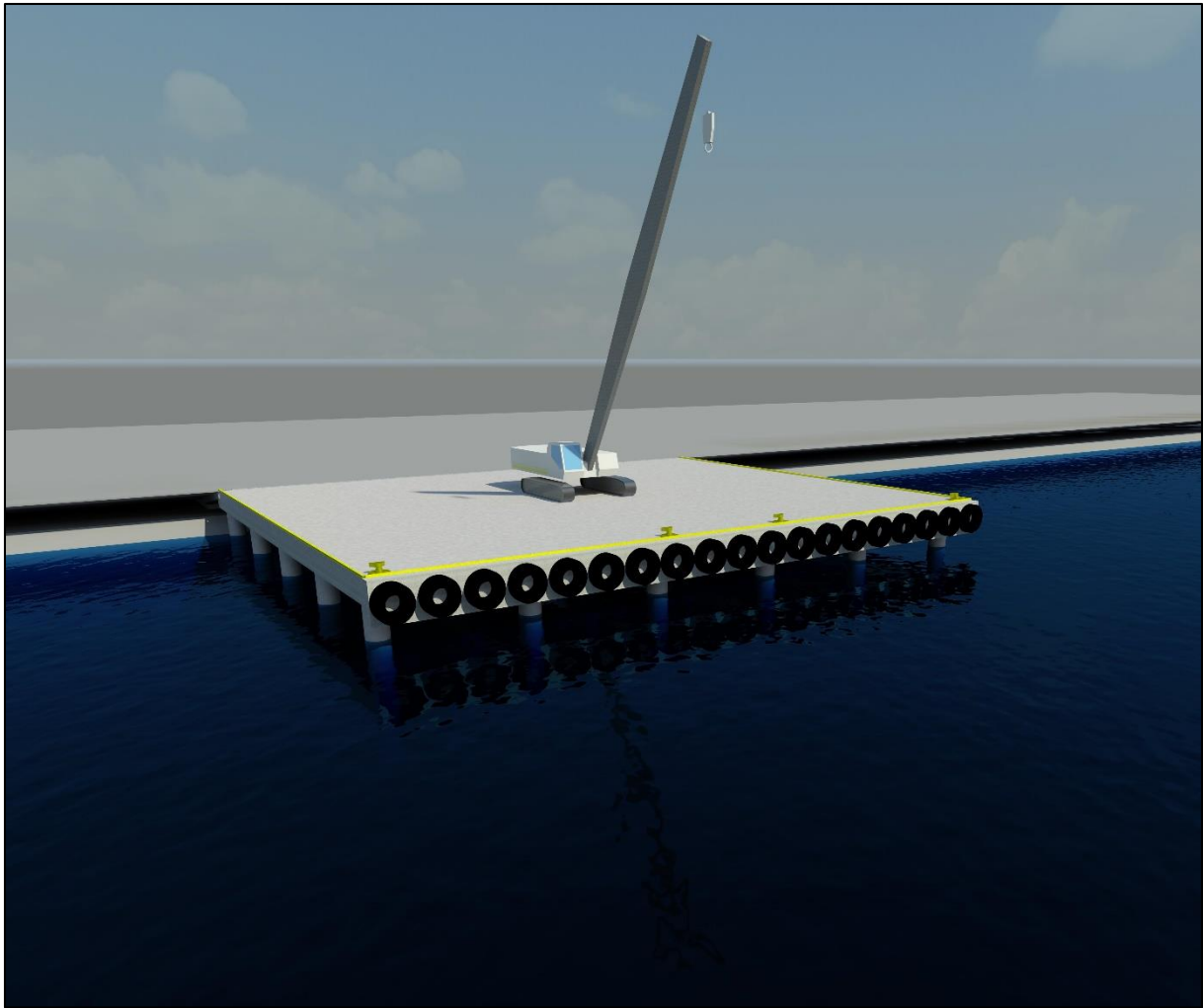
En del av oppgaven er å illustrere kaien. Det er produsert tegninger i den mening å gi leseren en oversikt over hvordan kaien og noen av dens komponenter er utformet.

4.9.1 Modell i Revit

Det er produsert følgende tegninger/illustrasjoner i programmet Autodesk Revit:

- 3D-modell av hele hovedkonstruksjonen
- Snittegning/sideprofil av kaien som viser pelene og grunnforholdene
- Plantegning av kaipattformen

Se vedlegg 1 for alle tegninger. Her er et eksempel på 3D-modellen i et gitt perspektiv:



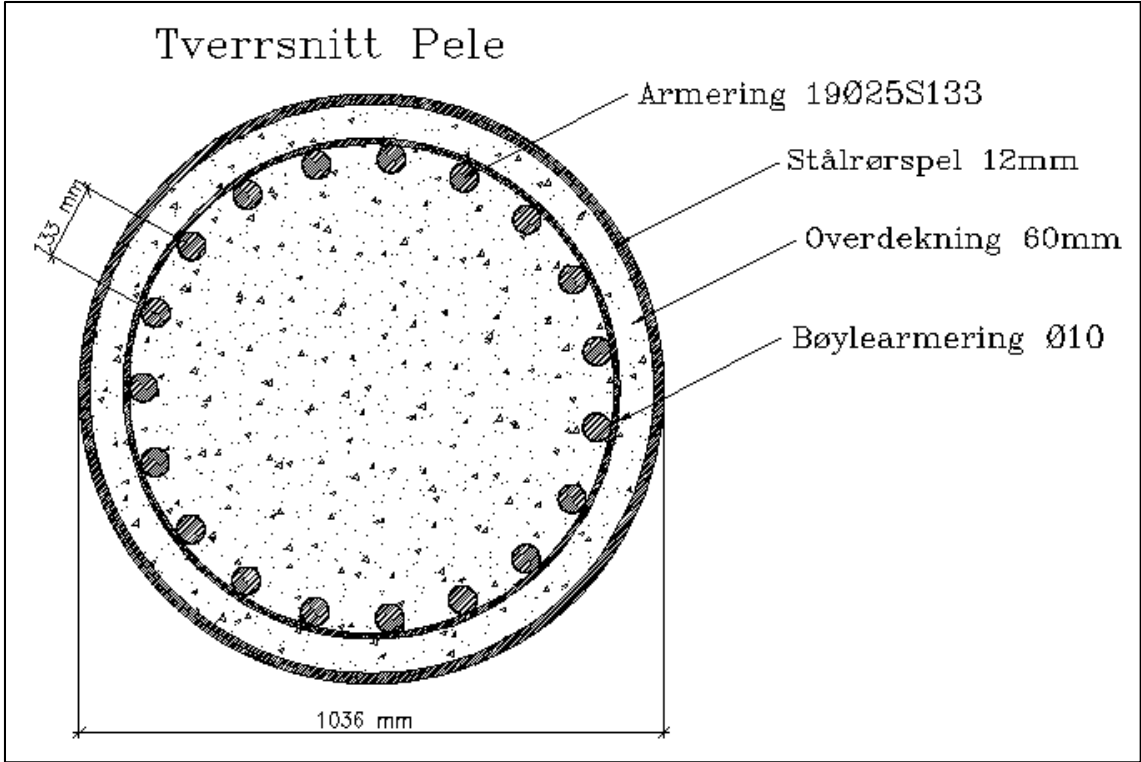
Figur 37 3D-modell

4.9.2 Detaljtegninger i AutoCad

Det er produsert følgende tegninger i Autodesk AutoCad:

- Tverrsnittstegning/detalj av hovedbjelke/dekke
- Tverrsnittstegning/detalj av pele
- Tverrsnittstegning/detalj av frontbjelke/fendervegg
- Tverrsnittstegning/detalj av bakkantbjelke

Se vedlegg 1 for alle tegninger. Her er et eksempel på en tverrsnittstegning:



Figur 38 Eksempel: peletverrsnitt

5 Diskusjon

En del av problemstilling nr. 1 som ble mer vesentlig enn studentgruppen hadde forutsett var om det skulle velges plasstøpt betong eller prefabrikkert betongelement. I utgangspunktet var studentgruppen innstilt på å bruke mye prefabrikkerte elementer i konstruksjonen. Dette fordi tendensene i byggebransjen går mer og mer mot slike løsninger, tilgjengeligheten er god og med tanke på utfordringene ved å bygge over sjø virket bruk av prefabrikkerte elementer fornuftig i mange sammenhenger. Her var det også muligheter for å forspenne elementene som ville hjelpe på å redusere dimensjonene/vekten på bygningsdelene, som studentgruppen var forberedt på ville bli relativt store. Etter meddeling av studentgruppens planer med forskjellige fagpersoner og veiledere ble det gjort oppmerksom på enkelte problemstillinger ved bruk av prefabrikkerte element. For å oppsummere disse kjapt ville dette være:

- Oppspente elementer ved sjøvann er ikke å anbefale da du kan få brudd uten forvarsel på grunn av armeringskorrosjon.
- Studentgruppen fant lite eller ingen standardiserte element som kunne passe dimensjonene som kreves.
- Ved bjelkene ville det oppstå problemer med spennviddene.
- Skjevstilling i pelene og sammenføring med andre element/pelene.
- Krav til store kraner og transportmidler for å montere elementene.

Disse faktorene ble avgjørende for at studentgruppen gikk bort fra en fullstendig prefabrikkert løsning. Men likevel beholdt vi enkelte deler av kaien som prefabrikkerte element for å slippe de mest krevende forskalingsjobbene.

Når det skulle velges hovedbæresystem for kaien stod valget mellom flatdekkeløsning og bjelke/dekke-system. Hadde tiden strukket til hadde det vært optimalt å gjøre beregninger på begge løsninger for så å finne den mest gunstige løsningen. Det ble gjort et valg på bjelke/dekke-system som er blitt beregnet og det er kommet frem til en fornuftig og godt gjennomførbar konstruksjon. Men som sagt utelukkes det ikke at flatdekkeløsning kunne fungert bra også i dette tilfellet.

Studentgruppen har erfart i løpet av prosessen at det finnes ingen fasit på hva som er den beste løsningen. Å estimere prisen og sammenligne de forskjellige løsningene hadde vært det mest solide argumentet for valg av løsning, men dette ville kreve en omfattende kostnadsanalyse på mange forskjellige områder. Disse områdene kunne for eksempel være material, tid, ressurser,

og transport/kran. Å gjøre slike analyser er en bacheloroppgave i seg selv, og ved å gjøre slike analyser halvveis vil resultatet mest sannsynlig bare blitt misvisende. Det kunne vært mulig med faktorestimering med bruk av nøkkeltall fra en lignende kai, men arbeidet med å finne en sammenlignbar kai ga ingen resultat.

Den løsningen som er valgt antas å være mer tidkrevende enn en fullstendig prefabrikkert løsning, men dette faller tilbake på at bruken og byggherrens krav til lastkapasitet er litt utenom det vanlige som naturlig fører til en mer omfattende byggeprosess.

Å dimensjonere konstruksjonen har gitt mange utfordringer underveis. Det at konstruksjonen på flere områder er statisk ubestemt gjorde at det måtte brukes dataprogrammer for å finne hvilke momentkrefter, aksialkrefter og skjærkrefter som var opptredende. Dette resulterte i at det er brukt mye tid på å verifisere resultatene i den analytiske modellen i SAP2000 og forsikre at den tok alle nødvendige hensyn, spesielt til eurokodene, på en skikkelig måte.

Dimensjonene det er kommet frem til er på enkelte områder mindre enn det som ble forventet i utgangspunktet. Mye var avhengig av hvilke spennvidder som ble gjeldende. Dette var igjen avhengig av hvor mange pelerekker som ble regnet nødvendig, størrelsen på friksjonsplaten og hvor langt bak på fyllingen denne ble plassert.

6 Konklusjoner og anbefalinger

Den tekniske løsningen og argumentene for denne er fornuftig. Det er i løpet av oppgaven gitt et fornuftig svar til problemstillingene som er definert i begynnelsen av oppgaven.

Problemstilling nr. 2 er besvart ved hjelp av beregningene som er gjort. Studentgruppen føler utfordringen med å verifisere den analytiske modellen er løst på en tilfredsstillende måte. De manuelle beregningene, beregningene i BETONexpress og teknisk support fra fagpersoner har hjulpet til med dette. Nødvendig armeringsmengde på bjelken i bakkant og dimensjonen på friksjonsplaten var uforventet, men forståelig i etterkant når en ser hvilke påkjenninger disse kan bli utsatt for. Tettheten av armeringen i bakkantbjelken kan gjøre utførelsen vanskeligere, men den holder kravene. Alternativet er å øke tverrsnittet. Høyden på hovedbjelkene var i utgangspunktet 800 mm, men er redusert til 600 mm for å ikke være for konservative. Og høyden på dekket som var satt 500 mm i utgangspunktet viste seg å være helt nødvendig. Pelene er nok den komponenten som er dimensjonert mest konservativt. I de ytterste pelerekkene er dimensjonene OK, men det kunne vært rom for å gå ned på dimensjon på de bakerste. Men det er på mange måter enklere å forholde seg til én dimensjon, både for regningsarbeidet og ved den praktiske gjennomførelsen av arbeidene.

Dekkets kapasitet for kranlasten viste seg å være tilstrekkelig på noen områder, som det er kommet frem til i utregningene. Nå kan det være at det ikke er mange tiltakene som skal til før den oppnår tilstrekkelig kapasitet. De enkle tiltakene kan være å legge inn mer momentarmering og skjærarmering i dekket, det mer omfattende tiltaket vil være å øke dekketykkelsen. Bjelkens kapasitet for kranen var tilstrekkelig ut i fra beregningene.

I byggeprosessen blir det behov for kran som kan løfte på plass de prefabrikkerte elementene. Det elementet som vil kreve størst løftekapasitet er den prefabrikkerte frontbjelken/fenderveggen. Dette fordi det er det tyngste elementet, men det er også det som skal monteres lengst vekk fra hvor en kran kan plasseres på land. Vi regner en egenvekt på denne til 13,5 tonn og en løftearm på 36 meter i horisontal avstand. Det må legges til vekt av løfteutstyr og løfteblokk. Dette krever følgende kran i byggeprosessen:

Liebherr LTM 1250-6.1.

Den kalles også for en 250 tonner. Med 85 tonn motvekter kan den løfte 16,4 tonn ut med 46,7 meter.

Oppgaven har bydd på flere spennende områder og problemstillinger. Av interessante områder som en godt kunne undersøkt videre kan en nevne:

- Hvilke dimensjoner ville blitt nødvendig ved en flatdekkeløsning?
- Hva ville kostnadene blitt for kaikonstruksjonen som er dimensjonert?
- Hva ville kostnadene for en tilsvarende prefabrikkert løsning blitt?

Studentgruppen har oppnådd de mål som ble bestemt i forkant av prosjektet som er beskrevet i forprosjektrapporten. Byggeteknisk beskrivelse etter standard ble ikke gjennomført i samråd med veiledere fordi den ble mer og mer urelevant for oppgaven og på grunn av tidsmangel.

Å øke kompetansen og forståelsen for oppbyggingen av kaikonstruksjoner var effektmålet for gjennomføringen av bacheloroppgaven. Studentgruppen har gjennom prosjektet tilegnet seg mye kunnskap om kaikonstruksjoner og oppnådd en økt kompetanse på området. I så måte regnes effektmålet som oppnådd.

Referanseliste

- [1] D. N. Pelekomité, *Peleveiledningen 2012*. Norsk Geoteknisk Forening, 2012.
- [2] Norsk Betongforening komité for betongelementer til kai og havnebygging, *Publikasjon nr. 17 Retningslinjer for bruk av prefabrikerte betongelement i kai og havnebygging*. Norsk Betongforening, 1988.
- [3] J. Eie, *Havner og kaier*, 2. ed. NKI-forlag, 1996.
- [4] Kartverket, "Nivåskisse for Måløy Forklaring til nivåene," 2015. [Online]. Available: <http://kartverket.no/Templates/Pages/SeHavNiva/SeHavNivaLocation.aspx?id=7098&cityid=517730&city=Vågsøy kommune>.
- [5] Carl A. Thoresen, *Port Designer's Handbook*, Third Edit. London: ICE Publishing, 2014.
- [6] E. AS, "ChristiePartner - Elementpartner AS - Betongelement," 2012. [Online]. Available: <http://www.christie-partner.no/v%C3%A5reselskaper/elementpartner/kai/betongelement>. [Accessed: 12-May-2015].
- [7] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*. Akademika forlag, 2013.
- [8] Sintef Byggforsk, "572.207 Tilsetningsstoffer for betong," 2010. [Online]. Available: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=590§ionId=2>. [Accessed: 13-May-2015].
- [9] O. E. Gjørvi, M. Ferreira, O. Sengul, and V. Årskog, "BESTANDIGE BETONGKAIER DEL 2 : Praktiske retningslinjer for bestandighetsprosjektering og kvalitetskontroll av betongarbeider," p. 72, 2009.
- [10] G. Markeset, "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner i marint miljø," p. 49, 2008.
- [11] Norsk forening for Betongrehabilitering, *Betongrehabilitering - Veiledning til kapittel LY i NS 3420*, 1st ed. Oslo, 2012.
- [12] Norcem AS, "God betong er bestandig." [Online]. Available: <http://www.norcem.no/no/kundesenter>.
- [13] T. Rørvik and V. Årskog, *Konstruksjonssikkerhet og belastning*, 3. utgave. Ålesund, 2010.
- [14] A. Pucher, *Influence Surfaces of Elastic Plates*, Fifth. Wien - New York: Springer Verlag, 1977.
- [15] Statens vegvesen, *Geoteknikk i vegbygging - Håndbok V220*, 2010

[16] L.Persen, *Influence Fields for Circular and Infinite Cantilever Plates*, p. 35, 1951

Vedlegg

Vedlegg 1: Tegninger

Vedlegg 2: Mathcad

Vedlegg 3: Sap rapport

Vedlegg 4: Betonexpress

Vedlegg 5: Manuelle notat influensflater

Vedlegg 6: Geoteknisk rapport

Vedlegg 7: Forprosjektrapport

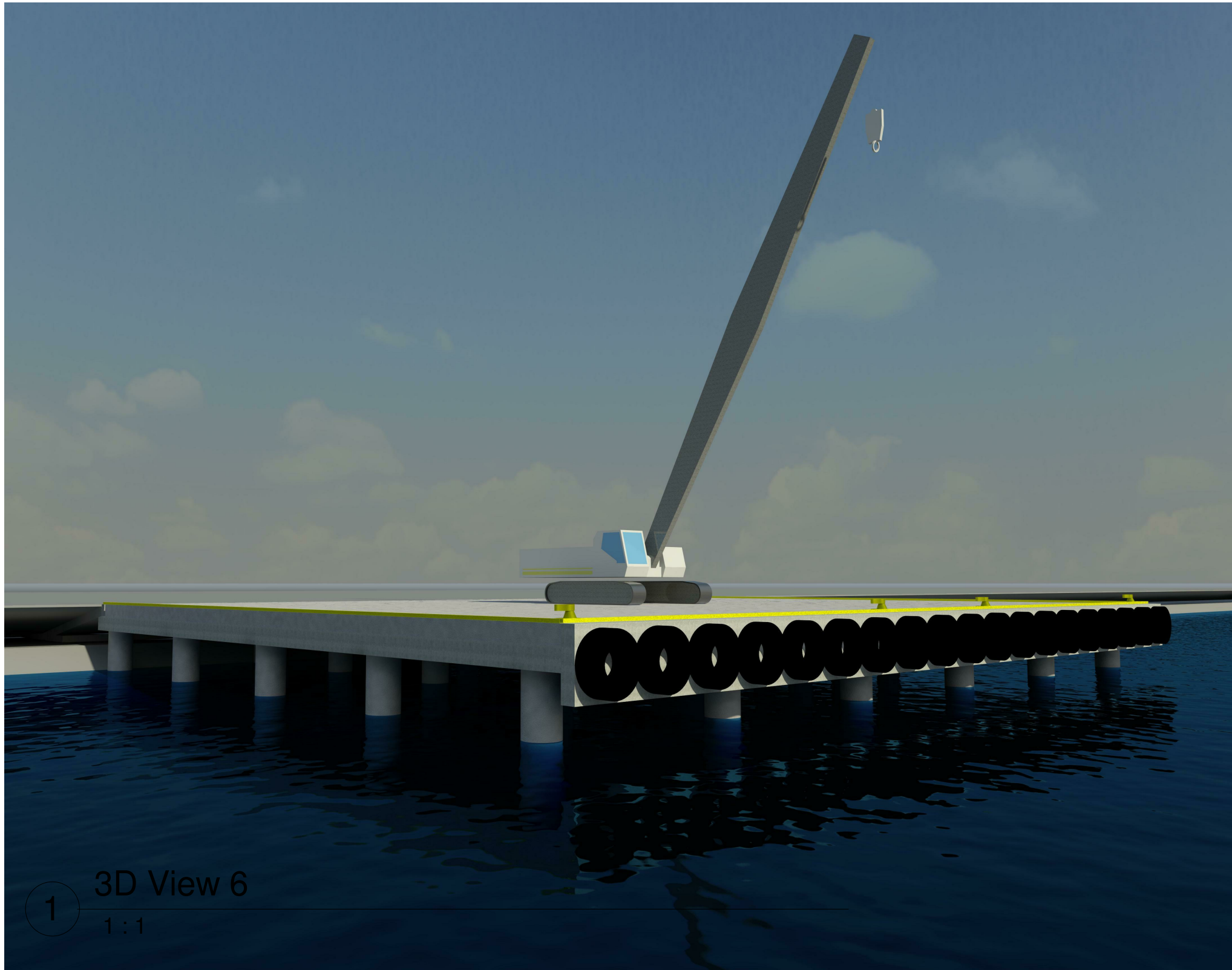
Vedlegg 8: Logg

Vedlegg 9: Fremdriftsrapport

Vedlegg 10: Møtereferat

Vedlegg 11: Fremdriftsplan

Vedlegg 1 - Tegninger



1 3D View 6
1:1

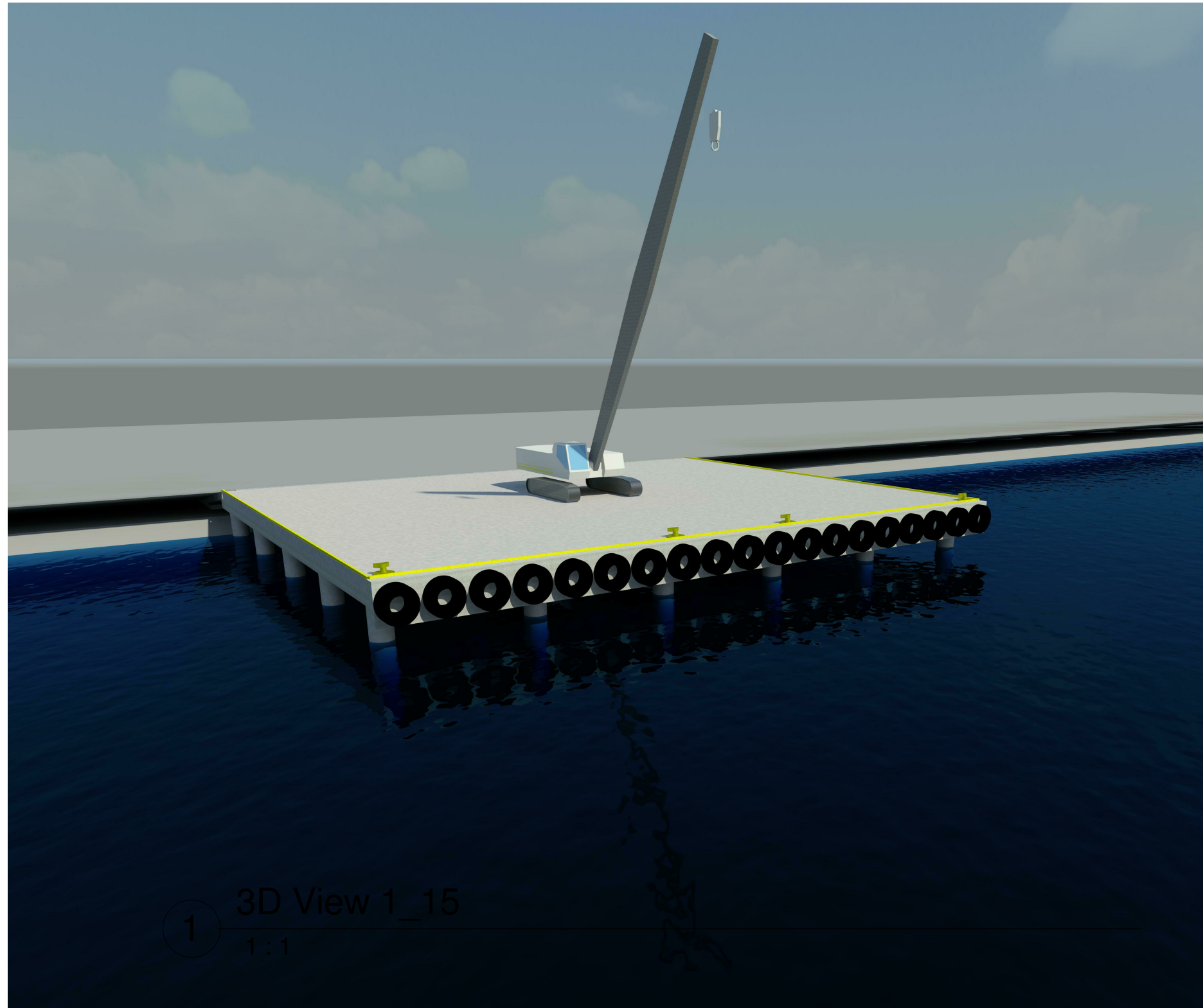


www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

3D perspektiv 2		3D View 6
Project number	1	
Date	07.05.2015	Scale
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	
		1:1



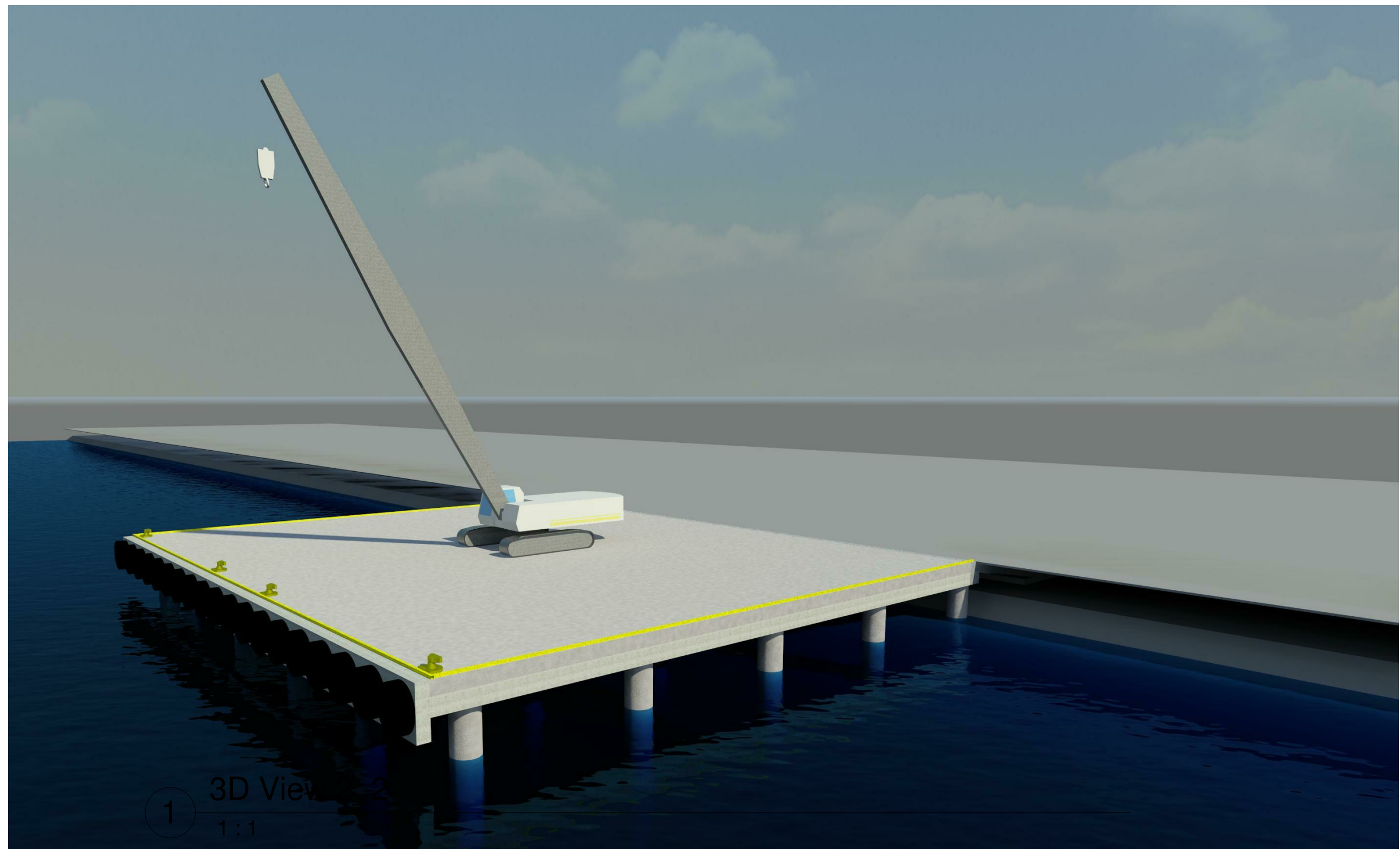
www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

3D perspektiv

Project number	1	A3 Arbeidsark med mål3 1:1
Date	07.05.2015	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	



1 3D View 2
1:1



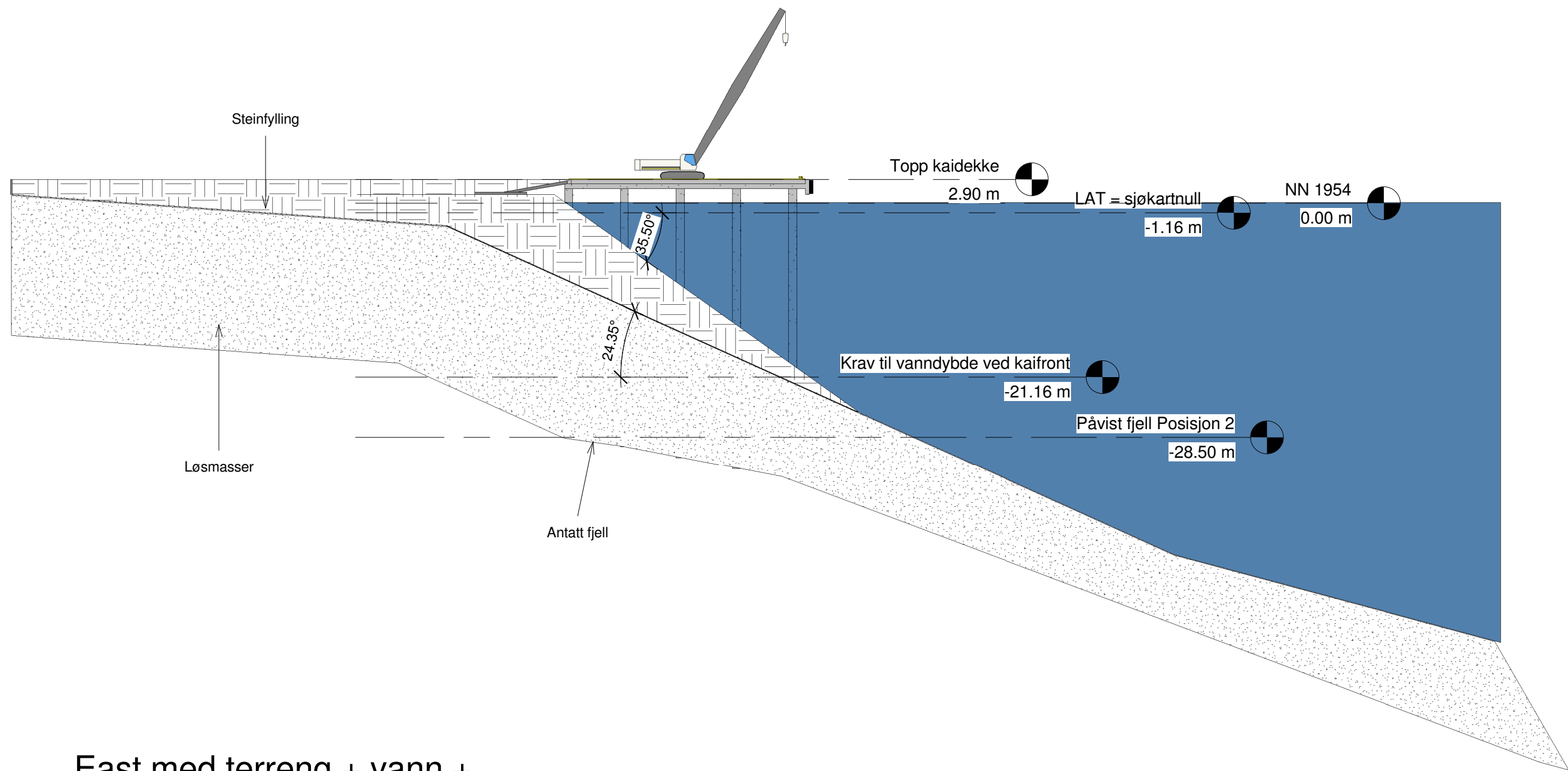
www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

Perspektiv

Project number	1	A3 Arbeidsark med mål 1
Date	07.05.2015	
Drawn by	BSS	
Checked by	BSS	
Scale		1:1



East med terreng + vann +

1 MÅL
1 : 500



www.autodesk.com/revit

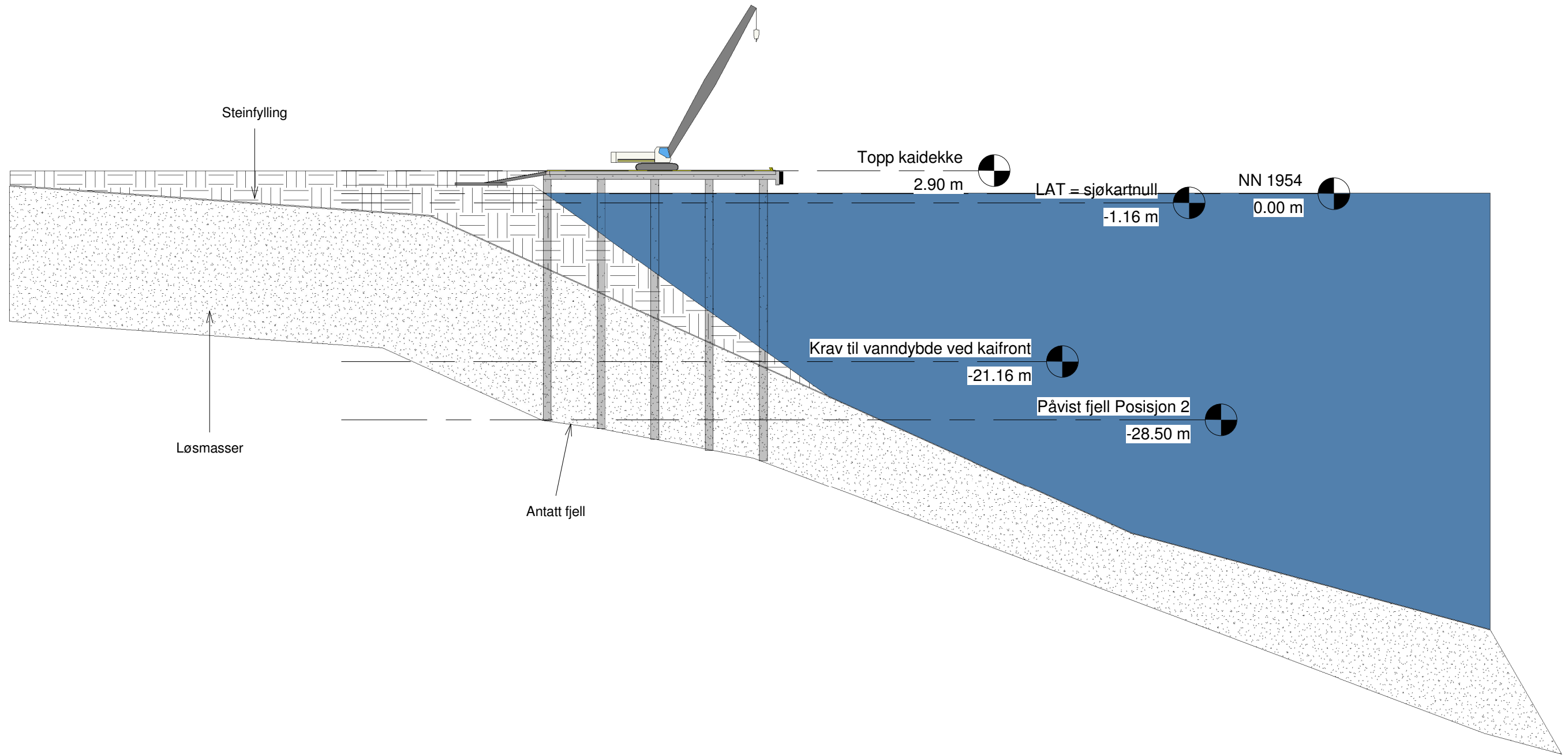
No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

Sideprofil Øst med mål

Project number	1
Date	07.05.2015
Drawn by	BSS
Checked by	BSS

A3 Arbeidsark
med mål
Scale 1 : 500



1 East med terreng + vann + MÅL + peler til fjell
1 : 500



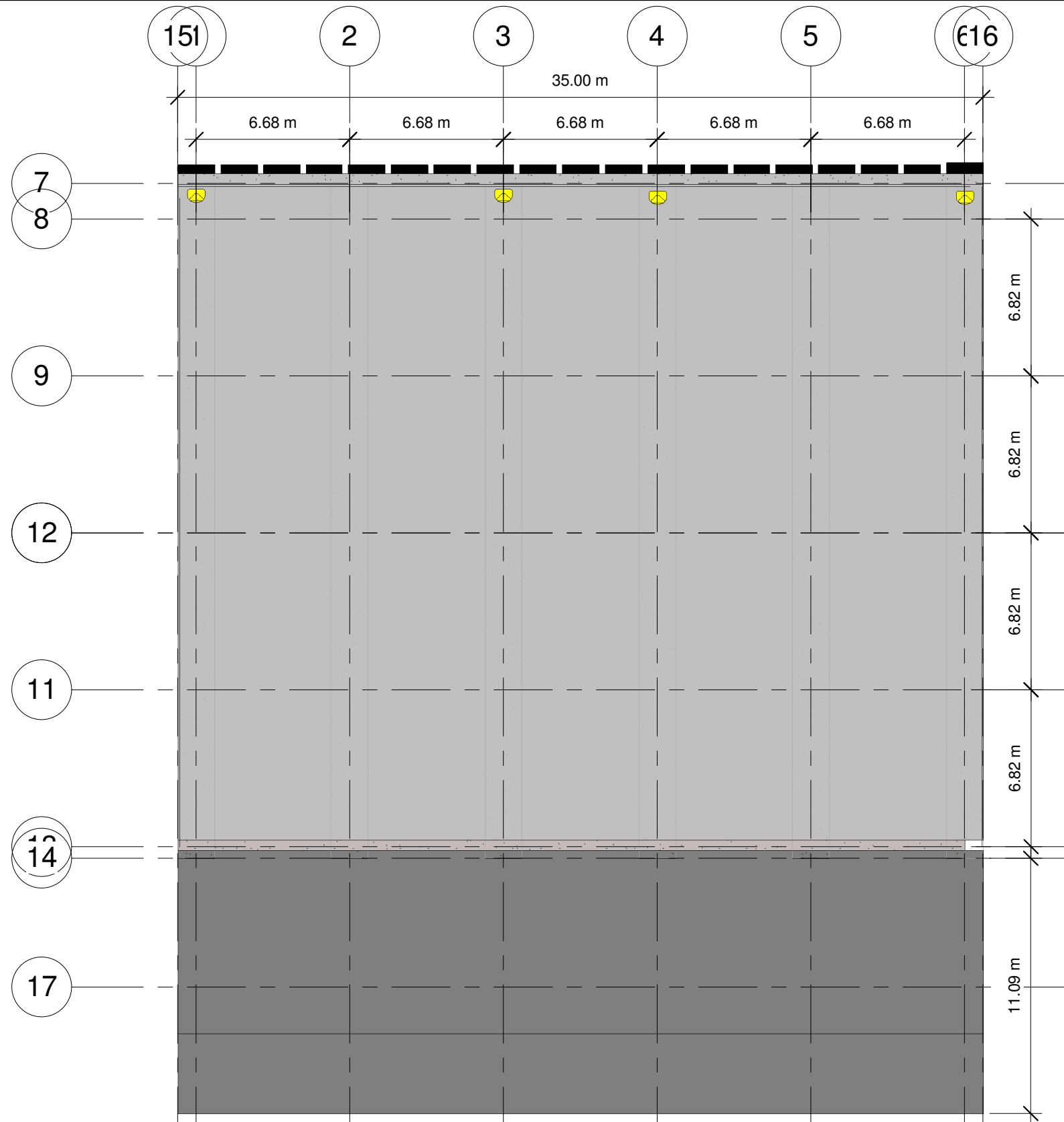
www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

Sideprofil øst, peler til antatt fjell

Project number	1	A3 Arbeidsark med mål, fjell
Date	07.05.2015	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	
Scale		1 : 500



www.autodesk.com/revit

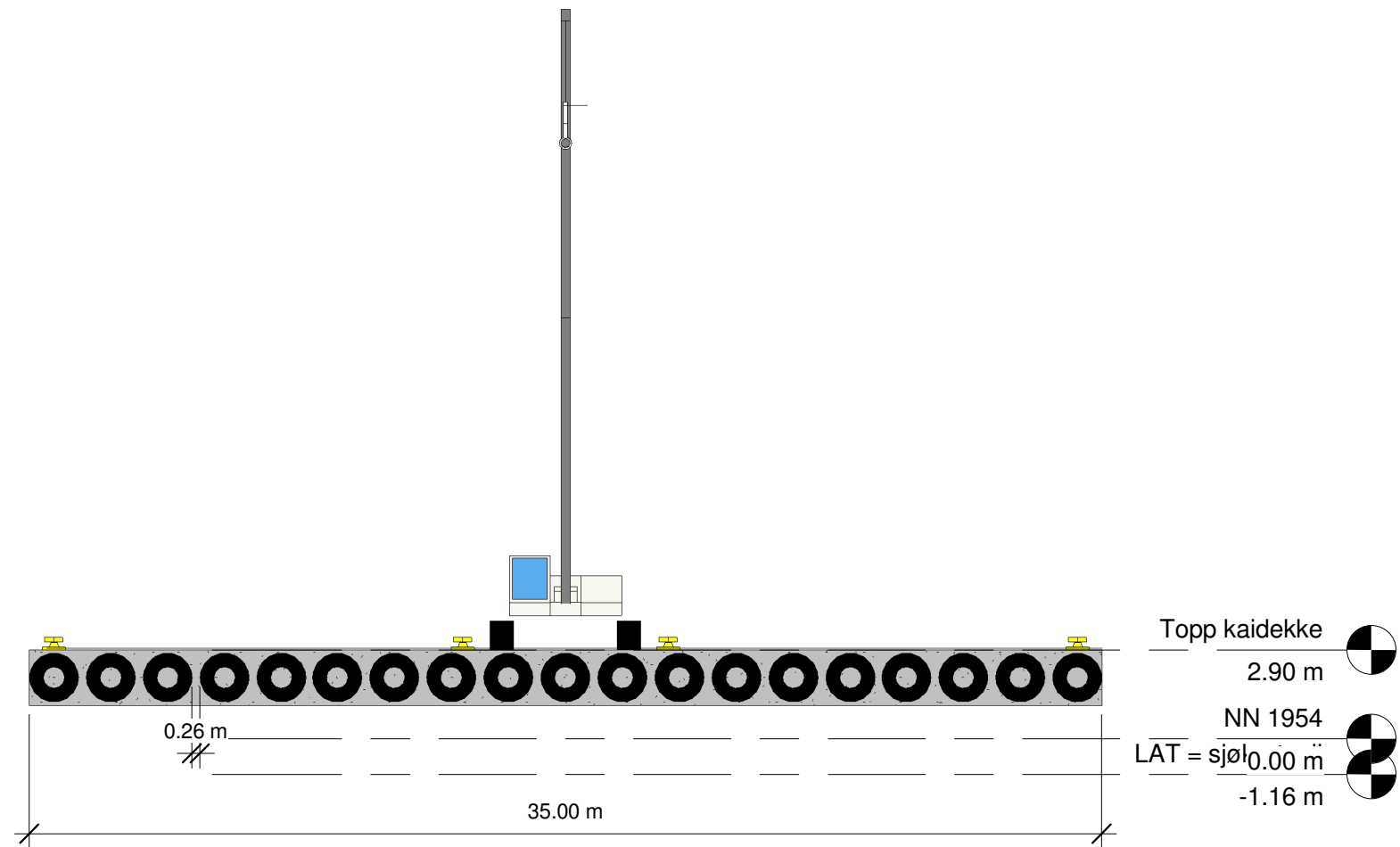
No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

Plantegning

Project number	1
Date	07.05.2015
Drawn by	Author
Checked by	Checker

A3 Arbeidsark med mål4
Scale 1 : 200



www.autodesk.com/revit

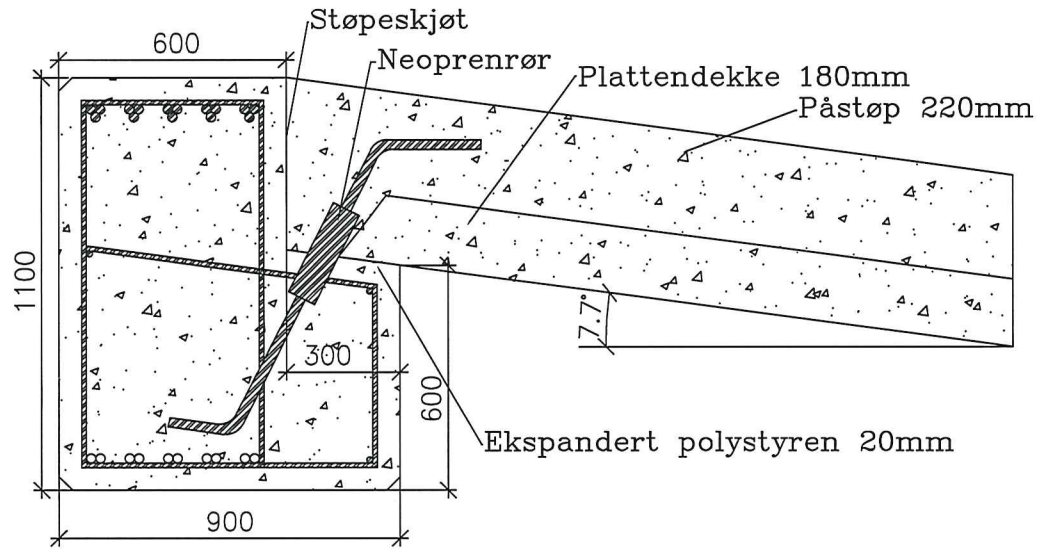
No.	Description	Date

Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Offshorekai i Måløy

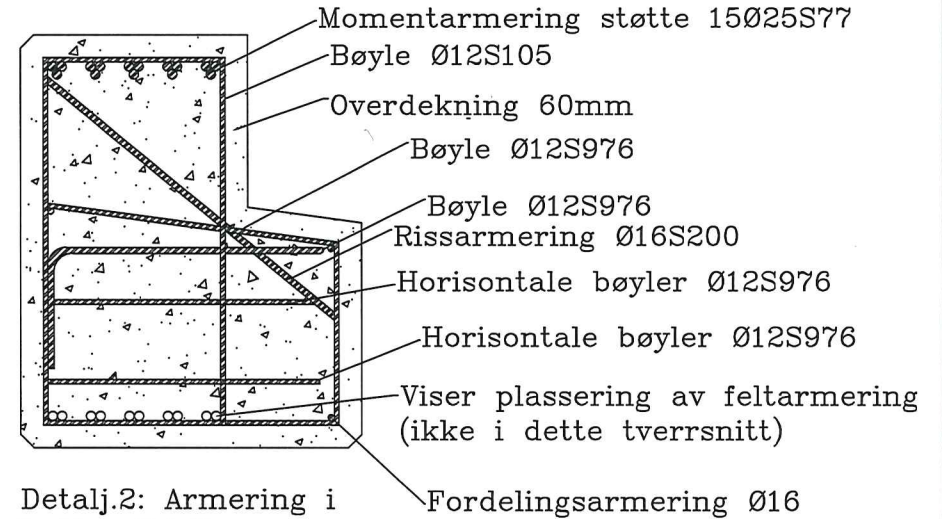
Kaifront

Project number	1	A3 Arbeidsark med mål6 Scale 1 : 200
Date	07.05.2015	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	

Bakkantbjelke



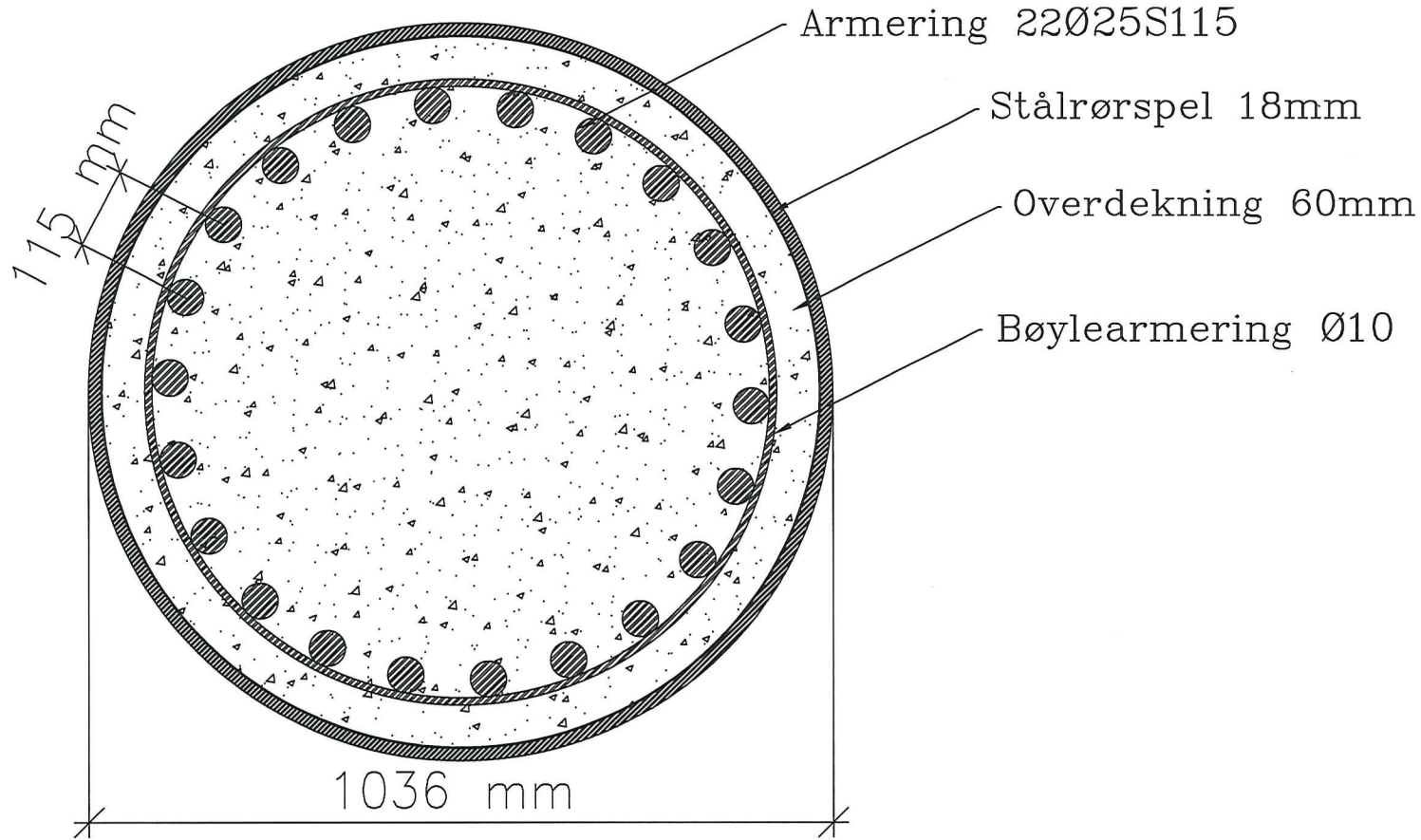
Detalj.1: Overgang mellom bakkantbjelke og overgangsplate



Detalj.2: Armering i bakkantbjelke

REV	ANT	REVIDERINGEN GJELDER	SIGN.	DATO
G.- OG B.NR:	1	n	MÅLESTOKK:	1:20
TILTAKSHAVER:			TEGNET DATO:	14.05.15
ADRESSE:			TEGNET AV:	Eirik Sande
TEGN. INNH:		Tverrsnitt pele	UNDERSKRIFT:	
Blankholm, Sande og Sandøy			TEGNINGENS NUMMER:	REV.
			00-001	

Tverrsnitt Pele

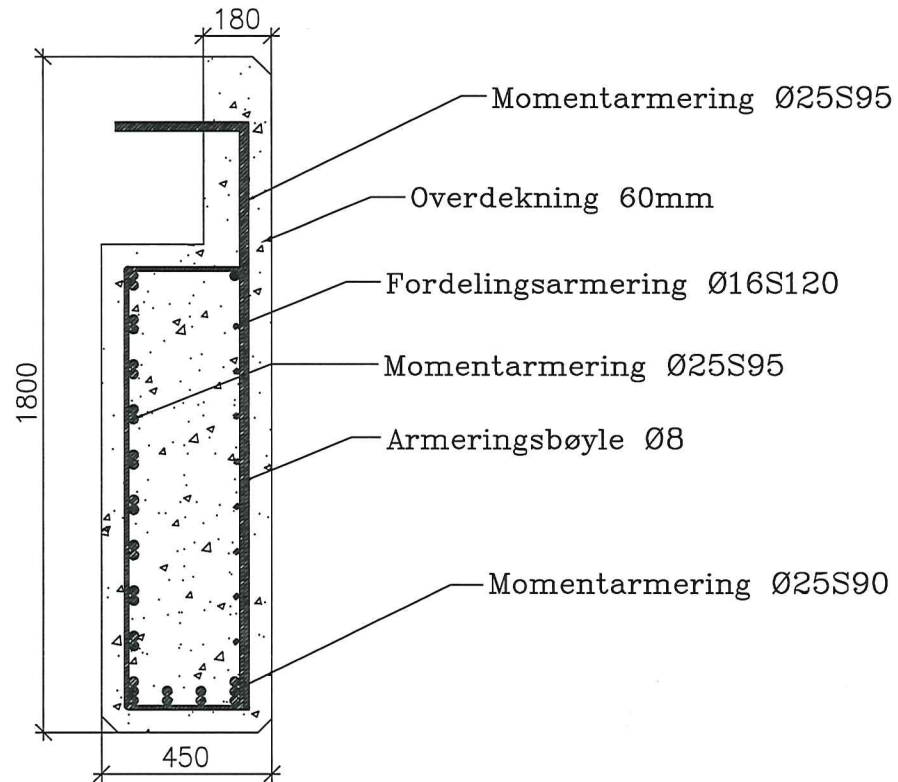


REV	ANT	REVIDERINGEN GJELDER	SIGN.	DATO
G.- OG B.NR:	1	n	MÅLESTOKK:	1:10
TILTAKSHAVER:			TEGNET DATO:	14.05.15
ADRESSE:			TEGNET AV:	Eirik Sande
TEGN. INNH:		Tverrsnitt pele	UNDERSKRIFT:	
Blankholm, Sande og Sandøy			TEGNINGENS NUMMER:	REV.
			00-001	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

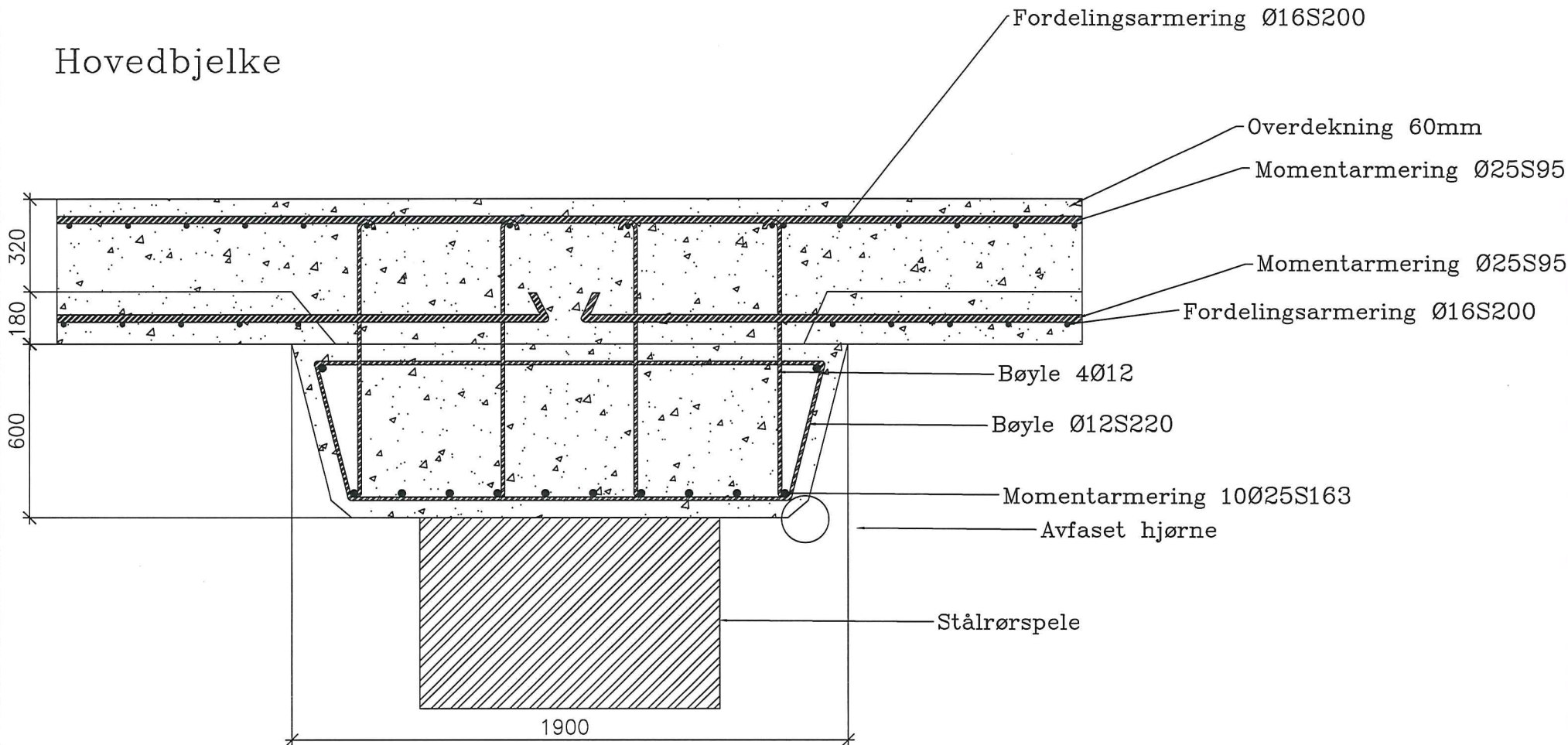
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Frontbjelke



REV	ANT	REVIDERINGEN GJELDER	SIGN.	DATO
G.- OG B.NR:	1	n	MÅLESTOKK:	1:20
TILTAKSHAVER:			TEGNET DATO:	14.05.15
ADRESSE:			TEGNET AV:	Eirik Sande
TEGN. INNH:		Armering Frontbjelke	UNDERSKRIFT:	
Blankholm, Sande og Sandøy			TEGNINGENS NUMMER:	REV.
			00-001	

Hovedbjelke



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

REV	ANT	REVIDERINGEN GJELDER	SIGN.	DATO
G.- OG B.NR:	1	n	MÅLESTOKK:	1:20
TILTAKSHAVER:			TEGNET DATO:	14.05.15
ADRESSE:			TEGNET AV:	Eirik Sande
TEGN. INNH:		Tversnitt Hovedbjelke	UNDERSKRIFT:	
Blankholm, Sande og Sandøy			TEGNINGENS NUMMER:	REV.
			00-001	

Vedlegg 2 - Mathcad

4.1 Dimensjonering av peler

Dimensjonerende pelelengder

krav til 20 meters sjødybde ved kaiens front (regnet fra LAT)

Med utgangspunkt i overkant dekke (regnet fra NN1954) vil høyden bli:
 $20 \text{ m} + 3.76 \text{ m} = \mathbf{23.76 \text{ m}}$

Fyllingskråningens vinkel = $\mathbf{35.5^\circ}$

Kaibredde regnet fra topp - dekke:

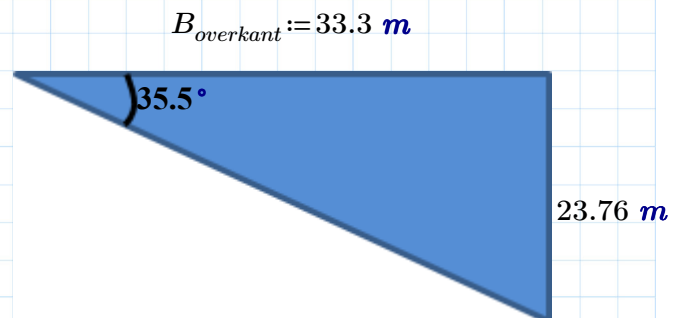
$$X := \frac{23.76}{\tan(35.5^\circ)} = 33.31$$

Høyde i front: fra toppen av ytterste søyle

$$23.76 \text{ m} - (0.5 \text{ m} + 0.6 \text{ m}) = 22.66 \text{ m}$$

Kaibredde regnet fra toppen av søyle:

$$X := \frac{22.66}{\tan(35.5^\circ)} = 31.768$$



Høyde - Pelerekke nr.5 (ytterste)

$$Bredde_5 = B_{underside} - B_{utkrager} \Rightarrow Bredde_5 = 31.76 \text{ m} - 2 \text{ m} = 29.76 \text{ m}$$

$$Høyde_5 = Bredde_5 \cdot \tan(35.5^\circ)$$

$$\Rightarrow Høyde_5 := 29.76 \text{ m} \tan(35.5^\circ) = 21.228 \text{ m}$$

Høyde - Pelerekke nr.4

$$Bredde_4 = B_5 - B_{senteravstand} \Rightarrow Bredde_4 = 29.76 \text{ m} - 6.82 \text{ m} = 22.94 \text{ m}$$

$$Høyde_4 = Bredde_4 \cdot \tan(35.5^\circ)$$

$$\Rightarrow Høyde_4 := 22.94 \text{ m} \tan(35.5^\circ) = 16.363 \text{ m}$$

Høyde - Pelerekke nr.3

$$Bredde_3 = B_4 - B_{senteravstand} \Rightarrow Bredde_3 = 22.94 \text{ m} - 6.82 \text{ m} = 16.12 \text{ m}$$

$$Høyde_3 = Bredde_3 \cdot \tan(35.5^\circ)$$

$$\Rightarrow Høyde_3 := 16.12 \text{ m} \tan(35.5^\circ) = 11.498 \text{ m}$$

Høyde - Pelerekke nr.2

$$Bredde_2 = B_3 - B_{senteravstand} \Rightarrow Bredde_2 = 16.12 \text{ m} - 6.82 \text{ m} = 9.3 \text{ m}$$

$$Høyde_2 = Bredde_2 \cdot \tan(35.5^\circ)$$

$$\Rightarrow Høyde_2 := 9.3 \text{ m} \tan(35.5^\circ) = 6.634 \text{ m}$$

Høyde - Pelerekke nr.1

$$Bredde_1 = B - B_{senteravstand} \Rightarrow Bredde_1 = 9.3 \text{ m} - 6.82 \text{ m} = 2.48 \text{ m}$$

$$Høyde_1 = Bredde_1 \cdot \tan(35.5^\circ)$$

$$\Rightarrow Høyde_1 := 2.48 \text{ m} \tan(35.5^\circ) = 1.769 \text{ m}$$

Pelene er betraktet som fast innspent, eller delvis fast innspent med bjelkene. Det legges til 5 m på pelens lengder (se kap. 2.2.3):

$$L_1 := Høyde_1 + 5 \text{ m} = 6.769 \text{ m}$$

$$L_2 := Høyde_2 + 5 \text{ m} = 11.634 \text{ m}$$

$$L_3 := Høyde_3 + 5 \text{ m} = 16.498 \text{ m}$$

$$L_4 := Høyde_4 + 5 \text{ m} = 21.363 \text{ m}$$

$$L_5 := Høyde_5 + 5 \text{ m} = 26.228 \text{ m}$$

Pelen utføres som en armert og utstøpt stålrørspel. Stålrøret vil ikke bli dimensjonerende for lastene, kun for nedramming. Det er kun den utstøpte betongsøylen innad i stålrøret som er dimensjonerende.

Dimensjonerende verdier hentet fra SAP2000:

Største opptredende aksialkraft N_{Ed} , største opptredende moment med hensyn på 2. ordens effekter om søylens z-akse M_{Edz} , og om søylens y-akse M_{Edy} og nødvendig armeringsmengde A_s . Alt hentet fra SAP, beregnet med en knekk lengde på $0.7 \times L$.

Pelerekke 1: $L_1 = 6.769 \text{ m}$

$$A_{s1} := 9212.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed1} := -7499.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed1,z} := 1741.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed1,y} := 327.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pelerekke 2: $L_2 = 11.634 \text{ m}$

$$A_{s2} := 10381.3 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed2} := -9027.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2,z} := 708.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{negativ})$$

$$M_{Ed2,y} := 749.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pelerekke 3: $L_3 = 16.498 \text{ m}$

$$A_{s3} := 9925.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed3} := -8631.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed3;z} := 1083.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed3;y} := 1094.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pelerekke 4: $L_4 = 21.363 \text{ m}$

$$A_{s4} := 10309.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed4} := -8965.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed4;z} := 1655.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed4;y} := 1654.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{negativ})$$

Pelerekke 5: $L_5 = 26.228 \text{ m}$

$$A_{s5} := 9212.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed5} := -6366.7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed5;z} := 1712.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{negativ})$$

$$M_{Ed5;y} := 1626.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største opptredende dimensjonerende aksialkraft:
(pelerekke nr. 1 i midtpartiet)

$$N_{Ed} := 9027.3 \text{ kN}$$

Største opptredende dimensjonerende moment:
(pelerekke nr. 2 i midtpartiet)

$$M_{Ed} := 1741.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betong: B45

$$f_{cy} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armering:

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialfaktor betong:

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor armering:

$$\gamma_s := 1.15$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{cy}}{\gamma_c} = ? \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende armeringsfasthet:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Forenklet aksialkraftkapasitet

Dimensjoneringskriterium:
$$N_{c,Rd} = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s \geq N_{Ed}$$

Dimensjon betongsøyle:
$$h := 1000 \text{ mm} \quad r := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal betongsøyle:

(ser bort ifra hull fra lengdearmering)
$$A_c := \pi \cdot r^2 = 785398.163 \text{ mm}^2$$

$N_{c,Rd}$ beregnes som kapasiteten til en rett og knekkavstivet søyle med sentrisk last.

Aksialkraftkapasitet:

Pelerekke 1:
$$N_{c,Rd1} := f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s1} = 24033.175 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd1} \geq N_{Ed1}$$

Pelerekke 2:
$$N_{c,Rd2} := f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s2} = 24541.262 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd2} \geq N_{Ed2}$$

Pelerekke 3:
$$N_{c,Rd3} := f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s3} = 24343.175 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd3} \geq N_{Ed3}$$

Pelerekke 4:
$$N_{c,Rd4} := f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s4} = 24510.131 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd4} \geq N_{Ed4}$$

Pelerekke 5:
$$N_{c,Rd5} := f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s5} = 24033.175 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd5} \geq N_{Ed5}$$

Alle OK.

Prøver med hovedarmering ϕ_{25} videre i utregningen:
$$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$$

Moment-aksial kapasitet for søyle ved hjelp av M-N diagram for sirkulært tverrsnitt

For å beregne moment- og aksialkraftkapasiteten til en betongsøyle brukes moment-aksial diagram.

Overdekning (se kap. 2.2.1.2 Bestandighet):
$$c_{nom} := 60 \text{ mm}$$

Prøver bøylearmering ϕ_{12} :

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

d_1 defineres som avstanden fra ytterkant betongsøyle til senter lengdearmering.

$$d_1 := c_{nom} + \phi_{12} + \frac{\phi_{25}}{2} = 84.5 \text{ mm}$$

Verdien $\frac{d_1}{h} = 0.085$ sier noe om hvilket diagram en skal bruke.

Pelerekke 1:

$$\nu_{Ed1} := \frac{N_{Ed1}}{A_c \cdot f_{cd}} = -0.374 \quad \mu_{Ed} := \frac{\sqrt{M_{Ed1;z}^2 + M_{Ed1;y}^2}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.088$$

Fra diagram: $\omega_1 := 0.0$

Nødvendig armeringstverrsnitt beregnet manuelt: $A_{s1,man} := \omega_1 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$

Lengdearmeringen må ikke underskride/overskride kravene til $A_{s,min}$ og $A_{s,max}$ i EC2, NA.9.5.3(2) og EC2, NA.9.5.3(3):

Må ikke underskride den største av:

$$A_{s,min1} := -0.50 \cdot \frac{N_{Ed1}}{f_{yd}} = 8624.77 \text{ mm}^2 \text{ eller } A_{s,min2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9212.72 \text{ mm}^2.$$

Må ikke overskride:

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c = 31415.927 \text{ mm}^2 \text{ utenfor skjøtesoner eller}$$

$$A_{s,max} := 0.08 \cdot A_c = 62831.853 \text{ mm}^2 \text{ innenfor skjøtesoner}$$

Minimumskrav til lengdearmering etter EC2, 9.5.3(1) og EC2, 9.5.3(4): 4 stk ϕ_8 .

Velger armering, $A_{s1} := A_{s,min2} = 9212.72 \text{ mm}^2$

Pelerekke 2:

$$\nu_{Ed2} := \frac{N_{Ed2}}{A_c \cdot f_{cd}} = -0.451 \quad \mu_{Ed} := \frac{\sqrt{M_{Ed2;z}^2 + M_{Ed2;y}^2}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.052$$

Fra diagram: $\omega_2 := 0.0$

Nødvendig armeringstverrsnitt beregnet manuelt: $A_{s2,man} := \omega_2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$

$$A_{s,min1} := -0.50 \cdot \frac{N_{Ed2}}{f_{yd}} = 10381.395 \text{ mm}^2 \text{ eller } A_{s,min2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9212.72 \text{ mm}^2$$

Velger minimumsarmering, $A_{s2} := A_{s,min1} = 10381.395 \text{ mm}^2$

Pelerekke 3: $\nu_{Ed3} := \frac{N_{Ed3}}{A_c \cdot f_{cd}} = -0.431$ $\mu_{Ed} := \frac{\sqrt{M_{Ed3;z}^2 + M_{Ed3;y}^2}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.077$

Fra diagram: $\omega_3 := 0.0$

Nødvendig armeringstverrsnitt beregnet manuelt: $A_{s3,man} := \omega_3 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$

$$A_{s,min1} := -0.50 \cdot \frac{N_{Ed3}}{f_{yd}} = 9925.65 \text{ mm}^2 \text{ eller } A_{s,min2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9212.72 \text{ mm}^2$$

Velger minimumsarmering, $A_{s3} := A_{s,min1} = 9925.65 \text{ mm}^2$

Pelerekke 4: $\nu_{Ed4} := \frac{N_{Ed4}}{A_c \cdot f_{cd}} = -0.448$ $\mu_{Ed} := \frac{\sqrt{M_{Ed4;z}^2 + M_{Ed4;y}^2}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.117$

Fra diagram: $\omega_4 := 0.08$

Nødvendig armeringstverrsnitt beregnet manuelt: $A_{s4,man} := \omega_4 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3685.088 \text{ mm}^2$

$$A_{s,min1} := -0.50 \cdot \frac{N_{Ed4}}{f_{yd}} = 10309.75 \text{ mm}^2 \text{ eller } A_{s,min2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9212.72 \text{ mm}^2$$

Velger minimumsarmering, $A_{s4} := A_{s,min1} = 10309.75 \text{ mm}^2$

Pelerekke 5: $\nu_{Ed5} := \frac{N_{Ed5}}{A_c \cdot f_{cd}} = -0.318$ $\mu_{Ed} := \frac{\sqrt{M_{Ed5;z}^2 + M_{Ed5;y}^2}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.118$

Fra diagram: $\omega_5 := 0.13$

Nødvendig armeringstverrsnitt beregnet manuelt: $A_{s5;man} := \omega_5 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5988.268 \text{ mm}^2$

$A_{s,min1} := -0.50 \cdot \frac{N_{Ed5}}{f_{yd}} = 7321.705 \text{ mm}^2$ eller $A_{s,min2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9212.72 \text{ mm}^2$

Velger minimumsarmering, $A_{s5} := A_{s,min2} = 9212.72 \text{ mm}^2$

Kontroll for armeringsmengde manuelt ved bruk av M-N diagram gir ingen resultat og tilfredsstillende derfor ikke kontrollen. Dette kan være fordi manuell kontroll ikke tar hensyn til søylens slankhet og hvor momentet opptrer.

Det er foretatt en kontroll i BETONexpress, i beregningsalternativ enkeltstående søyle med biaksial bøyning. Her er det lagt inn aksialkraft og 1. ordens moment i begge retninger i toppen. Resultatet her viser også kun behov for minimumsarmering.

Plassering av armering i søyletverrsnitt

Generell fordeling, velger pele med størst armeringsmengde, altså pele i pelerekke 2, $A_{s2} = 10381.395 \text{ mm}^2$.

Lengdearmering:

Areal pr. armeringsstang ϕ_{25} : $A_{\phi25} := \pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4} = 490.874 \text{ mm}^2$

Antall stenger ϕ_{25} i søyletverrsnitt: $n_{\phi25} := \frac{A_{s2}}{A_{\phi25}} = 21.149$ $n_{\phi25} := 22$

Omkrets ved lengdearmeringens posisjon: $O := 2 \cdot \pi \cdot (r - d_1) = 2610.663 \text{ mm}$

Omtrentlig senteravstand mellom hver armeringsstang: $a_s := \frac{O}{n_{\phi25}} = 118.667 \text{ mm}$

Omtrentlig avstand mellom stengene: $a_h := a_s - (\phi_{25}) = 93.667 \text{ mm}$

Krav etter EC2, NA.8.2(2): $a_h \geq \max\{2\phi; d_g + 5; 20\text{mm}\} = 50 \text{ mm}$

der d er tileggsstørrelse

der d_g er tilslagsstørrelse.

Siden a_h er større enn kravet er dette ok, og også for resten av pelene.

Velger lengdearmering 22 stk ϕ_{25}

Bøyler:

EC2, 9.5.3(1) krever at lengdearmerings plassering skal sikres med tverrarmring (bøyler, kroker eller spiralarmering) med diameter som ikke bør være mindre enn 6 mm. Det velges bøyler med diameter ϕ_{12} .

NA 9.5.3(3):

Senter avstanden mellom bøyene, $s_{cl.tmax}$, settes lik den minste av:

- 15 ganger diameteren av lengdearmeringsstengene (her 450 mm)
- Søyrens minste tverrsnittsdimensjon (her 1000 mm)
- 400 mm

$$s_{cl.tmax} := 400 \text{ mm}$$

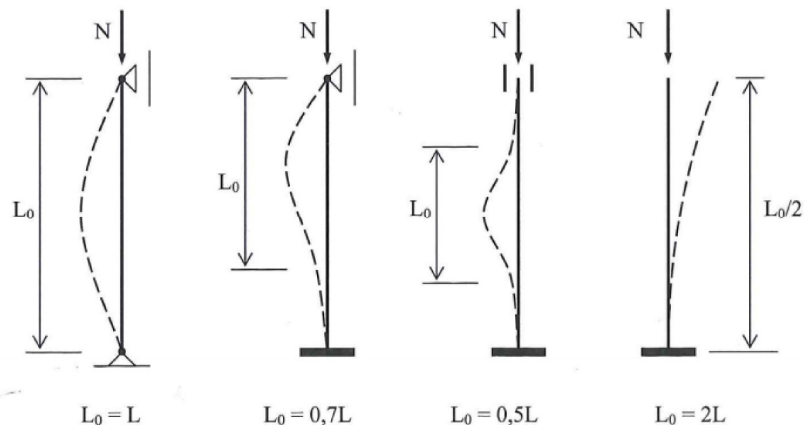
Kontroll av slankhet

Viser hvordan en manuelt gjør en kontroll av slankhet ved å kontrollere en pel i ytterste pelerekke. Dette er bestemmende på om det skal tas hensyn til 2. ordens moment.

Knekk lengde:

Knekk lengden varierer etter hvilken innspenning søylen har i endene. Dette tilfellet har en knekkfaktor mellom 0.5 og 0.7. Siden det knyttes stor usikkerhet rundt innspenningen i bunnen av pelene, velges det en knekkfaktor lik 0.7

I utgangspunktet er dette tilfellet en mellomting mellom tilfelle 2 og 3, altså knekkfaktor mellom 0.5 og 0.7. Men det velges 0.7 konservativt.



Knekk lengde: $L_0 := 0.7 \cdot L_5 = 18.359 \text{ m}$

2. ordens arealmoment:

Betong: $I_c := \pi \cdot \frac{h^4}{64} = (4.909 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Armering: $I_s := \pi \cdot \frac{\phi_{25}^4}{64} + A_{s5} \cdot (r - d_1)^2 = (1.591 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

$(r - d_1)$ er avstanden fra senter lengdearmring til senter søyletverrsnitt for et symmetrisk armert sirkulært tverrsnitt.

Beregning av slankhet:

Treghetsradius:

Betong: $i_c := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 250 \text{ mm}$

Armering: $i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_{s5}}} = 415.503 \text{ mm}$

For trykkstaver av lineært elastisk materiale er slankheten λ gitt ved:

$$\lambda := \frac{L_0}{i_c} = 73.437$$

For trykkstaver av armert betong gir ikke λ noe fullgodt uttrykk for stavens virkelige slankhet. Dette skyldes at stivheten av et armert betongtverrsnitt varierer med aksialkraftnivå, krumning og armering (mengde, plassering, kvalitet). Derfor brukes *normalisert slankhet*, λ_n .

$$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}}$$

der

$$n := -\frac{N_{Ed5}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.318 \text{ og } \omega := \frac{(f_{yd} \cdot A_{s5})}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.2 \text{ og } k_a := \left(\frac{i_s}{i_c}\right)^2 = 2.762$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 28.539$$

Etter EC2, 5.8.3.1(1) kan det sees bort fra effekten av 2. ordens lastvirkninger (en søyle kan betraktes som "kort") dersom

betraktes som "kort") dersom

$$\lambda_n \leq \lambda_{n.lim}$$

For uforskyvelige trykkstaver uten tverrslast og med ender som ikke er sideveis fritt forskyvelige, d.v.s uforskyvelige eller delvis avstivet er:

$$\lambda_{n.lim} = 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi$$

1. ordens stavendemoment hentet fra Sap2000:

$$M_{01} := -208.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} := 104.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}}$ er forholdet mellom det tallmessig minste og største 1. ordens stavendemoment.

r_m settes positiv hvis M_{01} og M_{02} gir strekk på samme side (enkeltkrum stav) og negativ hvis de gir strekk på hver sin side (dobbeltkrum stav).

$r_m = 1.0$ hvis $N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} > M_{02} \cdot N_{Ed5} \cdot \frac{h}{20} = -318.335 \text{ kN} \cdot \text{m}$ som er tallmessig større enn M_{02} .

dette gir

$$r_m := 1.0$$

Videre er

$$A_\varphi = \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})} \leq 1.$$

Det effektive kryptallet φ_{ef} er gitt i EC2, 5.8.4(2) som

$$\varphi_{ef} = \varphi_{\infty;t0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

hvor

$\varphi_{\infty;t0}$ er endelig kryptall etter EC2, 3.1.4

M_{0Eqp} er 1. ordens bøyemoment for tilnærmet permanent last i bruksgrensetilstand

M_{0Ed} er 1. ordens bøyemoment i bruddgrensetilstand

Verdier hentet fra Sap2000:

$$M_{0Eqp} := 5.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Ed} := -311.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Følger fremgangsmåten beskrevet på side 15 i boken Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen for å finne endelig kryptall.

Antar følgende lasthistorie:

Egenlasten påføres ved $t_0 = 7$ døgn

Den delen av nyttelasten som er tilnærmet permanent påføres etter 100 dager, $t_o = 100$ døgn

$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u}$, der u er omkrets av søylen, og A_c er arealet av betongtverrsnittet.

$$h_0 := \frac{(2 \cdot \pi \cdot r^2)}{2 \cdot \pi \cdot r} = 500 \text{ mm}, \text{ betongkvalitet er B45.}$$

Dette gir

$$\varphi_{\infty; t_0} := 2.2, \text{ som videre gir } \varphi_{ef} := \varphi_{\infty; t_0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = -0.036$$

Dette gir

$$A_\varphi := \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})} = 1.259 \text{ som er større enn 1. } A_\varphi := 1.$$

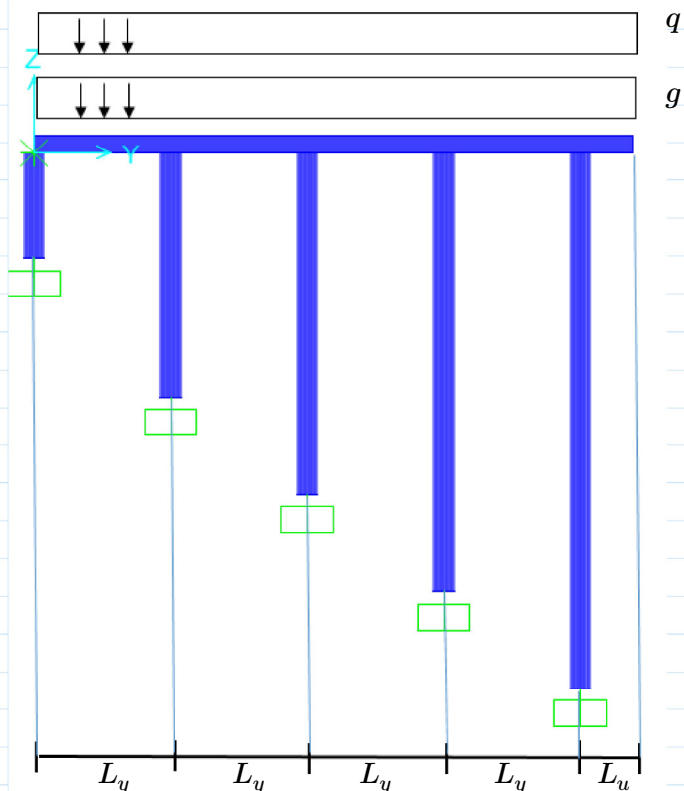
Grenseverdien for slankhet blir derfor:

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13$$

Her blir $\lambda_n > \lambda_{n.lim}$ slik at søyla må betraktes som slank, og 2. ordens effekter må inkluderes i beregningene som gjøres i SAP2000.

Vurdering: Kontroll i BetonExpress viser at 2.ordens effekter må inkluderes i beregningene i pelene i pelerekke 2-5 og at det er kun minimumsarmering som blir gjeldende (samme som SAP). I SAP baseres resultatene på nominell kurvatur, mens i BetonExpress brukes nominell stivhet. Det er oppdaget av studentgruppen at Betonexpress ikke følger nasjonalt tillegg i eurokoden og får mindre minimumsarmering på grunn av dette (se vedlegg).

4.2 Dimensjonering av bjelke



Nøkkelresultat /
utdata

Materialfaktor for betong: $\gamma_c := 1.5$

Materialfaktor for stål: $\gamma_s := 1.15$

Betongkvalitet B45: $f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2}$

Stålkvalitet B500C $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Nødvendig overdekning:
(se kap. 2.3.2 Bestandighet) $c_{nom} := 60 \text{ mm}$

Dimensjonerende betongfasthet: $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende armeringsfasthet: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$

4.2.1 Fase 1

Valgte dimensjoner:

Høyde bjelke: $h := 600 \text{ mm}$ Bredde bjelke (underkant): $b_w := 1600 \text{ mm}$ Bredde bjelke (overkant): $b_{ok} := 1900 \text{ mm}$ Dekketykkelse: $h_d := 0.500 \text{ m}$ Senteravstand søyler y-retning: $L_y := 6.820 \text{ m}$ Lysåpning søyler y-retning: $L_{y,2} := 5.82 \text{ m}$ Senteravstand søyler x-retning: $L_x := 6.680 \text{ m}$ Utkragerlengde y-retning: $L_u := 2.0 \text{ m}$ Densitet betong: $\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Samlet karakteristisk egenlast fra dekke og bjelke:

$$g := \rho_b \cdot h \cdot 1.750 \text{ m} + \rho_b \cdot h_d \cdot L_x = 109.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelasten som vil opptre på bjelken (Tverrsnitt 1) i første fase er så liten at den er bestemt neglisjerbar, spesielt siden det benyttes en relativt stor lasfaktor på egenlasten. I tillegg vil det komme en last fra frontskjørtet som henges opp før utstøping av kaidekket. Den vil opptre som en punktlast i enden av hver utkragerbjelke.

Karakteristisk nyttelast i første fase: $q_0 := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra frontbjelke: $g_f := 137.975 \text{ kN}$

Lastfaktorer:

Permanent last (egenlast): $\gamma_{Gj} := 1.2$

Dominerende variabel last (nyttelast): $\gamma_{Q1} := 1.5$

Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand:

Ligning 6.10a gir: $G_{Ed} := \gamma_{Gj} \cdot g + \gamma_{Q1} \cdot q_0 = 131.7 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende punktlast i bruddgrensetilstand: $P_{Ed1} := \gamma_{Gj} \cdot g_f = 165.57 kN$

Disse lastene er innsatt i den analytiske SAP2000-modellen. En ferdig analysert modell har gitt følgende dimensjonerende størrelser:

Største feltmoment: $M_{Ed, felt} := 376.2 kN \cdot m$

Største støttemoment: $M_{Ed, støtte} := 660.3 kN \cdot m$

Største utkragermoment: $M_{Ed, utkrage} := 700.8 kN \cdot m$

Største skjærkraft: $V_{Ed} := 520.1 kN$

I overkant av bjelken i fase 1 er det ikke nødvendig med overdekning lik 60 mm, da denne er beregnet med hensyn på bestandighet og dette området blir dekket av betong fra påstøpen. Ved å gjøre overdekningen mindre vil en oppnå en større effektiv høyde og dermed øke kapasiteten. For simplisitetens skyld velger vi likevel å bruke 60 mm også her da forskjellene blir marginale. Videre befinner den største skjærkraft seg ved ytterste støtte på grunn av utkragerbjelken, skjærkraften ved de andre støttene er mindre. Men det regnes konservativt og brukes V_{Ed} på alle støtter.

Prøver lengdearmering ϕ_{20} : $\phi_{20} := 20 mm$

Prøver bøylearmering ϕ_{12} : $\phi_{12} := 12 mm$

Dette gir følgende effektiv høyde: $d_0 := h - c_{nom} - \phi_{12} - \frac{\phi_{20}}{2} = 518 mm$

Kapasitet i bjelkens trykksoner:

Regner konservativt ved å bruke bredde lik bjelkebredde i bunn i trykksonen.

Trykksonens momentkapasitet er gitt ved ligning:

$$M_{Rd0} := K \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_0^2$$

der K er fasthetsklassen basert på betongfastheten: $K := 0.275$

$$M_{Rd0} := K \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_0^2 = 3010.595 kN \cdot m$$

Dette tilfredsstiller alle dimensjonerende moment. Det blir kun nødvendig med minimumsarmering i trykksonen. Videre finner en nødvendig strekkarmering i de aktuelle strekksoner basert på teori om delvis utnyttet trykksone:

Felt:

Avstand mellom trykk- og strekkresultanten:
$$z_1 = d \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;felt}}{M_{Rd}} \right)$$

hvor $c = 1 - \frac{z}{d}$. Avrundete verdier for c er gitt i tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen.

$$c := 0.17$$

Dette gir:

$$z_1 := d_0 \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;felt}}{M_{Rd0}} \right) = 506.996 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_{s1} := \frac{M_{Ed;felt}}{f_{yd} \cdot z_1} = 1706.64 \text{ mm}^2$$

Støtte (for støtter mellom felt):

Avstand mellom trykk- og strekkresultanten:
$$z_2 = d_0 \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;støtte1}}{M_{Rd}} \right)$$

hvor $c = 1 - \frac{z}{d}$. Avrundete verdier for c er gitt i tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen.

$$c := 0.17$$

Dette gir:

$$z_2 := d_0 \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;støtte}}{M_{Rd0}} \right) = 498.686 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_{s2} := \frac{M_{Ed;støtte}}{f_{yd} \cdot z_2} = 3045.382 \text{ mm}^2$$

Støtte (for støtte ved utkrage)

Avstand mellom trykk- og strekkresultanten:
$$z_3 = d \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;støtte2}}{M_{Rd}} \right)$$

hvor $c = 1 - \frac{z}{d}$. Avrundete verdier for c er gitt i tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen.

$$c := 0.17$$

Dette gir:

$$z_3 := d_0 \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;utkrage}}{M_{Rd0}} \right) = 497.502 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_{s3} := \frac{M_{Ed;utkrage}}{f_{yd} \cdot z_3} = 3239.869 \text{ mm}^2$$

Det er stor variasjon i nødvendig armering for de forskjellige moment. Det vil bli altfor konservativt og kostbart å velge A_{s3} for alle tilfelle. Går derfor videre med beregningsmessig nødvendig armering. Beregningsmessig behov for armering i bjelkens strekksoner ($M_{Ed;felt}$) blir ikke behandlet videre i fase 1, da nødvendig armering for fullt pålastet konstruksjon må legges inn i bjelkens strekksoner i fase 1.

Støtte (for støtter mellom spenn):

Nødvendig antall stenger ϕ_{20} :
$$n_2 := \frac{A_{s2}}{\pi \cdot \frac{\phi_{20}^2}{4}} = 9.694 \quad \text{gir} \quad n_2 := 10$$

10 stk. ϕ_{20} gir:
$$A_{s2} := n_2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{20}^2}{4} = 3141.593 \text{ mm}^2$$

Senteravstand mellom hver armeringsstang:

$$a_{s2} := \frac{1600 \text{ mm} - c_{nom} - 2 \cdot \phi_{12} - \phi_{20}}{9} = 166.222 \text{ mm}$$

Avstand mellom stengene:

$$a_{h2} := a_{s2} - \phi_{20} = 146.222 \text{ mm}$$

Støtte (for utkrage):

Nødvendig antall stenger ϕ_{20} :
$$n_3 := \frac{A_{s3}}{\pi \cdot \frac{\phi_{20}^2}{4}} = 10.313 \quad \text{gir} \quad n_3 := 11$$

11 stk. ϕ_{20} gir:
$$A_{s3} := n_3 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{20}^2}{4} = 3455.752 \text{ mm}^2$$

Senteravstand mellom hver armeringsstang:

$$a_{s3} := \frac{1600 \text{ mm} - c_{nom} - 2 \cdot \phi_{12} - \phi_{20}}{10} = 149.6 \text{ mm}$$

Avstand mellom stengene:

$$a_{h3} := a_{s3} - \phi_{20} = 129.6 \text{ mm}$$

Krav:

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$$a_h \geq \{2 \cdot \phi_{20}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \cdot \text{mm}\} = 40 \text{ mm}$$

der d_g er største tilslagsstørrelse. *Ok.*

Krav til minste og største armeringsareal etter EC2, 9.2.1.1:

Betongens (B45) strekkfasthet etter tabell 3.1 i EC2:

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen bør ikke antas mindre enn:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_0 = 1637.709 \text{ mm}^2$$

Ok.

Tverrsnittsarealet for strekkarmeringen i områder uten omfaringsskjøter bør ikke overskride:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

der A_c er betongens tverrsnittsareal for bjelken (1600mm x 600mm).

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot 1600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} = 38400 \text{ mm}^2$$

Ok.

Kontroll for skjær i fase 1:

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot b_w \cdot d$$

hvor

$$(k_2 := 0.18)$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1.027 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_{s2}}{b_w \cdot d_0} = 0.004 \quad 0.004 \leq 0.02$$

Dette gir:
$$V_{Rd.c} := \left(0.12 \cdot 1.027 \cdot (100 \cdot 0.005 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1600 \cdot 515.5 \right) \mathbf{N} = 286.964 \mathbf{kN}$$

$$V_{Rd.c} < V_{Ed}$$

Når $V_{Rd.c} < V_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering. I dette tilfellet er det nødvendig med bøyer siden bjelken er så bred at den ligger utenfor søyletoppen og den skal belastes med forskalingsdekker på randene. Skjærarmeringen må ta hele skjærkraften.

Skjærstrekkkapasitet, skjærarmering:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed;max}$$

Skjærarmeringens fasthet:
$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \frac{\mathbf{N}}{\mathbf{mm}^2}$$

Indre momentarm:
$$z := 0.9 \cdot d_0 = 466.2 \mathbf{mm} \text{ (EC2, 6.2.3(1))}$$

Helningen til betongtrykkdiagonalen θ kan velges innenfor visse grenser som angitt i EC2, NA 6.2.3(2), uttrykt ved $\cot(\theta)$:

$$1.0 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \text{ som tilsvarer } 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Det velges $\cot\theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr. lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw0}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \quad \text{dette gir } A_{sw0} := \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \cdot \mathbf{mm} = 1.026 \mathbf{mm}^2 / \mathbf{mm}$$

der s er senteravstand på skjærstengene.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt for bjelker er gitt ved ligning:

$$\frac{A_{sw.min}}{s} = \rho_{w.min} = 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \Rightarrow 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{Ok.}$$

Regner 2 skjærstenger i hvert snitt.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} \mathbf{mm}^2 = 226.195 \mathbf{mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.026 \frac{\mathbf{mm}^2}{\mathbf{mm}} \Rightarrow \text{Senteravstand:}$$

$$s := \frac{A_{sw}}{A_{sw0}} \mathbf{mm} = 220.384 \mathbf{mm}$$

Avstand mellom armeringens tyngdepunkt: $h' := h - 2 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{20}}{2} \right) = 460 \mathbf{mm}$

Krav til max senteravstand etter EC2, NA.9.2.2(6): $s_{1,max} := 0.6 \cdot h' = 276 \mathbf{mm}$

Velger bøyer ϕ_{12} med senteravstand s .

4.2.1 Fase 2

Valgte dimensjoner:

Høyde bjelke: $h_2 := 1100 \mathbf{mm}$

Bredde bjelke (underkant): $b_w := 1600 \mathbf{mm}$

Effektiv flensbredde i topp: $b_{eff} := 3.47 \mathbf{m}$

Dekketykkelse: $h_d := 0.500 \mathbf{m}$

Samlet karakteristisk egenlast fra dekke og bjelke:

$$g := \rho_b \cdot h_2 \cdot 1.750 \text{ m} + \rho_b \cdot h_d \cdot L_x = 131.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk nyttelast i andre fase: $q := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_x = 668 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra frontbjelke: $g_f := 137.975 \text{ kN}$

Lastfaktorer:

Permanent last (egenlast): $\gamma_{Gj} := 1.2$

Dominerende variabel last (nyttelast): $\gamma_{Q1} := 1.5$

Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand:

$$Q_{Ed} := \gamma_{Gj} \cdot g + \gamma_{Q1} \cdot q = 1159.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende punktlast i bruddgrensetilstand:

$$P_{Ed1} := \gamma_{Gj} \cdot g_f = 165.57 \text{ kN}$$

De dimensjonerende størrelsene ved bruk av enkle statiske formler:

Største feltmoment fase 2 manuelt: $M_{Ed, \text{felt}; \text{man}} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_{y;2}^2}{24} = 1637.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største støttemoment fase 2 manuelt: $M_{Ed, \text{støtte}; \text{man}} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_{y;2}^2}{12} = 3274.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største utkragermoment fase 2 manuelt: $M_{Ed, \text{uman}} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_u^2}{2} + P_{Ed1} \cdot L_u = 2651.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største skjærkraft fase 2 manuelt: $V_{Ed, \text{man}} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_{y;2}}{2} = 3375.455 \text{ kN}$

Ferdig analysert SAP-modell gir følgende dimensjonerende størrelser:

Største feltmoment fase 2: $M_{Ed, \text{felt}} := 1279.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største støttemoment fase 2: $M_{Ed, \text{støtte}} := 2558.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største utkragermoment fase 2: $M_{Ed,utkrage} := 1617.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største skjærkraft fase 2: $V_{Ed} := 3341.1 \text{ kN}$

Går videre med SAP-verdiene fordi programvaren tar hensyn til skivevirkning, bidrag fra dekket og samspillet i konstruksjonen i sin helhet. Dette medfører lavere verdier enn ved manuelle beregninger.

Effektiv flensbredde i overkant:

EC2, 5.3.2.1 gir regler for beregning av den effektive flensbredden som bør baseres på avstanden l_0 mellom momentnullpunktene. Forholdet mellom nabospennvidder bør ligge mellom $\frac{2}{3}$ og 1.5 (her 1.0). $l_0 := 0.7 \cdot L_x = 4.676 \text{ m}$

Den effektive flensbredden bestemmes som:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \leq b$$

der

$$b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq 0.2 \cdot l_0$$

og

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad b_i := \frac{(L_x - b_w)}{2} = 2.54 \text{ m}$$

Dette blir: $b_{eff,i} := 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.976 \text{ m}$ $b_{eff,i} > 0.2 \cdot l_0$

$$b_{eff,i} := 0.2 \cdot l_0 = 0.935 \text{ m}$$

Da blir den totale effektive flensbredden: $b_{eff} := 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 3.47 \text{ m}$

Prøver lengdearmring ϕ_{25} : $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$

Prøver bøylearmring ϕ_{12} : $\phi_{12} := 12 \text{ mm}$

Dette gir følgende effektiv høyde: $d := h_2 - c_{nom} - \phi_{12} - \frac{\phi_{25}}{2} = 1015.5 \text{ mm}$

Momentkapasitet for T-tverrsnitt

Regner i dette tilfellet kapasiteten ved å anta konstant betongtrykkspenning bare i flensen, slik at trykkresultanten virker midt i flensen.

Momentlikevekt i flensmidt gir momentkapasitet til tverrsnittet i felt:

Prøver med 10 stk ϕ_{25} . Dette gir $A_s := 10 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4} = 4908.739 \text{ mm}^2$

Strekk: $M_{Rd;felt} := f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{h_d}{2}\right) = 1633.756 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Trykkspenning i flens: $\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd;felt}}{\left(h_d \cdot b_{eff} \cdot \left(d - \frac{h_d}{2}\right)\right)} = 1.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$M_{Rd;felt} > M_{Ed;felt}$ og $f_{cd} > \sigma_{cd}$ Ok.

For momentkapasitet i ved støtte regnes bjelken som rektangulær med $b := b_w$. Antar samme d .

Trykksonens momentkapasitet: $M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 11570.516 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd} > M_{Ed;støtte}$ OK

Videre finner en nødvendig strekkarmering i strekksoner basert på teori om delvis utnyttet trykksone:

Avstand mellom trykk- og strekkresultant: $z := d \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed;støtte}}{M_{Rd}}\right) = 0.977 \text{ m}$

Nødvendig armering: $A_s := \frac{M_{Ed;støtte}}{f_{yd} \cdot z} = 6020.579 \text{ mm}^2$

Antall stenger ϕ_{25} nødvendig: $n := \frac{A_s}{\frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4}} = 12.265$ $n := 13$

Senteravstand mellom hver stang: $a_s := \frac{b}{12} = 133.333 \text{ mm}$

Avstand mellom hver stang: $a_h := a_s - \phi_{25} = 108.333 \text{ mm}$

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$a_h \geq \{2 \cdot \phi; d_g + 5 ; 20\text{mm}\} = 50\text{mm}$ OK.

Krav til minste og største armeringsareal etter EC2, 9.2.1.1:

Betongens (B45) strekkfasthet etter tabell 3.1 i EC2: $f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen bør ikke antas mindre enn:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 3210.605 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsarealet for strekkarmeringen i områder uten omfarings skjøter bør ikke overskride:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad A_{s,max} := 0.04 \cdot b \cdot h = 38400 \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasitet:

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \right)^{0.33} \cdot b \cdot d$$

hvor $(k_2 := 0.18)$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1.01 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004 \quad 0.004 > 0.02$$

Dette gir:
$$V_{Rd,c} := \left(0.12 \cdot 1.01 \cdot (100 \cdot 0.005 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1600 \cdot 1015.5 \right) \text{ N} = 555.943 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd,c}$$

Når $V_{Rd,c} > V_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Skjærarmeringen må ta hele skjærkraften.

Skjærstrekkkapasitet, skjærarmering:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed,max}$$

Skjærarmeringens fasthet:
$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Helningen til betongtrykkdiagonalen θ kan velges innenfor visse grenser som angitt i EC2, NA 6.2.3(2), uttrykt ved $\cot(\theta)$:

$$1.0 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \text{ som tilsvarer } 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Det velges $\cot\theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr. lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw0}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \quad \text{dette gir } A_{sw0} := \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} \cdot \text{mm} = 3.145 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

der s er senteravstand på skjærstengene.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt for bjelker er gitt ved ligning:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} = 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \Rightarrow 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{Ok.}$$

Regner 4 skjærstenger i hvert snitt.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw} := 4 \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} \text{ mm}^2 = 452.389 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3.438 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \Rightarrow \text{Senteravstand:}$$

$$s := \frac{A_{sw}}{A_{sw0}} \text{ mm} = 143.839 \text{ mm}$$

Avstand mellom armeringens tyngdepunkt:

$$h' := h_2 - 2 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{25}}{2} \right) = 955 \text{ mm}$$

Krav til max senteravstand etter EC2, NA.9.2.2(6):

$$s_{1,max} := 0.6 \cdot h' = 573 \text{ mm}$$

Velger skjærarmering/bøyler 4 stk. ϕ_{12} med senteravstand 140 mm.

$$\text{Skjærtrykkkontroll: } V_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \left(\frac{1}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} \right)$$

$$v_1 := 0.6 \text{ for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,max} := 0.6 \cdot 25.5 \cdot 1600 \cdot 963 \cdot \left(\frac{1}{(2.5 + 0.4)} \right) \cdot 10^{-3} = 8129.048 \text{ kN}$$

OK.

Kontroll av bjelkens kapasitet for kran:

Mobilkran: TEREX CC 2800-1

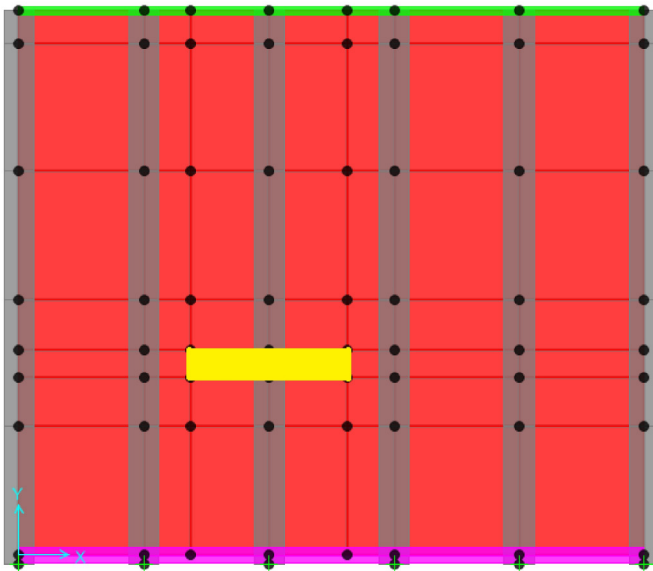
Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand:

$$Q_{Ed} = \frac{((g_k + g_m) \cdot \gamma_{Gj} + q_k \cdot \gamma_Q)}{2 \cdot l_b \cdot b_b} = 690.476 \frac{kN}{m^2}$$

SAP tar også med egenvekt av konstruksjonen.

Bjelkens kapasitet for kranen skal kontrolleres for ett tilfelle. Kranen plasseres midt på bjelken på tvers. Det er ikke kontrollert det tilfelle om den skulle stå på tvers av bjelken nært opplegg på søyle.

Lasttilfelle:



Dimensjonerende moment felt y-retning:

$$M_{Ed,kran1} := 914.8 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte i y-retning:

$$M_{Ed,kran2} := 1829.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ (negativ)}$$

Skjærkraft:

$$V_{kran} := 1981.5 \text{ kN}$$

Når kranen står langs bjelkekanten oppstår en skjærkraft i bjelken på 2091.9 kNm, denne blir derfor dimensjonerende for kranlasten.

Ny største opptredende skjærkraft:

$$V_{Ed,kran} := 2091.9 \text{ kN}$$

Sammenligning med dimensjonerende størrelser:

Sammenligner en med opptredende moment og skjærkraft for bjelken tidligere i oppgaven ser en følgende:

Felt y-retning:

$$M_{Ed;felt} > M_{Ed;kran1} \cdot$$

Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.

Støtte:

$$M_{Ed;støtte} > M_{Ed;kran2} \cdot$$

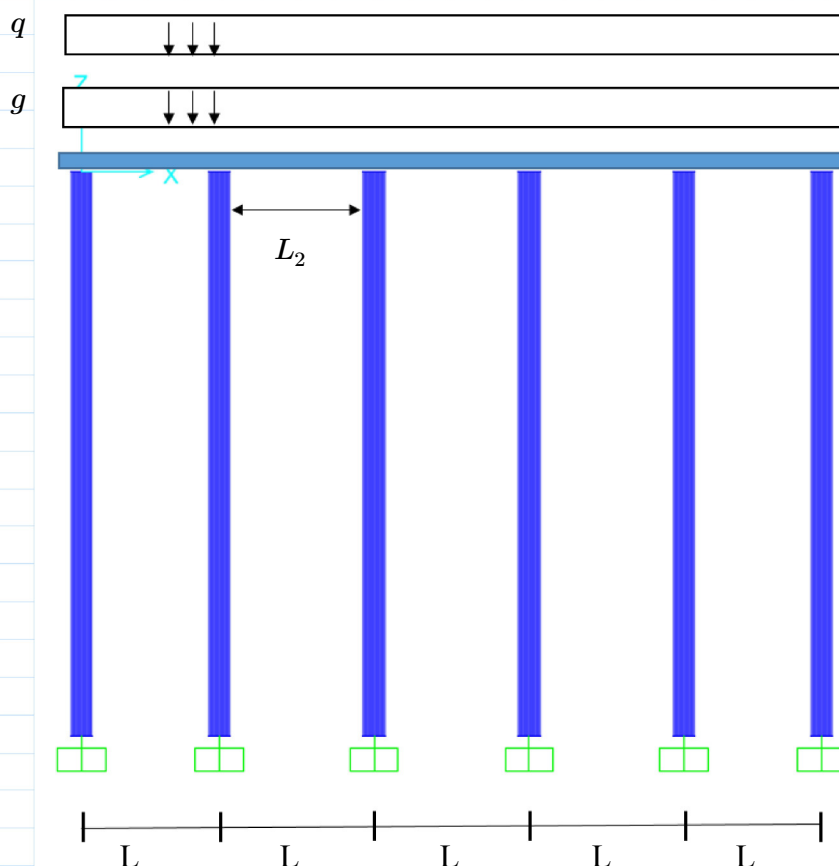
Støttemomentet som oppstår fra kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.

Skjær:

$$V_{Ed} > V_{Ed;kran} \cdot$$

Skjærkraften som oppstår ved opplegg for kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast.

4.3 Dimensjonering av dekke



Fasthet for betong B45:

$$f_{cy} := 45 \frac{N}{mm^2}$$

Fasthet for stål B500NC:

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Materialfaktor for betong:

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor for stål:

$$\gamma_s := 1.15$$

Nødvendig overdekning:
(se kap. 2.3.2 Bestandighet)

$$c_{nom} := 60 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bjelker:

$$L := 6.68 \text{ m}$$

Lysåpning mellom bjelker:

$$L_2 := L - 1600 \text{ mm} = 5.08 \text{ m}$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{cy}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende armeringsfasthet:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

Prøver en samlet dekketykkelse på: $h_d := 0.5 \text{ m}$

Det regnes på en platestripe med en bredde lik: $b := 1000 \text{ mm}$

Laster:

Egenvekt av dekke pr. meter: $g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_d \cdot 1 \text{ m} = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast på dekket pr. meter: $q := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lastfaktorer:

Permanent last: $\gamma_{Gj} := 1.2$

Dominerende variabel nyttelast: $\gamma_{Q1} := 1.5$

Jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand: $Q_{Ed} := \gamma_{Gj} \cdot g + \gamma_{Q1} \cdot q = 165 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende moment felt (SAP): $M_{Ed1} := 347.9 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

Som tilsvarer omtrent $Q_{Ed} \cdot \frac{L_2^2}{12} = 354.838 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

Dimensjonerende moment støtte (SAP): $M_{Ed2} := 1579.3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ (negativ)

Største opptredende skjærkraft: $V_{Ed} := Q_{Ed} \cdot \frac{\langle L_2 \rangle}{2} = 419.1 \text{ kN}$

Redusert dimensjonerende skjærkraft (snitt i avstand d fra opplegg):

$$V_{Ed,red} := Q_{Ed} \cdot \frac{(L_2 - 2 \cdot 427.5 \text{ mm})}{2} = 348.563 \text{ kN}$$

Prøver følgende armering:

Lengdearmering: $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$

Fordelingsarmering: $\phi_{16} := 16 \text{ mm}$

Kapasitetskontroll:

Effektiv høyde: $d := h_d - c_{nom} - \frac{\phi_{25}}{2} = 427.5 \text{ mm}$

Trykksone's momentkapasitet er gitt ved ligning:

$$M_{Rd} = K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

der K er fasthetsklassen basert på betongfastheten: $K := 0.275$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1281.578 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Behov for trykkarmering.

Moment for trykkarmering: $\Delta M := M_{Ed2} - M_{Rd} = 297.722 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

Nødvendig armeringsmengde:

Strekksone felt:

Indre momentarm: $z = d \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed1}}{M_{Rd}} \right)$

hvor $c = 1 - \frac{z}{d}$. Avrundete verdier for c er gitt i tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner av Svein

I. Sørensen. $c := 0.17$

$$z_1 := d \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed1}}{M_{Rd}} \right) = 407.771 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \frac{M_{Ed1}}{f_{yd} \cdot z_1} = 1962.3 \text{ mm}^2$$

Antall stenger ϕ_{25} nødvendig: $n := \frac{A_{s1}}{\pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4}} = 3.998$ $n := 4$

Senteravstand mellom hver stang: $a_s := \frac{(b - 2 \cdot c_{nom})}{3} = 293.333 \text{ mm}$

Avstand mellom hver stang: $a_h := a_s - \phi_{25} = 268.333 \text{ mm}$

Strekksone støtte (fullt utnyttet trykksone):

$\frac{z}{d} = 0.835$ for fasthetsklasse B20-B45. Dette gir $z_2 := d \cdot 0.835 = 0.357 \text{ m}$

$$A_{s2} := \frac{M_{Ed2}}{f_{yd} \cdot z_2} = 10175.831 \text{ mm}^2$$

Bruker ϕ_{32} . $\phi_{32} := 32 \text{ mm}$

Antall stenger ϕ_{32} nødvendig: $n_2 := \frac{A_{s2}}{\pi \cdot \frac{\phi_{32}^2}{4}} = 12.653$ $n_2 := 13$

Senteravstand mellom hver stang: $a_{s2} := \frac{b}{7} = 142.857 \text{ mm}$. Binder sammen to og stenger.

Avstand mellom hver stang: $a_{h2} := a_{s2} - \phi_{32} = 110.857 \text{ mm}$

Trykksone støtte:

$\frac{z}{d} = 0.835$ for fasthetsklasse B20-B45. Dette gir $z_2 := d \cdot 0.835 = 0.357 \text{ m}$

$$A_{s3} := \frac{\Delta M}{f_{yd} \cdot z_2} = 1918.297 \text{ mm}^2$$

Antall stenger ϕ_{25} nødvendig: $n_3 := \frac{A_{s2}}{\pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4}} = 20.73$ $n_3 := 4$

Senteravstand mellom hver stang: $a_{s3} := \frac{b}{3} = 333.333 \text{ mm}$.

Avstand mellom hver stang: $a_{h3} := a_{s3} - \phi_{25} = 308.333 \text{ mm}$

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$$a_h \geq \{2 \cdot \phi; d_g + 5; 20\text{mm}\} = 50\text{mm} \text{ og } a_h \geq \{2 \cdot \phi; d_g + 5; 20\text{mm}\} = 64\text{mm}$$

Alle OK.

Krav til minste og største armeringsareal etter EC2, 9.2.1.1:

Betongens (B45) strekkfasthet etter tabell 3.1 i EC2: $f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen bør ikke antas mindre enn:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 844.74 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsarealet for strekkarmeringen i områder uten omfaringskjøter bør ikke overskride:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot b \cdot h_d = 20000 \text{ mm}^2$$

Tverrarmering

Det legges inn tverrarmering/fordelingsarmering som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen i énveisplater (EC2). Her velges en tverrarmering som er $\phi 16$. Det stilles krav til maksimal senteravstand på denne.

Dimensjon på valgt tverrarmering:

$$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand etter EC2, 9.3.1.1:

$$S_{max;slabs} = \min[3 \cdot h_d, 400\text{mm}]$$

Valgt tverrarmering: $\phi 16$, med senteravstand 400mm. $A_{s;for} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{16}^2}{4} = 402.124 \text{ mm}^2$

Denne vil gå på tvers av forskalingsdekket i underkant av lengdearmeringen, og stikke opp ved den langsgående kanten der den vil bli forbundet med tverrarmeringen i neste element.

Forskalingsdekke:

Det skal benyttes forskalingsdekke for denne platen, den må ha minimum høyde:

Egenvekt av dekke pr. meter: $g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_d \cdot 1 \text{ m} = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast på dekket pr. meter i denne fasen: $q := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lastfaktorer:

Permanent last: $\gamma_{Gj} := 1.2$

Dominerende variabel nyttelast: $\gamma_{Q1} := 1.5$

Jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand: $Q_{Ed0} := \gamma_{Gj} \cdot g + \gamma_{Q1} \cdot q = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende moment i denne fasen: $M_{Ed0} := Q_{Ed0} \cdot \frac{L_2^2}{8} = 48.387 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Det er viktig å ha et minst mulig tverrsnitt på forskalingsdekkene m.t.p krav til krankapasitet på byggeplass. Det blir derfor regnet med en fullt utnyttet trykksone og en minst mulig effektiv høyde.

$$\sqrt{\quad}$$

Nødvendig effektiv høyde:

$$d_0 := \sqrt{\frac{V_{Ed0}}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 83.067 \text{ mm}$$

Nødvendig høyde forskalingsdekke blir da: $h_{n\phi d} := d_0 + \frac{\phi_{25}}{2} + \phi_{16} + c_{nom} = 171.567 \text{ mm}$

Høyde forskalingsdekke rundet opp til:

$$h_{fd} := 180 \text{ mm}$$

Skjærkraftkapasitet:

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot b \cdot d$$

hvor

$$(k_2 := 0.18)$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1.684 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = 0.024 \quad 0.021 > 0.02$$

Dette gir: $V_{Rd,c} := \left(0.12 \cdot 1.684 \cdot (100 \cdot 0.019 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot 427.5 \right) \text{ N} = 380.582 \text{ kN}$

$$V_{Ed;red} < V_{Rd,c}$$

Når $V_{Rd,c} \geq V_{Ed;red}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering.

Skjærtrykkkontroll: $V_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_2 \cdot \left(\frac{1}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} \right)$

$$v_1 := 0.6 \text{ for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,max} := 0.6 \cdot 25.5 \cdot 1000 \cdot 355 \cdot \left(\frac{1}{(2.5 + 0.4)} \right) \cdot 10^{-3} = 1872.931 \text{ kN}$$

Punktlast:

Det er krav til at et dekke av denne typen skal kunne ta opp en punktlast med en mest ugunstig plassering både med tanke på momentkapasitet og skjærkapasitet. Det gjøres en kontroll på om valgte dimensjoner og armeringsmengder har kapasitet til å ta denne.

Størrelse punktlast: $P := 700 \text{ kN}$

fungerende på et areal lik 1.0 m x 1.0 m.

Formel for største moment forårsaket av punktlast: $M = P \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{h}{8 \cdot \pi}$

Største feltmoment i x-retning fra punktlast:

Gjennomsnittlig høyde fra manuelle beregninger: $h_1 := 3.56$
(se vedlegg [5] for utregning)

Dette gir: $M_x := P \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{h_1}{8 \cdot \pi} \cdot m = 148.73 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

$M_{Ed1} > M_x$ OK.

Største feltmoment i y-retning fra punktlast:

Gjennomsnittlig høyde fra manuelle beregninger: $h_2 := 2.685$
(se vedlegg [5] for utregning)

Dette gir: $M_y := P \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{h_2}{8 \cdot \pi} \cdot m = 112.174 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

Effektiv høyde i y-retning: $d_y := h_d - c_{nom} - \phi_{25} - \frac{\phi_{16}}{2} = 407 \text{ mm}$

Indre momentarm y-retning: $z = d_y \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_y}{M_{Rd}} \right)$

hvor $c = 1 - \frac{z}{d}$. Avrundete verdier for c er gitt i tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner av Svein

I. Sørensen. $c := 0.17$

og $M_{Rd;y} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_y^2 = 1161.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$z_y := d_y \cdot \left(1 - c \cdot \frac{M_y}{M_{Rd;y}} \right) = 400.318 \text{ mm}$$

Nødvendig armering: $A_{s;y} := \frac{M_y}{f_{yd} \cdot z_y} = 644.49 \text{ mm}^2$.

$A_{s;y} > A_{s;tverr}$. Reduserer senteravstand mellom fordelingsarmeringen til 200 mm og får 4 stk ϕ_{16} pr. meter plate.

Største støttemoment fra punktlast:

Gjennomsnittlig høyde fra manuelle beregninger: $h_3 := -6.68$
(se vedlegg [5] for utregning)

Dette gir: $M_{støtte} := P \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{h_3}{8 \cdot \pi} \cdot m = -279.078 \text{ kN} \cdot m/m$

$M_{støtte} < M_{Ed2}$ OK.

Skjærkraft fra punktlast:

Regner ut største skjærkraft etter "Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster" av Norsk Betongforening.

Dimensjonerende skjærkraft nær opplegg er gitt ved formel:

$$V_{Ed;P} = K_v \cdot \frac{P \cdot \gamma_{Q1}}{t_y}$$

Avstand fra punktlast til lastareal: $s := 2 \cdot d = 0.855 \text{ m}$ (fra standard)

$$t_y := 2 \cdot d \cdot 2 + 1000 \text{ mm} = 2710 \text{ mm}$$

$\frac{s}{t_y}$ gir avlesningsposisjon i diagram 4.1 i "Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster". $\frac{s}{t_y} = 0.315$

K_v leses av i diagram 4.1 i "Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster".
 $K_v := 0.65$

Største opptredende skjærkraft fra punktlast ved opplegg:

$$V_{Ed;P} := K_v \cdot \frac{P \cdot \gamma_{Q1}}{t_y} = 251.845 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V_{Ed;P} < V_{Rd1}$ OK

Kontroll av dekkets kapasitet for kran:

Mobilkran: TEREX CC 2800-1

Laster:

Maksimal løftekapasitet: $q_k := 6000 \text{ kN}$ Egenlast : $g_k := 5000 \text{ kN}$ Motvekt: $g_m := 3000 \text{ kN}$

Det forutsettes at all last vil fordele seg på kranens to belter og fungere som jevnt fordelt last.

Lengde belte: $l_b := 8.4 \text{ m}$ Bredde belte: $b_b := 1.5 \text{ m}$

Lastfaktorer:

Permanent last: $\gamma_{Gj} := 1.2$ Dominerende variabel nyttelast: $\gamma_Q := 1.3$

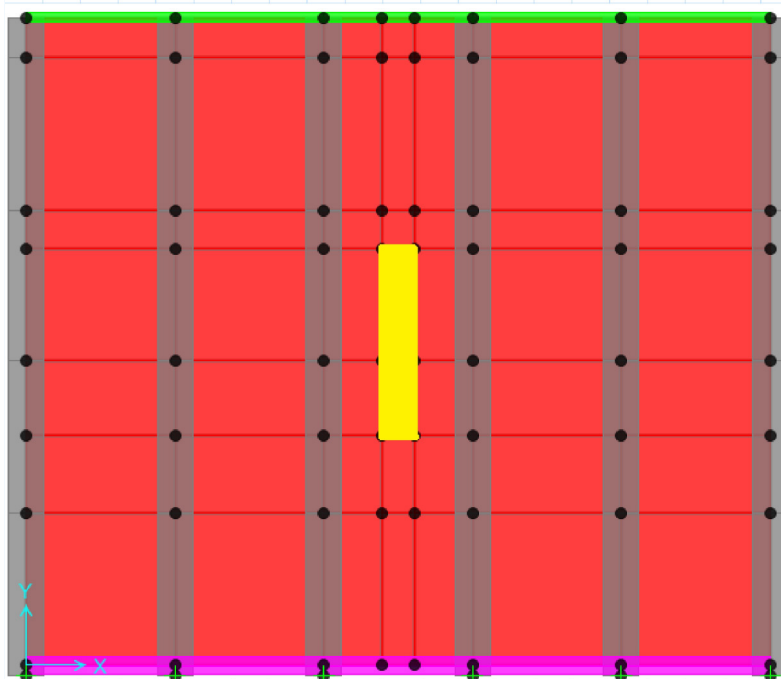
Det velges lastfaktor lik 1.3 fordi kranen allerede har sikre overlasterystem.

Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand:

$$Q_{Ed,kran} := \frac{((g_k + g_m) \cdot \gamma_{Gj} + q_k \cdot \gamma_Q)}{2 \cdot l_b \cdot b_b} = 690.476 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

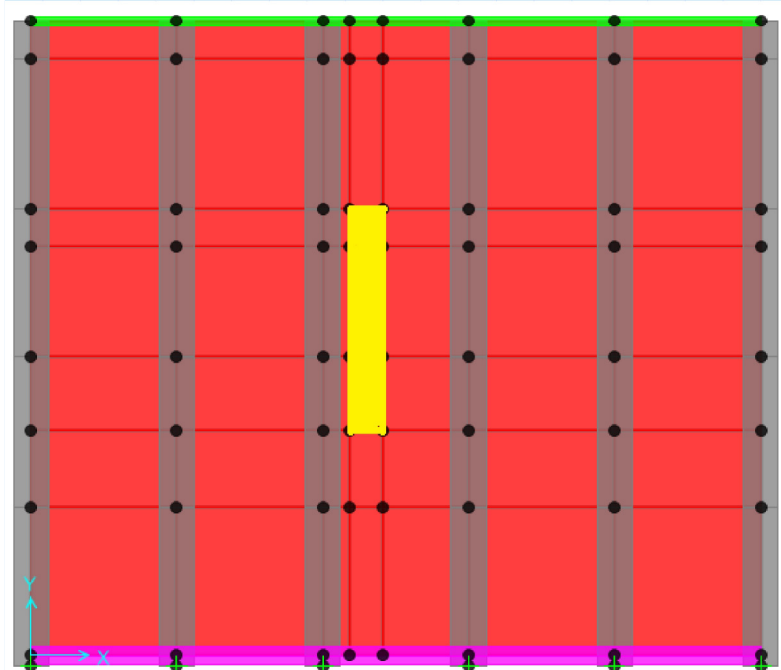
Dekkets kapasitet for kranen skal kontrolleres for to tilfeller. 1) er plassert mest ugunstigst med tanke på moment, og 2) er plassert mest ugunstigst med tanke på skjærkrefter. Dette gjøres i SAP.

1)



Kranen er plassert mest mulig ugunstig med tanke på moment. Midt på et platefelt i samme retning som bjelkene.

2)



Kranen er plassert mest mulig ugunstig med tanke på skjær. Langs bjelken med en avstand d fra opplegget på bjelken.

1)

Dimensjonerende moment felt x-retning: $M_{Ed,1x} := 900.4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ Dimensjonerende moment felt y-retning: $M_{Ed,1y} := 410.5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ Dimensjonerende moment støtte i x-retning: $M_{Ed,støtte1} := 1145.6 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ (negativ)Største opptredende skjærkraft: $V_{Ed;kran1} := 1231.6 \text{ kN}$

2)

Dimensjonerende moment felt x-retning: $M_{Ed,2x} := 751.6 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ Dimensjonerende moment felt y-retning: $M_{Ed,2y} := 401.4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ Dimensjonerende moment støtte i x-retning: $M_{Ed,støtte2} := 1263.3 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ (negativ)Største opptredende skjærkraft: $V_{Ed;kran2} := 1741.0 \text{ kN}$

Ved kontroll av bjelkens kapasitet for kranen viser det seg at feltmomentet for platen i y-retning blir større enn ved disse to tilfellene. Største moment kommer da når kranen står på tvers av bjelken.

Dimensjonerende moment felt y-retning: $M_{Ed,y} := 670.0 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ **Sammenligning med dimensjonerende størrelser:**

Sammenligner en med opptredende moment og skjærkraft for dekket tidligere i oppgaven ser en følgende:

Felt x-retning:

$M_{Ed1} < M_{Ed,1x}$. Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er større enn ved jevnt fordelt nyttelast. **Må legge inn mer armering her.**

Felt y-retning:

$M_y < M_{Ed,y}$. Feltmomentet som oppstår i dekket fra kranen er større enn ved jevnt fordelt nyttelast. **Må legge inn mer armering her.**

Støtte:

$M_{Ed2} > M_{Ed,støtte2}$. Støttemomentet som oppstår kranen er mindre enn ved jevnt fordelt nyttelast. OK.

Skjær:

$V_{Ed} < V_{Ed;kran2}$. Skjærkraften som oppstår ved opplegg for 2) er større enn den største opptredende skjærkraft fra jevnt fordelt last. **Må øke tverrsnitt eller legge inn skjærarming.**

4.4 Dimensjonering av friksjonsplate

Det regnes på tre forskjellige lasttilfeller for friksjonsplaten.

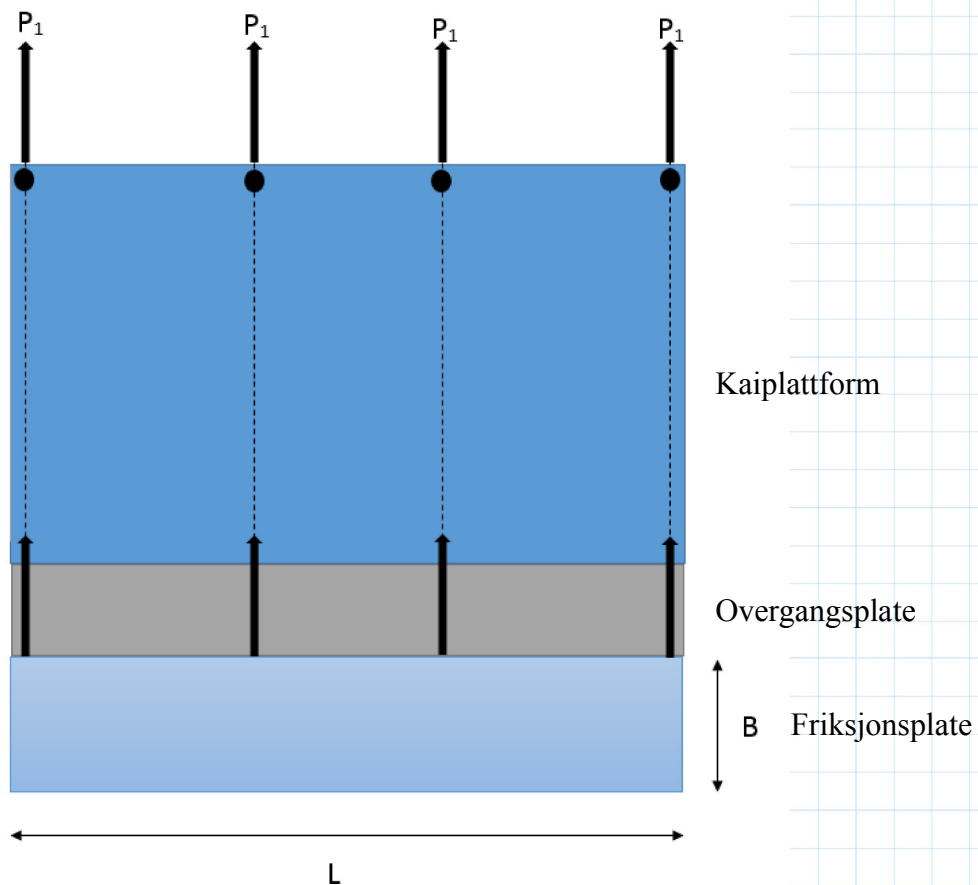
1. 1000 kN strekkraft på alle 4 pollere, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.
2. 1000 kN strekkraft fra ytterste poller, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.
3. 1000 kN strekkraft fra to pollere på en side, normalt og horisontalt ut fra kaifronten.

Lengde på kaidekke, overgangsplate og friksjonsplate: $L := 35 \text{ m}$

Bredde på friksjonsplate: $B := 6.5 \text{ m}$

Last på hver poller i bruddgrensetilstand: $P_1 := 1000 \text{ kN}$

Lasttilfelle 1:



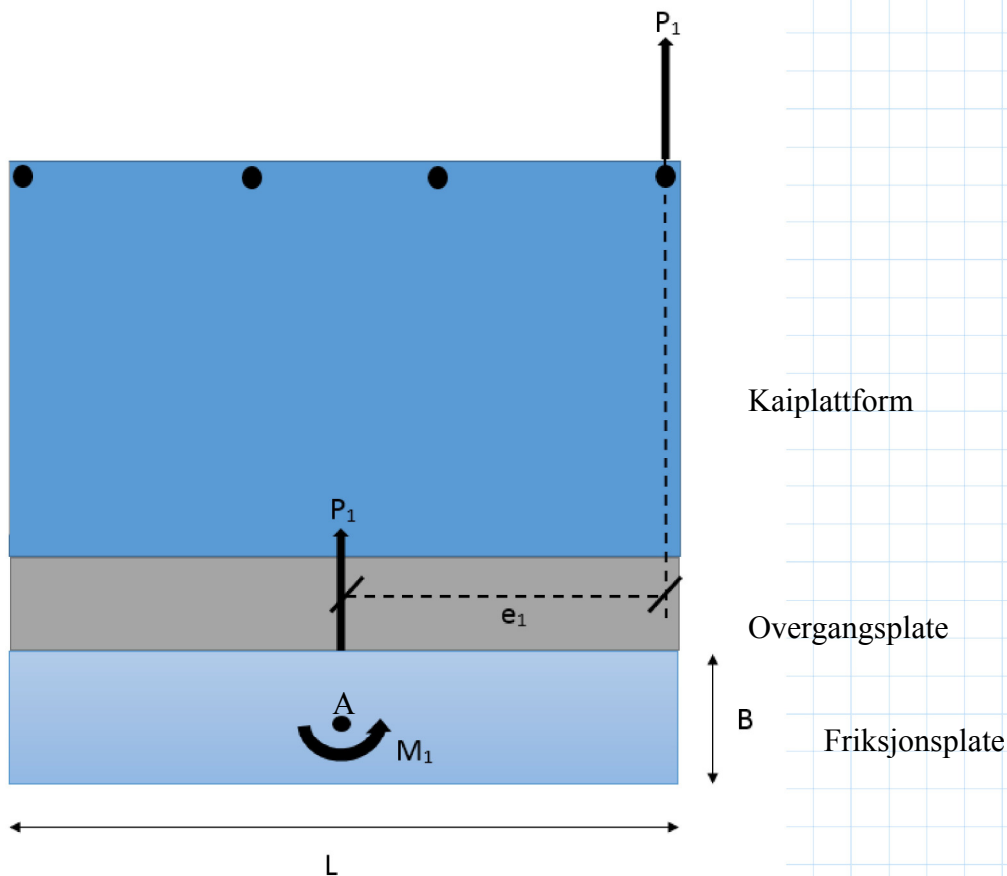
Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate:

$$q_1 := \frac{4 \cdot P_1}{L} = 114.286 \frac{kN}{m}$$

Opptredende spenning på plate:

$$\sigma_1 := \frac{q_1}{B} = 17.582 \frac{kN}{m^2}$$

Lasttilfelle 2:



Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate:

$$q_2 := 1 \cdot \frac{P_1}{L} = 28.571 \frac{kN}{m}$$

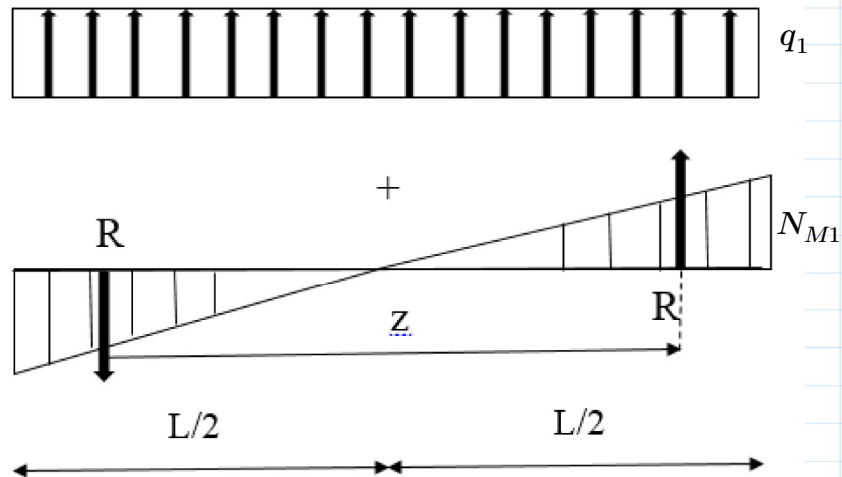
Eksentrisitet, horisontal avstand fra poller til midten av friksjonsplate:

$$e_1 := \frac{L}{2} - 0.8 \text{ m} = 16.7 \text{ m}$$

Moment fungerende på friksjonsplate, om punktet A:

$$M_1 := P_1 \cdot e_1 = 16700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dette gir følgende lastfordeling på friksjonsplaten:

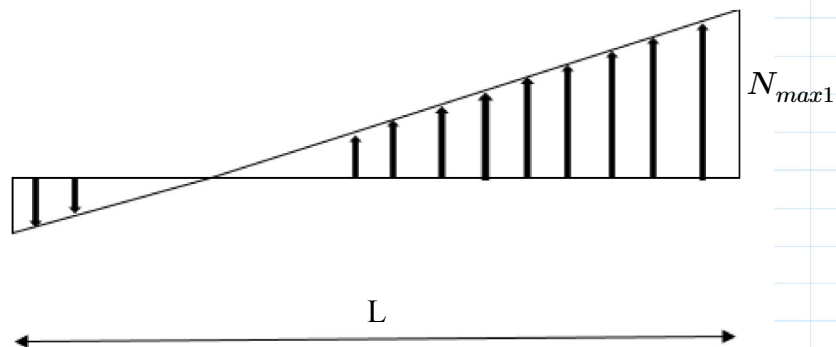


Ut i fra teori om at resultanten til trekantlasten angriper $1/3$ inn fra side med størst last finner vi avstanden mellom disse, z .

Avstand mellom resultanter:
$$z_1 := L - 2 \cdot \frac{L}{6} = 23.333 \text{ m}$$

Størrelse på resultant blir da:
$$R := \frac{M_1}{z_1} = 715.714 \text{ kN}$$

Ved å snu på formel: $R = \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot N_{M1}$, finner en:
$$N_{M1} := 4 \cdot \frac{R}{L} = 81.796 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

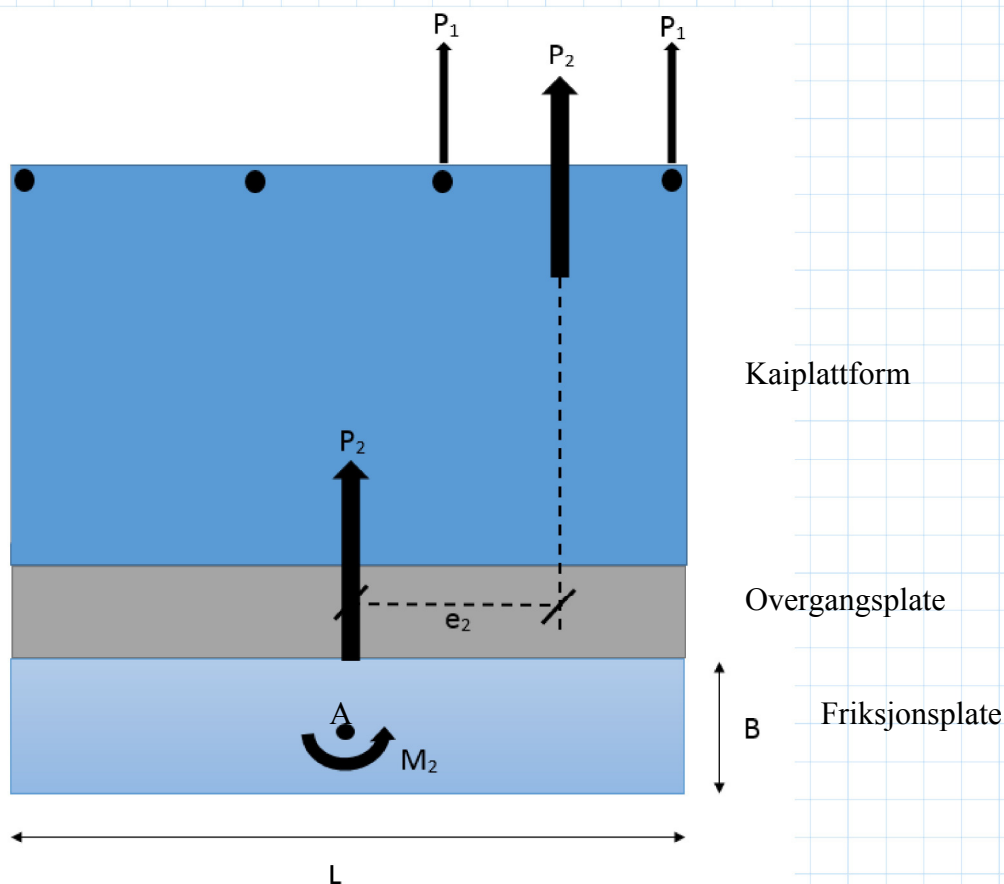


Vi slår sammen de to lastfordelingene: $N_{max1} := q_2 + N_{M1} = 110.367 \frac{kN}{m}$

Og forutsetter at denne lasten virker over hele platen.

Dette gir opptredende spenning på plate: $\sigma_2 := \frac{N_{max1}}{B} = 16.98 \frac{kN}{m^2}$

Lasttilfelle 3:



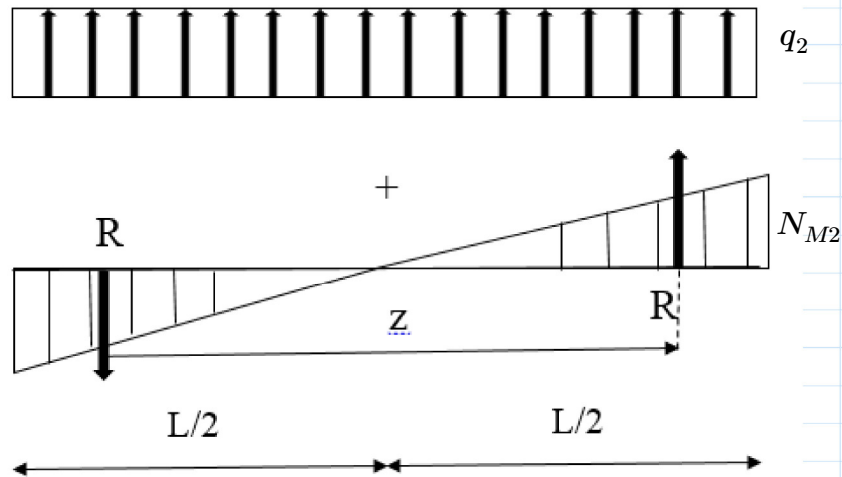
P_2 er resultatanten til de to fungerende lastene, P_1 . $P_2 := 2 \cdot P_1 = 2000 \text{ kN}$

Jevnt fordelt last fungerende på friksjonsplate: $q_3 := 1 \cdot \frac{P_2}{L} = 57.143 \frac{kN}{m}$

Eksentrisitet, horisontal avstand fra poller til midten av friksjonsplate: $e_2 := \frac{L}{2} - 0.8 \text{ m} - 6.68 \text{ m} = 10.02 \text{ m}$

Moment fungerende på friksjonsplate, om punktet A: $M_2 := P_2 \cdot e_2 = 20040 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dette gir følgende lastfordeling på friksjonsplaten:

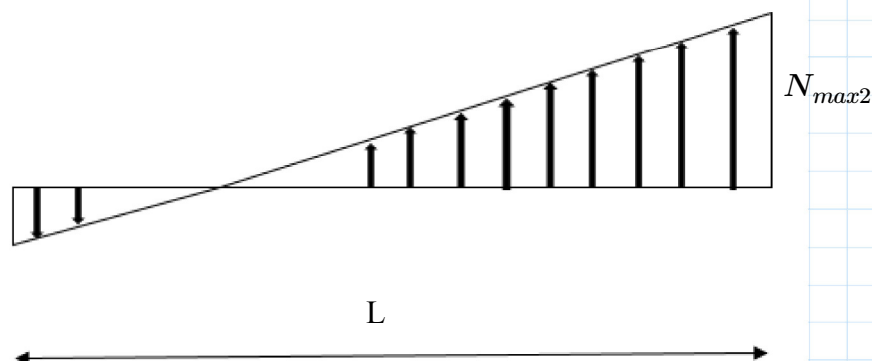


Ut i fra teori om at resultanten til trekantlasten angriper $1/3$ inn fra side med størst last finner vi avstanden mellom disse, z .

Avstand mellom resultanter: $z_1 := L - 2 \cdot \frac{L}{6} = 23.333 \text{ m}$

Størrelse på resultant blir da: $R := \frac{M_2}{z_1} = 858.857 \text{ kN}$

Ved å snu på formel: $R = \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot N_M$, finner en: $N_{M2} := 4 \cdot \frac{R}{L} = 98.155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



Vi slår sammen de to lastfordelingene: $N_{max2} := q_3 + N_{M2} = 155.298 \frac{kN}{m}$

Og forutsetter at denne lasten virker over hele platen.

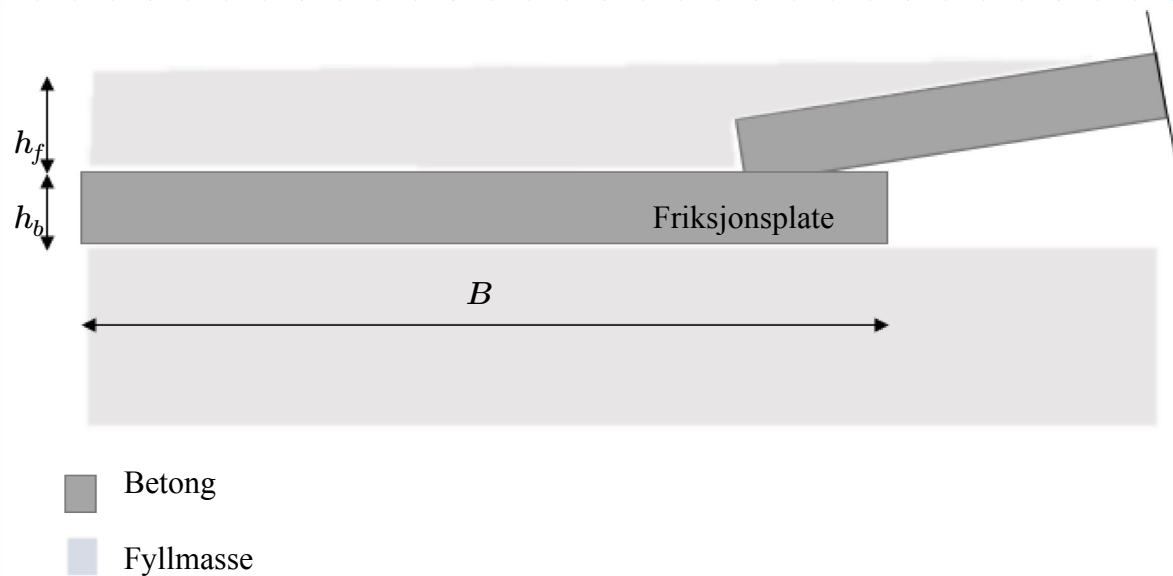
Dette gir opprettede spenning på plate: $\sigma_3 := \frac{N_{max2}}{B} = 23.892 \frac{kN}{m^2}$

Den største opprettede dimensjonerende spenningen kommer i lasttilfelle 3. Går videre med denne.

Største opprettede dimensjonerende spenning: $\sigma_{max} := \sigma_3 = 23.892 \frac{kN}{m^2}$

I største opprettede kraft tilsvarer dette: $F_{max} := \sigma_{max} \cdot L \cdot B = 5435.429 kN$

Friksjonsplatens kapasitet:



Densitet betong: $\gamma_b := 25 \frac{kN}{m^3}$

Densitet fyllmasse: $\gamma_f := 19 \frac{kN}{m^3}$

Høyde friksjonsplate: $h := 0.3 m$

Høyde friksjonsplate: $h_b := 0.3 \text{ m}$

Høyde fyllmasse over friksjonsplate: $h_f := 1.22 \text{ m}$

Tykkelsen av friksjonsplaten ved opplegg for overgangsplate kontrolleres i BETONexpress.

Minimumsavstand mellom start på fyllingsskråning og friksjonsplate:

For friksjonsplater som ligger med liten dybde må det kontrolleres at platen ligger tilstrekkelig langt bak fyllingsskråningen

Nødvendig avstand fra bakkant av kaikonstruksjonen til friksjonsplaten, finnes fra følgende uttrykk:

$$L_{min} = H \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) + \left(z + \frac{t}{2}\right) \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi_d}{2}\right)$$

Høyde fra overkant fylling til underkant friksjonsplate $H := 1.52 \text{ m}$

Ut i fra geoteknisk rapport er det anbefalt:

Materialfaktor: $\gamma_m := 1.4$

Friksjonsvinkel stein: $\varphi_k := 45^\circ$

Dimensjonerende friksjonsvinkel for sprengstein: $\varphi_d = \frac{\varphi_k}{\gamma_m} = \frac{45^\circ}{1.4} \Rightarrow \varphi_d := 32.1^\circ$

Avstand fra overkant fylling til midten av friksjonsplate: $z_2 := 1.37 \text{ m}$

Tykkelse friksjonsplate: $t := 0.3 \text{ m}$

$$L_{min} := H \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right) + \left(z_2 + \frac{t}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right) = 3.589 \text{ m}$$

Nødvendig avstand er altså 3.6 meter.

Kapasitet (Rd) for friksjonsplaten:

$$R_d = (N_f \cdot L + N_E \cdot t) \cdot (p_v + a) \cdot B$$

Jordtrykkskoeffisienter K_A og K_P hentes fra tabell i Statens Vegvesens håndbok V220 - Kap.5 - figur 5.4

$K_P := 3.2$ og $K_A := 0.33$

Ruhet over friksjonsplate $r_o := 0.7$

Ruhet under friksjonsplate $r_u := 0.9$

Friksjonsfaktor blir da gitt ved ligning:

$$N_F := \left((K_P - K_A) \cdot \left(\frac{z_2}{(2 \cdot B)} \right) \right) + r_u \cdot \tan(\varphi_d) = 0.867$$

$$N_E := 0 \quad \text{For } L \geq L_{opt}$$

$$L_{opt} := \left(\frac{(K_P - K_A)}{(2 \cdot r_o) \cdot \tan(\varphi_d)} \right) \cdot z_2 = 4.477 \text{ m}$$

$$L \geq L_{opt} \quad \text{fordi } 10.2 \text{ m} \geq 4.5 \text{ m}$$

Setter attraksjon $a := 0 \Rightarrow$ Konservativt. Denne ligger vanligvis mellom $0 - 10 \frac{kN}{m^2}$

$$\gamma_{ekv} := \frac{(h_f \cdot \gamma_f + h_b \cdot \gamma_b)}{H} = 20.184 \frac{kN}{m^3}$$

$$P_V := \gamma_{ekv} \cdot z_2 = 27.652 \frac{kN}{m^2}$$

Kapasitet for friksjonsplate blir da:

$$R_d := \left((N_F \cdot B + N_E \cdot h_b) \cdot (P_V) \right) \cdot L = 5454.366 \text{ kN}$$

Kontroll:

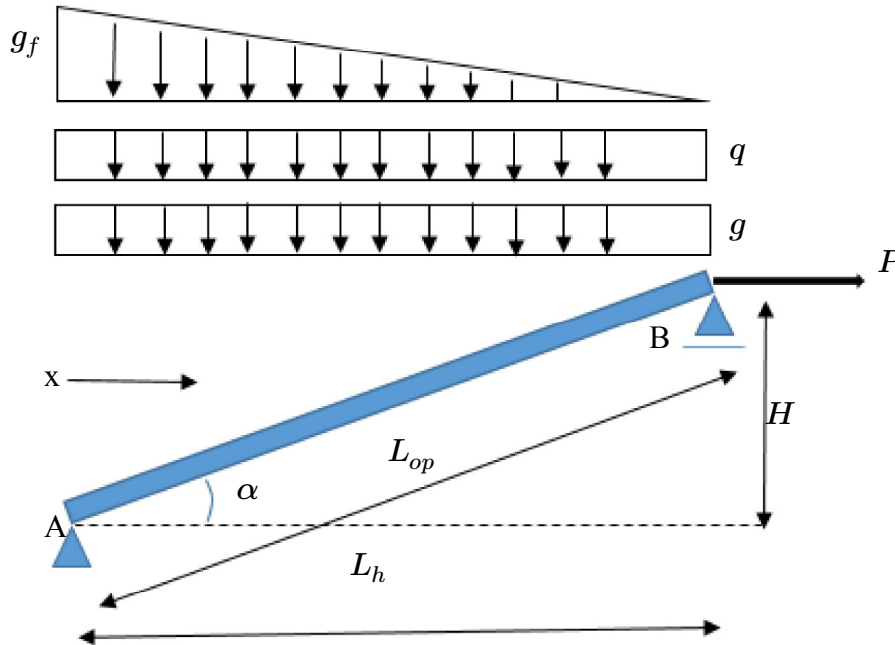
$$R_d \geq F_{max} \Rightarrow 5454 \text{ kN} \geq 5436 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Nødvendig bredde på friksjonsplate blir:

$$B_{n\ddot{o}d} := \frac{1}{r_u \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \left(\frac{F_{max}}{(P_V + a) \cdot L} - \frac{(K_P - K_A) \cdot z_2}{2} \right) = 6.465 \text{ m}$$

4.5 Dimensjonering av overgangsplate

Statisk system:



Regner på 1 m platestripe:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittstykkelse overgangsplate:

$$h_{op} := 400 \text{ mm}$$

Horisontal lengde av overgangsplate:

$$L_h := 6 \text{ m}$$

Høydeforskjell på opplager:

$$H := 0.82 \text{ m}$$

Vinkel på overgangsplate i forhold til horisontallinjen:

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H}{L_h}\right) = 7.782^\circ$$

Lengde overgangsplate:

$$L_{op} := \frac{L_h}{\cos(\alpha)} = 6.056 \text{ m}$$

Densitet betong:

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Densitet fyllmasser (trekantlast):

$$\rho_f := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Egenlast overgangsplate:

$$g := \rho_b \cdot h_{op} \cdot 1 \text{ m} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast på overgangsplate:

$$q := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vi dekomponerer kreftene som ikke virker horisontalt for å få et horisontalt statisk system.

Dekomponert egenlast:

$$g_{dek} := \frac{g}{\cos(\alpha)} = 10.093 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfaktorer:

Permanent last:

$$\gamma_{Gj} := 1.2$$

Dominerende variabel nyttelast:

$$\gamma_{Q1} := 1.5$$

Total jevnt fordelt last på overgangsplate:

$$Q_{Ed} := g_{dek} \cdot \gamma_{Gj} + q \cdot \gamma_{Q1} = 162.112 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last fra fyllmasser (trekantlast) inkl. lastfaktor:

$$g_f := \rho_f \cdot (H - h_{op}) \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_{Gj} = 9.576 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Horisontal last:

Det regnes et lasttilfelle med full last på alle 4 pollere, fordelt på hele overgangsplaten/ friksjonsplaten med en lengde lik 35 m.

Aksiallast pr. platestripe på 1 meter:

$$P := 4 \cdot \frac{1000 \text{ kN}}{35} = 114.286 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter:

Moment om opplager A:

$$(-B_y \cdot L_h) + Q_{Ed} \cdot L_h \cdot \frac{L_h}{2} + g_f \cdot \frac{L_h}{2} \cdot \frac{L_h}{3} + P \cdot H = 0$$

$$B_y := \frac{\left(Q_{Ed} \cdot L_h \cdot \frac{L_h}{2} + g_f \cdot \frac{L_h}{2} \cdot \frac{L_h}{3} \right)}{L_h} = 495.911 \text{ kN}$$

Summen av krefter i y-retning:

$$B_y - Q_{Ed} \cdot L_h - g_f \cdot \frac{L_h}{2} + A_y = 0$$

$$A_y := -B_y + Q_{Ed} \cdot L_h + g_f \cdot \frac{L_h}{2} = 505.487 \text{ kN}$$

Summen av krefter i x-retning:

$$A_x - P = 0$$

$$A_x := P = 114.286 \text{ kN}$$

Største oppredende moment på platestripe:

Total skrått fordelt last:

Ifølge Byggforskserien sin statikkformelsamling er maksimalt moment for trekantlast gitt ved formel:

$$M_{Ed;1} := 0.1283 \cdot \frac{g_f}{2} \cdot L_h^2 = 22.115 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

som befinner seg ved $x := L_h - L_h \cdot 0.577 = 2.538 \text{ m}$

Moment for jevnt fordelt last på midten er:

$$M_{Ed;2} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_h^2}{8} = 729.502 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal moment for platestripen er da: $M_{Ed;max} := M_{Ed;1} + M_{Ed;2} = 751.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største oppredende skjærkraft på platestripe:

Total skrått fordelt last:

Ifølge Byggforskserien sin statikkformelsamling er maksimal skjær for trekantlast gitt ved formel:

$$V_{Ed;1} := 2 \cdot \left(g_f \cdot \frac{L_h}{2} \right) = 19.152 \text{ kN}$$

som befinner seg ved $x=0$.

Skjærkraft for jevnt fordelt last i samme posisjon er:

$$V_{Ed;2} := Q_{Ed} \cdot \frac{L_h}{2} = 486.335 \text{ kN}$$

som befinner seg ved $x=0$

som befinner seg ved $x=0$.

Maksimal skjærkraft for platestripen er da: $V_{Ed;max} := V_{Ed;1} + V_{Ed;2} = 505.487 \text{ kN}$

Største opptredende aksialkraft på platestripen:

P er allerede inkludert lastfaktorer og angriper horisontalt fra platestripen. Finner last som virker langs plateaksen ved å dekomponere lasten:

Dekomponert punklast: $P_{dek} := P \cdot \cos(\alpha) = 113.233 \text{ kN}$

Beregninger i Frame2D (se vedlegg) gir en aksiallast som følge av elementlastene (nyttelast, egenlast og trekantlast). Disse er:

$$N_A := -69.04 \text{ kN}$$

$$N_B := 67.73 \text{ kN}$$

Dette gir en største opptredende aksialkraft ved B lik:

$$N_{max} := P_{dek} + N_B = 180.963 \text{ kN}$$

Momentkapasitet:

Fasthet for betong B45: $f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Fasthet for stål B500NC: $f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Materialfaktor for betong: $\gamma_c := 1.5$

Materialfaktor for stål: $\gamma_s := 1.15$

Nødvendig overdekning:
(se kap. 2.3.2 Bestandighet) $c_{nom} := 60 \text{ mm}$

Dimensjonerende betongfasthet: $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende armeringsfasthet: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Prøver lengdearmering med dimensjon: $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$

Effektiv høyde:

$$d := h_{op} - c_{nom} - \frac{\phi_{25}}{2} = 0.328 \text{ m}$$

Kapasitet i platens trykksone:

Trykksoneens momentkapasitet er gitt ved ligning:

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

der K er fasthetsklassen basert på betongfastheten:

$$K := 0.275$$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 752.134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kun behov for minimumsarmering i trykksonen.

Den indre momentarm bestemmes av fasthetsklasse og effektiv høyde. $z/d=0,835$ for fasthetsklasse B20-B45 (hentet fra tabell 4.4 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen). Dette gir:

Indre momentarm:

$$z := d \cdot 0.835 = 273.463 \text{ mm}$$

Lengdearmering

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s0} := \frac{M_{Ed,max}}{f_{yd} \cdot z} = 6321.593 \text{ mm}^2$$

Antall armeringsstenger ϕ_{25} :

$$n := \frac{A_{s0}}{\pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4}} = 12.878 \Rightarrow n := 13$$

som gir endelig armeringstverrsnitt:

$$A_s := \pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4} \cdot 13 = 6381.36 \text{ mm}^2$$

Senteravstand mellom hver armeringsstang:

$$a_s := \frac{1000 \text{ mm} - 2 \cdot c_{nom}}{12} = 73.333 \text{ mm}$$

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$$a_h \geq \{ \{ 2 \cdot \phi; d_g + 5; 20 \text{ mm} \} = 50 \text{ mm}$$

der d_g er største tilslagsstørrelse.

Avstand mellom stengene:

$$a_h := a_s - \phi_{25} = 48.333 \text{ mm}$$

Regner dette som OK. Evt. kan noen stenger bindes sammen.

Krav til minste og største armeringsareal etter EC2, 9.2.1.1:

Betongens (B45) strekkfasthet etter tabell 3.1 i EC2:

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen bør ikke antas mindre enn:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 647.14 \text{ mm}^2$$

Ok.

Tverrsnittsarealet for strekkarmeringen i områder uten omfaringskjøter bør ikke overskride:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

der A_c er betongens tverrsnittsareal for hele dekkhøyden (1000mm x 400mm).

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 16000 \text{ mm}^2$$

Ok.

Tverrarmering

Det legges inn tverrarmering/fordelingsarmering som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen i énveisplater (EC2). Her velges en tverrarmering som er ϕ_{12} , siden disse skal bøyes og med noe større tverrsnitt blir dette vanskelig. Det stilles krav til maksimal senteravstand på denne.

Dimensjon på valgt tverrarmering:

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

Nødvendig fordelingsarmering pr. meter:

$$A_{s,tverr} := A_s \cdot 0.2 = 1276.272 \text{ mm}^2$$

Antall stenger ϕ_{12} :

$$n_{tverr} := \frac{A_{s,tverr}}{\pi \cdot \frac{\phi_{12}^2}{4}} = 11.285 \Rightarrow n_{tverr} := 12$$

Senteravstand fordelingsarmering:

$$s_{tverr} := \frac{(1000 \text{ mm})}{n_{tverr}} = 83.333 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand etter EC2, 9.3.1.1

$$S_{max;slabs} = \min[3 \cdot h_{op}, 400\text{mm}] = 400\text{mm}$$

Valgt tverrarmering: 12 stk ϕ_{12} , med senteravstand s_{tverr} .

Denne vil gå på tvers av elementet i overkant av lengdearmeringen for å få størst mulig d , og stikke opp ved den langsgående kanten der den vil bli bøyet ned og forbundet med

tverrarmeringen i neste element.

Skjærkraftkapasitet:

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot b_w \cdot d$$

hvor

$$(k_2 := 0.18)$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1.78 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.019 \quad 0.019 \leq 0.02$$

Dette gir:

$$V_{Rd.c} := \left(0.12 \cdot 1.78 \cdot (100 \cdot 0.019 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot 328 \right) \text{ N} = 308.648 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$$

Når $V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Skjærarmeringen må ta hele skjærkraften.

Skjærstrekkkapasitet, skjærarmering:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed,max}$$

Skjærarmeringens fasthet: $f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Indre momentarm: $z := 0.9 \cdot d = 294.75 \text{ mm}$ (EC2, 6.2.3(1))

Helningen til betongtrykkdiagonalen θ kan velges innenfor visse grenser som angitt i EC2, NA 6.2.3(2), uttrykt ved $\cot(\theta)$:

$$1.0 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \text{ som tilsvarer } 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Det velges $\cot\theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr. lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw0}}{s} \geq \frac{V_{Ed,max}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \text{ dette gir } A_{sw0} := \frac{V_{Ed,max}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} \cdot mm = 1.578 \text{ mm}^2 / mm$$

der s er senteravstand på skjærstengene.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt for bjelker er gitt ved ligning:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} = 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Selv om det i dette tilfellet tilfredsstiller kravet, er det ikke krav til minimum skjærarmering i plater ifølge ref. [7].

Regner 2 skjærstenger i hvert snitt.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} \text{ mm}^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.578 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \Rightarrow \text{Senteravstand: } s := \frac{A_{sw}}{A_{sw0}} \text{ mm} = 143.364 \text{ mm}$$

Avstand mellom armeringens tyngdepunkt:

$$h' := h_{op} - 2 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{25}}{2} \right) = 255 \text{ mm}$$

Krav til max senteravstand etter EC2, NA.9.2.2(6):

$$s_{1,max} := 0.6 \cdot h' = 0.153 \text{ m}$$

Velger skjærarmering 2 stk ϕ_{12} med senteravstand s .

Aksialkraftkapasitet:

Det legges inn armering i tillegg som skal kun ta opptredende aksialkraft. Denne legges ved nøytralaksen for å ikke påføre moment.

Nødvendig tverrsnitt på armering:

$$A_{s,aks} := \frac{N_{max}}{f_{yd}} = 416.215 \text{ mm}^2$$

Legger inn 1 stk ϕ_{25} med tverrsnittsareal 490.1 mm^2 pr. meter plate.

Det skal benyttes forskalingdekke for denne platen, den må ha minimum høyde:

Nødvendig effektiv høyde d bestemmes av følgende ligning:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot f_{cd} \cdot b}}$$

der M er opptredende moment påført av platens egenlast.

$$M := g_{dek} \cdot \frac{L_h^2}{8} = 45.418 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Effektiv høyde:

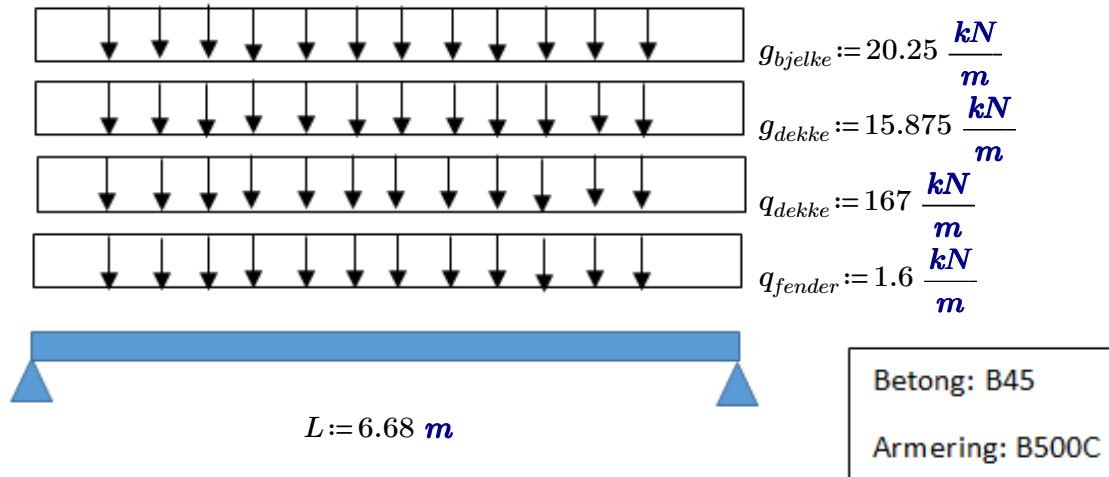
$$d := \sqrt{\frac{M}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 80.478 \text{ mm}$$

Nødvendig høyde forskalingsdekke blir da:

$$h_{fd} := d + \frac{\phi_{25}}{2} + c_{nom} = 152.978 \text{ mm}$$

4.6 Dimensjonering av forkantbjelke

Vertikal lastpåkjenning:



Bjelkehøyde: $h_{tot} := 1.8 \text{ m}$

Bjelkebredde: $b := 0.45 \text{ m}$

Egenlast bjelke: $g_{bjelke} := 20.25 \frac{kN}{m}$

Egenlast dekke: $g_{dekke} := 15.875 \frac{kN}{m}$

Nyttelast fra dekke: $q_{dekke} := 167 \frac{kN}{m}$

Last fra fender: $q_{fender} := 1.6 \frac{kN}{m}$

Lastfaktor egenlast: $\gamma_g := 1.20$

Lastfaktor nyttelast: $\gamma_q := 1.50$

Stålfasthet: $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Betongfasthet $f_{cy} := 45 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende last

$$Q_{Ed} := (q_{fender} + q_{dekke}) \cdot \gamma_q + (g_{bjelke} + g_{dekke}) \cdot \gamma_g = 296.25 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerer som normalarmert ($\varepsilon_s = 2 \varepsilon_{yk}$) med fullt utnyttet trykksone

Velger tverrsnittsbredde $b := 0.450 \text{ m}$

Ytre dimensjonerende moment midt på bjelken - lasttilfelle 1:

$$M_{Ed1} := \frac{Q_{Ed} \cdot (L)^2}{8} = 1652.423 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Som følge av høyere moment i SAP2000, går vi videre med dette:

$$M_{Ed.2} := 1985.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$K := 0.275 \quad (\text{fra tabell 4.3})$$

Dimensjonerende betongfasthet: $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{cy}}{1.5} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende stålfasthet $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$

Nødvendig effektiv høyde, d:

$$d := 1300 \text{ mm} - \left(60 \cdot \text{mm} + 12 \text{ mm} + \frac{25}{2} \text{ mm} \right) = 1215.5 \text{ mm}$$

Indre momentarm, z:

$$z := d \cdot 0.835 = 1014.943 \text{ mm}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s,nød1} := \frac{M_{Ed.2}}{f_{yd} \cdot z} = 4498.738 \text{ mm}^2$$

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d^2) = 4662.247 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{Rd} \geq M_{Ed1}$ fordi $4662.2 \geq 1985.2 \Rightarrow$ **Kun strekkarmering påkrevd!**

Prøver armering $\phi 25$:

$$\phi 25 := 25 \text{ mm}$$

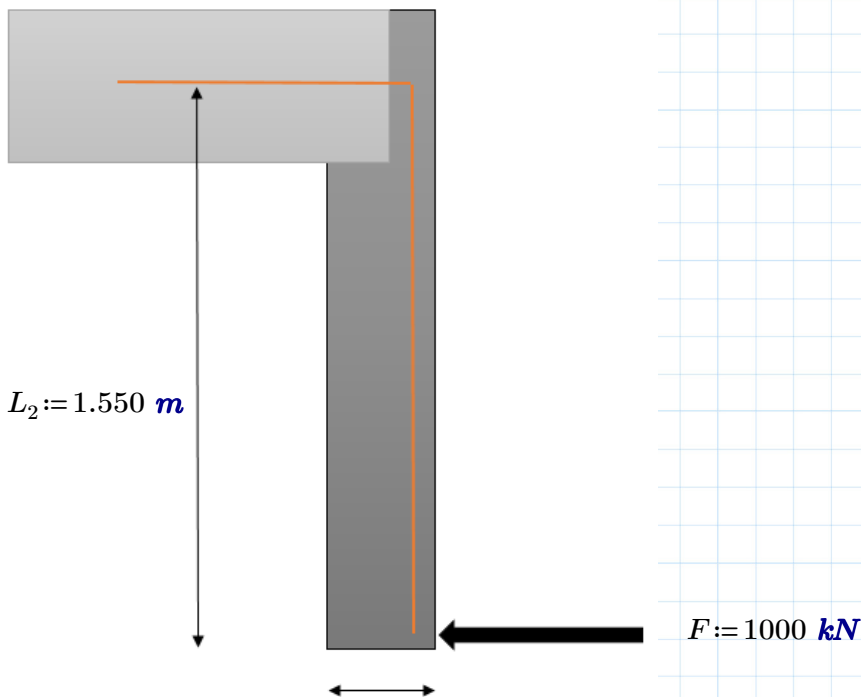
$$\text{Nødvendig antall stenger: } n := \frac{A_{s, \text{nød1}}}{\frac{\pi \cdot \phi 25^2}{4}} = 9.165 \Rightarrow n := 10$$

$$\text{Velger armering: } 10 \phi 25 \Rightarrow n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi 25^2}{4} \right) = 4908.739 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 4908.739 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq 4498.7 \text{ mm}^2$ fordi $4908.7 \geq 4498.73 \Rightarrow$ Ok!

Horisontal lastpåkjenning - lasttilfelle 2:



Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed2} := \frac{F}{\pi} \cdot m = 318.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Effektiv høyde:

$$d_2 := 450 \text{ mm} - \left(60 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{25}{2} \text{ mm} \right) = 365.5 \text{ mm}$$

Indre momentarm:

$$z_2 := d_2 \cdot 0.835 = 305.193 \text{ mm}$$

$$b_2 := 1000 \text{ mm}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s,nød2} := \frac{M_{Ed2}}{f_{yd} \cdot z_2} = 2398.856 \text{ mm}^2$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd2} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_2 \cdot (d_2)^2 = 936.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Prøver armering $\phi 25$:

$$\phi 25 := 25 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig antall stenger: } n := \frac{A_{s,nød2}}{\pi \cdot \frac{\phi 25^2}{4}} = 4.887 \Rightarrow n := 5 \quad (\text{5 stk/m kaibredde})$$

$$\text{Velger armering: } 5 \phi 25 \Rightarrow A_{s2} := n \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi 25^2}{4} \right) = 2454.369 \text{ mm}^2$$

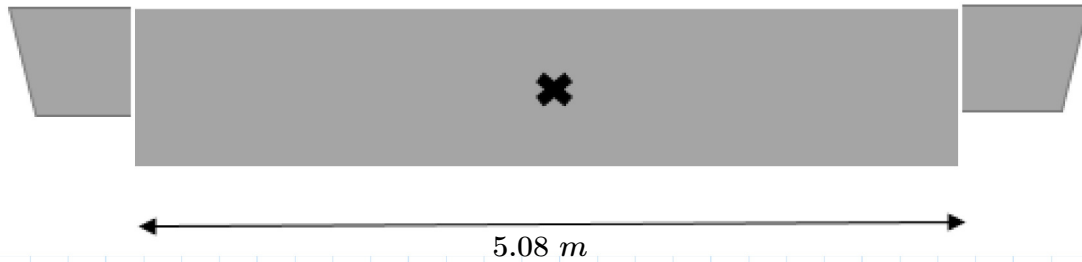
$$A_{s2} := 2454.369 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} \geq A_{s,nød2} \text{ fordi } 2454 \geq 2399 \Rightarrow \text{OK!}$$

Horisontal lastpåkjenning - lasttilfelle 3:

Fenderveggen sett fra sjøsiden. Krysset indikerer hvor punktlasten P treffer, plassert mest ugunstig med tanke på moment. Skjærkapasitet i denne retningen er ikke beregnet.

$$P := 1000 \text{ kN}$$



Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed3} := \frac{P \cdot 2.54 \text{ m} \cdot 2.54 \text{ m}}{5.08 \text{ m}} = 1270 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Effektiv høyde:

$$d_3 := 450 \text{ mm} - \left(60 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{25}{2} \text{ mm} \right) = 365.5 \text{ mm}$$

Indre momentarm:

$$z_3 := d_2 \cdot 0.835 = 305.193 \text{ mm}$$

$$b_3 := 1800 \text{ mm}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_{s,nød3} := \frac{M_{Ed3}}{f_{yd} \cdot z_3} = 9571.008 \text{ mm}^2$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.3} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_3 \cdot (d_3)^2 = 1686.243 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M < M_{Rd}$ => Kun strekarmoring påkrevd!

$$M_{Rd.3} \geq M_{Ed.4} \Rightarrow \text{Kun strekkarmering påkrevd!}$$

Prøver armering $\phi 25$:

$$\phi 25 := 25 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig antall stenger: } n := \frac{A_{s;nødv.3}}{\pi \cdot \frac{\phi 25^2}{4}} = 19.498 \Rightarrow n := 20$$

$$\text{Velger armering: } 20 \phi 25 \Rightarrow A_{s2} := n \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi 25^2}{4} \right) = 9817.477 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} \geq A_{S.nødv.3} \text{ fordi } 9896 \geq 9817 \Rightarrow \text{OK!}$$

Skjærkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := \frac{Q_{Ed} \cdot L}{2} = 989.475 \text{ kN}$$

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot b_w \cdot d$$

hvor:

Betongtilslagsfaktor:

$$k_2 := 0.18$$

Effektiv høyde:

$$d_4 := 1215 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$z_4 := 0.9 \cdot d_4 = 1093.5 \text{ mm}$$

Minste effektive bredde av tverrsnitt

$$b_w := 450 \text{ mm}$$

Materialfaktor betong

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d_4}} \right) = 1.53 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{b_w \cdot d_4} = 0.009 \quad 0.009 \leq 0.02$$

Dette gir: $V_{Rd.c} := \left(0.12 \cdot 1.53 \cdot (100 \cdot 0.009 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 450 \cdot 1215.5 \right) N = 344.872 \text{ kN}$

$$V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$$

Når $V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Skjærarmeringen må ta hele skjærkraften.

Skjærstrekkekapasitet, skjærarmering:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed,max}$$

Skjærarmeringens fasthet: $f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$

Helningen til betongtrykkdiagonalen θ kan velges innenfor visse grenser som angitt i EC2, NA 6.2.3(2), uttrykt ved $\cot(\theta)$:

$$1.0 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \text{ som tilsvarer } 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Det velges $\cot\theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr. lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw1}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \text{ dette gir } A_{sw1} := \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z_4 \cdot \cot\theta} \cdot mm = 0.832 \text{ mm}^2 / mm$$

der s er senteravstand på skjærstengene.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt for bjelker er gitt ved ligning:

$$\frac{A_{sw.min}}{s} = \rho_{w.min} = 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b \Rightarrow 0.1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} \cdot 450 = 0.604$$

Regner 2 skjærstenger i hvert snitt.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw2} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} \text{ mm}^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw2} := 226.195 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Senteravstand } s \leq \frac{226.195}{0.832} = 271.86 \text{ mm}$$

Avstand mellom armeringens tyngdepunkt: $h' := 1300 - 2 \cdot \left(60 + \frac{25}{2}\right) = 1155 \text{ mm}$

Krav til max senteravstand etter EC2, NA.9.2.2(6): $s_{1,max} := 0.6 \cdot h' = 693 \text{ mm}$

Velger bøyler ϕ_{12} med senteravstand s 270.0 mm

4.7 Dimensjonering av bakkantbjelke

Fasthet for betong B45:

$$f_{cy} := 45 \frac{N}{mm^2}$$

Fasthet for stål B500NC:

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Materialfaktor for betong:

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor for stål:

$$\gamma_s := 1.15$$

Nødvendig overdekning:
(se kap. 2.3.2 Bestandighet)

$$c_{nom} := 60 \text{ mm}$$

Lengde av bakkantbjelke i x-retning:

$$L_b := 5.08 \text{ m}$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{cy}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende armeringsfasthet:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

Valgte dimensjoner for bjelken:

Bjelkens høyde:
(denne høyden velges for å få lik høyde som bjelken)

$$h := 1100 \text{ mm}$$

Bjelkens bredde i topp:

$$b := 600 \text{ mm}$$

Areal av betongtverrsnittet:

$$A_c := (1.1 \cdot 0.9) \text{ m}^2 - (0.4 \cdot 0.3) \text{ m}^2 = 0.87 \text{ m}^2$$

Prøver lengdearmering:

$$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$$

Prøver bøyle:

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

Laster:

Egenlast bjelke:

$$g_b := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot (A_c) = 21.75 \frac{kN}{m}$$

kN

Last fungerende på konsoll fra overgangsplate: $Q_{Ed0} := 495.9 \frac{kN}{m}$. Denne er inkludert lastfaktorer.

Lastareal for nyttelast på dekket som virker på bjelken (45° inn fra hvert hjørne):

$$A_n := \frac{\left(L_b \cdot \left(\frac{L_b}{2}\right)\right)}{2} = 6.452 \text{ m}^2$$

Nyttelast fra dekket fungerende på bjelken: $q := 100 \frac{kN}{m^2}$

Egenlast av dekket fungerende på bjelken: $g_d := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.5 \text{ m} = 12.5 \frac{kN}{m^2}$

Egenlast av dekket fungerende på bjelken:

$$G := g_d \cdot \frac{A_n}{L_b} = 15.875 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast på dekket fungerende på bjelken:

$$Q := q \cdot \frac{A_n}{L_b} = 127 \frac{kN}{m}$$

Lastfaktorer:

Permanent last (egenlast): $\gamma_{Gj} := 1.2$

Dominerende variabel last (nyttelast): $\gamma_{Q1} := 1.5$

Total jevnt fordelt last på bjelke:

$$Q_{Ed} := g_b \cdot \gamma_{Gj} + G \cdot \gamma_{Gj} + Q \cdot \gamma_{Q1} + Q_{Ed0} = 731.55 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende moment midt på bjelke regnet manuelt:

$$M_1 := Q_{Ed} \cdot \frac{L_b^2}{24} = 786.611 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved opplager regnet manuelt:

$$M_2 := Q_{Ed} \cdot \frac{L_b^2}{12} = 1573.223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved opplager regnet manuelt:

$$V := Q_{Ed} \cdot \frac{L_b}{2} = 1858.137 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment midt på bjelke hentet fra SAP-modell:

$$M_{Ed1} := 1589.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved opplager hentet fra SAP-modell:

$$M_{Ed2} := 3178.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved opplager hentet fra SAP-modell:

$$V_{Ed} := 2099.3 \text{ kN}$$

Går videre med verdier hentet fra SAP-modell da disse er størst og er mer nøyaktig utregnet.

Effektiv høyde:

$$d := h - \frac{\phi_{25}}{2} - \phi_{12} = 1075.5 \text{ mm}$$

K er fasthetsklassen basert på betongfastheten:

$$K := 0.275 \quad (\text{hentet fra tabell 4.3 i Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen})$$

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 4866.816 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

kun behov for minimumsarmering.

Den indre momentarm bestemmes av fasthetsklasse og effektiv høyde. $z/d=0,835$ for fasthetsklasse B20-B45 (hentet fra tabell 4.4 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen). Dette gir:

Indre momentarm:

$$z := d \cdot 0.835 = 898.043 \text{ mm}$$

Nødvendig armering i strekksone felt:

$$A_{s1} := \frac{M_{Ed1}}{f_{yd} \cdot z} = 4069.962 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering i strekksone opplager:

$$A_{s2} := \frac{M_{Ed2}}{f_{yd} \cdot z} = 8140.027 \text{ mm}^2$$

Nødvendig antall stenger ϕ_{25} felt:

$$n_1 := \frac{A_{s1}}{\pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4}} = 8.291 \quad n_1 := 10$$

Velger 10 stk. ϕ_{25} for symmetrisk armering. Binder to og to sammen.

Senteravstand mellom hver armeringsstang felt:

$$a_{s1} := \frac{(b - c_{nom} \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{12} - \phi_{25})}{4} = 107.75 \text{ mm}$$

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$$a_{h1} \geq \{2 \cdot \phi; d_g + 5; 20\text{mm}\} = 50\text{mm}$$

der d_g er største tilslagsstørrelse.

Avstand mellom stengene:

$$a_{h1} := a_{s1} - 2 \cdot \phi_{25} = 57.75 \text{ mm}$$

Ok.

Binder sammen 3 og 3 stenger. Bruker ϕ_{32} her. Følger regler for armeringsbunter etter EC2. 8.9.1 for fiktiv armeringsdiameter.

$$\phi_{32} := 32 \text{ mm}$$

Fiktiv diameter: $\phi_{fik} := 32 \text{ mm} \cdot \sqrt{3} = 55.426 \text{ mm}$

Nødvendig antall stenger ϕ_{32} ved opplager:

$$n_2 := \frac{A_{s2}}{\frac{\pi \cdot \phi_{fik}^2}{4}} = 3.374 \quad n_2 := 4$$

Senteravstand mellom hver armeringsstang opplager:

$$a_{s2} := \frac{(b - c_{nom} \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{12} - 55 \text{ mm})}{3} = 133.667 \text{ mm}$$

Krav minimum avstand mellom armeringen etter EC2, NA.8.2(2):

$$a_{h2} \geq \{2 \cdot \phi; d_g + 5; 20\text{mm}\} = 64\text{mm}$$

der d_g er største tilslagsstørrelse.

Omtrentlig avstand mellom stengene:

$$a_{h2} := a_{s2} - 2 \cdot \phi_{32} = 69.667 \text{ mm}$$

Krav til minste og største armeringsareal etter EC2, 9.2.1.1:

Betongens (B45) strekkfasthet etter tabell 3.1 i EC2:

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen bør ikke antas mindre enn:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 1275.113 \text{ mm}^2$$

Ok.

Tverrsnittsarealet for strekkarmeringen i områder uten omfarings skjøter bør ikke overskride:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

der A_c er betongens tverrsnittsareal for det rektangulære bjelketverrsnittet (1300mm x 1000mm)

400mm)

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot 1300 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 20800 \text{ mm}^2 \quad \text{Ok.}$$

Kontroll for skjær i fase 1:

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering er gitt ved ligning:

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot b \cdot d$$

hvor ($k_2 := 0.18$)

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \left(\sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1.013 \leq 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = 0.013 \quad 0.019 \leq 0.02$$

Dette gir:
$$V_{Rd.c} := \left(0.12 \cdot 1.013 \cdot (100 \cdot 0.019 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 400 \cdot 1075.5 \right) \text{ N} = 230.383 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$$

Når $V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Skjærarmeringen må ta hele skjærkraften.

Skjærstrekkapasitet, skjærarmering:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed,max}$$

Skjærarmeringens fasthet:
$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Helningen til betongtrykkdiagonalen θ kan velges innenfor visse grenser som angitt i EC2, NA 6.2.3(2), uttrykt ved $\cot(\theta)$:

$$1.0 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \text{ som tilsvare } 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Det velges $\cot \theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt

Det velges $\cot\theta := 2.5$ fordi det gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr. lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw0}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \quad \text{dette gir } A_{sw0} := \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} \cdot \text{mm} = 2.151 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

der s er senteravstand på skjærstengene.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt for bjelker er gitt ved ligning:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} = 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \Rightarrow 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{Ok.}$$

Regner 2 skjærstenger i hvert snitt.

Skjærarmering ϕ_{12} :

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} \text{ mm}^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2.151 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \Rightarrow \text{Senteravstand:}$$

$$s := \frac{A_{sw}}{A_{sw0}} \text{ mm} = 105.176 \text{ mm}$$

Avstand mellom armeringens tyngdepunkt:

$$h' := h - 2 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{25}}{2} \right) = 955 \text{ mm}$$

Krav til max senteravstand etter EC2, NA.9.2.2(6):

$$s_{1,max} := 0.6 \cdot h' = 573 \text{ mm}$$

Velger bøyer 2stk ϕ_{12} med senteravstand s .

$$\text{Skjærtrykkkontroll: } V_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \left(\frac{1}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} \right)$$

$$v_1 := 0.6 \text{ for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,max} := 0.6 \cdot 25.5 \cdot 400 \cdot 1147.9 \cdot \left(\frac{1}{(2.5 + 0.4)} \right) \cdot 10^{-3} = 2422.465 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} > V_{Ed}$$

Ok.

Vurdering: Stor differanse mellom manuelle beregninger og SAP. Stor armeringsmengde i strekksone støtte og liten senteravstand mellom hver bøyلة. Men tverrsnittet er konservativt

regnet da hyllet/konsollen ikke er medregnet i tverrsnittet.

Se vedlegg for dimensjonering av konsoll/hylle i BetonExpress og detaljtegning av bakkantbjelkens tverrsnitt.

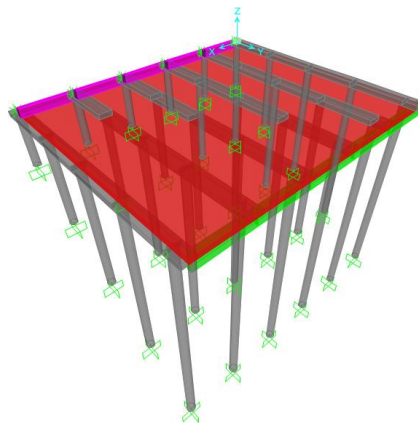
Vedlegg 3 - SAP rapport



Offshorekai i Måløy

Project Number: 1

Prepared for
Høgskolen i Ålesund



Prepared by
Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy

Model Name: Offshorekai i Måløy

2015

Table: Project Information

Table: Project Information

Item	Data
Company Name	Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Client Name	Høgskolen i Ålesund
Project Name	Offshorekai i Måløy
Project Number	1
Model Name	Offshorekai i Måløy
Model Description	
Revision Number	1
Frame Type	Åpen kaikonstruksjon
Engineer	Erlend A. Blankholm, Eirik Sande og Jostein Sandøy
Checker	
Supervisor	
Issue Code	
Design Code	NS-EN 1992 Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner

Table: Program Control, Part 1 of 2

Table: Program Control, Part 1 of 2

ProgramName	Version	ProgLevel	LicenseNum	LicenseOS	LicenseSC	LicenseHT	CurrUnits
SAP2000	17.0.0	Ultimate		No	No	No	KN, m, C

Table: Program Control, Part 2 of 2

Table: Program Control, Part 2 of 2

SteelCode	ConcCode	AlumCode	ColdCode	RegenHinge
AISC 360-10	Eurocode 2-2004	AA-ASD 2000	AISI-ASD96	Yes

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
2	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-6642,163	0,221	17,498	0,0182
2	13,10000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-6333,115	0,221	17,498	0,0182
2	26,20000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-6024,068	0,221	17,498	0,0182
2	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-6642,163	0,221	17,498	0,0182
2	13,10000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-6333,115	0,221	17,498	0,0182

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
2	26,20000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-6024,068	0,221	17,498	0,0182
2	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-6657,771	0,199	17,808	0,0193
2	13,10000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-6348,724	0,199	17,808	0,0193
2	26,20000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-6039,676	0,199	17,808	0,0193
2	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-6658,407	0,221	17,941	-0,1854
2	13,10000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-6349,360	0,221	17,941	-0,1854
2	26,20000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-6040,313	0,221	17,941	-0,1854
8	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-9031,376	5,134	-6,104	0,0229
8	10,70000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8778,948	5,134	-6,104	0,0229
8	21,40000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8526,520	5,134	-6,104	0,0229
8	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-9031,376	5,134	-6,104	0,0229
8	10,70000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8778,948	5,134	-6,104	0,0229
8	21,40000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8526,520	5,134	-6,104	0,0229
8	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-9023,021	5,225	-6,162	0,0238
8	10,70000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-8770,593	5,225	-6,162	0,0238

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
8	21,40000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-8518,165	5,225	-6,162	0,0238
8	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-9022,923	5,232	-5,923	-0,0373
8	10,70000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-8770,495	5,232	-5,923	-0,0373
8	21,40000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-8518,067	5,232	-5,923	-0,0373
14	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8624,576	11,066	-8,333	0,0194
14	8,25000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8429,947	11,066	-8,333	0,0194
14	16,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8235,318	11,066	-8,333	0,0194
14	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8624,576	11,066	-8,333	0,0194
14	8,25000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8429,947	11,066	-8,333	0,0194
14	16,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8235,318	11,066	-8,333	0,0194
14	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-8598,230	11,324	-8,962	0,0234
14	8,25000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-8403,601	11,324	-8,962	0,0234
14	16,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-8208,972	11,324	-8,962	0,0234
14	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-8598,397	11,334	-8,574	0,0219

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
14	8,25000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-8403,768	11,334	-8,574	0,0219
14	16,50000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-8209,139	11,334	-8,574	0,0219
20	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8938,163	17,218	-1,255	-0,0279
20	5,80000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8801,332	17,218	-1,255	-0,0279
20	11,60000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-8664,502	17,218	-1,255	-0,0279
20	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8938,163	17,218	-1,255	-0,0279
20	5,80000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8801,332	17,218	-1,255	-0,0279
20	11,60000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-8664,502	17,218	-1,255	-0,0279
20	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e	Combination		-9039,290	19,115	5,405	-0,0093
20	5,80000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e	Combination		-8902,460	19,115	5,405	-0,0093
20	11,60000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e	Combination		-8765,630	19,115	5,405	-0,0093
20	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-9039,371	19,137	6,089	-0,0295
20	5,80000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-8902,541	19,137	6,089	-0,0295
20	11,60000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-8765,711	19,137	6,089	-0,0295

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
26	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4134,115	32,193	-401,442	-0,3644
26	3,40000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4053,904	32,193	-401,442	-0,3644
26	6,80000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3973,693	32,193	-401,442	-0,3644
26	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4134,115	32,193	-401,442	-0,3644
26	3,40000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4053,904	32,193	-401,442	-0,3644
26	6,80000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3973,693	32,193	-401,442	-0,3644
26	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-7606,097	48,660	-384,648	-0,4569
26	3,40000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-7525,886	48,660	-384,648	-0,4569
26	6,80000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-7445,675	48,660	-384,648	-0,4569
26	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-7605,624	48,711	-384,118	-0,5655
26	3,40000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-7525,413	48,711	-384,118	-0,5655
26	6,80000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-7445,202	48,711	-384,118	-0,5655
41	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-0,832	-56,730	-0,285	308,7743
41	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-0,832	-49,664	-0,285	308,7743
41	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-0,966	-171,123	-0,153	162,0518
41	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-0,966	-164,057	-0,153	162,0518
41	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,140	-211,579	-0,030	293,8269
41	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,140	-204,513	-0,030	293,8269
41	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,367	-217,968	0,048	230,5655

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,367	-210,901	0,048	230,5655
41	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,628	-204,598	0,082	272,8430
41	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,628	-197,531	0,082	272,8430
41	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,900	-177,902	0,087	214,6968
41	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,900	-170,836	0,087	214,6968
41	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,163	-141,696	0,077	211,8489
41	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,163	-134,629	0,077	211,8489
41	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,407	-99,050	0,061	151,9647
41	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,407	-91,983	0,061	151,9647
41	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,627	-51,716	0,045	125,1597
41	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,627	-44,650	0,045	125,1597
41	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,827	-1,498	0,032	65,0716
41	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-2,827	5,569	0,032	65,0716
41	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,010	50,554	0,023	26,4149
41	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,010	57,621	0,023	26,4149
41	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,184	103,166	0,017	-31,2583
41	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,184	110,232	0,017	-31,2583
41	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,355	155,441	0,013	-73,8990
41	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,355	162,508	0,013	-73,8990
41	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,532	206,184	0,011	-125,8107
41	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,532	213,250	0,011	-125,8107
41	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,721	254,279	0,012	-165,7312
41	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,721	261,345	0,012	-165,7312
41	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,931	298,199	0,015	-206,6656
41	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-3,931	305,265	0,015	-206,6656
41	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,167	336,186	0,023	-235,8238
41	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,167	343,252	0,023	-235,8238
41	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,439	365,868	0,037	-256,8654
41	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,439	372,935	0,037	-256,8654
41	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,748	384,265	0,062	-263,6454

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,748	391,331	0,062	-263,6454
41	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,100	387,458	0,107	-250,7639
41	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,100	394,525	0,107	-250,7639
41	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,482	370,230	0,184	-220,2590
41	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,482	377,296	0,184	-220,2590
41	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,875	324,180	0,306	-156,0098
41	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-5,875	331,247	0,306	-156,0098
41	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-6,226	222,726	0,462	-68,4199
41	6,68000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-6,226	229,792	0,462	-68,4199
41	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-0,832	-56,730	-0,285	308,7743
41	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-0,832	-49,664	-0,285	308,7743
41	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-0,966	-171,123	-0,153	162,0518
41	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-0,966	-164,057	-0,153	162,0518
41	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,140	-211,579	-0,030	293,8269
41	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,140	-204,513	-0,030	293,8269
41	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,367	-217,968	0,048	230,5655
41	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,367	-210,901	0,048	230,5655
41	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,628	-204,598	0,082	272,8430
41	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,628	-197,531	0,082	272,8430
41	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,900	-177,902	0,087	214,6968
41	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,900	-170,836	0,087	214,6968
41	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,163	-141,696	0,077	211,8489
41	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,163	-134,629	0,077	211,8489
41	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,407	-99,050	0,061	151,9647
41	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,407	-91,983	0,061	151,9647
41	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,627	-51,716	0,045	125,1597
41	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,627	-44,650	0,045	125,1597
41	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,827	-1,498	0,032	65,0716
41	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-2,827	5,569	0,032	65,0716
41	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,010	50,554	0,023	26,4149

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,010	57,621	0,023	26,4149
41	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,184	103,166	0,017	-31,2583
41	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,184	110,232	0,017	-31,2583
41	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,355	155,441	0,013	-73,8990
41	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,355	162,508	0,013	-73,8990
41	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,532	206,184	0,011	-125,8107
41	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,532	213,250	0,011	-125,8107
41	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,721	254,279	0,012	-165,7312
41	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,721	261,345	0,012	-165,7312
41	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,931	298,199	0,015	-206,6656
41	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-3,931	305,265	0,015	-206,6656
41	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,167	336,186	0,023	-235,8238
41	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,167	343,252	0,023	-235,8238
41	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,439	365,868	0,037	-256,8654
41	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,439	372,935	0,037	-256,8654
41	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,748	384,265	0,062	-263,6454
41	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,748	391,331	0,062	-263,6454
41	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,100	387,458	0,107	-250,7639
41	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,100	394,525	0,107	-250,7639
41	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,482	370,230	0,184	-220,2590
41	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,482	377,296	0,184	-220,2590
41	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,875	324,180	0,306	-156,0098
41	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-5,875	331,247	0,306	-156,0098
41	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-6,226	222,726	0,462	-68,4199
41	6,68000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-6,226	229,792	0,462	-68,4199
41	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-0,851	-60,575	-0,287	306,1436
41	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-0,851	-52,951	-0,287	306,1436

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-0,986	-174,336	-0,153	161,4872
41	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-0,986	-166,712	-0,153	161,4872
41	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,161	-214,438	-0,029	292,6413
41	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,161	-206,813	-0,029	292,6413
41	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,388	-220,580	0,049	230,0808
41	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,388	-212,955	0,049	230,0808
41	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,649	-206,991	0,083	272,1765
41	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,649	-199,366	0,083	272,1765
41	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,919	-180,088	0,088	214,3371
41	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-1,919	-172,464	0,088	214,3371
41	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,179	-143,678	0,077	211,3883
41	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,179	-136,053	0,077	211,3883

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,417	-100,830	0,061	151,6188
41	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,417	-93,205	0,061	151,6188
41	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,630	-53,294	0,045	124,7205
41	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,630	-45,669	0,045	124,7205
41	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,821	-2,873	0,032	64,6546
41	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,821	4,751	0,032	64,6546
41	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,993	49,380	0,022	25,9073
41	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-2,993	57,005	0,022	25,9073
41	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,156	102,192	0,015	-31,7819
41	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,156	109,816	0,015	-31,7819
41	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,315	154,665	0,012	-74,5026
41	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,315	162,290	0,012	-74,5026

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,479	205,603	9,873E-03	-126,4346
41	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,479	213,228	9,873E-03	-126,4346
41	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,654	253,889	0,010	-166,4128
41	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,654	261,514	0,010	-166,4128
41	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,849	297,995	0,014	-207,3432
41	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-3,849	305,620	0,014	-207,3432
41	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,071	336,159	0,021	-236,5229
41	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,071	343,784	0,021	-236,5229
41	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,328	366,008	0,036	-257,5090
41	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,328	373,632	0,036	-257,5090
41	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,622	384,554	0,061	-264,2672
41	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,622	392,179	0,061	-264,2672

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,959	387,879	0,107	-251,2661
41	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-4,959	395,504	0,107	-251,2661
41	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-5,326	370,757	0,184	-220,7185
41	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-5,326	378,382	0,184	-220,7185
41	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-5,702	324,788	0,306	-156,3058
41	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-5,702	332,413	0,306	-156,3058
41	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-6,036	223,375	0,460	-68,6950
41	6,68000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-6,036	231,000	0,460	-68,6950
41	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		10,357	-60,491	55,516	306,2681
41	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		10,357	-52,866	55,516	306,2681
41	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-49,453	-174,294	8,402	161,5114

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-49,453	-166,669	8,402	161,5114
41	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-89,285	-214,413	-6,354	292,7224
41	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-89,285	-206,788	-6,354	292,7224
41	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-115,362	-220,563	-9,218	230,1302
41	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-115,362	-212,938	-9,218	230,1302
41	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-132,611	-206,978	-7,826	272,2560
41	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-132,611	-199,353	-7,826	272,2560
41	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-144,179	-180,076	-5,650	214,4034
41	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-144,179	-172,452	-5,650	214,4034

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-152,084	-143,666	-3,813	211,4702
41	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-152,084	-136,041	-3,813	211,4702
41	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-157,600	-100,816	-2,534	151,6916
41	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-157,600	-93,191	-2,534	151,6916
41	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-161,495	-53,278	-1,719	124,7985
41	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-161,495	-45,653	-1,719	124,7985
41	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-164,266	-2,855	-1,220	64,7235
41	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-164,266	4,770	-1,220	64,7235
41	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-166,222	49,402	-0,915	25,9754

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-166,222	57,026	-0,915	25,9754
41	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-167,583	102,216	-0,723	-31,7228
41	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-167,583	109,841	-0,723	-31,7228
41	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-168,497	154,693	-0,596	-74,4472
41	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-168,497	162,317	-0,596	-74,4472
41	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,076	205,634	-0,508	-126,3868
41	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,076	213,258	-0,508	-126,3868
41	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,405	253,922	-0,447	-166,3688
41	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,405	261,547	-0,447	-166,3688

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,553	298,030	-0,404	-207,3040
41	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,553	305,655	-0,404	-207,3040
41	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,573	336,196	-0,373	-236,4853
41	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,573	343,821	-0,373	-236,4853
41	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,519	366,046	-0,336	-257,4717
41	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,519	373,671	-0,336	-257,4717
41	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,433	384,593	-0,248	-264,2281
41	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,433	392,218	-0,248	-264,2281
41	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,363	387,917	-8,575E-03	-251,2242

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
41	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,363	395,542	-8,575E-03	-251,2242
41	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,327	370,794	0,592	-220,6721
41	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,327	378,419	0,592	-220,6721
41	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,284	324,823	1,925	-156,2598
41	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,284	332,447	1,925	-156,2598
41	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,016	223,406	4,466	-68,6334
41	6,68000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-169,016	231,030	4,466	-68,6334
42	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	360,567	-5,605E-06	33,809	0,0000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	360,567	14,418	33,809	0,0000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	47,743	-1560,966	6,366	1,0229
42	0,79652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	47,743	-1552,415	6,366	1,0229
42	0,79652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	48,877	-1255,673	2,227	-3,0219
42	1,09304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	48,877	-1247,123	2,227	-3,0219
42	1,09304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	46,226	-1031,842	0,266	-3,4920

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	1,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	46,226	-1023,292	0,266	-3,4920
42	1,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	42,135	-849,043	-0,673	-6,8992
42	1,68609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	42,135	-840,492	-0,673	-6,8992
42	1,68609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	37,692	-692,722	-1,059	-9,0053
42	1,98261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	37,692	-684,171	-1,059	-9,0053
42	1,98261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	33,331	-553,226	-1,141	-12,3314
42	2,27913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	33,331	-544,675	-1,141	-12,3314
42	2,27913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	29,280	-425,433	-1,061	-14,8999
42	2,57565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	29,280	-416,882	-1,061	-14,8999
42	2,57565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	25,624	-305,132	-0,900	-17,9531
42	2,87217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	25,624	-296,581	-0,900	-17,9531
42	2,87217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	22,396	-189,690	-0,708	-20,4027
42	3,16870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	22,396	-181,140	-0,708	-20,4027
42	3,16870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	19,590	-76,586	-0,512	-22,9183
42	3,46522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	19,590	-68,036	-0,512	-22,9183
42	3,46522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	17,185	36,082	-0,327	-24,8423
42	3,76174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	17,185	44,633	-0,327	-24,8423
42	3,76174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	15,148	150,400	-0,164	-26,5145
42	4,05826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	15,148	158,951	-0,164	-26,5145
42	4,05826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	13,445	268,350	-0,029	-27,5855
42	4,35478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	13,445	276,900	-0,029	-27,5855
42	4,35478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	12,036	392,355	0,074	-28,0723
42	4,65130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	12,036	400,906	0,074	-28,0723
42	4,65130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	10,884	525,241	0,137	-28,0329
42	4,94783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	10,884	533,791	0,137	-28,0329
42	4,94783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	9,954	670,769	0,151	-26,9430
42	5,24435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	9,954	679,320	0,151	-26,9430
42	5,24435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	9,211	834,000	0,101	-25,6124
42	5,54087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	9,211	842,551	0,101	-25,6124
42	5,54087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	8,624	1022,265	-0,037	-22,4127

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	5,83739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	8,624	1030,816	-0,037	-22,4127
42	5,83739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	8,165	1246,712	-0,302	-19,6422
42	6,13391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	8,165	1255,262	-0,302	-19,6422
42	6,13391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,809	1525,538	-0,755	-13,2817
42	6,43043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,809	1534,088	-0,755	-13,2817
42	6,43043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,537	1891,663	-1,509	-8,6591
42	6,72696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,537	1900,213	-1,509	-8,6591
42	6,72696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,334	2413,408	-2,761	4,1688
42	7,02348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,334	2421,958	-2,761	4,1688
42	7,02348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,205	3301,551	-5,332	13,8730
42	7,32000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	7,205	3310,101	-5,332	13,8730
42	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	360,567	-5,605E-06	33,809	0,0000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	360,567	14,418	33,809	0,0000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	47,743	-1560,966	6,366	1,0229
42	0,79652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	47,743	-1552,415	6,366	1,0229
42	0,79652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	48,877	-1255,673	2,227	-3,0219
42	1,09304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	48,877	-1247,123	2,227	-3,0219
42	1,09304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	46,226	-1031,842	0,266	-3,4920
42	1,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	46,226	-1023,292	0,266	-3,4920
42	1,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	42,135	-849,043	-0,673	-6,8992
42	1,68609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	42,135	-840,492	-0,673	-6,8992
42	1,68609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	37,692	-692,722	-1,059	-9,0053
42	1,98261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	37,692	-684,171	-1,059	-9,0053
42	1,98261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	33,331	-553,226	-1,141	-12,3314
42	2,27913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	33,331	-544,675	-1,141	-12,3314
42	2,27913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	29,280	-425,433	-1,061	-14,8999
42	2,57565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	29,280	-416,882	-1,061	-14,8999
42	2,57565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	25,624	-305,132	-0,900	-17,9531
42	2,87217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	25,624	-296,581	-0,900	-17,9531
42	2,87217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	22,396	-189,690	-0,708	-20,4027

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	3,16870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	22,396	-181,140	-0,708	-20,4027
42	3,16870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	19,590	-76,586	-0,512	-22,9183
42	3,46522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	19,590	-68,036	-0,512	-22,9183
42	3,46522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	17,185	36,082	-0,327	-24,8423
42	3,76174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	17,185	44,633	-0,327	-24,8423
42	3,76174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	15,148	150,400	-0,164	-26,5145
42	4,05826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	15,148	158,951	-0,164	-26,5145
42	4,05826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	13,445	268,350	-0,029	-27,5855
42	4,35478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	13,445	276,900	-0,029	-27,5855
42	4,35478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	12,036	392,355	0,074	-28,0723
42	4,65130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	12,036	400,906	0,074	-28,0723
42	4,65130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	10,884	525,241	0,137	-28,0329
42	4,94783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	10,884	533,791	0,137	-28,0329
42	4,94783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	9,954	670,769	0,151	-26,9430
42	5,24435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	9,954	679,320	0,151	-26,9430
42	5,24435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	9,211	834,000	0,101	-25,6124
42	5,54087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	9,211	842,551	0,101	-25,6124
42	5,54087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	8,624	1022,265	-0,037	-22,4127
42	5,83739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	8,624	1030,816	-0,037	-22,4127
42	5,83739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	8,165	1246,712	-0,302	-19,6422
42	6,13391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	8,165	1255,262	-0,302	-19,6422
42	6,13391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,809	1525,538	-0,755	-13,2817
42	6,43043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,809	1534,088	-0,755	-13,2817
42	6,43043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,537	1891,663	-1,509	-8,6591
42	6,72696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,537	1900,213	-1,509	-8,6591
42	6,72696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,334	2413,408	-2,761	4,1688
42	7,02348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,334	2421,958	-2,761	4,1688
42	7,02348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,205	3301,551	-5,332	13,8730
42	7,32000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	7,205	3310,101	-5,332	13,8730

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		327,894	-2,732E-13	48,110	0,0000
42	0,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		327,894	14,418	48,110	0,0000
42	0,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		118,575	-2505,771	9,599	5,3267
42	0,79652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		118,575	-2497,221	9,599	5,3267
42	0,79652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		117,869	-1929,850	3,541	2,1560
42	1,09304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		117,869	-1921,299	3,541	2,1560
42	1,09304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		109,495	-1532,001	0,595	3,4160
42	1,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		109,495	-1523,451	0,595	3,4160
42	1,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		98,547	-1227,599	-0,875	0,8593
42	1,68609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		98,547	-1219,049	-0,875	0,8593
42	1,68609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		87,264	-982,598	-1,534	-0,1411
42	1,98261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		87,264	-974,047	-1,534	-0,1411

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	1,98261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		76,461	-776,828	-1,738	-2,8627
42	2,27913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		76,461	-768,278	-1,738	-2,8627
42	2,27913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		66,546	-598,559	-1,693	-4,7353
42	2,57565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		66,546	-590,008	-1,693	-4,7353
42	2,57565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		57,629	-439,348	-1,518	-7,4241
42	2,87217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		57,629	-430,798	-1,518	-7,4241
42	2,87217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		49,739	-293,572	-1,285	-9,4810
42	3,16870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		49,739	-285,022	-1,285	-9,4810
42	3,16870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		42,824	-156,642	-1,036	-11,8287
42	3,46522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		42,824	-148,092	-1,036	-11,8287
42	3,46522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		36,817	-25,094	-0,795	-13,5828
42	3,76174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		36,817	-16,543	-0,795	-13,5828

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	3,76174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		31,631	104,282	-0,577	-15,2245
42	4,05826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		31,631	112,833	-0,577	-15,2245
42	4,05826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		27,182	234,357	-0,389	-16,2782
42	4,35478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		27,182	242,907	-0,389	-16,2782
42	4,35478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		23,382	368,215	-0,240	-16,8042
42	4,65130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		23,382	376,766	-0,240	-16,8042
42	4,65130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		20,150	509,226	-0,136	-16,8379
42	4,94783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		20,150	517,777	-0,136	-16,8379
42	4,94783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		17,408	661,571	-0,088	-15,7800
42	5,24435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		17,408	670,122	-0,088	-15,7800
42	5,24435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		15,082	830,683	-0,114	-14,5567
42	5,54087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		15,082	839,234	-0,114	-14,5567

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	5,54087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		13,107	1024,206	-0,240	-11,2834
42	5,83739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		13,107	1032,756	-0,240	-11,2834
42	5,83739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		11,417	1253,613	-0,508	-8,5971
42	6,13391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		11,417	1262,164	-0,508	-8,5971
42	6,13391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		9,956	1537,452	-0,987	-1,8901
42	6,43043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		9,956	1546,003	-0,987	-1,8901
42	6,43043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		8,659	1909,160	-1,802	2,7678
42	6,72696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		8,659	1917,711	-1,802	2,7678
42	6,72696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		7,461	2437,920	-3,173	16,6639
42	7,02348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		7,461	2446,471	-3,173	16,6639
42	7,02348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		6,248	3337,170	-6,008	26,9692
42	7,32000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		6,248	3345,721	-6,008	26,9692

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		1062,737	-2,732E-13	57,503	0,0000
42	0,50000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		1062,737	14,418	57,503	0,0000
42	0,50000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		545,831	-2505,725	9,103	5,3418
42	0,79652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		545,831	-2497,174	9,103	5,3418
42	0,79652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		504,048	-1929,770	2,492	2,1677
42	1,09304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		504,048	-1921,219	2,492	2,1677
42	1,09304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		461,344	-1531,904	-0,554	3,4232
42	1,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		461,344	-1523,354	-0,554	3,4232
42	1,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		421,866	-1227,494	-1,956	0,8650

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	1,68609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		421,866	-1218,944	-1,956	0,8650
42	1,68609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		386,517	-982,487	-2,482	-0,1376
42	1,98261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		386,517	-973,936	-2,482	-0,1376
42	1,98261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		355,377	-776,713	-2,535	-2,8597
42	2,27913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		355,377	-768,163	-2,535	-2,8597
42	2,27913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		328,183	-598,441	-2,342	-4,7334
42	2,57565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		328,183	-589,890	-2,342	-4,7334
42	2,57565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		304,575	-439,228	-2,033	-7,4222
42	2,87217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		304,575	-430,677	-2,033	-7,4222

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	2,87217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		284,166	-293,449	-1,682	-9,4796
42	3,16870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		284,166	-284,899	-1,682	-9,4796
42	3,16870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		266,587	-156,517	-1,331	-11,8269
42	3,46522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		266,587	-147,966	-1,331	-11,8269
42	3,46522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		251,494	-24,966	-1,004	-13,5813
42	3,76174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		251,494	-16,416	-1,004	-13,5813
42	3,76174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		238,577	104,412	-0,713	-15,2223
42	4,05826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		238,577	112,963	-0,713	-15,2223
42	4,05826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		227,553	234,490	-0,465	-16,2761

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	4,35478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		227,553	243,040	-0,465	-16,2761
42	4,35478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		218,173	368,351	-0,266	-16,8008
42	4,65130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		218,173	376,901	-0,266	-16,8008
42	4,65130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		210,211	509,365	-0,123	-16,8343
42	4,94783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		210,211	517,915	-0,123	-16,8343
42	4,94783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		203,466	661,713	-0,044	-15,7743
42	5,24435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		203,466	670,264	-0,044	-15,7743
42	5,24435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		197,759	830,829	-0,046	-14,5505
42	5,54087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		197,759	839,380	-0,046	-14,5505

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	5,54087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		192,930	1024,356	-0,155	-11,2738
42	5,83739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		192,930	1032,907	-0,155	-11,2738
42	5,83739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		188,835	1253,769	-0,412	-8,5863
42	6,13391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		188,835	1262,320	-0,412	-8,5863
42	6,13391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		185,344	1537,614	-0,885	-1,8736
42	6,43043	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		185,344	1546,165	-0,885	-1,8736
42	6,43043	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		182,333	1909,331	-1,700	2,7866
42	6,72696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		182,333	1917,882	-1,700	2,7866
42	6,72696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		179,679	2438,100	-3,075	16,6941

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
42	7,02348	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		179,679	2446,650	-3,075	16,6941
42	7,02348	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		177,214	3337,372	-5,920	27,0063
42	7,32000	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		177,214	3345,922	-5,920	27,0063
75	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-24,516	-1033,046	-59,461	305,4698
75	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-24,516	-1025,980	-59,461	305,4698
75	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-23,773	-872,311	-73,037	267,8486
75	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-23,773	-865,244	-73,037	267,8486
75	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-26,382	-749,630	-82,566	191,6751
75	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-26,382	-742,564	-82,566	191,6751
75	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-30,093	-648,774	-86,034	153,4109
75	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-30,093	-641,707	-86,034	153,4109
75	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-33,724	-561,560	-84,502	99,5648
75	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-33,724	-554,493	-84,502	99,5648
75	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-36,796	-483,720	-79,302	65,3115
75	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-36,796	-476,653	-79,302	65,3115
75	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-39,169	-412,405	-71,609	22,3160
75	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-39,169	-405,338	-71,609	22,3160
75	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-40,855	-345,800	-62,291	-10,0125
75	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-40,855	-338,733	-62,291	-10,0125
75	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-41,927	-282,578	-51,955	-47,7693
75	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-41,927	-275,512	-51,955	-47,7693
75	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,461	-221,807	-40,996	-79,8912
75	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,461	-214,740	-40,996	-79,8912

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,517	-162,757	-29,677	-115,3708
75	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,517	-155,691	-29,677	-115,3708
75	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,125	-104,871	-18,181	-148,2422
75	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-42,125	-97,804	-18,181	-148,2422
75	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-41,282	-47,670	-6,658	-182,9248
75	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-41,282	-40,604	-6,658	-182,9248
75	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-39,951	9,260	4,727	-216,9504
75	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-39,951	16,327	4,727	-216,9504
75	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-38,058	66,334	15,752	-251,5130
75	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-38,058	73,401	15,752	-251,5130
75	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-35,496	123,987	26,092	-286,8894
75	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-35,496	131,053	26,092	-286,8894
75	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-32,135	182,731	35,246	-321,7070
75	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-32,135	189,797	35,246	-321,7070
75	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-27,853	243,212	42,478	-358,8317
75	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-27,853	250,278	42,478	-358,8317
75	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-22,579	306,301	46,748	-394,3939
75	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-22,579	313,368	46,748	-394,3939
75	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-16,423	373,267	46,709	-434,4394
75	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-16,423	380,334	46,709	-434,4394
75	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-9,843	446,036	40,881	-471,7374
75	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-9,843	453,102	40,881	-471,7374
75	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,105	528,033	28,396	-517,9892
75	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-4,105	535,099	28,396	-517,9892
75	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,664	626,203	11,990	-558,1699
75	6,68000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Max	-1,664	633,270	11,990	-558,1699
75	0,00000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-24,516	-1033,046	-59,461	305,4698
75	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-24,516	-1025,980	-59,461	305,4698
75	0,29043	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-23,773	-872,311	-73,037	267,8486
75	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-23,773	-865,244	-73,037	267,8486

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	0,58087	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-26,382	-749,630	-82,566	191,6751
75	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-26,382	-742,564	-82,566	191,6751
75	0,87130	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-30,093	-648,774	-86,034	153,4109
75	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-30,093	-641,707	-86,034	153,4109
75	1,16174	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-33,724	-561,560	-84,502	99,5648
75	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-33,724	-554,493	-84,502	99,5648
75	1,45217	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-36,796	-483,720	-79,302	65,3115
75	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-36,796	-476,653	-79,302	65,3115
75	1,74261	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-39,169	-412,405	-71,609	22,3160
75	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-39,169	-405,338	-71,609	22,3160
75	2,03304	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-40,855	-345,800	-62,291	-10,0125
75	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-40,855	-338,733	-62,291	-10,0125
75	2,32348	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-41,927	-282,578	-51,955	-47,7693
75	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-41,927	-275,512	-51,955	-47,7693
75	2,61391	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,461	-221,807	-40,996	-79,8912
75	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,461	-214,740	-40,996	-79,8912
75	2,90435	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,517	-162,757	-29,677	-115,3708
75	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,517	-155,691	-29,677	-115,3708
75	3,19478	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,125	-104,871	-18,181	-148,2422
75	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-42,125	-97,804	-18,181	-148,2422
75	3,48522	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-41,282	-47,670	-6,658	-182,9248
75	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-41,282	-40,604	-6,658	-182,9248
75	3,77565	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-39,951	9,260	4,727	-216,9504
75	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-39,951	16,327	4,727	-216,9504
75	4,06609	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-38,058	66,334	15,752	-251,5130
75	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-38,058	73,401	15,752	-251,5130
75	4,35652	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-35,496	123,987	26,092	-286,8894
75	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-35,496	131,053	26,092	-286,8894
75	4,64696	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-32,135	182,731	35,246	-321,7070
75	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-32,135	189,797	35,246	-321,7070

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	4,93739	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-27,853	243,212	42,478	-358,8317
75	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-27,853	250,278	42,478	-358,8317
75	5,22783	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-22,579	306,301	46,748	-394,3939
75	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-22,579	313,368	46,748	-394,3939
75	5,51826	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-16,423	373,267	46,709	-434,4394
75	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-16,423	380,334	46,709	-434,4394
75	5,80870	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-9,843	446,036	40,881	-471,7374
75	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-9,843	453,102	40,881	-471,7374
75	6,09913	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,105	528,033	28,396	-517,9892
75	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-4,105	535,099	28,396	-517,9892
75	6,38957	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,664	626,203	11,990	-558,1699
75	6,68000	P-delta + B2-NL	NonStatic	Min	-1,664	633,270	11,990	-558,1699
75	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-22,577	-2159,390	-113,576	215,5468
75	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-22,577	-2008,297	-113,576	215,5468
75	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-24,831	-1811,870	-144,490	147,7875
75	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-24,831	-1660,777	-144,490	147,7875
75	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-33,781	-1550,792	-164,861	58,9360
75	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-33,781	-1399,699	-164,861	58,9360
75	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-44,371	-1338,278	-171,387	11,0241

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-44,371	-1187,185	-171,387	11,0241
75	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-54,156	-1156,674	-167,088	-41,1489
75	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-54,156	-1005,581	-167,088	-41,1489
75	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-62,267	-996,289	-155,282	-70,1155
75	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-62,267	-845,196	-155,282	-70,1155
75	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-68,559	-850,876	-138,695	-100,2883
75	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-68,559	-699,783	-138,695	-100,2883
75	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-73,186	-716,292	-119,251	-116,9408
75	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-73,186	-565,199	-119,251	-116,9408
75	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-76,400	-589,533	-98,209	-134,1881
75	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-76,400	-438,440	-98,209	-134,1881
75	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-78,437	-468,384	-76,333	-143,9433

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-78,437	-317,291	-76,333	-143,9433
75	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-79,477	-351,089	-54,072	-154,3474
75	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-79,477	-199,996	-54,072	-154,3474
75	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-79,621	-236,211	-31,687	-161,3198
75	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-79,621	-85,118	-31,687	-161,3198
75	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-78,889	-122,482	-9,363	-169,2407
75	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-78,889	28,611	-9,363	-169,2407
75	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-77,218	-8,722	12,701	-176,7276
75	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-77,218	142,371	12,701	-176,7276
75	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-74,462	106,278	34,192	-185,6778
75	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-74,462	257,371	34,192	-185,6778
75	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-70,401	223,828	54,583	-196,7408

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-70,401	374,921	54,583	-196,7408
75	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-64,753	345,480	72,995	-210,1170
75	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-64,753	496,573	72,995	-210,1170
75	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-57,239	473,182	88,043	-228,2194
75	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-57,239	624,275	88,043	-228,2194
75	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-47,676	609,549	97,687	-250,0107
75	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-47,676	760,642	97,687	-250,0107
75	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-36,233	758,318	99,185	-279,7952
75	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-36,233	909,411	99,185	-279,7952
75	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-23,811	925,240	89,410	-315,3661
75	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-23,811	1076,333	89,410	-315,3661
75	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-13,011	1120,206	66,312	-363,8100

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-13,011	1271,299	66,312	-363,8100
75	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-9,069	1364,353	35,285	-420,1117
75	6,68000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	Combination		-9,069	1515,446	35,285	-420,1117
75	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		36,573	-2159,181	-4,315	214,9216
75	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		36,573	-2008,088	-4,315	214,9216
75	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		13,138	-1811,695	-80,752	147,0780
75	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		13,138	-1660,602	-80,752	147,0780
75	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-14,838	-1550,658	-130,378	58,3096
75	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-14,838	-1399,565	-130,378	58,3096
75	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke	Combination		-41,361	-1338,179	-154,737	10,4670

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-41,361	-1187,086	-154,737	10,4670
75	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-63,929	-1156,604	-160,534	-41,5943
75	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-63,929	-1005,511	-160,534	-41,5943
75	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-81,998	-996,241	-153,985	-70,4810
75	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-81,998	-845,148	-153,985	-70,4810
75	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-95,848	-850,847	-139,778	-100,5676
75	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-95,848	-699,754	-139,778	-100,5676
75	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-106,069	-716,277	-121,104	-117,1599
75	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-106,069	-565,184	-121,104	-117,1599

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-113,272	-589,530	-99,985	-134,3485
75	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-113,272	-438,437	-99,985	-134,3485
75	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-117,972	-468,392	-77,622	-144,0596
75	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-117,972	-317,299	-77,622	-144,0596
75	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-120,537	-351,106	-54,694	-154,4218
75	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-120,537	-200,013	-54,694	-154,4218
75	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-121,181	-236,238	-31,576	-161,3558
75	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-121,181	-85,145	-31,576	-161,3558
75	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-119,958	-122,519	-8,517	-169,2403

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-119,958	28,574	-8,517	-169,2403
75	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-116,769	-8,768	14,220	-176,6838
75	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-116,769	142,325	14,220	-176,6838
75	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-111,352	106,221	36,209	-185,5927
75	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-111,352	257,314	36,209	-185,5927
75	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-103,293	223,757	56,691	-196,5957
75	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-103,293	374,850	56,691	-196,5957
75	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-92,026	345,394	74,357	-209,9161
75	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-92,026	496,487	74,357	-209,9161

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-76,903	473,075	87,069	-227,9308
75	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-76,903	624,168	87,069	-227,9308
75	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-57,292	609,417	91,546	-249,6498
75	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-57,292	760,510	91,546	-249,6498
75	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-32,909	758,154	83,142	-279,3203
75	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-32,909	909,247	83,142	-279,3203
75	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-4,286	925,036	55,970	-314,8365
75	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		-4,286	1076,129	55,970	-314,8365
75	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		26,003	1119,955	4,601	-363,1917

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
75	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		26,003	1271,048	4,601	-363,1917
75	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		52,014	1364,059	-69,435	-419,6151
75	6,68000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e	Combination		52,014	1515,152	-69,435	-419,6151

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
2	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	165,7660	2,1114	2-1	0,00000
2	13,10000	P-delta + B2-NL	Max	-88,0412	-1,1018	2-1	13,10000
2	26,20000	P-delta + B2-NL	Max	-292,7357	-3,7004	2-1	26,20000
2	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	165,7660	2,1114	2-1	0,00000
2	13,10000	P-delta + B2-NL	Min	-88,0412	-1,1018	2-1	13,10000
2	26,20000	P-delta + B2-NL	Min	-292,7357	-3,7004	2-1	26,20000
2	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e		155,3728	1,7507	2-1	0,00000
2	13,10000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e		-77,9160	-0,8598	2-1	13,10000
2	26,20000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelk e		-311,2049	-3,4704	2-1	26,20000
2	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		157,1966	2,0454	2-1	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
2	13,10000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-77,8351	-0,8561	2-1	13,10000
2	26,20000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-312,8667	-3,7576	2-1	26,20000
8	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-46,7964	39,4891	8-1	0,00000
8	10,70000	P-delta + B2-NL	Max	24,9486	-20,8915	8-1	10,70000
8	21,40000	P-delta + B2-NL	Max	83,7323	-70,4184	8-1	21,40000
8	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-46,7964	39,4891	8-1	0,00000
8	10,70000	P-delta + B2-NL	Min	24,9486	-20,8915	8-1	10,70000
8	21,40000	P-delta + B2-NL	Min	83,7323	-70,4184	8-1	21,40000
8	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-43,7441	37,2253	8-1	0,00000
8	10,70000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		22,1898	-18,6794	8-1	10,70000
8	21,40000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		88,1238	-74,5841	8-1	21,40000
8	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-41,1432	37,3057	8-1	0,00000
8	10,70000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		22,2374	-18,6771	8-1	10,70000
8	21,40000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		85,6181	-74,6599	8-1	21,40000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
14	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-47,5571	63,4514	14-1	0,00000
14	8,25000	P-delta + B2-NL	Max	24,9934	-32,9420	14-1	8,25000
14	16,50000	P-delta + B2-NL	Max	89,8455	-119,1888	14-1	16,50000
14	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-47,5571	63,4514	14-1	0,00000
14	8,25000	P-delta + B2-NL	Min	24,9934	-32,9420	14-1	8,25000
14	16,50000	P-delta + B2-NL	Min	89,8455	-119,1888	14-1	16,50000
14	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-48,9140	62,1389	14-1	0,00000
14	8,25000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		25,0193	-31,2814	14-1	8,25000
14	16,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		98,9525	-124,7017	14-1	16,50000
14	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-45,6219	62,2223	14-1	0,00000
14	8,25000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		25,1111	-31,2805	14-1	8,25000
14	16,50000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelke		95,8440	-124,7833	14-1	16,50000
20	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-4,6678	67,7991	20-1	0,00000
20	5,80000	P-delta + B2-NL	Max	2,7989	-34,9414	20-1	5,80000
20	11,60000	P-delta + B2-NL	Max	9,8094	-131,9867	20-1	11,60000
20	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-4,6678	67,7991	20-1	0,00000
20	5,80000	P-delta + B2-NL	Min	2,7989	-34,9414	20-1	5,80000
20	11,60000	P-delta + B2-NL	Min	9,8094	-131,9867	20-1	11,60000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
20	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		21,1066	73,5558	20-1	0,00000
20	5,80000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-10,2433	-37,3114	20-1	5,80000
20	11,60000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-41,5931	-148,1785	20-1	11,60000
20	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		25,2414	73,6850	20-1	0,00000
20	5,80000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-10,0761	-37,3088	20-1	5,80000
20	11,60000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-45,3937	-148,3026	20-1	11,60000
26	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-893,2515	71,8530	26-1	0,00000
26	3,40000	P-delta + B2-NL	Max	477,9500	-38,1108	26-1	3,40000
26	6,80000	P-delta + B2-NL	Max	1836,5325	-147,0685	26-1	6,80000
26	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-893,2515	71,8530	26-1	0,00000
26	3,40000	P-delta + B2-NL	Min	477,9500	-38,1108	26-1	3,40000
26	6,80000	P-delta + B2-NL	Min	1836,5325	-147,0685	26-1	6,80000
26	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-852,6508	108,1660	26-1	0,00000
26	3,40000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		455,1522	-57,2791	26-1	3,40000
26	6,80000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		1762,9552	-222,7242	26-1	6,80000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
26	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-850,6620	108,3325	26-1	0,00000
26	3,40000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		455,3377	-57,2863	26-1	3,40000
26	6,80000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		1761,3374	-222,9051	26-1	6,80000
41	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	0,0045	274,6413	41-1	0,00000
41	0,29043	P-delta + B2-NL	Max	0,0873	290,0917	41-1	0,29043
41	0,29043	P-delta + B2-NL	Max	0,0921	622,4486	41-2	0,00000
41	0,58087	P-delta + B2-NL	Max	0,1364	671,1228	41-2	0,29043
41	0,58087	P-delta + B2-NL	Max	0,1414	829,5918	41-3	0,00000
41	0,87130	P-delta + B2-NL	Max	0,1501	890,0159	41-3	0,29043
41	0,87130	P-delta + B2-NL	Max	0,1552	1069,0487	41-4	0,00000
41	1,16174	P-delta + B2-NL	Max	0,1414	1131,3283	41-4	0,29043
41	1,16174	P-delta + B2-NL	Max	0,1467	1268,2148	41-5	0,00000
41	1,45217	P-delta + B2-NL	Max	0,1229	1326,6114	41-5	0,29043
41	1,45217	P-delta + B2-NL	Max	0,1283	1460,2013	41-6	0,00000
41	1,74261	P-delta + B2-NL	Max	0,1029	1510,8445	41-6	0,29043
41	1,74261	P-delta + B2-NL	Max	0,1081	1613,1028	41-7	0,00000
41	2,03304	P-delta + B2-NL	Max	0,0858	1653,2305	41-7	0,29043
41	2,03304	P-delta + B2-NL	Max	0,0908	1740,3622	41-8	0,00000
41	2,32348	P-delta + B2-NL	Max	0,0731	1768,1039	41-8	0,29043
41	2,32348	P-delta + B2-NL	Max	0,0776	1825,7148	41-9	0,00000
41	2,61391	P-delta + B2-NL	Max	0,0645	1839,7094	41-9	0,29043
41	2,61391	P-delta + B2-NL	Max	0,0688	1876,7124	41-10	0,00000
41	2,90435	P-delta + B2-NL	Max	0,0594	1876,1217	41-10	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	2,90435	P-delta + B2-NL	Max	0,0633	1884,7507	41-11	0,00000
41	3,19478	P-delta + B2-NL	Max	0,0567	1869,0422	41-11	0,29043
41	3,19478	P-delta + B2-NL	Max	0,0605	1855,0615	41-12	0,00000
41	3,48522	P-delta + B2-NL	Max	0,0557	1824,0727	41-12	0,29043
41	3,48522	P-delta + B2-NL	Max	0,0595	1783,3484	41-13	0,00000
41	3,77565	P-delta + B2-NL	Max	0,0558	1737,1770	41-13	0,29043
41	3,77565	P-delta + B2-NL	Max	0,0598	1674,1800	41-14	0,00000
41	4,06609	P-delta + B2-NL	Max	0,0565	1613,2711	41-14	0,29043
41	4,06609	P-delta + B2-NL	Max	0,0607	1526,2461	41-15	0,00000
41	4,35652	P-delta + B2-NL	Max	0,0573	1451,3687	41-15	0,29043
41	4,35652	P-delta + B2-NL	Max	0,0621	1344,8160	41-16	0,00000
41	4,64696	P-delta + B2-NL	Max	0,0577	1257,1827	41-16	0,29043
41	4,64696	P-delta + B2-NL	Max	0,0629	1131,5082	41-17	0,00000
41	4,93739	P-delta + B2-NL	Max	0,0564	1032,8422	41-17	0,29043
41	4,93739	P-delta + B2-NL	Max	0,0625	894,1934	41-18	0,00000
41	5,22783	P-delta + B2-NL	Max	0,0519	786,9065	41-18	0,29043
41	5,22783	P-delta + B2-NL	Max	0,0586	638,6738	41-19	0,00000
41	5,51826	P-delta + B2-NL	Max	0,0405	526,0438	41-19	0,29043
41	5,51826	P-delta + B2-NL	Max	0,0479	378,5576	41-20	0,00000
41	5,80870	P-delta + B2-NL	Max	0,0168	265,0001	41-20	0,29043
41	5,80870	P-delta + B2-NL	Max	0,0243	125,9258	41-21	0,00000
41	6,09913	P-delta + B2-NL	Max	-0,0293	17,3720	41-21	0,29043
41	6,09913	P-delta + B2-NL	Max	-0,0225	-95,9854	41-22	0,00000
41	6,38957	P-delta + B2-NL	Max	-0,1115	-191,1648	41-22	0,29043
41	6,38957	P-delta + B2-NL	Max	-0,1064	-262,0929	41-23	0,00000
41	6,68000	P-delta + B2-NL	Max	-0,2405	-327,8063	41-23	0,29043
41	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	0,0045	274,6413	41-1	0,00000
41	0,29043	P-delta + B2-NL	Min	0,0873	290,0917	41-1	0,29043
41	0,29043	P-delta + B2-NL	Min	0,0921	622,4486	41-2	0,00000
41	0,58087	P-delta + B2-NL	Min	0,1364	671,1228	41-2	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	0,58087	P-delta + B2-NL	Min	0,1414	829,5918	41-3	0,00000
41	0,87130	P-delta + B2-NL	Min	0,1501	890,0159	41-3	0,29043
41	0,87130	P-delta + B2-NL	Min	0,1552	1069,0487	41-4	0,00000
41	1,16174	P-delta + B2-NL	Min	0,1414	1131,3283	41-4	0,29043
41	1,16174	P-delta + B2-NL	Min	0,1467	1268,2148	41-5	0,00000
41	1,45217	P-delta + B2-NL	Min	0,1229	1326,6114	41-5	0,29043
41	1,45217	P-delta + B2-NL	Min	0,1283	1460,2013	41-6	0,00000
41	1,74261	P-delta + B2-NL	Min	0,1029	1510,8445	41-6	0,29043
41	1,74261	P-delta + B2-NL	Min	0,1081	1613,1028	41-7	0,00000
41	2,03304	P-delta + B2-NL	Min	0,0858	1653,2305	41-7	0,29043
41	2,03304	P-delta + B2-NL	Min	0,0908	1740,3622	41-8	0,00000
41	2,32348	P-delta + B2-NL	Min	0,0731	1768,1039	41-8	0,29043
41	2,32348	P-delta + B2-NL	Min	0,0776	1825,7148	41-9	0,00000
41	2,61391	P-delta + B2-NL	Min	0,0645	1839,7094	41-9	0,29043
41	2,61391	P-delta + B2-NL	Min	0,0688	1876,7124	41-10	0,00000
41	2,90435	P-delta + B2-NL	Min	0,0594	1876,1217	41-10	0,29043
41	2,90435	P-delta + B2-NL	Min	0,0633	1884,7507	41-11	0,00000
41	3,19478	P-delta + B2-NL	Min	0,0567	1869,0422	41-11	0,29043
41	3,19478	P-delta + B2-NL	Min	0,0605	1855,0615	41-12	0,00000
41	3,48522	P-delta + B2-NL	Min	0,0557	1824,0727	41-12	0,29043
41	3,48522	P-delta + B2-NL	Min	0,0595	1783,3484	41-13	0,00000
41	3,77565	P-delta + B2-NL	Min	0,0558	1737,1770	41-13	0,29043
41	3,77565	P-delta + B2-NL	Min	0,0598	1674,1800	41-14	0,00000
41	4,06609	P-delta + B2-NL	Min	0,0565	1613,2711	41-14	0,29043
41	4,06609	P-delta + B2-NL	Min	0,0607	1526,2461	41-15	0,00000
41	4,35652	P-delta + B2-NL	Min	0,0573	1451,3687	41-15	0,29043
41	4,35652	P-delta + B2-NL	Min	0,0621	1344,8160	41-16	0,00000
41	4,64696	P-delta + B2-NL	Min	0,0577	1257,1827	41-16	0,29043
41	4,64696	P-delta + B2-NL	Min	0,0629	1131,5082	41-17	0,00000
41	4,93739	P-delta + B2-NL	Min	0,0564	1032,8422	41-17	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	4,93739	P-delta + B2-NL	Min	0,0625	894,1934	41-18	0,00000
41	5,22783	P-delta + B2-NL	Min	0,0519	786,9065	41-18	0,29043
41	5,22783	P-delta + B2-NL	Min	0,0586	638,6738	41-19	0,00000
41	5,51826	P-delta + B2-NL	Min	0,0405	526,0438	41-19	0,29043
41	5,51826	P-delta + B2-NL	Min	0,0479	378,5576	41-20	0,00000
41	5,80870	P-delta + B2-NL	Min	0,0168	265,0001	41-20	0,29043
41	5,80870	P-delta + B2-NL	Min	0,0243	125,9258	41-21	0,00000
41	6,09913	P-delta + B2-NL	Min	-0,0293	17,3720	41-21	0,29043
41	6,09913	P-delta + B2-NL	Min	-0,0225	-95,9854	41-22	0,00000
41	6,38957	P-delta + B2-NL	Min	-0,1115	-191,1648	41-22	0,29043
41	6,38957	P-delta + B2-NL	Min	-0,1064	-262,0929	41-23	0,00000
41	6,68000	P-delta + B2-NL	Min	-0,2405	-327,8063	41-23	0,29043
41	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0045	272,0677	41-1	0,00000
41	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0880	288,5537	41-1	0,29043
41	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0928	618,1272	41-2	0,00000
41	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1373	667,6533	41-2	0,29043
41	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1423	825,5173	41-3	0,00000
41	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1509	886,6904	41-3	0,29043
41	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1560	1065,1444	41-4	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1418	1128,1013	41-4	0,29043
41	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1471	1264,9094	41-5	0,00000
41	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1229	1323,9194	41-5	0,29043
41	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1283	1457,4766	41-6	0,00000
41	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1027	1508,6733	41-6	0,29043
41	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,1078	1611,0835	41-7	0,00000
41	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0854	1651,7054	41-7	0,29043
41	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0902	1738,9976	41-8	0,00000
41	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0725	1767,1747	41-8	0,29043
41	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0769	1825,0052	41-9	0,00000
41	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0639	1839,3764	41-9	0,29043
41	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0680	1876,5818	41-10	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0588	1876,3091	41-10	0,29043
41	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0625	1885,1466	41-11	0,00000
41	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0562	1869,6977	41-11	0,29043
41	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0598	1855,8974	41-12	0,00000
41	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0553	1825,1101	41-12	0,29043
41	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0588	1784,5509	41-13	0,00000
41	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0555	1738,5235	41-13	0,29043
41	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0592	1675,6631	41-14	0,00000
41	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0563	1614,8415	41-14	0,29043
41	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0603	1527,9331	41-15	0,00000
41	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0572	1453,0876	41-15	0,29043
41	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0617	1346,6334	41-16	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0577	1258,9780	41-16	0,29043
41	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0626	1133,3902	41-17	0,00000
41	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0565	1034,6507	41-17	0,29043
41	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0622	896,0930	41-18	0,00000
41	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0519	788,6844	41-18	0,29043
41	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0583	640,5486	41-19	0,00000
41	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0404	527,7534	41-19	0,29043
41	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0475	380,3952	41-20	0,00000
41	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0165	266,6344	41-20	0,29043
41	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0237	127,7015	41-21	0,00000
41	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,0298	18,9134	41-21	0,29043
41	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,0233	-94,2715	41-22	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,1122	-189,7086	41-22	0,29043
41	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,1076	-260,4926	41-23	0,00000
41	6,68000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,2414	-326,4758	41-23	0,29043
41	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		0,4604	272,1775	41-1	0,00000
41	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-15,6632	288,6389	41-1	0,29043
41	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-14,3688	618,3023	41-2	0,00000
41	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-16,8091	667,8160	41-2	0,29043
41	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-15,8729	825,6571	41-3	0,00000
41	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-14,0276	886,8229	41-3	0,29043
41	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-13,3177	1065,2582	41-4	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-10,6406	1128,2102	41-4	0,29043
41	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-10,1479	1264,9802	41-5	0,00000
41	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-7,8750	1323,9864	41-5	0,29043
41	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-7,5355	1457,5136	41-6	0,00000
41	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-5,8946	1508,7068	41-6	0,29043
41	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-5,6632	1611,0837	41-7	0,00000
41	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-4,5557	1651,7020	41-7	0,29043
41	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-4,3952	1738,9675	41-8	0,00000
41	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,6592	1767,1407	41-8	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,5472	1824,9445	41-9	0,00000
41	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,0479	1839,3110	41-9	0,29043
41	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,9681	1876,4943	41-10	0,00000
41	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,6139	1876,2161	41-10	0,29043
41	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,5572	1885,0321	41-11	0,00000
41	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,2916	1869,5769	41-11	0,29043
41	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,2510	1855,7581	41-12	0,00000
41	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,0411	1824,9637	41-12	0,29043
41	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,0128	1784,3870	41-13	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,8398	1738,3517	41-13	0,29043
41	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,8202	1675,4765	41-14	0,00000
41	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,6726	1614,6461	41-14	0,29043
41	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,6598	1527,7248	41-15	0,00000
41	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,5301	1452,8697	41-15	0,29043
41	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,5219	1346,4059	41-16	0,00000
41	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,4046	1258,7403	41-16	0,29043
41	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,3999	1133,1460	41-17	0,00000
41	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2916	1034,3957	41-17	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2888	895,8364	41-18	0,00000
41	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1913	788,4167	41-18	0,29043
41	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1898	640,2846	41-19	0,00000
41	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1177	527,4781	41-19	0,29043
41	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1170	380,1295	41-20	0,00000
41	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1145	266,3577	41-20	0,29043
41	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1165	127,4415	41-21	0,00000
41	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2885	18,6427	41-21	0,29043
41	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2987	-94,5235	41-22	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
41	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,8579	-189,9705	41-22	0,29043
41	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,8931	-260,7188	41-23	0,00000
41	6,68000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,1901	-326,7108	41-23	0,29043
42	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-5,348E-11	-1,781E-09	42-1	0,00000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	Max	-16,9038	-3,9344	42-1	0,50000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	Max	-1,2291	-989,0462	42-2	0,00000
42	0,79652	P-delta + B2-NL	Max	-3,1167	-527,4831	42-2	0,29652
42	0,79652	P-delta + B2-NL	Max	-3,0766	-499,3093	42-3	0,00000
42	1,09304	P-delta + B2-NL	Max	-3,7369	-128,2746	42-3	0,29652
42	1,09304	P-delta + B2-NL	Max	-3,6634	-154,8053	42-4	0,00000
42	1,38957	P-delta + B2-NL	Max	-3,7421	149,8600	42-4	0,29652
42	1,38957	P-delta + B2-NL	Max	-3,6647	137,0625	42-5	0,00000
42	1,68609	P-delta + B2-NL	Max	-3,4650	387,5272	42-5	0,29652
42	1,68609	P-delta + B2-NL	Max	-3,3866	371,7800	42-6	0,00000
42	1,98261	P-delta + B2-NL	Max	-3,0724	575,8964	42-6	0,29652
42	1,98261	P-delta + B2-NL	Max	-2,9974	570,9253	42-7	0,00000
42	2,27913	P-delta + B2-NL	Max	-2,6590	733,6825	42-7	0,29652
42	2,27913	P-delta + B2-NL	Max	-2,5882	730,1559	42-8	0,00000
42	2,57565	P-delta + B2-NL	Max	-2,2737	855,0238	42-8	0,29652
42	2,57565	P-delta + B2-NL	Max	-2,2075	859,1677	42-9	0,00000
42	2,87217	P-delta + B2-NL	Max	-1,9406	948,3675	42-9	0,29652
42	2,87217	P-delta + B2-NL	Max	-1,8788	954,7608	42-10	0,00000
42	3,16870	P-delta + B2-NL	Max	-1,6689	1009,7329	42-10	0,29652

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	3,16870	P-delta + B2-NL	Max	-1,6111	1022,1994	42-11	0,00000
42	3,46522	P-delta + B2-NL	Max	-1,4594	1043,6364	42-11	0,29652
42	3,46522	P-delta + B2-NL	Max	-1,4051	1059,0300	42-12	0,00000
42	3,76174	P-delta + B2-NL	Max	-1,3080	1047,0605	42-12	0,29652
42	3,76174	P-delta + B2-NL	Max	-1,2568	1068,1945	42-13	0,00000
42	4,05826	P-delta + B2-NL	Max	-1,2081	1022,3289	42-13	0,29652
42	4,05826	P-delta + B2-NL	Max	-1,1597	1047,4973	42-14	0,00000
42	4,35478	P-delta + B2-NL	Max	-1,1511	966,6585	42-14	0,29652
42	4,35478	P-delta + B2-NL	Max	-1,1053	998,2124	42-15	0,00000
42	4,65130	P-delta + B2-NL	Max	-1,1271	880,6041	42-15	0,29652
42	4,65130	P-delta + B2-NL	Max	-1,0837	917,7996	42-16	0,00000
42	4,94783	P-delta + B2-NL	Max	-1,1243	760,7886	42-16	0,29652
42	4,94783	P-delta + B2-NL	Max	-1,0831	805,7703	42-17	0,00000
42	5,24435	P-delta + B2-NL	Max	-1,1279	605,6076	42-17	0,29652
42	5,24435	P-delta + B2-NL	Max	-1,0888	658,2438	42-18	0,00000
42	5,54087	P-delta + B2-NL	Max	-1,1186	409,6799	42-18	0,29652
42	5,54087	P-delta + B2-NL	Max	-1,0811	471,9980	42-19	0,00000
42	5,83739	P-delta + B2-NL	Max	-1,0700	167,6095	42-19	0,29652
42	5,83739	P-delta + B2-NL	Max	-1,0332	239,5788	42-20	0,00000
42	6,13391	P-delta + B2-NL	Max	-0,9437	-131,3630	42-20	0,29652
42	6,13391	P-delta + B2-NL	Max	-0,9062	-48,0554	42-21	0,00000
42	6,43043	P-delta + B2-NL	Max	-0,6823	-501,6752	42-21	0,29652
42	6,43043	P-delta + B2-NL	Max	-0,6410	-409,0102	42-22	0,00000
42	6,72696	P-delta + B2-NL	Max	-0,1936	-971,1944	42-22	0,29652
42	6,72696	P-delta + B2-NL	Max	-0,1445	-869,8515	42-23	0,00000
42	7,02348	P-delta + B2-NL	Max	0,6743	-1586,7450	42-23	0,29652
42	7,02348	P-delta + B2-NL	Max	0,7428	-1504,6534	42-24	0,00000
42	7,32000	P-delta + B2-NL	Max	2,3238	-2484,9016	42-24	0,29652
42	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-5,348E-11	-1,781E-09	42-1	0,00000
42	0,50000	P-delta + B2-NL	Min	-16,9038	-3,9344	42-1	0,50000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	0,50000	P-delta + B2-NL	Min	-1,2291	-989,0462	42-2	0,00000
42	0,79652	P-delta + B2-NL	Min	-3,1167	-527,4831	42-2	0,29652
42	0,79652	P-delta + B2-NL	Min	-3,0766	-499,3093	42-3	0,00000
42	1,09304	P-delta + B2-NL	Min	-3,7369	-128,2746	42-3	0,29652
42	1,09304	P-delta + B2-NL	Min	-3,6634	-154,8053	42-4	0,00000
42	1,38957	P-delta + B2-NL	Min	-3,7421	149,8600	42-4	0,29652
42	1,38957	P-delta + B2-NL	Min	-3,6647	137,0625	42-5	0,00000
42	1,68609	P-delta + B2-NL	Min	-3,4650	387,5272	42-5	0,29652
42	1,68609	P-delta + B2-NL	Min	-3,3866	371,7800	42-6	0,00000
42	1,98261	P-delta + B2-NL	Min	-3,0724	575,8964	42-6	0,29652
42	1,98261	P-delta + B2-NL	Min	-2,9974	570,9253	42-7	0,00000
42	2,27913	P-delta + B2-NL	Min	-2,6590	733,6825	42-7	0,29652
42	2,27913	P-delta + B2-NL	Min	-2,5882	730,1559	42-8	0,00000
42	2,57565	P-delta + B2-NL	Min	-2,2737	855,0238	42-8	0,29652
42	2,57565	P-delta + B2-NL	Min	-2,2075	859,1677	42-9	0,00000
42	2,87217	P-delta + B2-NL	Min	-1,9406	948,3675	42-9	0,29652
42	2,87217	P-delta + B2-NL	Min	-1,8788	954,7608	42-10	0,00000
42	3,16870	P-delta + B2-NL	Min	-1,6689	1009,7329	42-10	0,29652
42	3,16870	P-delta + B2-NL	Min	-1,6111	1022,1994	42-11	0,00000
42	3,46522	P-delta + B2-NL	Min	-1,4594	1043,6364	42-11	0,29652
42	3,46522	P-delta + B2-NL	Min	-1,4051	1059,0300	42-12	0,00000
42	3,76174	P-delta + B2-NL	Min	-1,3080	1047,0605	42-12	0,29652
42	3,76174	P-delta + B2-NL	Min	-1,2568	1068,1945	42-13	0,00000
42	4,05826	P-delta + B2-NL	Min	-1,2081	1022,3289	42-13	0,29652
42	4,05826	P-delta + B2-NL	Min	-1,1597	1047,4973	42-14	0,00000
42	4,35478	P-delta + B2-NL	Min	-1,1511	966,6585	42-14	0,29652
42	4,35478	P-delta + B2-NL	Min	-1,1053	998,2124	42-15	0,00000
42	4,65130	P-delta + B2-NL	Min	-1,1271	880,6041	42-15	0,29652
42	4,65130	P-delta + B2-NL	Min	-1,0837	917,7996	42-16	0,00000
42	4,94783	P-delta + B2-NL	Min	-1,1243	760,7886	42-16	0,29652

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	4,94783	P-delta + B2-NL	Min	-1,0831	805,7703	42-17	0,00000
42	5,24435	P-delta + B2-NL	Min	-1,1279	605,6076	42-17	0,29652
42	5,24435	P-delta + B2-NL	Min	-1,0888	658,2438	42-18	0,00000
42	5,54087	P-delta + B2-NL	Min	-1,1186	409,6799	42-18	0,29652
42	5,54087	P-delta + B2-NL	Min	-1,0811	471,9980	42-19	0,00000
42	5,83739	P-delta + B2-NL	Min	-1,0700	167,6095	42-19	0,29652
42	5,83739	P-delta + B2-NL	Min	-1,0332	239,5788	42-20	0,00000
42	6,13391	P-delta + B2-NL	Min	-0,9437	-131,3630	42-20	0,29652
42	6,13391	P-delta + B2-NL	Min	-0,9062	-48,0554	42-21	0,00000
42	6,43043	P-delta + B2-NL	Min	-0,6823	-501,6752	42-21	0,29652
42	6,43043	P-delta + B2-NL	Min	-0,6410	-409,0102	42-22	0,00000
42	6,72696	P-delta + B2-NL	Min	-0,1936	-971,1944	42-22	0,29652
42	6,72696	P-delta + B2-NL	Min	-0,1445	-869,8515	42-23	0,00000
42	7,02348	P-delta + B2-NL	Min	0,6743	-1586,7450	42-23	0,29652
42	7,02348	P-delta + B2-NL	Min	0,7428	-1504,6534	42-24	0,00000
42	7,32000	P-delta + B2-NL	Min	2,3238	-2484,9016	42-24	0,29652
42	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		1,777E-15	-2,274E-13	42-1	0,00000
42	0,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-24,0548	-3,6045	42-1	0,50000
42	0,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,5568	-1173,8421	42-2	0,00000
42	0,79652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-4,4033	-432,0942	42-2	0,29652
42	0,79652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-4,3642	-603,5765	42-3	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	1,09304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,4142	-32,6017	42-3	0,29652
42	1,09304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,3295	-203,8387	42-4	0,00000
42	1,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,5060	249,1652	42-4	0,29652
42	1,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,4179	120,9500	42-5	0,00000
42	1,68609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,1584	483,6921	42-5	0,29652
42	1,68609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-5,0704	376,5312	42-6	0,00000
42	1,98261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-4,6154	666,6251	42-6	0,29652
42	1,98261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-4,5337	586,8026	42-7	0,00000
42	2,27913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-4,0183	815,8813	42-7	0,29652
42	2,27913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-3,9440	751,7716	42-8	0,00000
42	2,57565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-3,4421	927,9896	42-8	0,29652
42	2,57565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-3,3757	882,0617	42-9	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	2,87217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,9258	1011,0704	42-9	0,29652
42	2,87217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,8667	976,6018	42-10	0,00000
42	3,16870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,4857	1062,3847	42-10	0,29652
42	3,16870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,4333	1040,9767	42-11	0,00000
42	3,46522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,1261	1086,1568	42-11	0,29652
42	3,46522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-2,0793	1073,8334	42-12	0,00000
42	3,76174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,8434	1080,0066	42-12	0,29652
42	3,76174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,8014	1078,1715	42-13	0,00000
42	4,05826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,6304	1045,9819	42-13	0,29652
42	4,05826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,5925	1052,3640	42-14	0,00000
42	4,35478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,4771	981,6043	42-14	0,29652
42	4,35478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,4427	997,6325	42-15	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	4,65130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,3717	887,1809	42-15	0,29652
42	4,65130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,3403	911,7034	42-16	0,00000
42	4,94783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,3001	759,4390	42-16	0,29652
42	4,94783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,2712	793,9923	42-17	0,00000
42	5,24435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,2450	596,5543	42-17	0,29652
42	5,24435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,2182	640,6817	42-18	0,00000
42	5,54087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,1844	393,0984	42-18	0,29652
42	5,54087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,1589	448,4284	42-19	0,00000
42	5,83739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,0878	143,4615	42-19	0,29652
42	5,83739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-1,0625	209,6338	42-20	0,00000
42	6,13391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,9120	-163,3576	42-20	0,29652
42	6,13391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,8851	-84,9275	42-21	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	6,43043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,5925	-542,0831	42-21	0,29652
42	6,43043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,5606	-453,9536	42-22	0,00000
42	6,72696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,0263	-1021,3289	42-22	0,29652
42	6,72696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,0153	-924,5125	42-23	0,00000
42	7,02348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		0,9561	-1648,6765	42-23	0,29652
42	7,02348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		1,0201	-1574,2168	42-24	0,00000
42	7,32000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		2,8017	-2565,0281	42-24	0,29652
42	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		3,553E-15	-2,274E-13	42-1	0,00000
42	0,50000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-28,7515	-3,6045	42-1	0,50000
42	0,50000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-3,8418	-1173,4030	42-2	0,00000
42	0,79652	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelke		-6,5411	-431,6688	42-2	0,29652

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	0,79652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-6,4839	-603,0439	42-3	0,00000
42	1,09304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-7,2229	-32,0929	42-3	0,29652
42	1,09304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-7,1184	-203,2878	42-4	0,00000
42	1,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-6,9542	249,6874	42-4	0,29652
42	1,38957	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-6,8491	121,4527	42-5	0,00000
42	1,68609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-6,2692	484,1636	42-5	0,29652
42	1,68609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-6,1672	376,9807	42-6	0,00000
42	1,98261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-5,4311	667,0417	42-6	0,29652
42	1,98261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-5,3383	587,1858	42-7	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	2,27913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-4,5866	816,2305	42-7	0,29652
42	2,27913	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-4,5035	752,0942	42-8	0,00000
42	2,57565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,8089	928,2772	42-8	0,29652
42	2,57565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,7356	882,3212	42-9	0,00000
42	2,87217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,1328	1011,2941	42-9	0,29652
42	2,87217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-3,0682	976,8035	42-10	0,00000
42	3,16870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,5694	1062,5499	42-10	0,29652
42	3,16870	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,5122	1041,1205	42-11	0,00000
42	3,46522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,1174	1086,2634	42-11	0,29652

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	3,46522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-2,0665	1073,9227	42-12	0,00000
42	3,76174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,7687	1080,0580	42-12	0,29652
42	3,76174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,7229	1078,2066	42-13	0,00000
42	4,05826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,5114	1045,9784	42-13	0,29652
42	4,05826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,4700	1052,3461	42-14	0,00000
42	4,35478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,3321	981,5471	42-14	0,29652
42	4,35478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2944	997,5611	42-15	0,00000
42	4,65130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,2154	887,0693	42-15	0,29652
42	4,65130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1810	911,5767	42-16	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	4,94783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1446	759,2713	42-16	0,29652
42	4,94783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1131	793,8080	42-17	0,00000
42	5,24435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,1000	596,3279	42-17	0,29652
42	5,24435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,0710	640,4331	42-18	0,00000
42	5,54087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,0573	392,8065	42-18	0,29652
42	5,54087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-1,0303	448,1089	42-19	0,00000
42	5,83739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,9843	143,0973	42-19	0,29652
42	5,83739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,9583	209,2259	42-20	0,00000
42	6,13391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,8362	-163,8117	42-20	0,29652

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
42	6,13391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,8097	-85,4414	42-21	0,00000
42	6,43043	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,5472	-542,6452	42-21	0,29652
42	6,43043	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,5169	-454,6232	42-22	0,00000
42	6,72696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-0,0127	-1022,0491	42-22	0,29652
42	6,72696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		0,0255	-925,3971	42-23	0,00000
42	7,02348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		0,9374	-1649,6145	42-23	0,29652
42	7,02348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		0,9964	-1575,5757	42-24	0,00000
42	7,32000	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		2,7519	-2566,4467	42-24	0,29652
75	0,00000	P-delta + B2-NL	Max	-113,8151	-1478,6134	75-1	0,00000
75	0,29043	P-delta + B2-NL	Max	-96,5456	-1179,6044	75-1	0,29043
75	0,29043	P-delta + B2-NL	Max	-95,9766	-1117,2243	75-2	0,00000
75	0,58087	P-delta + B2-NL	Max	-74,7643	-864,8979	75-2	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	0,58087	P-delta + B2-NL	Max	-73,9869	-759,2745	75-3	0,00000
75	0,87130	P-delta + B2-NL	Max	-50,0071	-542,5778	75-3	0,29043
75	0,87130	P-delta + B2-NL	Max	-49,1462	-435,7602	75-4	0,00000
75	1,16174	P-delta + B2-NL	Max	-24,1591	-248,3548	75-4	0,29043
75	1,16174	P-delta + B2-NL	Max	-23,2924	-137,8678	75-5	0,00000
75	1,45217	P-delta + B2-NL	Max	1,2498	24,2083	75-5	0,29043
75	1,45217	P-delta + B2-NL	Max	2,0701	127,2577	75-6	0,00000
75	1,74261	P-delta + B2-NL	Max	25,1020	266,7266	75-6	0,29043
75	1,74261	P-delta + B2-NL	Max	25,8457	363,5405	75-7	0,00000
75	2,03304	P-delta + B2-NL	Max	46,6432	482,2970	75-7	0,29043
75	2,03304	P-delta + B2-NL	Max	47,2921	567,4509	75-8	0,00000
75	2,32348	P-delta + B2-NL	Max	65,3837	666,8625	75-8	0,29043
75	2,32348	P-delta + B2-NL	Max	65,9281	740,9659	75-9	0,00000
75	2,61391	P-delta + B2-NL	Max	81,0177	822,0150	75-9	0,29043
75	2,61391	P-delta + B2-NL	Max	81,4522	881,9149	75-10	0,00000
75	2,90435	P-delta + B2-NL	Max	93,3589	945,3125	75-10	0,29043
75	2,90435	P-delta + B2-NL	Max	93,6808	991,4373	75-11	0,00000
75	3,19478	P-delta + B2-NL	Max	102,3001	1037,6834	75-11	0,29043
75	3,19478	P-delta + B2-NL	Max	102,5077	1068,1213	75-12	0,00000
75	3,48522	P-delta + B2-NL	Max	107,7879	1097,5536	75-12	0,29043
75	3,48522	P-delta + B2-NL	Max	107,8801	1112,8090	75-13	0,00000
75	3,77565	P-delta + B2-NL	Max	109,8138	1125,6268	75-13	0,29043
75	3,77565	P-delta + B2-NL	Max	109,7901	1124,6272	75-14	0,00000
75	4,06609	P-delta + B2-NL	Max	108,4174	1120,9090	75-14	0,29043
75	4,06609	P-delta + B2-NL	Max	108,2781	1104,4301	75-15	0,00000
75	4,35652	P-delta + B2-NL	Max	103,7030	1084,1341	75-15	0,29043
75	4,35652	P-delta + B2-NL	Max	103,4500	1051,7712	75-16	0,00000
75	4,64696	P-delta + B2-NL	Max	95,8722	1014,7300	75-16	0,29043
75	4,64696	P-delta + B2-NL	Max	95,5104	967,7431	75-17	0,00000
75	4,93739	P-delta + B2-NL	Max	85,2737	913,6400	75-17	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	4,93739	P-delta + B2-NL	Max	84,8139	852,2402	75-18	0,00000
75	5,22783	P-delta + B2-NL	Max	72,4767	780,5712	75-18	0,29043
75	5,22783	P-delta + B2-NL	Max	71,9382	706,8816	75-19	0,00000
75	5,51826	P-delta + B2-NL	Max	58,3609	616,8897	75-19	0,29043
75	5,51826	P-delta + B2-NL	Max	57,7798	531,8056	75-20	0,00000
75	5,80870	P-delta + B2-NL	Max	44,2140	422,3654	75-20	0,29043
75	5,80870	P-delta + B2-NL	Max	43,6449	329,9190	75-21	0,00000
75	6,09913	P-delta + B2-NL	Max	31,7717	199,3460	75-21	0,29043
75	6,09913	P-delta + B2-NL	Max	31,3143	101,4627	75-22	0,00000
75	6,38957	P-delta + B2-NL	Max	23,0672	-52,9237	75-22	0,29043
75	6,38957	P-delta + B2-NL	Max	22,8029	-143,7995	75-23	0,00000
75	6,68000	P-delta + B2-NL	Max	19,3206	-326,6973	75-23	0,29043
75	0,00000	P-delta + B2-NL	Min	-113,8151	-1478,6134	75-1	0,00000
75	0,29043	P-delta + B2-NL	Min	-96,5456	-1179,6044	75-1	0,29043
75	0,29043	P-delta + B2-NL	Min	-95,9766	-1117,2243	75-2	0,00000
75	0,58087	P-delta + B2-NL	Min	-74,7643	-864,8979	75-2	0,29043
75	0,58087	P-delta + B2-NL	Min	-73,9869	-759,2745	75-3	0,00000
75	0,87130	P-delta + B2-NL	Min	-50,0071	-542,5778	75-3	0,29043
75	0,87130	P-delta + B2-NL	Min	-49,1462	-435,7602	75-4	0,00000
75	1,16174	P-delta + B2-NL	Min	-24,1591	-248,3548	75-4	0,29043
75	1,16174	P-delta + B2-NL	Min	-23,2924	-137,8678	75-5	0,00000
75	1,45217	P-delta + B2-NL	Min	1,2498	24,2083	75-5	0,29043
75	1,45217	P-delta + B2-NL	Min	2,0701	127,2577	75-6	0,00000
75	1,74261	P-delta + B2-NL	Min	25,1020	266,7266	75-6	0,29043
75	1,74261	P-delta + B2-NL	Min	25,8457	363,5405	75-7	0,00000
75	2,03304	P-delta + B2-NL	Min	46,6432	482,2970	75-7	0,29043
75	2,03304	P-delta + B2-NL	Min	47,2921	567,4509	75-8	0,00000
75	2,32348	P-delta + B2-NL	Min	65,3837	666,8625	75-8	0,29043
75	2,32348	P-delta + B2-NL	Min	65,9281	740,9659	75-9	0,00000
75	2,61391	P-delta + B2-NL	Min	81,0177	822,0150	75-9	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	2,61391	P-delta + B2-NL	Min	81,4522	881,9149	75-10	0,00000
75	2,90435	P-delta + B2-NL	Min	93,3589	945,3125	75-10	0,29043
75	2,90435	P-delta + B2-NL	Min	93,6808	991,4373	75-11	0,00000
75	3,19478	P-delta + B2-NL	Min	102,3001	1037,6834	75-11	0,29043
75	3,19478	P-delta + B2-NL	Min	102,5077	1068,1213	75-12	0,00000
75	3,48522	P-delta + B2-NL	Min	107,7879	1097,5536	75-12	0,29043
75	3,48522	P-delta + B2-NL	Min	107,8801	1112,8090	75-13	0,00000
75	3,77565	P-delta + B2-NL	Min	109,8138	1125,6268	75-13	0,29043
75	3,77565	P-delta + B2-NL	Min	109,7901	1124,6272	75-14	0,00000
75	4,06609	P-delta + B2-NL	Min	108,4174	1120,9090	75-14	0,29043
75	4,06609	P-delta + B2-NL	Min	108,2781	1104,4301	75-15	0,00000
75	4,35652	P-delta + B2-NL	Min	103,7030	1084,1341	75-15	0,29043
75	4,35652	P-delta + B2-NL	Min	103,4500	1051,7712	75-16	0,00000
75	4,64696	P-delta + B2-NL	Min	95,8722	1014,7300	75-16	0,29043
75	4,64696	P-delta + B2-NL	Min	95,5104	967,7431	75-17	0,00000
75	4,93739	P-delta + B2-NL	Min	85,2737	913,6400	75-17	0,29043
75	4,93739	P-delta + B2-NL	Min	84,8139	852,2402	75-18	0,00000
75	5,22783	P-delta + B2-NL	Min	72,4767	780,5712	75-18	0,29043
75	5,22783	P-delta + B2-NL	Min	71,9382	706,8816	75-19	0,00000
75	5,51826	P-delta + B2-NL	Min	58,3609	616,8897	75-19	0,29043
75	5,51826	P-delta + B2-NL	Min	57,7798	531,8056	75-20	0,00000
75	5,80870	P-delta + B2-NL	Min	44,2140	422,3654	75-20	0,29043
75	5,80870	P-delta + B2-NL	Min	43,6449	329,9190	75-21	0,00000
75	6,09913	P-delta + B2-NL	Min	31,7717	199,3460	75-21	0,29043
75	6,09913	P-delta + B2-NL	Min	31,3143	101,4627	75-22	0,00000
75	6,38957	P-delta + B2-NL	Min	23,0672	-52,9237	75-22	0,29043
75	6,38957	P-delta + B2-NL	Min	22,8029	-143,7995	75-23	0,00000
75	6,68000	P-delta + B2-NL	Min	19,3206	-326,6973	75-23	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-227,6966	-3087,4541	75-1	0,00000
75	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-194,7101	-2482,2333	75-1	0,29043
75	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-193,4999	-2272,9715	75-2	0,00000
75	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-151,5350	-1768,6828	75-2	0,29043
75	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-149,8930	-1526,9559	75-3	0,00000
75	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-102,0117	-1098,4935	75-3	0,29043
75	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-100,2147	-864,4818	75-4	0,00000
75	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-50,4381	-497,7408	75-4	0,29043
75	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-48,6550	-272,0405	75-5	0,00000
75	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		-0,1270	41,9565	75-5	0,29043
75	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		1,5365	248,6781	75-6	0,00000
75	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		46,6358	516,0937	75-6	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		48,1234	703,8591	75-7	0,00000
75	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		88,4053	929,0418	75-7	0,29043
75	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		89,6869	1092,7489	75-8	0,00000
75	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		124,3217	1278,8435	75-8	0,29043
75	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		125,3848	1418,5511	75-9	0,00000
75	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		153,9080	1567,8307	75-9	0,29043
75	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		154,7476	1680,6539	75-10	0,00000
75	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		176,9174	1794,7477	75-10	0,29043
75	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		177,5331	1880,8206	75-11	0,00000
75	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		193,2376	1960,8476	75-11	0,29043
75	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		193,6295	2018,4946	75-12	0,00000
75	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		202,8326	2065,1572	75-12	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		203,0009	2094,6941	75-13	0,00000
75	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		205,7202	2108,3260	75-13	0,29043
75	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		205,6648	2108,9125	75-14	0,00000
75	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		201,9760	2089,5043	75-14	0,29043
75	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		201,6967	2061,7610	75-15	0,00000
75	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		191,7662	2008,9527	75-15	0,29043
75	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		191,2648	1952,7521	75-16	0,00000
75	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		175,4120	1865,8033	75-16	0,29043
75	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		174,6947	1782,2396	75-17	0,00000
75	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		153,4945	1659,9587	75-17	0,29043
75	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		152,5779	1549,6582	75-18	0,00000
75	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		127,0071	1390,2885	75-18	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		125,9242	1255,1464	75-19	0,00000
75	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		97,5526	1056,1708	75-19	0,29043
75	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		96,3697	897,8442	75-20	0,00000
75	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		67,5629	655,6608	75-20	0,29043
75	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		66,3845	477,7195	75-21	0,00000
75	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		40,4167	187,0563	75-21	0,29043
75	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		39,4415	-6,8278	75-22	0,00000
75	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		20,1823	-354,1160	75-22	0,29043
75	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		19,5859	-554,0540	75-23	0,00000
75	6,68000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke		9,3378	-972,2510	75-23	0,29043
75	0,00000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fending + bakkantbjelke		-170,0206	-3086,4651	75-1	0,00000
75	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fending + bakkantbjelke		-168,7673	-2481,3051	75-1	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	0,29043	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-167,7536	-2272,3426	75-2	0,00000
75	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-144,3005	-1768,1046	75-2	0,29043
75	0,58087	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-142,6298	-1526,6882	75-3	0,00000
75	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-104,7633	-1098,2646	75-3	0,29043
75	0,87130	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-102,7946	-864,4739	75-4	0,00000
75	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-57,8535	-497,7615	75-4	0,29043
75	1,16174	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-55,8586	-272,2125	75-5	0,00000
75	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-9,2339	41,7641	75-5	0,29043
75	1,45217	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		-7,3606	248,3977	75-6	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		37,3620	515,7995	75-6	0,29043
75	1,74261	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		39,0325	703,5141	75-7	0,00000
75	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		79,6290	928,6883	75-7	0,29043
75	2,03304	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		81,0591	1092,3724	75-8	0,00000
75	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		116,2320	1278,4627	75-8	0,29043
75	2,32348	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		117,4070	1418,1597	75-9	0,00000
75	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		146,4462	1567,4385	75-9	0,29043
75	2,61391	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		147,3633	1680,2599	75-10	0,00000
75	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		169,9076	1794,3559	75-10	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	2,90435	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		170,5681	1880,4280	75-11	0,00000
75	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		186,4532	1960,4600	75-11	0,29043
75	3,19478	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		186,8592	2018,1075	75-12	0,00000
75	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		196,0301	2064,7778	75-12	0,29043
75	3,48522	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		196,1823	2094,3128	75-13	0,00000
75	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		198,6559	2107,9551	75-13	0,29043
75	3,77565	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		198,5537	2108,5409	75-14	0,00000
75	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		194,4236	2089,1460	75-14	0,29043
75	4,06609	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		194,0647	2061,4020	75-15	0,00000

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		183,5484	2008,6104	75-15	0,29043
75	4,35652	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		182,9325	1952,4169	75-16	0,00000
75	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		166,4675	1865,4887	75-16	0,29043
75	4,64696	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		165,5985	1781,9423	75-17	0,00000
75	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		144,0026	1659,6866	75-17	0,29043
75	4,93739	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		142,8992	1549,4297	75-18	0,00000
75	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		117,6113	1390,0909	75-18	0,29043
75	5,22783	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		116,3132	1255,0248	75-19	0,00000
75	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn strek 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		89,7252	1056,0876	75-19	0,29043

Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame	Station m	OutputCase	StepType	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem	ElemStation m
75	5,51826	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		88,3226	897,8962	75-20	0,00000
75	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		64,1752	655,7605	75-20	0,29043
75	5,80870	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		62,8127	478,0118	75-21	0,00000
75	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		46,5572	187,4080	75-21	0,29043
75	6,09913	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		45,5318	-6,2047	75-22	0,00000
75	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		44,1955	-353,4198	75-22	0,29043
75	6,38957	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		43,7517	-553,1498	75-23	0,00000
75	6,68000	B2 + Pollerlast 100tonn streck 4 stk + fendring + bakkantbjelk e		63,9179	-971,2612	75-23	0,29043

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3**Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Status	Location m	PMMCombo
2	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke
2	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	13,10000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke
2	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	26,20000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke
8	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	0,00000	P-delta + B2
8	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	10,70000	P-delta + B2
8	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	21,40000	P-delta + B2
14	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	0,00000	P-delta + B2
14	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	8,25000	P-delta + B2
14	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	16,50000	P-delta + B2
20	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	0,00000	P-delta + B2 + 2 stk poller
20	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	5,80000	P-delta + B2 + 2 stk poller
20	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	11,60000	P-delta + B2 + 2 stk poller
26	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke
26	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	3,40000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke
26	Stålpele fylt med betong d1000	Column	Design	No Messages	6,80000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3**Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3**

Frame	PMMArea m2	PMMRatio	VMajCombo	VMajRebar m2/m	VMinCombo	VMinRebar m2/m
2	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
2	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
2	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
8	0,010386		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
8	0,010096		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
8	0,009805		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
14	0,009918		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
14	0,009694		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
14	0,009471		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
20	0,010398		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	PMMArea m2	PMMRatio	VMajCombo	VMajRebar m2/m	VMinCombo	VMinRebar m2/m
20	0,010241		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
20	0,010084		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
26	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
26	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
26	0,009213		P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	ErrMsg	WarnMsg
2	No Messages	No Messages
2	No Messages	No Messages
2	No Messages	No Messages
8	No Messages	No Messages
8	No Messages	No Messages
8	No Messages	No Messages
14	No Messages	No Messages
14	No Messages	No Messages
14	No Messages	No Messages
20	No Messages	No Messages
20	No Messages	No Messages
20	No Messages	No Messages
26	No Messages	No Messages
26	No Messages	No Messages
26	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	0,00000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	0,50000	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	0,50000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005480
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	0,79652	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	0,79652	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,09304	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,09304	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,38957	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,38957	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,68609	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,68609	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,98261	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	1,98261	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,27913	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,27913	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,57565	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,57565	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,87217	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	2,87217	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,16870	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,16870	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,46522	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,46522	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,76174	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	3,76174	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,05826	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,05826	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,35478	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,35478	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,65130	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,65130	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,94783	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	4,94783	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,24435	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,24435	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,54087	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,54087	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,83739	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	5,83739	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,13391	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,13391	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,43043	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,43043	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,72696	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,004739
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	6,72696	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,004273
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	7,02348	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,007875
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	7,02348	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,007494
42	Betongbjelke bxh 1,6x0,6	Beam	No Messages	7,32000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,012853
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,00000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,008010
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,006239
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,29043	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005655
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004299
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,58087	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003672
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002595
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	0,87130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002023
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,16174	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,45217	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	1,74261	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,03304	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,32348	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,61391	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	2,90435	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,19478	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,48522	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	3,77565	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,06609	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,35652	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,64696	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	4,93739	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,22783	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,51826	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	5,80870	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	6,09913	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	6,38957	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001800
75	Bakkantbjelke	Beam	No Messages	6,68000	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002285
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,00000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,29043	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,29043	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,58087	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,58087	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,87130	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	0,87130	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,16174	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,16174	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,45217	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,45217	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,74261	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	1,74261	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,03304	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,03304	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,32348	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,32348	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,61391	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,61391	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,90435	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	2,90435	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,19478	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,19478	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,48522	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,48522	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,77565	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	3,77565	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,06609	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,06609	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,35652	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,35652	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,64696	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,64696	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location m	FTopCombo	FTopArea m2
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,93739	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	4,93739	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,22783	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,22783	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,51826	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,51826	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,80870	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	5,80870	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	6,09913	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	6,09913	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	6,38957	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	6,38957	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930
41	Forkantbjelke	Beam	No Messages	6,68000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,012376	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000041
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,012334	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000041
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,009531	P-delta + B2	0,000023
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,009489	P-delta + B2	0,000023
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,007566	P-delta + B2	0,000027
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,007524	P-delta + B2	0,000027
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,006063	P-delta + B2	0,000053
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,006021	P-delta + B2	0,000053
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,004853	P-delta + B2	0,000069

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,004810	P-delta + B2	0,000069
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003836	P-delta + B2	0,000095
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,003755	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003794	P-delta + B2	0,000095
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,003451	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002956	P-delta + B2	0,000115
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004290	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002914	P-delta + B2	0,000115
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004070	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000138
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004690	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000138
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004523	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000157
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004938	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000157
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004834	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000176
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,005054	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000176
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004994	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000191
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,005023	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000191
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,005014	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000204
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004857	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000204
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004888	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000212
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004545	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000212
42	P-delta + B2	0,004624	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000216
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,004091	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002147	P-delta + B2	0,000216
42	P-delta + B2	0,004236	P-delta + B2	0,002594	P-delta + B2	0,000216
42	P-delta + B2	0,003488	P-delta + B2	0,002636	P-delta + B2	0,000216
42	P-delta + B2	0,003701	P-delta + B2	0,003312	P-delta + B2	0,000207
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2	0,003355	P-delta + B2	0,000207
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2	0,004119	P-delta + B2	0,000197
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2	0,004161	P-delta + B2	0,000197
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,005061	P-delta + B2	0,000172
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,005103	P-delta + B2	0,000172
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,006194	P-delta + B2	0,000151
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,006236	P-delta + B2	0,000151
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,007596	P-delta + B2	0,000102
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,007638	P-delta + B2	0,000102

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,009432	P-delta + B2	0,000067
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,009474	P-delta + B2	0,000067
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,012044	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000128
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,012086	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000128
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,003143	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,016486	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000208
42	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,006021	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,016528	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fending + bakkantbjelke	0,000208
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,003613	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005434	P-delta + B2	0,002299
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005054	P-delta + B2	0,002299
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004560	P-delta + B2	0,002016
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004179	P-delta + B2	0,002016
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003903	P-delta + B2	0,001442
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003522	P-delta + B2	0,001442
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003368	P-delta + B2	0,001154
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002988	P-delta + B2	0,001154
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002911	P-delta + B2	0,000749
75	B2 + Pollerlast 100 tonn strekk 2 stk ytterst + fending + bakkantbjelke (Sp)	0,001892	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002531	P-delta + B2	0,000749
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,002326	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002507	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000536
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,002812	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002127	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000536
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,003211	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002141	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000762
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003613	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001761	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000762
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003966	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001803	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000886
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004288	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001422	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000886
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004592	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001484	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001015
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004837	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001103	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001015
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005085	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001179	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001088

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005254	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000799	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001088
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005444	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000884	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001166
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005537	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001166
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005666	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001218
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005685	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001218
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005751	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001376
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005695	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001376
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005698	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001633
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005568	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001633
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005508	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001893
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005304	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001893
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,005181	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,002159
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004903	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000944	P-delta + B2	0,002159
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004722	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000869	P-delta + B2	0,002421
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004367	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001250	P-delta + B2	0,002421
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,004130	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001191	P-delta + B2	0,002700
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003699	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001571	P-delta + B2	0,002700
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003412	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001534	P-delta + B2	0,002968
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002901	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001914	P-delta + B2	0,002968
75	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,002569	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001908	P-delta + B2	0,003269
75	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke (Sp)	0,001974	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002289	P-delta + B2	0,003269
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002328	P-delta + B2	0,003550
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002709	P-delta + B2	0,003550
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002819	P-delta + B2	0,003898
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003199	P-delta + B2	0,003898
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke (Sp)	0,001776	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003433	P-delta + B2	0,004200
75	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,001734	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,003814	P-delta + B2	0,004200
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,003073

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,003073
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001613
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001613
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002923
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002923
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002294
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002294
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002714
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002714
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002135
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002135
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002107
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,002107
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001510
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001510
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001244
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,001244
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,000647
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,000647
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,000263
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2	0,000263
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000316
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000316
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000740
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000740
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001257
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001257
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001654
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,001654
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002061

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea m2	VCombo	VRebar m2/m	TLngCombo	TLngArea m2
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,002061
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000502	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002351
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000513	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002351
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000547	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002560
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000558	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002560
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000574	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002628
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000586	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002628
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000579	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002499
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000590	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002499
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000553	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002196
41	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000565	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,002196
41	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000485	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001556
41	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000496	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001556
41	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000684
41	P-delta + B2 + 4 stk poller (Sp)	0,002930	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000604	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000684

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000019	No Messages	No Messages
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000019	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000011	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000011	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000012	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000012	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000025	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000025	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000032	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000032	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000044	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
42	P-delta + B2	0,000044	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000046	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000018	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000100	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000100	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000096	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000096	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000092	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000092	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000080	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000080	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000070	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000070	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000047	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000047	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000031	No Messages	No Messages
42	P-delta + B2	0,000031	No Messages	No Messages
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000060	No Messages	No Messages
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000060	No Messages	No Messages
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000097	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
42	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000097	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001514	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001514	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001327	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001327	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000950	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000950	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000760	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000760	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000493	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000493	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000353	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000353	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000502	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000502	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000584	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000584	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000668	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000668	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000716	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000716	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000767	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000290	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000489	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000122	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,000131	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000734	No Messages	No Messages
75	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000634	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000976	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001081	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001142	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
75	P-delta + B2	0,001625	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001711	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001954	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,001954	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002153	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002153	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002337	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002337	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002566	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002566	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002766	No Messages	No Messages
75	P-delta + B2	0,002766	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000638	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,000607	No Messages	No Messages
41	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000296	No Messages	No Messages
41	B2 + forkantbjelke + bakkantbjelke	0,000264	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001186	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001155	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000863	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000832	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001040	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 2 stk poller	0,001009	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000611	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000580	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000446	No Messages	No Messages
41	B2 + Pollerlast 100tonn strekk 4 stk + fendring + bakkantbjelke	0,000415	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000233	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000265	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000651	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000682	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001058	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001089	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001305	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001305	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001421	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001421	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001459	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001459	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001388	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001388	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001219	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,001219	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000864	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000864	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000000	No Messages	No Messages
41	P-delta + B2 + 4 stk poller	0,000018	No Messages	No Messages

SAP2000

Project _____
 Job Number _____
 Engineer _____

Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)

L=7,320
 Element : 42 D=0,600 B=1,600 bf=1,600
 Section ID : Betongbjelke bxds=0,000 dct=0,083 dcb=0,083
 Combo ID : P-delta + B2 + E=36000000, fck=45000,000 Lt.Wt. Fac.=1,000
 Station Loc : 7,320 fyk=500000,000 fywk=500000,00

Gamma (Concrete): 1,500
 Gamma (Steel) : 1,150

Design Moments, M3

	Positive	Negative
	Moment	Moment
	1283,351	-2566,702

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required	+Moment	-Moment	Minimum
	Rebar	Rebar	Rebar	Rebar
Top (+2 Axis)	0,013	0,000	0,013	0,003
Bottom (-2 Axis)	0,006	0,006	0,000	0,003

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar	Shear	Shear	Shear
Asw/s	VEd	VRdc	VRds
0,017	3346,920	663,602	3346,920

Torsion Reinforcement for Torsion, T

Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter
At/s	Asl	TEd	T	Ak	uk
9,325E-05	2,006E-04	26,092	0,000	0,528	3,527

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)

L=26,200
 Element : 2 D=1,000 dc=0,085
 Section ID : Stålpele fylt med beE=36000000, fck,cyl=45000, Lt.Wt. Fac.=1,000
 Combo ID : P-delta + B2 + 4 stkfyk=500000,000 fywk=500000,00
 Station Loc : 26,200 RLLF=1,000 SOM: Nominal Curvature
 Combo Eq. : Max(Eq.6.10a, 6.10b)

Gamma(Concrete) : 1,500 AlphaCC=0,850 AlphaCT=0,850
 Gamma(Steel) : 1,150 AlphaLCC=0,850 AlphaLCT=0,850

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR NEd, MEd2, MEd3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	NEd	MEd2	MEd3	M2	M3
	0,009	6040,849	-1657,865	-1543,146	201,362	201,362

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS						
	M0Ed	Madd	Minimum	Beta	L	
	Moment	Moment	Ecc	Factor	Length	
Major Bending (M3)	-202,920	1340,226	0,033	0,700	26,200	
Minor Bending (M2)	-317,640	1340,226	0,033	0,700	26,200	

SHEAR DESIGN FOR V2,V3					
	Rebar	Shear	Shear	Shear	
	Asw/s	VEd	VRdc	VRds	
Major Shear (V2)	0,000	0,233	1553,373	0,000	
Minor Shear (V3)	0,000	17,378	1553,373	0,000	

AXIAL COMPRESSION RATIO						
	Conc.Capa	CompRatio	CompRatio	Seismic	CompCheck	Ratio
	A*fcd	Ned/ (A*fcd)	Limit	Load?	Needed?	OK?
	20027,653	0,302	0,550	No	No	Yes

JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint	Shear	Shear	Shear	Shear	Joint
	Ash	VED,Top	Vjhd	Vrd,Conc	Ratio	Area
Major Shear (V2)	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C
Minor Shear (V3)	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C

(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS		
	Major	Minor
	Ratio	Ratio
	N/A	N/A

Notes:
 N/A: Not Applicable
 N/C: Not Calculated
 N/N: Not Needed

SAP2000

Project _____
 Job Number _____
 Engineer _____

Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)

L=6,680
 Element : 75 D=1,100 B=0,450 bf=0,800
 Section ID : Bakkantbjelke ds=0,900 dct=0,085 dcb=0,085
 Combo ID : B2 + forkantbjelke E=36000000, fck=45000,000 Lt.Wt. Fac.=1,000
 Station Loc : 0,000 fyk=500000,000 fywk=500000,00

Gamma (Concrete) : 1,500
 Gamma (Steel) : 1,150

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment
1543,727	-3087,454

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	0,008	0,000	0,008	0,002
Bottom (-2 Axis)	0,004	0,004	0,000	0,002

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds
0,005	2159,390	339,546	2159,390

Torsion Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Asl	Torsion TEd	Critical T	Area Ak	Perimeter uk
0,001	0,002	215,547	0,000	0,450	2,947

Vedlegg 4 - BETONexpress

Pelerekke 1

1. SØYLE-001**Enkeltstående søyle, biaksial bøyning**

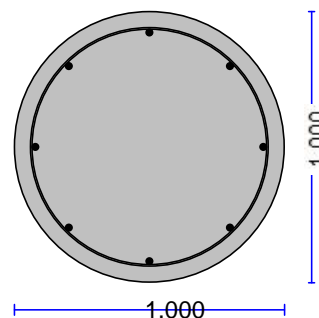
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.000 m, Ned =7445.50 kN**Med yy =1762.00 kNm, Med zz =222.70 kNm**

Betong- og stålqualität: B45-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=60 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 45/1.50=25.50$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.7/1.50=1.53$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)**1.1. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter D=1.000 m, søylelengde L=6.800 m

Laster , Laster, aksial Ned=7445.50kN (trykk), momenter Medxx=1762.00kNm, Medyy=222.70kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.70xL= 4.760m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 0.70xL= 4.760m

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+Øs+Ø/2=60+8+25/2=80mm, d=919mm

1.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=7445.50kN, Med,yy=1762.00kNm, Med,zz=222.70kNmBeregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

 $Med=\sqrt{(1762.00^2+222.70^2)}=1776.02$ kNm

Ned=7445.50kN (trykk), Med=1776.02kNm

B45-B500C

D=1000mm

d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080

e=Med/Ned=1776.02/7445.50=0.239m=239mm

zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=239mm<=sz=419mm

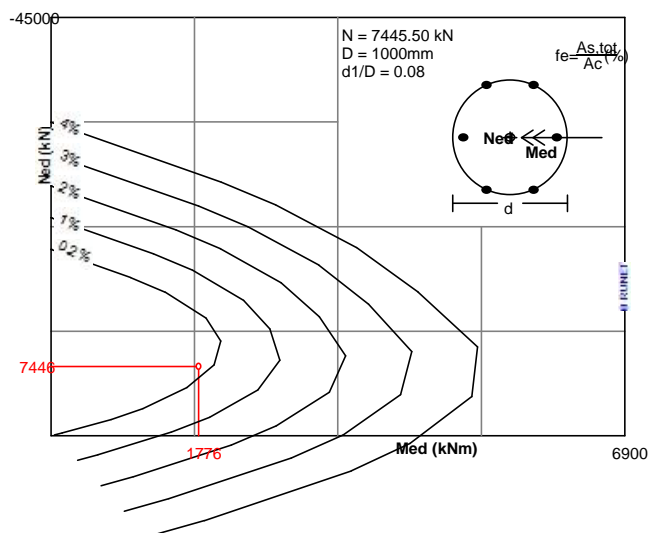
As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20% $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/-1.17$ **As,tot=1571mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0.10Ned/f_{yk}, \varnothing_s \geq 8, As_{min}=6\varnothing 20$ (1884mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=31416mm²) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum Øs ved maksimum avstand Sc1,t (EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyer Øs ≥ 6, Sc1,t ≤ 400mm

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyer Øs ≥ 6, Sc1,t ≤ 240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearming: 6Ø25 (2946mm²)**Transversarmering: Bøyer Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]**

1.3. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef}=\varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=1.46 \times 0.50=0.73$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 36/1.20=30.00 \text{ GPa}=30000 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s=200 \text{ GPa}=200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=2946/(1000 \times 1000)=0.003$ **1.3.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \lim=20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=2946 \times 435/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.05$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=7445500/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.292$ $A=1/(1+0.2 \cdot \varphi_{ef})=1/(1+0.2 \times 0.73)=0.87$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.05}=1.05$ $C=1.70-r_m=0.70, (r_m=M_01/M_02=1.0)$ $\lambda, \lim=20 \times 0.87 \times 1.05 \times 0.70/\sqrt{0.292}=23.72$ **1.3.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 6.800=4.760 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=4760/250=19.04$

(Lign.5.14)

 $\lambda=19.04 \leq \lambda, \lim=23.72, \text{ annen ordens effekter kan overses}$ **1.3.3. Slankhet og effektiv lengde, retning y-y**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 6.800=4.760 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=4760/250=19.04$

(Lign.5.14)

 $\lambda=19.04 \leq \lambda, \lim=23.72, \text{ annen ordens effekter kan overses}$ **1.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI=K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho=As/A_c=0.003, E_{cd}=30000 \text{ MPa}, E_s=200000 \text{ MPa}$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=7445500/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.292$ $K_s=1, K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef}), \varphi_{ef}=0.73$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1=\sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa}=\sqrt{45/20}=1.50 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.292, \lambda=19.04, k_2=0.033$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c=1.500 \times 0.033/(1+0.73)=0.028$ $EI=0.028 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12+1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=122.78 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=122777 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.292, \lambda=19.04, k_2=0.033$ $K_c=1.500 \times 0.033/(1+0.73)=0.028$ $EI=0.028 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12+1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=122.78 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=122777 \text{ kNm}^2$ **1.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed}=M_{oed}[1+\beta/((N_b/N_{ed})-1)], N_b=\pi^2 \cdot EI/L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 122777/4.760^2=53481.30 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(53481.30/7445.50-1)=1.13, \text{ Med, yy}=1996.38 \text{ kNm}$ retning y-y $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 122777/4.760^2=53481.30 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(53481.30/7445.50-1)=1.13, \text{ Med, zz}=252.32 \text{ kNm}$

1.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=7445.50kN, Med,yy=1996.38kNm, Med,zz=252.32kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet

$$Med = \sqrt{(1996.38^2 + 252.32^2)} = 2012.26 \text{ kNm}$$

Ned=7445.50kN (trykk), Med=2012.26kNm
 B45-B500C
 D=1000mm
 d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080
 e=Med/Ned=2012.26/7445.50=0.270m=270mm
 zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=270mm<=sz=419mm

As1=As2=1963mm², (As1+As2)/Ac=0.50%
 εc2/εs1=-3.50/-1.17

As, tot=3927mm²

Følger ikke nasjonalt tillegg i EC2

Minimum lengdearmering, As>=0.10Ned/fyk, Øs>=8, As,min=6Ø20 (1884mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmering, As<=0.04Ac, (As,max=31416mm²)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøylar med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøylar Øs>=6, Scl,t<=400mm

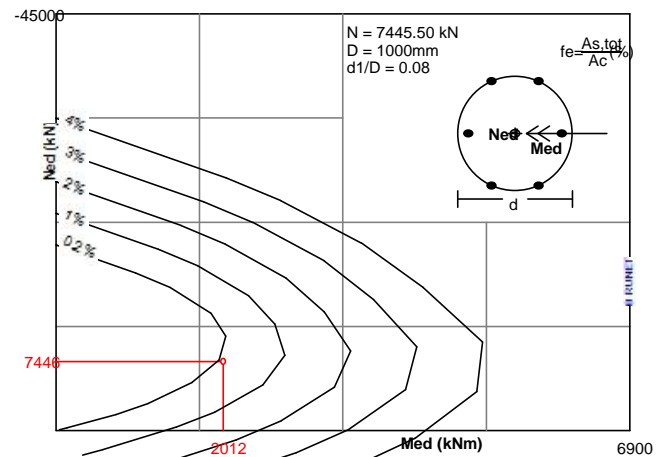
i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøylar Øs>=6, Scl,t<=240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 8Ø25 (3928mm²)

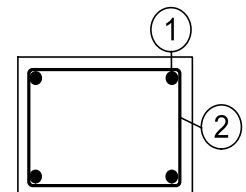
Transversarmering: Bøylar Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]

**1.5. Bøyeliste**

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	6800	8	25	3.850	6.800	209.44
2	②	80 810 810 810	21	8	0.395	3.400	28.20

Total vekt [kg]

237.64



Pelerekke 2

1. SØYLE-002**Enkeltstående søyle, biaksial bøyning**

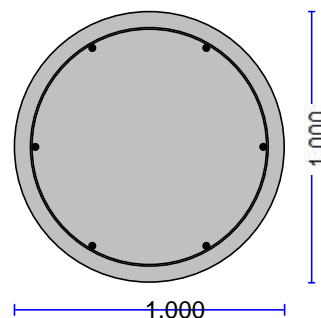
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.000 m, Ned =8768.30 kN**Med yy = 41.60 kNm, Med zz =148.20 kNm**

Betong- og stålqualität: B45-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=60 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 45/1.50=25.50$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.7/1.50=1.53$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)**1.1. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter D=1.000 m, søylelengde L=11.600 m

Laster , Laster, aksial Ned=8768.30kN (trykk), momenter Medxx=41.60kNm, Medyy=148.20kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.70xL= 8.120m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 0.70xL= 8.120m

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+Øs+Ø/2=60+8+25/2=80mm, d=919mm

1.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8768.30kN, Med,yy=41.60kNm, Med,zz=148.20kNmBeregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

 $Med=\sqrt{(41.60^2+148.20^2)}=153.93$ kNm

Ned=8768.30kN (trykk), Med=153.93kNm

B45-B500C

D=1000mm

d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080

e=Med/Ned=153.93/8768.30=0.018m=18mm

zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=18mm<=sz=419mm

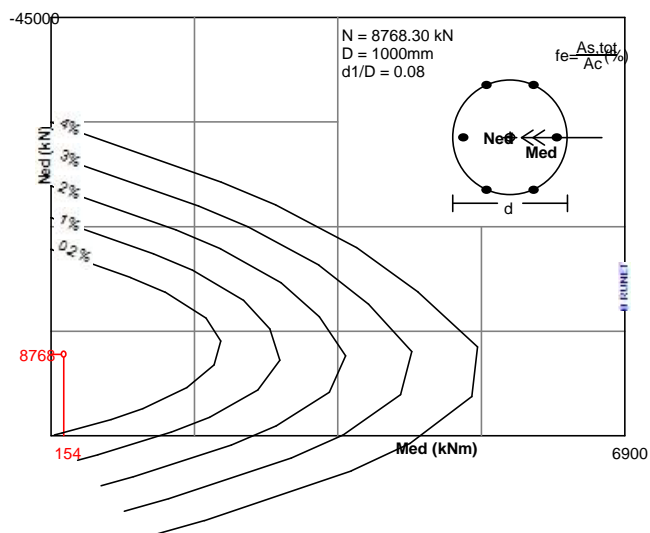
As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20% $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/3.21$ **As,tot=1571mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0.10Ned/f_{yk}, \varnothing_s \geq 8, As_{min}=6\varnothing_{25}$ (2946mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=31416mm²) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t (EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyer Øs ≥ 6, Scl,t ≤ 400mm

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyer Øs ≥ 6, Scl,t ≤ 240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearming: 6Ø25 (2946mm²)**Transversarmering: Bøyer Ø8σ400** h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]

1.3. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef}=\varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=1.46 \times 0.50=0.73$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 36/1.20=30.00 \text{ GPa}=30000 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s=200 \text{ GPa}=200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=2946/(1000 \times 1000)=0.003$ **1.3.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \lim=20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=2946 \times 435/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.05$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8768300/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.344$ $A=1/(1+0.2 \cdot \varphi_{ef})=1/(1+0.2 \times 0.73)=0.87$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.05}=1.05$ $C=1.70-r_m=0.70, (r_m=M_01/M_02=1.0)$ $\lambda, \lim=20 \times 0.87 \times 1.05 \times 0.70/\sqrt{0.344}=21.86$ **1.3.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 11.600=8.120 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=8120/250=32.48$

(Lign.5.14)

 $\lambda=32.48 > \lambda, \lim=21.86$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.3. Slankhet og effektiv lengde, retning y-y**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 11.600=8.120 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=8120/250=32.48$

(Lign.5.14)

 $\lambda=32.48 > \lambda, \lim=21.86$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI=K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho=As/A_c=0.003, E_{cd}=30000 \text{ MPa}, E_s=200000 \text{ MPa}$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8768300/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.344$ $K_s=1, K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef}), \varphi_{ef}=0.73$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1=\sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa}=\sqrt{45/20}=1.50 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.344, \lambda=32.48, k_2=0.066$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c=1.500 \times 0.066/(1+0.73)=0.057$ $EI=0.057 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=194.30 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=194297 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.344, \lambda=32.48, k_2=0.066$ $K_c=1.500 \times 0.066/(1+0.73)=0.057$ $EI=0.057 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=194.30 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=194297 \text{ kNm}^2$ **1.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed}=M_{oed}[1+\beta/((N_b/N_{ed})-1)], N_b=\pi^2 \cdot EI/L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 194297/8.120^2=29083.99 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(29083.99/8768.30-1)=1.35, \text{ Med, yy}=56.37 \text{ kNm}$ retning y-y $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 194297/8.120^2=29083.99 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(29083.99/8768.30-1)=1.35, \text{ Med, zz}=200.81 \text{ kNm}$

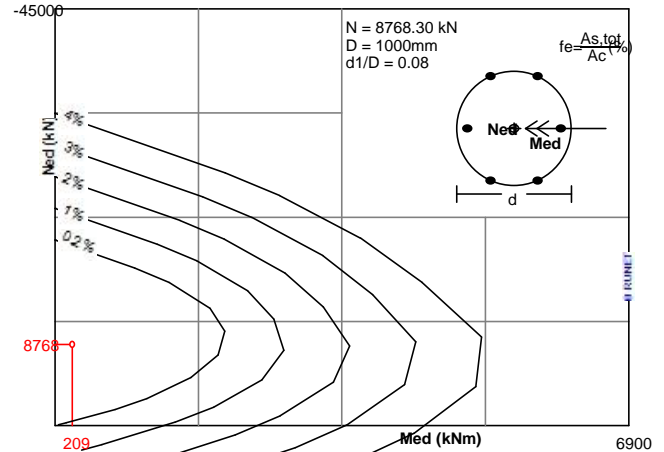
1.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8768.30kN, Med,yy=56.37kNm, Med,zz=200.81kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Med = \sqrt{(56.37^2 + 200.81^2)} = 208.57 \text{ kNm}$
 Ned=8768.30kN (trykk), Med=208.57kNm
 B45-B500C
 D=1000mm
 d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080
 $e = Med/Ned = 208.57/8768.30 = 0.024 \text{ m} = 24 \text{ mm}$
 $zs = h/2 - d1 = 1000/2 - 80 = 419 \text{ mm}$, $e = 24 \text{ mm} \leq zs = 419 \text{ mm}$



Følger ikke nasjonalt tillegg i EC2

$As1=As2=785 \text{ mm}^2$, $(As1+As2)/Ac=0.20\%$
 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3.50/3.21$

As,tot=1571mm²

Minimum lengdearmering, $As \geq 0.10Ned/fyk$, $\phi_s \geq 8$, $As_{min} = 6\phi_{25}$ (2946mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmering, $As \leq 0.04Ac$, ($As_{max} = 31416 \text{ mm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøylar med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 480 \text{ mm} = 0.480 \text{ m}$

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 6Ø25 (2946mm²)

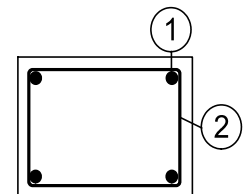
Transversarmering: Bøylar Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	11600	6	25	3.850	11.600	267.96
2	②	80 810 810 810	36	8	0.395	3.400	48.35

Total vekt [kg]

316.31



Pelerekke 3

1. SØYLE-003**Enkeltstående søyle, biaksial bøyning**

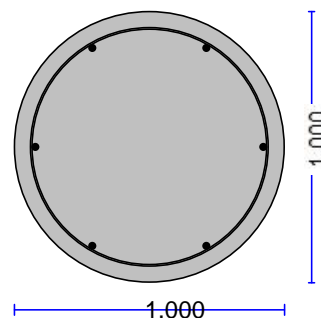
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.000 m, Ned =8235.00 kN**Med yy = 99.00 kNm, Med zz =124.70 kNm**

Betong- og stålqualität: B45-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=60 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 45/1.50=25.50$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.7/1.50=1.53$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)**1.1. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter D=1.000 m, søylelengde L=16.500 m

Laster , Laster, aksial Ned=8235.00kN (trykk), momenter Medxx=99.00kNm, Medyy=124.70kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.70xL= 11.550m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 0.70xL= 11.550m

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+Øs+Ø/2=60+8+25/2=80mm, d=919mm

1.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8235.00kN, Med,yy=99.00kNm, Med,zz=124.70kNmBeregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

 $Med=\sqrt{(99.00^2+124.70^2)}=159.22$ kNm

Ned=8235.00kN (trykk), Med=159.22kNm

B45-B500C

D=1000mm

d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080

e=Med/Ned=159.22/8235.00=0.019m=19mm

zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=19mm<=sz=419mm

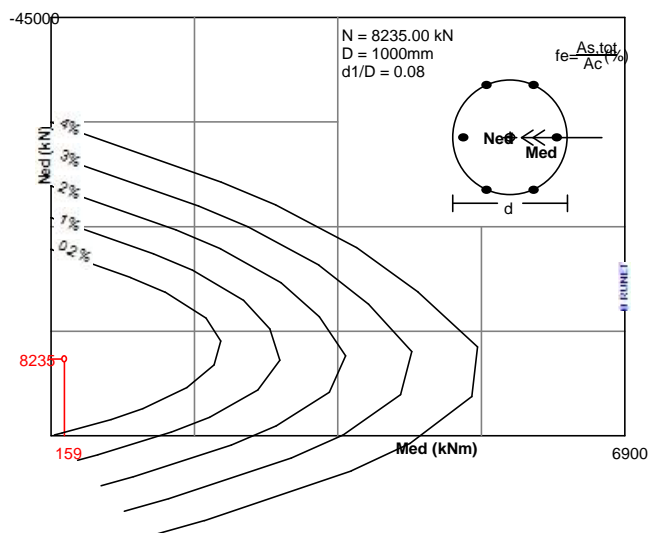
As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20% $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/3.21$ **As,tot=1571mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0.10Ned/f_{yk}, \varnothing_s \geq 8, As_{min}=6\varnothing 20$ (1884mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=31416mm²) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t (EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyer Øs ≥ 6, Scl,t ≤ 400mm

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyer Øs ≥ 6, Scl,t ≤ 240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearming: 6Ø25 (2946mm²)**Transversarmering: Bøyer Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]**

1.3. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef}=\varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=1.46 \times 0.50=0.73$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 36/1.20=30.00 \text{ GPa}=30000 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetmodul $E_s=200 \text{ GPa}=200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=2946/(1000 \times 1000)=0.003$ **1.3.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \lim=20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=2946 \times 435/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.05$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8235000/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.323$ $A=1/(1+0.2 \cdot \varphi_{ef})=1/(1+0.2 \times 0.73)=0.87$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.05}=1.05$ $C=1.70-r_m=0.70, (r_m=M_{01}/M_{02}=1.0)$ $\lambda, \lim=20 \times 0.87 \times 1.05 \times 0.70/\sqrt{0.323}=22.55$ **1.3.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 16.500=11.550 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=11550/250=46.20$

(Lign.5.14)

 $\lambda=46.20 > \lambda, \lim=22.55$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.3. Slankhet og effektiv lengde, retning y-y**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 16.500=11.550 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=11550/250=46.20$

(Lign.5.14)

 $\lambda=46.20 > \lambda, \lim=22.55$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI=K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho=As/A_c=0.003, E_{cd}=30000 \text{ MPa}, E_s=200000 \text{ MPa}$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8235000/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.323$ $K_s=1, K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef}), \varphi_{ef}=0.73$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1=\sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa}=\sqrt{45/20}=1.50 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.323, \lambda=46.20, k_2=0.088$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c=1.500 \times 0.088/(1+0.73)=0.076$ $EI=0.076 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=242.13 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=242131 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.323, \lambda=46.20, k_2=0.088$ $K_c=1.500 \times 0.088/(1+0.73)=0.076$ $EI=0.076 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=242.13 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=242131 \text{ kNm}^2$ **1.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed}=M_{oed}[1+\beta/((N_b/N_{ed})-1)], N_b=\pi^2 \cdot EI/L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 242131/11.550^2=17913.76 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(17913.76/8235.00-1)=1.70, \text{ Med, yy}=168.28 \text{ kNm}$ retning y-y $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 242131/11.550^2=17913.76 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(17913.76/8235.00-1)=1.70, \text{ Med, zz}=211.96 \text{ kNm}$

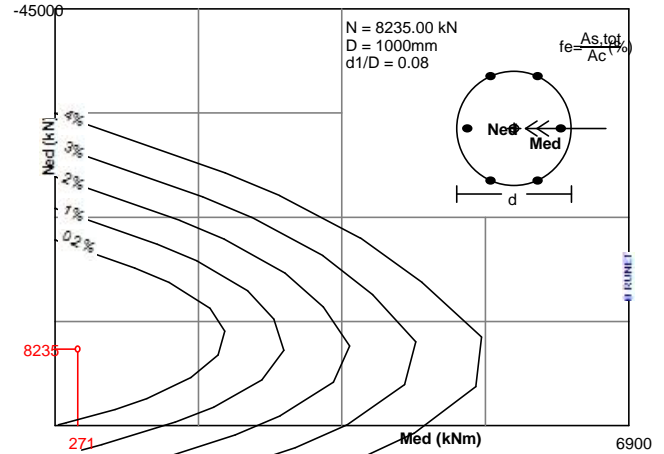
1.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8235.00kN, Med,yy=168.28kNm, Med,zz=211.96kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Med = \sqrt{(168.28^2 + 211.96^2)} = 270.64 \text{ kNm}$
 Ned=8235.00kN (trykk), Med=270.64kNm
 B45-B500C
 D=1000mm
 d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080
 $e = Med/Ned = 270.64/8235.00 = 0.033 \text{ m} = 33 \text{ mm}$
 $zs = h/2 - d1 = 1000/2 - 80 = 419 \text{ mm}$, $e = 33 \text{ mm} \leq zs = 419 \text{ mm}$



$As1 = As2 = 785 \text{ mm}^2$, $(As1 + As2) / Ac = 0.20\%$
 $\epsilon c2 / \epsilon s1 = -3.50 / 3.21$

Følger ikke nasjonalt tillegg i EC2

As,tot=1571mm²

Minimum lengdearmoring, $As \geq 0.10 Ned / fyk$, $\phi_s \geq 8$, $As, \text{min} = 6\phi 20$ (1884mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0.04 Ac$, ($As, \text{max} = 31416 \text{ mm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 480 \text{ mm} = 0.480 \text{ m}$

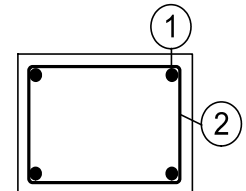
(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: **6Ø25** (2946mm²)

Transversarmering: Bøyler **Ø8σ400** h:1.00m~H-1.00m], **Ø8σ240** h:0~1.00m, H-1.00m~H]

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	16500	6	25	3.850	16.500	381.15
2	②	80 810 810 810	52	8	0.395	3.400	69.84
Total vekt [kg]							450.99



Pelerekke 4

1. SØYLE-004**Enkeltstående søyle, biaksial bøyning**

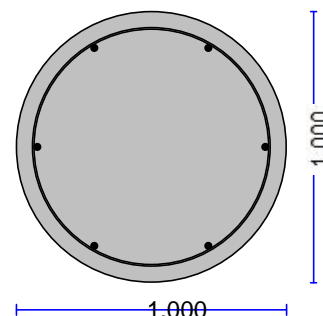
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.000 m, Ned =8526.50 kN**Med yy = 88.10 kNm, Med zz = 74.60 kNm**

Betong- og stålqualität: B45-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=60 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 45/1.50=25.50$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.7/1.50=1.53$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)**1.1. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter D=1.000 m, søylehøyde L=21.400 m

Laster , Laster, aksial Ned=8526.50kN (trykk), momenter Medxx=88.10kNm, Medyy=74.60kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.70xL= 14.980m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 0.70xL= 14.980m

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+Øs+Ø/2=60+8+25/2=80mm, d=919mm

1.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8526.50kN, Med,yy=88.10kNm, Med,zz=74.60kNmBeregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

 $Med=\sqrt{(88.10^2+74.60^2)}=115.44$ kNm

Ned=8526.50kN (trykk), Med=115.44kNm

B45-B500C

D=1000mm

d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080

e=Med/Ned=115.44/8526.50=0.014m=14mm

zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=14mm<=sz=419mm

As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20% $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/3.21$ **As,tot=1571mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0.10Ned/f_{yk}, \varnothing_s \geq 8, As_{min}=6\varnothing 25$ (2946mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearming, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=31416mm²)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t

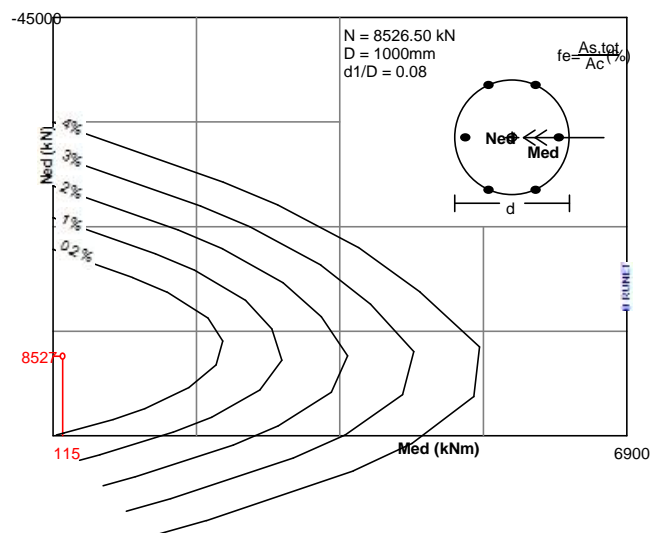
(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyer Øs>=6, Scl,t<=400mm

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyer Øs>=6, Scl,t<=240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearming: 6Ø25 (2946mm²)**Transversarmering: Bøyer Ø8Ø400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8Ø240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]**

1.3. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef}=\varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=1.46 \times 0.50=0.73$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 36/1.20=30.00 \text{ GPa}=30000 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetmodul $E_s=200 \text{ GPa}=200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=2946/(1000 \times 1000)=0.003$ **1.3.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \lim=20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=2946 \times 435/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.05$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8526500/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.334$ $A=1/(1+0.2 \cdot \varphi_{ef})=1/(1+0.2 \times 0.73)=0.87$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.05}=1.05$ $C=1.70-r_m=0.70, (r_m=M_{01}/M_{02}=1.0)$ $\lambda, \lim=20 \times 0.87 \times 1.05 \times 0.70/\sqrt{0.334}=22.16$ **1.3.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 21.400=14.980 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=14980/250=59.92$

(Lign.5.14)

 $\lambda=59.92 > \lambda, \lim=22.16$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.3. Slankhet og effektiv lengde, retning y-y**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 21.400=14.980 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=14980/250=59.92$

(Lign.5.14)

 $\lambda=59.92 > \lambda, \lim=22.16$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI=K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho=As/Ac=0.003, E_{cd}=30000 \text{ MPa}, E_s=200000 \text{ MPa}$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=8526500/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.334$ $K_s=1, K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef}), \varphi_{ef}=0.73$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1=\sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa}=\sqrt{45/20}=1.50 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.334, \lambda=59.92, k_2=0.118$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c=1.500 \times 0.118/(1+0.73)=0.102$ $EI=0.102 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=307.36 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=307361 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.334, \lambda=59.92, k_2=0.118$ $K_c=1.500 \times 0.118/(1+0.73)=0.102$ $EI=0.102 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=307.36 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=307361 \text{ kNm}^2$ **1.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $Med=Moed[1+\beta/((Nb/N_{ed})-1)], Nb=\pi^2 \cdot EI/Lo^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $Nb=3.14^2 \times 307361/14.980^2=13518.37 \text{ kN}$ $Med/Moed=1+0.82/(13518.37/8526.50-1)=2.40, Med, yy=211.87 \text{ kNm}$ retning y-y $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $Nb=3.14^2 \times 307361/14.980^2=13518.37 \text{ kN}$ $Med/Moed=1+0.82/(13518.37/8526.50-1)=2.40, Med, zz=179.40 \text{ kNm}$

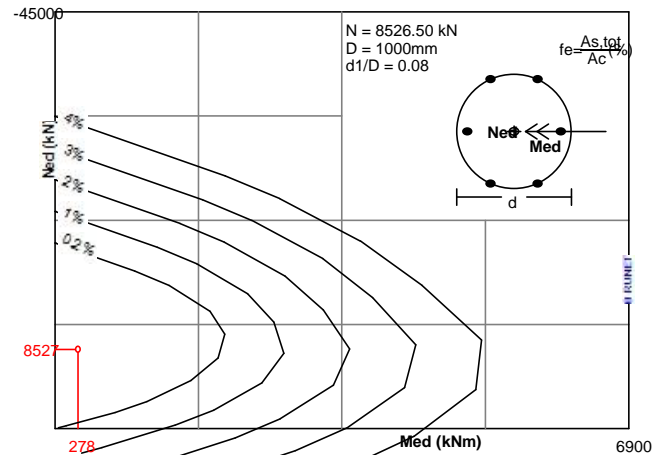
1.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=8526.50kN, Med,yy=211.87kNm, Med,zz=179.40kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Med = \sqrt{(211.87^2 + 179.40^2)} = 277.62 \text{ kNm}$
 Ned=8526.50kN (trykk), Med=277.62kNm
 B45-B500C
 D=1000mm
 d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080
 $e = Med/Ned = 277.62/8526.50 = 0.033 \text{ m} = 33 \text{ mm}$
 $zs = h/2 - d1 = 1000/2 - 80 = 419 \text{ mm}$, $e = 33 \text{ mm} \leq zs = 419 \text{ mm}$



$As1=As2=785 \text{ mm}^2$, $(As1+As2)/Ac=0.20\%$
 $\epsilon c2/\epsilon s1 = -3.50/3.21$

Følger ikke nasjonalt tillegg i EC2

As,tot=1571mm²

Minimum lengdearmoring, $As \geq 0.10 Ned/fyk$, $\phi_s \geq 8$, $As, \text{min} = 6\phi_{25}$ (2946mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0.04Ac$, ($As, \text{max} = 31416 \text{ mm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 480 \text{ mm} = 0.480 \text{ m}$

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 6Ø25 (2946mm²)

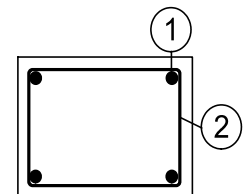
Transversarmering: Bøyler Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	21400	6	25	3.850	21.400	494.34
2	②	80 810 810 810	68	8	0.395	3.400	91.32

Total vekt [kg]

585.66



Kontroll av pelerekke 5

1. SØYLE-005

Enkeltstående søyle, biaksial bøyning

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.000 m, Ned =6040.00 kN

Med yy =311.20 kNm, Med zz = 3.50 kNm

Betong- og stålqualität: B45-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=60 mm (EC2 §4.4.1)

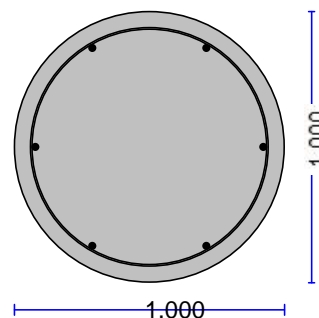
Egenvekt betong : 25.0 kN/m³

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 45/1.50=25.50$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 2.7/1.50=1.53$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)



1.1. Dimensjoner, laster

Sirkulær søyle med diameter D=1.000 m, søylelengde L=26.200 m

Laster , Laster, aksial Ned=6040.00kN (trykk), momenter Medxx=311.20kNm, Medyy=3.50kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : Lcz= 0.70xL= 18.340m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : Lcy= 0.70xL= 18.340m

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d1, d1=d2=Cnom+Øs+Ø/2=60+8+25/2=80mm, d=919mm

1.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=6040.00kN, Med,yy=311.20kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

Ned=6040.00kN (trykk), Med=311.20kNm

B45-B500C

D=1000mm

d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080

e=Med/Ned=311.20/6040.00=0.052m=52mm

zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=52mm<=sz=419mm

As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20%

$\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/3.21$

As,tot=1571mm²

Minimum lengdearming, $As \geq 0.0020Ac$, $\phi_s \geq 8$, As,min=6Ø20 (1884mm²) (EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearming, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=31416mm²) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøylar med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t (EC2 §9.5.3)

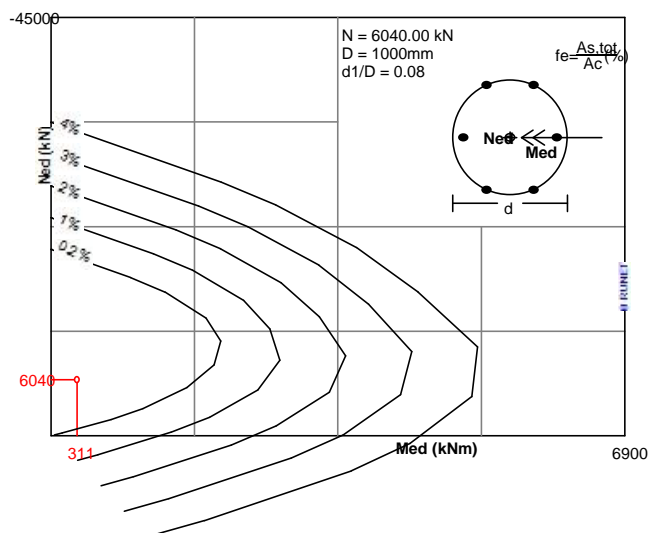
i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøylar Øs>=6, Scl,t<=400mm

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøylar Øs>=6, Scl,t<=240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearming: 6Ø25 (2946mm²)

Transversarmering: Bøylar Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]



1.3. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef}=\varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=1.46 \times 0.50=0.73$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 36/1.20=30.00 \text{ GPa}=30000 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s=200 \text{ GPa}=200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=2946/(1000 \times 1000)=0.003$ **1.3.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \lim=20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=2946 \times 435/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.05$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=6040000/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.237$ $A=1/(1+0.2 \cdot \varphi_{ef})=1/(1+0.2 \times 0.73)=0.87$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.05}=1.05$ $C=1.70-r_m=0.70, (r_m=M_01/M_02=1.0)$ $\lambda, \lim=20 \times 0.87 \times 1.05 \times 0.70/\sqrt{0.237}=26.33$ **1.3.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 26.200=18.340 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=18340/250=73.36$

(Lign.5.14)

 $\lambda=73.36 > \lambda, \lim=26.33$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.3. Slankhet og effektiv lengde, retning y-y**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=0.70 \times 26.200=18.340 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i, i=0.250 \times 1000 \text{ mm}, \lambda=18340/250=73.36$

(Lign.5.14)

 $\lambda=73.36 > \lambda, \lim=26.33$, annen ordens effekter må tas hensyn til**1.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI=K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho=As/A_c=0.003, E_{cd}=30000 \text{ MPa}, E_s=200000 \text{ MPa}$ $n=N_{ed}/(Ac \cdot f_{cd})=6040000/(1000 \times 1000 \times 25.50)=0.237$ $K_s=1, K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef}), \varphi_{ef}=0.73$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1=\sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa}=\sqrt{45/20}=1.50 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.237, \lambda=73.36, k_2=0.102$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c=1.500 \times 0.102/(1+0.73)=0.089$ $EI=0.089 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=273.45 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=273452 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2=n \cdot \lambda/170 \leq 0.20, n=0.237, \lambda=73.36, k_2=0.102$ $K_c=1.500 \times 0.102/(1+0.73)=0.089$ $EI=0.089 \times 30000 \times 1000 \times 1000^3/12 + 1.0 \times 200000 \times 1228 \times (919/2)^2=273.45 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2=273452 \text{ kNm}^2$ **1.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed}=M_{oed}[1+\beta/((N_b/N_{ed})-1)], N_b=\pi^2 \cdot EI/L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 273452/18.340^2=8023.83 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(8023.83/6040.00-1)=3.50, \text{ Med, yy}=1090.47 \text{ kNm}$ retning y-y $\beta=\pi^2/co, co=12.0, \beta=0.82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b=3.14^2 \times 273452/18.340^2=8023.83 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed}=1+0.82/(8023.83/6040.00-1)=3.50, \text{ Med, zz}=0.00 \text{ kNm}$

1.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=6040.00kN, Med,yy=1090.47kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=6040.00kN (trykk), Med=1090.47kNm
 B45-B500C
 D=1000mm
 d=919mm, d1= 80mm, d2= 80mm, d1/D=0.080
 e=Med/Ned=1090.47/6040.00=0.181m=181mm
 zs=h/2-d1=1000/2-80=419mm, e=181mm<=sz=419mm

As1=As2=785mm², (As1+As2)/Ac=0.20%
 εc2/εs1=-3.50/-0.39

As,tot=1571mm²

Minimum lengdearmring, As>=0.0020Ac, Øs>=8, As,min=6Ø20 (1884mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmring, As<=0.04Ac, (As,max=31416mm²)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler Øs>=6, Scl,t<=400mm

(EC2 §9.5.3)

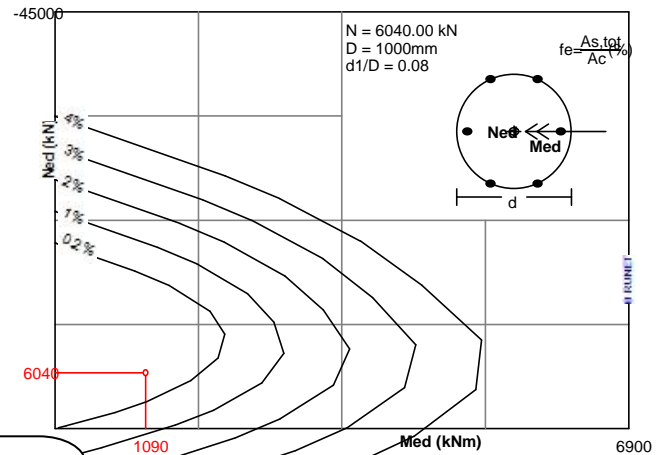
i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler Øs>=6, Scl,t<=240mm

Forankringslengde er minst lik Lbd=480mm =0.480m

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmring: 6Ø25 (2946mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø8σ400 h:1.00m~H-1.00m], Ø8σ240 h:0~1.00m, H-1.00m~H]



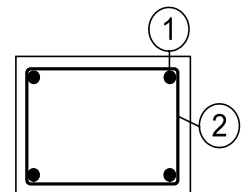
Følger ikke nasjonalt tillegg i EC2

1.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	26200	6	25	3.850	26.200	605.22
2	②	80 810 810 810	83	8	0.395	3.400	111.47

Total vekt [kg]

716.69

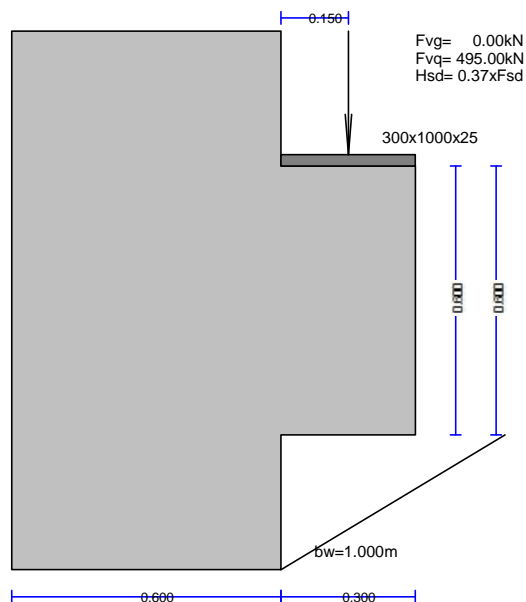


Konsoll/hylle

1. Hylle bakbjelke**Konsoll**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B45 - B500C



Betong- og stålqualitet: B45-B500C

(EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3

(EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : $C_{nom} = 60 \text{ mm}$

(EC2 §4.4.1)

 $\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$

(EC2 Tabell 2.1N)

Lastfaktorer : $\gamma_G = 1.20$, $\gamma_Q = 1.50$, $\xi \cdot \gamma_G = 0.89 \times 1.20 = 1.20$

(EC0 Tillegg A1)

 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 45 / 1.50 = 25.50 \text{ MPa}$

(EC2 §3.1.6)

 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.85 \times 2.7 / 1.50 = 1.53 \text{ MPa}$

(EC2 §3.1.6)

 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$

(EC2 §3.2.7)

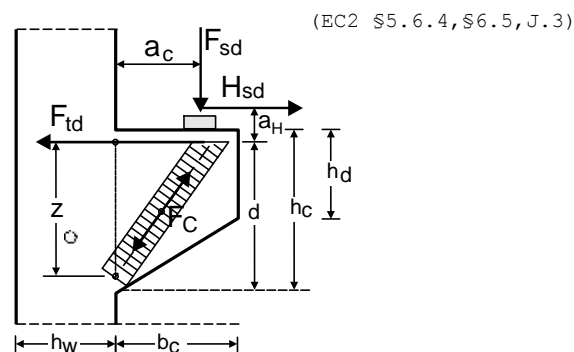
1.1. Dimensjoner, lasterDimensjoner $h_w = 0.600 \text{ m}$, $b_w = 1.000 \text{ m}$, $b_c = 0.300 \text{ m}$ $h_c = 0.600 \text{ m}$, $h_d = 0.600 \text{ m}$, $a_c = 0.150 \text{ m}$ Opplagerplate $b_x h_x t = 300 \times 1000 \times 25 \text{ mm}$ Egenlast $F_{vg} = 0.00 \text{ kN}$, Nyttelast $F_{vq} = 495.00 \text{ kN}$ Horisontal last $H_{ed} = 0.370 \times F_{ed}$ **1.2. Dimensjoneringsmodell** $a_c < 0.40 h_c$ ($0.150 < 0.40 \times 0.600 = 0.240 \text{ m}$)

Betingelser for konsoll

dimensjoneringsbredde $h_c = 2.50 \times a_c = 2.50 \times 0.150 = 0.375 \text{ m}$

Dimensjoneringsmodell: stav med betong

trykkdiagonaler, og strekk i armeringsstål

 $d = h - C_{nom} - 2\phi = 375 - 60 - 2 \times 16 = 283 \text{ mm}$, $d = 0.283 \text{ m}$ $a_H = C_{nom} + 2\phi + t = 60 + 2 \times 16 + 25 = 117 \text{ mm}$, $a_H = 0.117 \text{ m}$ $d/a_c = 0.283 / 0.150$, $\theta = 62.1^\circ$, $\tan \theta = 1.89$ $F_{ed} = 1.00 \times 0.00 + 1.00 \times 495.00 = 495.00 \text{ kN}$ $H_{ed} = 0.37 \times 495.00 = 183.15 \text{ kN}$ 

1.3. Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta),$$

$$V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.31, \theta = 21.8^\circ \cot\theta = 2.50 \tan\theta = 0.40$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, \quad f_{ck} = 45.0 < 60 \text{ Mpa} \quad v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 45/250] = 0.492, \quad f_{cd} = 25.50 \text{ Mpa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 283 \times 0.492 \times 25.50 / 2.90 = 1101.9 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 495.0 \text{ kN} < 1101.9 \text{ kN} = V_{rdmax}, \text{ Kontroll tilfredstilt}$$

1.4. Strekkraft

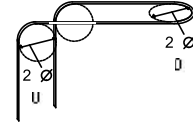
$$z_o = d(1 - 0.4V_{ed}/V_{rdmax}) = 0.283 \times (1 - 0.4 \times 495.0/1101.9) = 0.232 \text{ m}$$

$$\text{Strekkraft } F_{td} = F_{ed} \cdot a_c / z_o + H_{ed} \cdot (a_H + z_o) / z_o$$

$$F_{td} = 495.0 \times 0.150 / 0.232 + 183.1 \times (0.117 + 0.232) / 0.232 = 595.30 \text{ kN}$$

$$A_s, req = F_{td} / f_{yd} = 1000 \times 595.30 / 435 = \mathbf{1369 \text{ mm}^2}$$

$$\text{Hoved strekkarmering } \mathbf{4\text{Ø}16} \quad (1608 \text{ mm}^2)$$

**1.5. Bøyler**

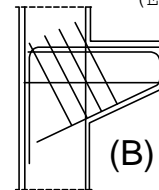
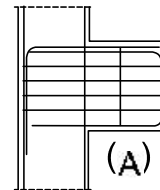
$$a_c/h_c = 0.150/0.375 = 0.400 < 0.50$$

Lukkede horisontale bøyler, Figur A

eller skråstilte bøyler, Figur B

$$\text{Totalt areal } A_{sw} = 0.25 \times 1369 \text{ mm}^2 = 342 \text{ mm}^2$$

$$\text{Bruk lukkede bøyler } \mathbf{2\text{Ø}12} \quad (452 \text{ mm}^2)$$



(EC2 Tillegg J.3)

1.6. Kontroll av trykk under opplagerplate

(EC2 §6.5.4.b)

$$\text{Midlere trykkspenning } \sigma_c = F_{ed}/A_c \leq \sigma_{rdmax} = 0.60v_1 f_{cd} \quad v_1 = 1 - f_{ck}/250$$

(EC2 Lign.6.56, 6.57N)

$$\sigma_c = 1000 \times 495.0 / (300 \times 1000) = 1.65 < 0.49 \times 25.50 = 12.55 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

1.7. Forankring av armering

(EC2 §8.4)

Minimum bøyediameter av hovedarmering $4 \times 16 = 64 \text{ mm}$

(EC2 Tab.8.1N)

$$\text{Påkrevd konsollbredde } b_{req} = 1.50 \times 64 + 2 \times 16 + 2 \times 60 = 248 \text{ mm}$$

Forankringslengde er minst lik

(EC2 Lign.8.3)

$$l_b, reqd = (\text{Ø}/4) (\sigma_{sd}/f_{bd}) = (16/4) \times (370/3.44) = 430 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 1000 \times 595.30 / 1608 = 370 \text{ MPa} \quad f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times f_{ctd} = 3.44 \text{ MPa}$$

(EC2 §8.4.2)

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde } l_{bd} = 0.70 \times 430 = 301 \text{ mm}, \quad C_{nom} = 60 \text{ mm} > 3 \times 16 = 48 \text{ mm} = (3\text{Ø})$$

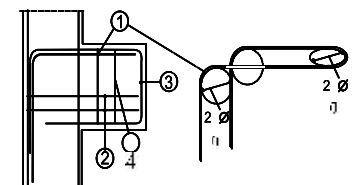
(EC2 §8.4.4, T.8.2)

$$\text{Minimum forankringslengde } l_{b, min} = \max(0.30l_b, reqd, 10\text{Ø}, 100 \text{ mm}) = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig forankringslengde, hovedarmering } L_{bd} = 310 \text{ mm} = 0.310 \text{ m}$$

1.8. Bøyeliste

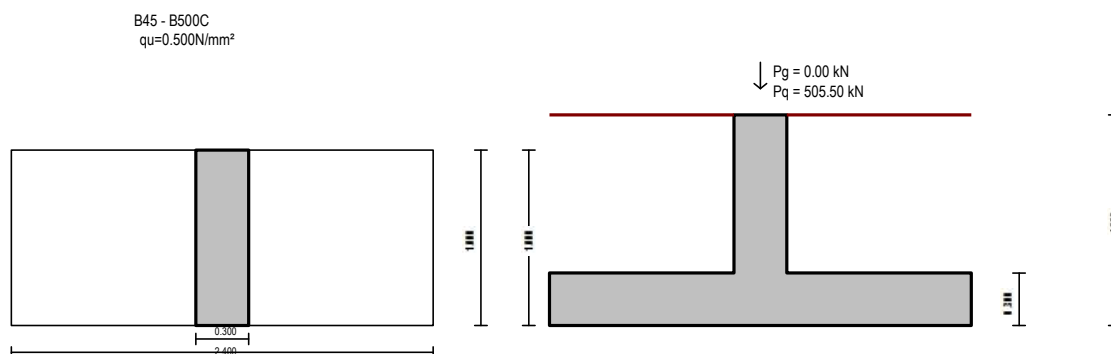
Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	310 60	4	16	1.580	2.180	13.78
2	②	120 870	2	12	0.888	3.520	6.25
3	③	790 450	2	12	0.888	2.470	4.39

Total vekt [kg]**24.42**

1. Kontroll friksjonsplatetykkelse

Symmetrisk fundament med sentrisk belastning

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, +NA-NS:2008)



Betong- og stålqualität: B45-B500C

(EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XS3

(EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : $C_{nom} = 60 \text{ mm}$

(EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m^3

$\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$

(EC2 Tabell 2.1N)

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 45 / 1.50 = 25.50 \text{ MPa}$

(EC2 §3.1.6)

$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.85 \times 2.7 / 1.50 = 1.53 \text{ MPa}$

(EC2 §3.1.6)

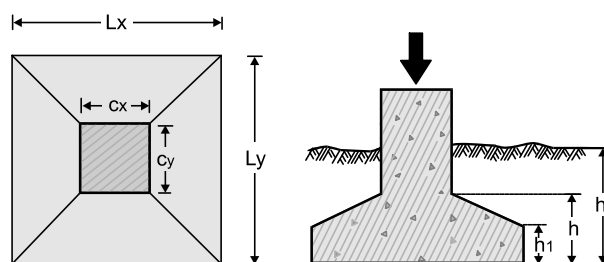
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$

(EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensjoner - Materialer - Laster

Dimensjoner

Fundament	$L_x = 2.400 \text{ m}$	$L_y = 1.000 \text{ m}$
Søyle	$c_x = 0.300 \text{ m}$	$c_y = 1.000 \text{ m}$
Fundament høyde		$h = 0.300 \text{ m}$
Fundament dybde		$h_f = 1.200 \text{ m}$
Fundament areal		$A_f = 2.40 \text{ m}^2$
Volum av fundament		$V_f = 0.99 \text{ m}^3$



Fundamentmaterialer

Betong- og stålqualität: B45-B500C

(EN1992-1-1, §3)

Betongoverdekning: $C_{nom} = 60 \text{ mm}$

(EC2 §4.4.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d = h - d_1$, $d_1 = C_{nom} + \varnothing(3/2) = 60 + 3 \times 16 / 2 = 84 \text{ mm}$, $d = 300 - 84 = 216 \text{ mm}$

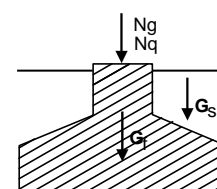
Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn $q_u = 0.500 \text{ N/mm}^2$ (MPa)

Grunnens egenvekt $\gamma = 19.000 \text{ kN/m}^3$

Laster

Egenvekt fundament	0.99×25.00	$G_f = 24.75 \text{ kN}$
Vekt av grunn	$(2.40 \times 1.20 - 0.99) \times 19.00$	$G_s = 35.91 \text{ kN}$
Vertikal permanentlast		$N_g = 0.00 \text{ kN}$
Vertikal variabelast		$N_q = 505.50 \text{ kN}$



1.2. Eurocode parametereKontroll av jordtrykkskapasitet

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper

(EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Likevekt grensetilstand (EQU), Konstruksjon grensetilstand (STR), Geoteknisk grensetilstand (GEO)

			(EQU)	(STR)	(GEO)
Laster	Permanent Ugunstig	γ_{Gdst} :	1.10	1.00	1.00
	Permanent Gunstig	γ_{Gstb} :	0.90	1.00	1.00
	Variable Ugunstige	γ_{Qdst} :	1.50	1.00	1.30
	Variable Gunstige	γ_{Qstb} :	0.00	0.00	0.00
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γ_{ϕ} :	1.25	1.00	1.25
	Effektiv kohesjon	γ_c :	1.25	1.00	1.25
	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu} :	1.40	1.00	1.40
	Jordtrykkfasthet	γ_{qu} :	1.40	1.00	1.40
	Tyngdetetthet	γ_w :	1.00	1.00	1.00

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.00$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.00$

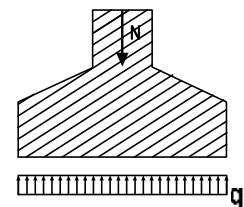
(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av ulykkeslaster : (EC7) $\psi_2 = 0.30$ Kombinasjon av ulykkeslaster : (EC2) $\psi_2 = 0.30$ Dimensjonering av armert betong (EC2 EN1992-1-1:2004)**1.3. Kontroll av grunnens bæreevne** (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)**1.3.1. (EQU), 1.10xPermanent + 1.50xVariabel** (EC7 §2.4.7.2)Dimensjonerende lasterNed = $1.10 \times 60.66 + 1.50 \times 505.50 = 824.98$ kNJordtrykk $q = 10^{-3} \times 824.98 / (2.400 \times 1.000) = 0.344$ N/mm² (Mpa)Kontroll av jordtrykkskapasitet $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Effektivt fundamentareal $A' = 2.400 \times 1.000 = 2.40$ m²

(EC7 Tillegg D)

Bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 2.40 \times 0.500 / 1.40 = 857.14$ kN > $V_d = 824.98$ kN**1.3.2. (STR), 1.00xPermanent + 1.00xVariabel**

(EC7 §2.4.7.3)

Dimensjonerende lasterNed = $1.00 \times 60.66 + 1.00 \times 505.50 = 566.16$ kNJordtrykk $q = 10^{-3} \times 566.16 / (2.400 \times 1.000) = 0.236$ N/mm² (Mpa)Kontroll av jordtrykkskapasitet $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Effektivt fundamentareal $A' = 2.400 \times 1.000 = 2.40$ m²

(EC7 Tillegg D)

Bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 2.40 \times 0.500 / 1.00 = 1200.00$ kN > $V_d = 566.16$ kN**1.3.3. (GEO), 1.00xPermanent + 1.30xVariabel**

(EC7 §2.4.7.3)

Dimensjonerende lasterNed = $1.00 \times 60.66 + 1.30 \times 505.50 = 717.81$ kNJordtrykk $q = 10^{-3} \times 717.81 / (2.400 \times 1.000) = 0.299$ N/mm² (Mpa)Kontroll av jordtrykkskapasitet $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Effektivt fundamentareal $A' = 2.400 \times 1.000 = 2.40$ m²

(EC7 Tillegg D)

Bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 2.40 \times 0.500 / 1.40 = 857.14$ kN > $V_d = 717.81$ kN**1.4. Dimensjonerende laster for armering betong****1.4.1. Last 1.00xPermanent + 1.00xVariabel**Dimensjonerende lasterNed = $1.00 \times 0.00 + 1.00 \times 505.50 = 505.50$ kN

1.5. Dimensjonering for bøyning

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

$$\begin{aligned} \text{Med}(yy) &= 0.125 \times 505.50 \times 2.400 \times (1 - 0.300/2.400)^2 = 116.11 \text{ kNm} \\ \text{Med}(xx) &= 0.125 \times 505.50 \times 1.000 \times (1 - 1.000/1.000)^2 = 0.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Med} = 116.11 \text{ kNm}, b = 1000 \text{ mm}, d = 216 \text{ mm}, K_d = 2.00, x/d = 0.13$$

$$\epsilon_c / \epsilon_s = 3.0 / 20.0, K_s = 2.43, \mathbf{A_s = 1306 \text{ mm}^2}$$

$$\text{Minimum armering } s \leq 400 \text{ mm } (\text{Ø}10 \text{ s}400, A_s = 196 \text{ mm}^2/\text{m}) \quad (\text{EC2 §9.3.1})$$

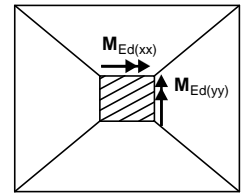
$$\text{Minimum armering } \text{Ø}12 \text{ s}400 \quad (282 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Med} = 0.00 \text{ kNm}, b = 2400 \text{ mm}, d = 216 \text{ mm}, K_d = 0.00, x/d = 0.00$$

$$\epsilon_c / \epsilon_s = 0.0 / 0.0, K_s = 0.00, \mathbf{A_s = * \text{ mm}^2}$$

$$\text{Minimum armering } s \leq 400 \text{ mm } (\text{Ø}12 \text{ s}400, A_s = 282 \text{ mm}^2/\text{m}) \quad (\text{EC2 §9.3.1})$$

$$\text{Minimum armering } \text{Ø}12 \text{ s}400 \quad (282 \text{ mm}^2/\text{m})$$

**Fundamentarmering**

$$\text{Armering i x-x retning: } \text{Ø}16 \text{ s}150 \quad (1340 \text{ mm}^2/\text{m}), \mathbf{8\text{Ø}16} \quad (1608 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Armering i y-y retning: } \text{Ø}16 \text{ s}400 \quad (502 \text{ mm}^2/\text{m}), \mathbf{7\text{Ø}16} \quad (1407 \text{ mm}^2)$$

1.6. Dimensjonering for skjær

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking, fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik 45°

1.7. Dimensjonering for gjennomlukking

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

$$\text{Fundamentutkrager x-x, } L_1 = 1.050 > d = 0.216 \text{ m}, L_2 = 1.050 > d = 0.216 \text{ m}$$

$$\text{Fundamentutkrager y-y, } L_1 = 0.000 < d = 0.216 \text{ m}, L_2 = 0.000 < d = 0.216 \text{ m}$$

$$\text{Dimensjonerende snitt i } 1.0d = 0.216 \text{ m} < 2.0d \quad (\text{EC2 §6.4.2.2})$$

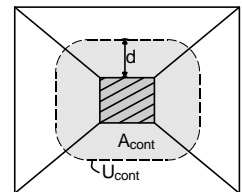
bruddflatehelning lik 45°

$$U_{\text{cont}} = (1.000 + 1.000) + 2 \times (0.000 + 0.000) = 2.000 \text{ m}$$

Fundamentareal av dimensjonerende snitt

$$A_{\text{cont}} = 0.732 \times 1.000 = 0.73 \text{ m}^2$$

Minimum effektiv fundament høyde i kritisk tverrsnitt $d_m = 216 \text{ mm}$



$$\text{Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt } \text{Ved} = \text{Ned} \cdot \sigma \cdot A_{\text{cont}}, \text{ ved} = \text{Ved} \cdot \beta / U_{\text{cont}}$$

$$\sigma = 505.50 / (2.400 \times 1.000) = 210.62 \text{ kN/m}^2, \beta = 1.15$$

$$\text{ved} = (505.50 - 210.62 \times 0.73) \times 1.15 / 2.000 = 202.25 \text{ kN/m}$$

(EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)

$$\text{Armering ved kritisk snitt } A_{sxx} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m}, A_{syy} = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = (A_{sxx} + A_{syy}) = 13.40 + 5.02, A_{s1} = 8.20 \text{ cm}^2$$

Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering $V_{rd,c}$

(EC2 §6.4.4)

$$V_{rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign.6.50})$$

$$V_{rd,c} \geq [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d, d = d_m = 216 \text{ mm}, a = 216 \text{ mm}$$

$$C_{rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 45 \text{ MPa}, b_w = 1000 \text{ mm}, d = 216 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, k = 1.96$$

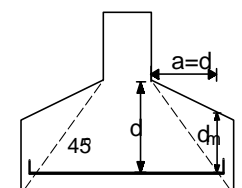
$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 820 / (1000 \times 216) = 0.0038$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.37 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC2 Lign.6.3N})$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.37 \times 2 \times 216 / 216) \times 1000 \times 216 = 159.84 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd,c} = 0.001 \times [0.120 \times 1.96 \times (0.38 \times 45)^{0.33} \times 2 \times 216 / 216] \times 1000 \times 216 = 261.77 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ved} = 202.25 \text{ kN/m} \leq V_{rd,c} = 261.77 \text{ kN/m}, \text{ skjær og gjennomlokkingskapasitet OK}$$



1.8. Forankring av fundamentarmering

(EC2 §9.8.2.2, §8.4)

$$x=h/2=0.150\text{m}, R=1000 \times 0.344 \times 0.150 \times 1.000=51.60 \text{ kN}$$

$$e=0.15b=0.045\text{m} \quad z_e=1.020 \text{ m}, \quad z_i=0.900d=0.194\text{m}$$

$$F_s=R \cdot z_e/z_i=51.60 \times 1.020/0.194=270.74 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 270.74/1608=168 \text{ MPa}$$

Forankringslengde er minst lik (EC2 Lign.8.3)

$$l_{b, rqd}=(\varnothing/4) (\sigma_{sd}/f_{bd})=(16/4) \times (168/3.44)=195\text{mm}$$

$$f_{bd}=2.25 \times 1.00 \times f_{ctd}=3.44 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

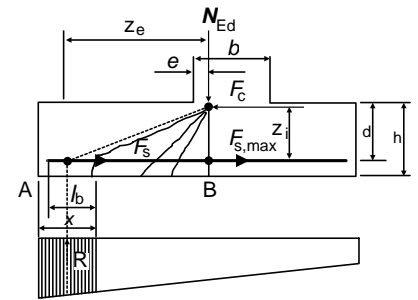
Dimensjonerende forankringslengde (EC2 §8.4.4, T.8.2)

$$l_{bd}=0.70 \times 195=137\text{mm}, \quad C_{nom}=60\text{mm} > 3 \times 16=48\text{mm}=(3\varnothing)$$

$$\text{Minimum forankringslengde } l_{b, min}=\max(0.30l_{brqd}, 10\varnothing, 100\text{mm})=160\text{mm}$$

$$\text{Nødvendig forankringslengde, lengdearmering } L_{bd}=160\text{mm}=0.160\text{m}$$

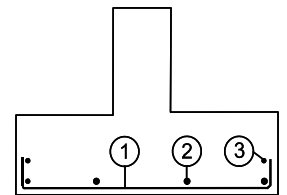
$$l_{bd}=160\text{mm} > (x-C_{nom})=90.00. \text{ Bøyning } 80\text{mm} \text{ i endene for forankring.}$$

**1.9. Bøyeliste**

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	80 ─────────── 2280 ─────────── 80	8	16	1.580	2.440	30.84
2	②	80 ─────────── 880 ─────────── 80	7	16	1.580	1.040	11.50
3	③	────────── 2280 ───────────	2	8	0.395	2.280	1.80
4	③	────────── 880 ───────────	2	8	0.395	0.880	0.70

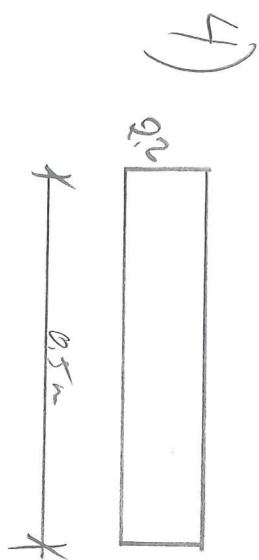
Total vekt [kg]

44.84



Vedlegg 5 - Manuelle notat influensflater

Diagram 12



$$A_4 = 0.2 \cdot 0.5 \text{ m} = 0.1$$

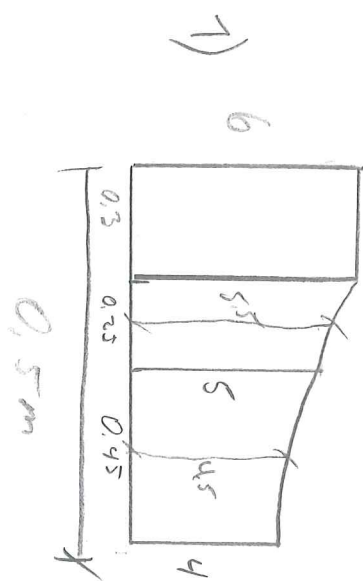
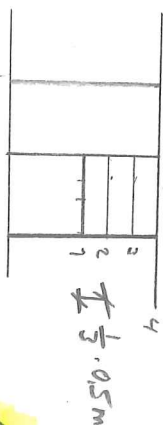
$$V = A_1 \cdot \frac{0.5 \text{ m}}{6} + A_2 \cdot \frac{0.5}{3} + A_3 \cdot \frac{0.5}{3} + A_4 \cdot \frac{0.5}{6}$$

$$= 0.99 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$h = \frac{V}{0.5^2} = 3.96$$

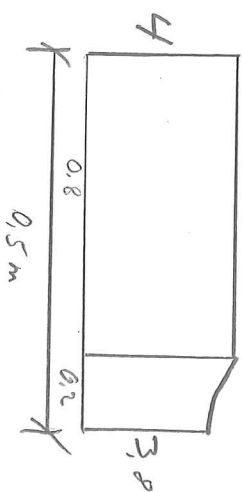
Punktlast Lastträger

$$M_x = 200 \cdot 7.5 \cdot \frac{4}{87} = 148.73 \text{ kNm/m}$$



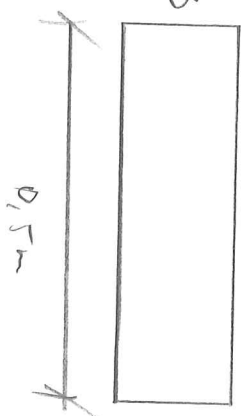
$$A_1 = 6 \cdot 0.3 \cdot 0.5 \text{ m} + 5.5 \cdot 0.25 \cdot 0.5 \text{ m} + 0.95 \cdot 0.45 \cdot 0.5 \text{ m} = 2.6$$

2)



$$A_2 = 4 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \text{ m} + 0.2 \cdot 0.5 \text{ m} = 1.99$$

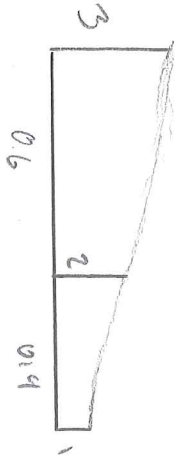
3)



$$A_3 = 3 \cdot 0.5 \text{ m} = 1.5$$

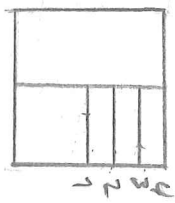
Diagram 13

4)

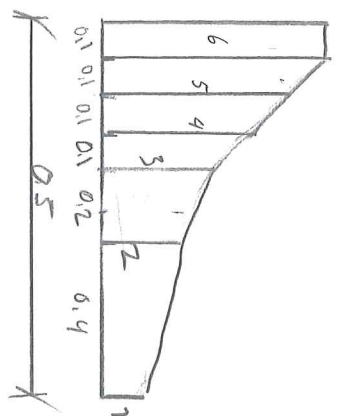


$$A_4 = (2.5 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 0.4) \cdot 0.5$$

$$= 1.03$$



1)

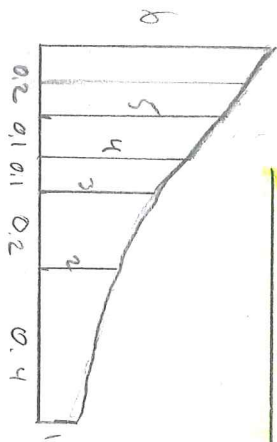


$$A_1 = (6 \cdot 0.1 + 5.5 \cdot 0.1 + 4.5 \cdot 0.1 + 3.5 \cdot 0.1 + 2.5 \cdot 0.2 + 1.5 \cdot 0.4)$$

$$A_1 = 7.525$$

0.5m

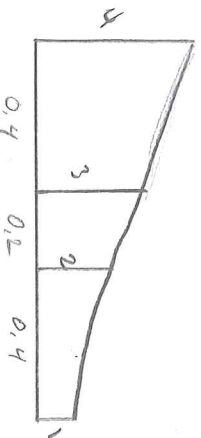
2)



$$A_2 = (5.5 \cdot 0.2 + 4.5 \cdot 0.1 + 3.5 \cdot 0.1 + 2.5 \cdot 0.2 + 1.5 \cdot 0.4) \cdot 0.5$$

$$A_2 = 1.5$$

3)



$$V = A_1 \cdot \frac{0.5}{6} + A_2 \cdot \frac{0.5}{3} + A_3 \cdot \frac{0.5}{3} + A_4 \cdot \frac{0.5}{6}$$

$$= 0.671 \Rightarrow h = \frac{V}{0.5^2} = 2.685$$

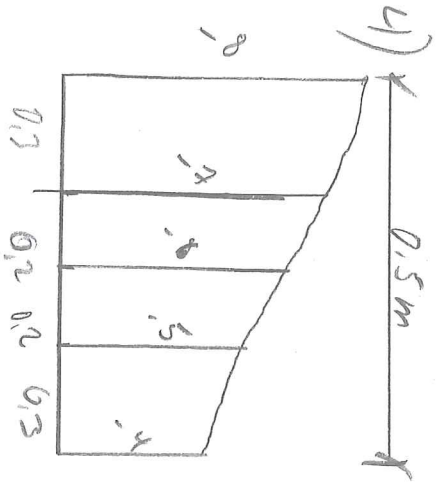
Punkthost

Lastfaktor

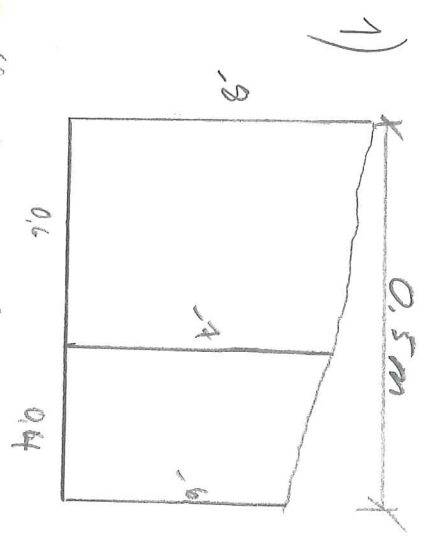
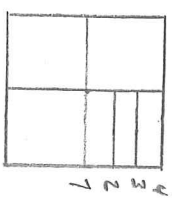
$$M_y = 700 \cdot 2.5 \cdot \frac{h}{8} = 112.2 \text{ kNm/m}$$

$$A_3 = (3.5 \cdot 0.4 + 2.5 \cdot 0.2 + 1.5 \cdot 0.4) \cdot 0.5 = 1.25$$

Diagram 16



$$A_1 = (-7.5) \cdot 0.3 + (-6.5) \cdot 0.2 + (-5.5) \cdot 0.2 + (-4.5) \cdot 0.3 \cdot 0.5 = -3$$



$$A_1 = (-7.5) \cdot 0.1 + (-6.5) \cdot 0.4 \cdot 0.5 = -3.55$$

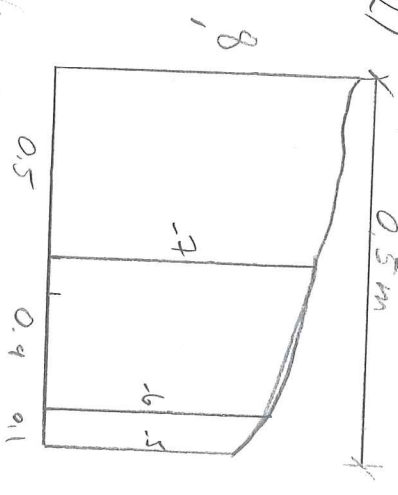
$$V = A_1 \cdot \frac{0.5}{6} + A_2 \cdot \frac{0.5}{3} + A_3 \cdot \frac{0.5}{3} + A_4 \cdot \frac{0.5}{6}$$

$$= 7.67 \Rightarrow h = \frac{V}{0.5^2} = -6.68$$

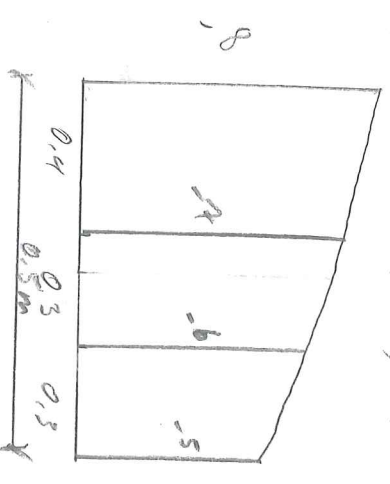
Punkthöhe
Lag-Höhe

$$M_{Stotte} = 700 \cdot 7.5 \cdot \frac{1}{8\pi} = -274.2 \text{ kNm/m}$$

2)



$$A_2 = (-7.5) \cdot 0.15 + (-6.5) \cdot 0.4 + (-5.5) \cdot 0.1 \cdot 0.5 = -3.45$$



$$A_3 = (-7.5) \cdot 0.1 + (-6.5) \cdot 0.3 + (-5.5) \cdot 0.1 \cdot 0.5 = -3.3$$

Vedlegg 6 - Geoteknisk rapport

Nordfjord havn IKS

Barstadvika Måløy – Fylling og kai

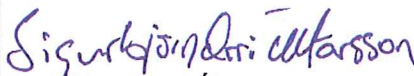

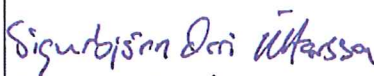
Grunnundersøkelser

Geoteknisk rapport

2014-02-10 Oppdrags-rapport nr.: 5135251-1



Rapport tittel: Barstadvika Måløy Grunnundersøkelser Geoteknisk rapport	Rapport nr. : 5135251-1 Revisjon nr. : - Dato : 2014-02-10
---	---

Utført av:  Sigurbjörn Orri Úlfarsson	Kontrollert av:  Ingelin Gjengedal	Godkjent av:  Sigurbjörn Orri Úlfarsson
---	--	---

Oppdragsgiver: Nordfjord havn IKS	Referanseperson: Ivar Moldskred
---	---

Sammendrag:

Nordfjord havn IKS planlegger en fylling på sjø og oppføring av kai i Barstadvika. Norconsult AS er engasjert for å utføre grunnundersøkelser i området.

Grunnundersøkelsen består av totalsondring i 9 posisjoner og det ble tatt opp 54mm uforstyrrede sylindrerprøver i 1 posisjon.

I det dypeste borehullet ble det boret ned til 26 m dybde. I alle posisjoner ble berg påvist. Løsmassene består stort sett av faste til middels faste masser av grus og sand med litt humusholdige masser på toppen. Det ble påvist et antatt tynt leirlag i to posisjoner som ble bekreftet med prøvetaking. Leirlaget er ikke sensitivt og vurderes som uproblematisk.

Stabilitetsberegninger viser at krav til sikkerheten for området er tilfredsstillt. Setninger kan forventes i posisjoner der det er funnet leire, men der dette laget er tynt forventes setningene å være overstått under anleggsperioden. Ellers er setninger forventet å være minimale for resten av området.

Stikkord: Geoteknikk, grunnundersøkelse, stabilitet, setning	Posisjon (UTM sone 32V) E=297660 N=6876400
--	--

INNHold.....	Side
1 Orientering.....	5
2 Formål.....	5
3 Felt- og laboratoriearbeid.....	5
4 Grunnforhold.....	5
4.1 Registrerte grunnforhold.....	5
4.2 Geoteknisk vurdering.....	6
4.3 Presisering	6
5 Stabilitet.....	6
5.1 Krav til materialfaktor	6
6 Setninger	6
7 Fundamentering.....	6
8 Konklusjon	6
9 Referanser	6
10 Tabeller	7
11 Figurer	8

TABELLER.....Side

Tabell 1 Boreposisjoner og boredybder.....7
 Tabell 2 Opptatte representative prøver og laboratoriearbeid.....7

Figur.....Side

Figur 1 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 A.....8
 Figur 2 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 B.....8
 Figur 3 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 F.....9

VEDLEGG

Innhold	Vedlegg
Geotekniske tegninger, plan og profiler	A
Tegningsforklaring totalsondering	B
Geoteknisk kategori/konsekvens-/pålitelighetsklasse	C

TEGNINGER

Innhold	Målestokk	Format	Tegn. nr.
Boreplan	1:1000	A3	101
Borprofil 1 og 7 seksjon A-A	1:250	A3	102
Borprofil 2 og 9, Seksjon B-B	1:250	A3	103
Borprofil 3,4,11 og 12, Seksjon C-C og D-D	1:250	A3	104
Borprofil Seksjon E-E og F-F	1:300	A1	105
Borprofil 1-4	1:250	A3	106
Borprofil 7-12	1:250	A3	107

1 Orientering

Nordfjord havn IKS planlegger fylling og utbygging av kai ut mot Barstadvika, se Tegning 101. Dette er et stort inngrep fordi sjøbunnen har bratt skråning og dybde til bunn er derfor stor ved fyllingsfot.

Det er også planlagt å bygge kai ytterst på fylling.

Vi er engasjert av Nordfjord havn IKS for å utføre grunnundersøkelser i området.

De geotekniske undersøkelsene omfatter totalsonderinger og prøvetaking med geoteknisk borerigg.

Vår kontaktpersoner under arbeidet var Ivar Moldskred fra Moldskred AS.

2 Formål

Feltarbeidet skal gi grunnlag for geoteknisk prosjektering for planlagte arbeider.

Hensikten med denne rapporten er å:

- presentere resultatene fra feltarbeidet
- beskrive/oppsummere grunnforholdene
- gi generelle overordnede vurderinger om stabilitet, setninger og fundamenteringsforhold

Geotekniske vurderinger eller prosjektering ut over dette er ikke innbefattet her.

3 Felt- og laboratoriearbeid

Feltarbeidet er utført i uke 3 og 4 i 2014 under ledelse av vår boreleder Ole Kristian Hestad, assistert av Ole Christian Dahle Løken. Laboratoriearbeid ble utført i uke 6 i 2014.

Boringene er utført med Geotech 605D 2011 grunnboringstraktor. Framgangsmåten ved borearbeidet er i samsvar med standard slik det er beskrevet i Ref. 1 - Ref. 4.

Laboratoriearbeidet er utført i samsvar med retningslinjer gitt i Ref. 5, og resultater er oppsummert i Tabell 2.

Boreposisjoner og høyder er innmålt med GPS, og posisjoner er inntegnet på Tegning 101. Koordinater og kotehøyder ved posisjonene er oppsummert i Tabell 1.

4 Grunnforhold

Resultatene fra feltarbeidet er vist i boreplan og profiler i Tegning 101 til 107. Forklaring til tegningene er vist i Vedlegg A, B og C.

Boreplanen viser at dybde til antatt berg varierer mellom 10,5 og 26,3 m.

4.1 Registrerte grunnforhold

Det er utført 9 totalsonderinger og 54 mm uforstyrret prøvetaking i 1 posisjon.

Løsmassene er for det meste faste til middel faste, hvor opptatte prøver består av grus, sand, og siltig sand / leir.

4.2 Geoteknisk vurdering

Generelt forventes det ikke noen stabilitetsproblemer, men det kan forventes problemer på grunn av setninger ved og omkring posisjon 9. Undersøkte posisjoner er ganske ensartet og viser følgende lagdeling: om lag 0,0-3,0 m er en blanding av sand med noe skjellinnhold og leir som endrer seg til grusig sand før antatt berg er påtruffet.

4.3 Presisering

Det presiseres at informasjonen fra felt- og laboratoriearbeidet bare er gyldig i de undersøkte posisjoner. Avvik i grunnforholdene i områdene rundt og mellom de undersøkte posisjoner kan således ikke utelukkes. Resultatene må derfor ikke anvendes ukritisk.

5 Stabilitet

Det er ikke funnet indikasjoner på grunnforhold som skulle tilsi at det er fare for ras eller grunnbrudd ved et byggverk som medfører moderate fundamentlaster.

Skråningsvinkelen er svært bratt: om lag 1:2. Det må tas vurderinger ved sprenging/graving ytterst i skråning, her må det skapes stabiliserende effekt for fyllings-/plastringstå.

5.1 Krav til materialfaktor

Vi har valgt å plassere prosjektet i konsekvensklasse 2 i henhold til Figur 0.1 i Ref. 5. Etter Tabell 3.1 i Ref. 5, gir dette et krav om laveste materialfaktor γ_M på 1,4.

6 Setninger

Der det er påvist et bløtt leirlag kan det oppstå setninger. Dersom leirlaget ligger grunt kan det vurderes å sprenges det bort. Dette leirlaget er påvist under prosjektert kai. Hvis kai skal fundamenteres på pelere må det sørges for at pelene går gjennom leirlaget og ned i faste masser.

7 Fundamentering

Det må sørges for en skikkelig motfylling og at pelene blir fundamentert dypt nok ned i løsmassene til optimal bæreevne er oppnådd.

Setnings- og bæreevneberegninger for å fastsette nødvendige fundamentdimensjoner må utføres i samråd med geotekniker når spenningsfordeling og fundamentlaster er bestemt.

8 Konklusjon

Det kan forventes setninger på grunn av bløte masser. Fundamentering av pelere må prosjekteres i samråd med geotekniker når spenningsfordeling og fundamentlaster er bestemt. Stabilitet på fylling må vurderes i samråd med geotekniker.

9 Referanser

Ref. 1 Statens vegvesen (1997): Feltundersøkelser. Håndbok – 015.

- Ref. 2 Norsk Geoteknisk Forening (1994): Veiledning for utførelse av totalsondering.
 Ref. 3 Norsk Geoteknisk Forening. Veiledning for prøvetaking. Melding nr. 11, utgitt 1997.
 Ref. 4 Statens vegvesen (2010): Geoteknikk i vegbygging. Håndbok – 016.
 Ref. 5 Statens vegvesen (2005): Laboratorie-undersøkelser. Håndbok – 014.

10 Tabeller

Tabell 1 Boreposisjoner og borydbder

Posisjon / ID	Koordinater terrengpunkt UTM/EUR89 NN1954			Type	Borydbde i (m)	
	Nord-X	Øst-Y	Z		Løsm.	Berg
1	6876403	297660	4,2	TOT	22,0	3,0
2	6876469	297678	2,1	TOT	26,4	3,0
3	6876522	297696	10,1	TOT	14,0	3,2
4	6876583	297708	11,8	TOT	11,8	3,2
7	6876388	297700	24,0	TOT	13,5	2,6
9	6876463	297718	20,4	TOT, Prøve	16,1	3,0
10	6876490	297726	19,4	TOT	14,0	3,2
11	6876520	297735	21,1	TOT	13,8	3,0
12	6876575	297742	19,6	TOT	10,5	3,0

Typebetegnelse: TOT = totalsondering, Prøve = Prøveserie

Tabell 2 Opptatte representative prøver og laboratoriearbeid

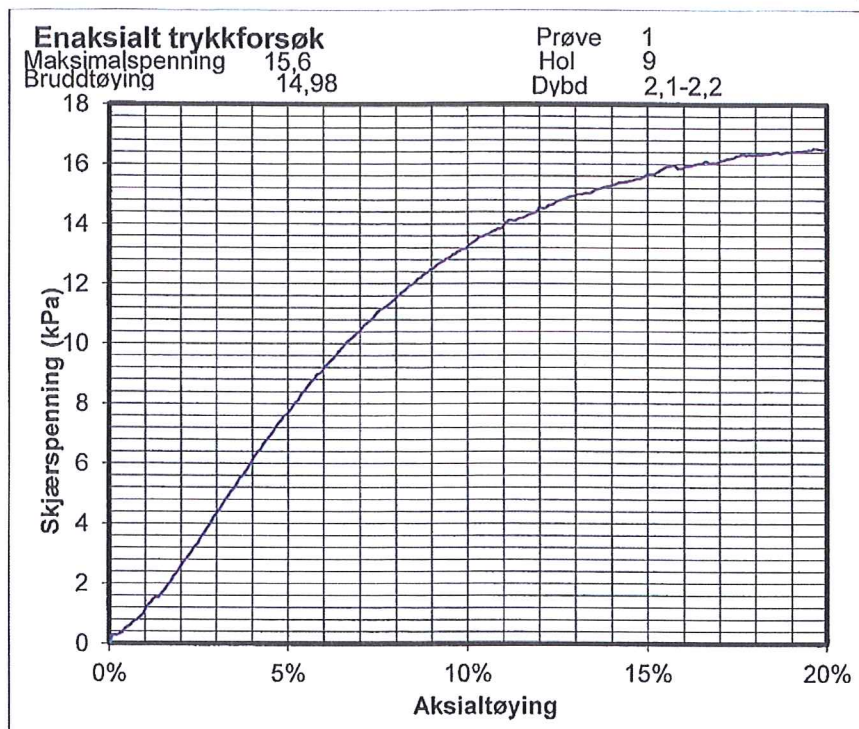
Pos. /ID	Type	Dybde [m]	Analyse	Klassifisering	W [%]	TG [-]	W _p [%]	W _l [%]	C _{uu} [kPa]	C _{uo} [kPa]	C _{ue} [kPa]	ε [%]	γ [kN/m ³]	
9	54mm	2,0-2,8		Siltig leire m sandlag og skjell.									21,8	
		2,1-2,2	E, W		30,8					15,6	15			
		2,2-2,3	E, W		31,5					15	15			
		2,3-2,4	K, WF, WP		32,2	19,8	32,3	22,9	2,65					
		2,4-2,5	H	Leire	33	T4								
		2,6-2,7	E, K, W		31,4						14,3	15		

Jordartsklassifisering basert på korngraderingsanalyser eller konusforsøk er markert med **fet skrift**. Andre prøver er visuelt klassifisert.

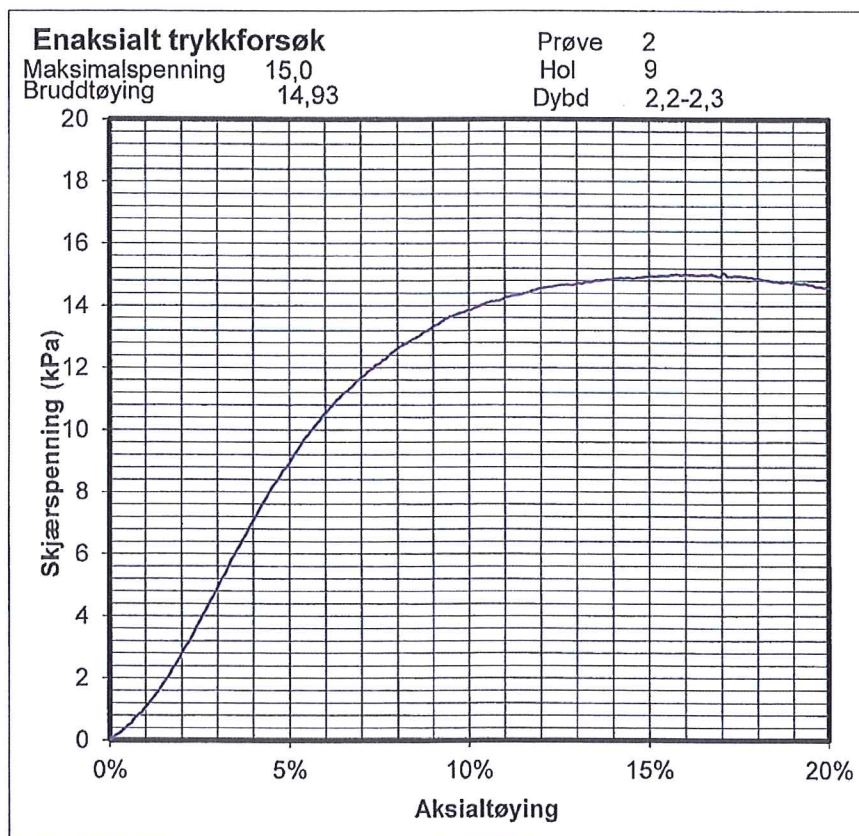
Symboler

54mm	54mm Uforstyrret 54mm sylinderprøve
P	Poseprøve (representativ)
w	Naturlig in-situ vanninnhold
TG	Telegruppe (T1-T4)
WP	Utrullingsgrense / plastisitetsgrense
WL	Flytegrense (konus)
C _{uu}	Intakt skjærfasthet (konus)
C _{uo}	Omrørt skjærfasthet (konus)
C _{ue}	Intakt skjærfasthet (enaks)
ε	Aksial bruddtøyning (enaks)
γ	tyngdetetthet

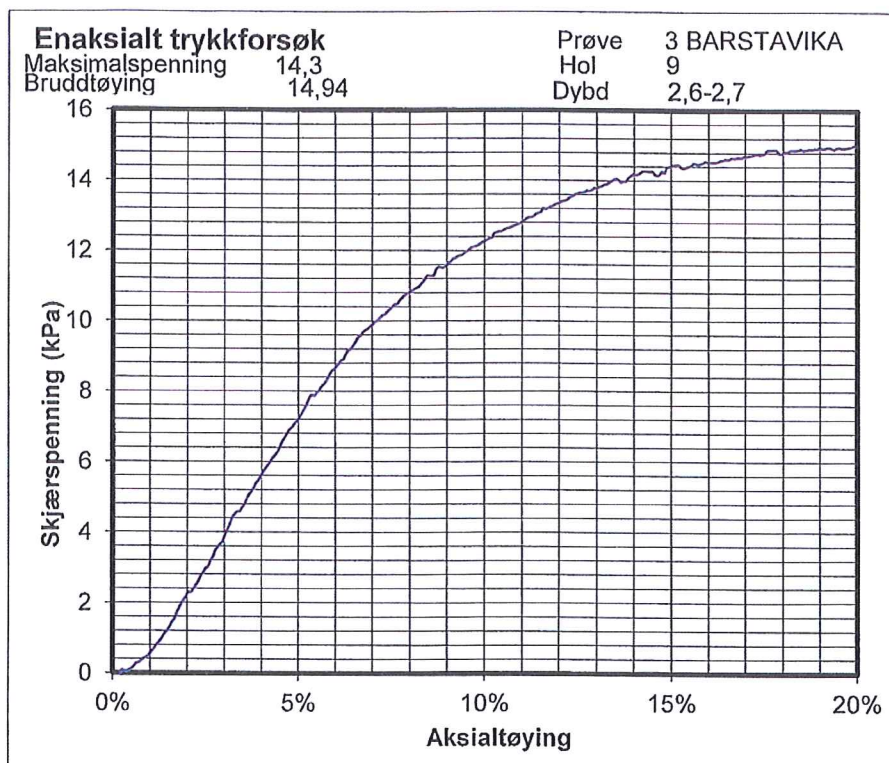
11 Figurer



Figur 1 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 A



Figur 2 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 B



Figur 3 Enaksialt trykkforsøk, lab nr. 145 F

Utstyr: Ø 57 mm butt borekrone med tilbakeslagsventil.
Ø 44 mm borestenger.

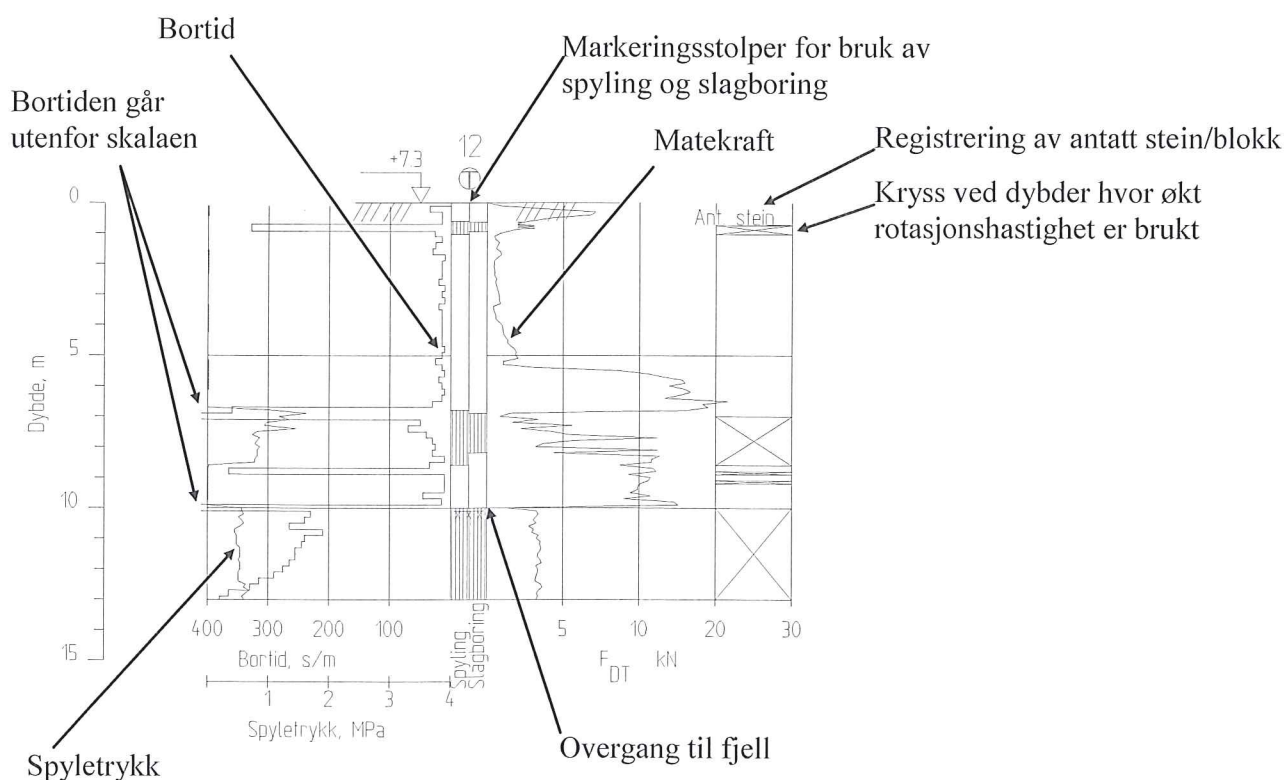
Som dreietrykksondering: Konstant rotasjonshastighet 25 omdreininger/min.
Nedpressingshastighet 3 m/min (20 sek/m).

Når normert nedtrengningshastighet ikke er mulig, økes rotasjonshastigheten til 75 omdreininger/min.

Som fjellkontrollboring: Dersom nedtrengingen igjen stopper opp, går en over til prosedyre som for fjellkontroll. Dvs. at en først setter på spyling, hvoretter ny stopp i nedtrenging fører til at en også setter på slaghammer.

Med denne prosedyren kan det bores gjennom steiner og ned i fjell. Ved påvisning av fjell, bør det bores 2-3 meter ned i antatt fjell.

Presentasjon: Skravur for vannspyling og slag i egne kolonner.
Kurver for nedpressingskraft, boretid og spyletrykk.
Kryss for markering av økt rotasjon.



Prosedyrer og presentasjon

Borprofil - Totalsondering 

Norconsult 

MÅLESTOKK

M =

DATO

UTFØRT

Arne Kavli

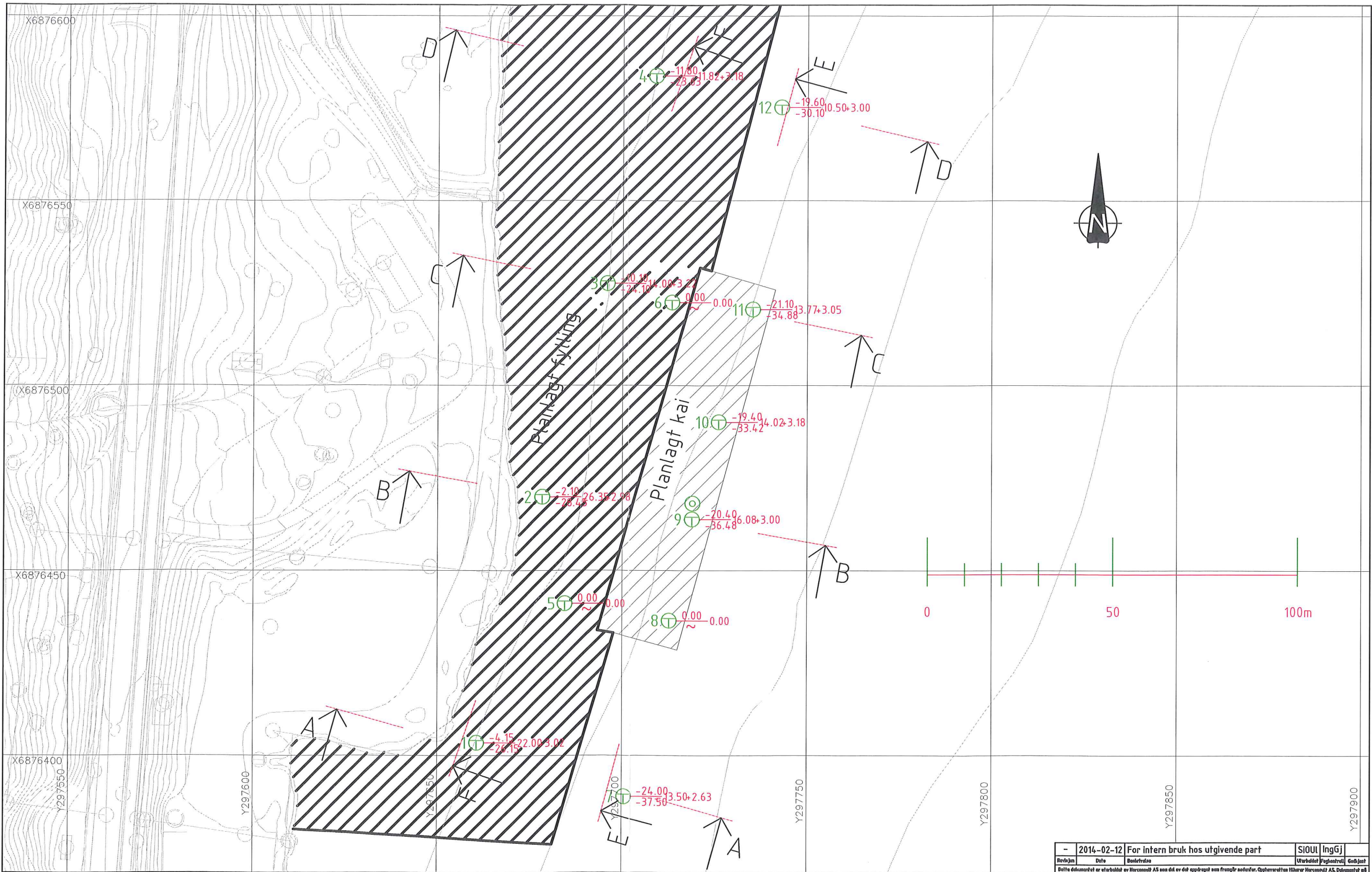
KONTROLLERT

Torgeir Døssland

PROSJEKT

VEDLEGG

B



- ENKEL SONDERING
 - DREIESONDERING
 - ▼ RAMSONDERING
 - ☆ FJELLKONTROLLBORING
 - ⊕ TOTALSONDERING
 - ⊖ DREI TRYKSONDERING
 - ⊖ TRYKSONDERING
 - ⊖ PORETRYK MÅLING
 - + VINGEBORING
 - ▽ TRYKSONDERING
 - ⊙ PRØVESERIE
 - PRØVEGROP
 - ⊖ PRØVEGROP MED PRØVESERIE
 - ▲ MILJØPRØVER
 - ▲ GRAVEGROP MED MILJØPRØVER
 - ⊕ GRUNNVANNBRØNN
 - ⚡ FJELL I DAGEN
- BORHULL ID. ○ KOTE TERRENG ELLER SJØBUNN
 ○ EVT. KOTE ANTATT FJELL
- BORET DYBDE I LØSMASSE + (BORET I FJELL)

- 2014-02-12 For intern bruk hos utgivende part			SIOL	IngGj
Brevlinje	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Prosjektansvarlig
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdrag som framgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må ikke kopieres til del av annet oppdragsvilkår, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte uten tillatelse fra Norconsult AS.				Skala: 1:1000 Tegning for AS Formål
Moldskred AS Nordfjord Havn IKS - Barstadvika Grunnundersøkelser				
Boreplan				
Norconsult		Oppdragsnummer 5135251	Tegningsnummer 101	Brevlinje -

Vedlegg 7 - Forprosjektrapport

OPPDRAGSGIVER: Moldskred AS	REFERANSE:
------------------------------------	------------

TITTEL: Bacheloroppgave IB 302812 2015 Forprosjektrapport	Dokument:
	Dok.: nr.:
	Dok.: type: Forprosjekt
	Dok. Tilgang:
	Dok.:status:
	Versjon nr.: 1
	Antall sider:
	Bibl. nr.:

STUDENTGRUPPE (NAVN/UNDERSKRIFT): ERLEND A. BLANKHOLM EIRIK SANDE JOSTEIN SANDØY	STUDIERETNING/KLASSE: Bygg
	DATO: 30.01.2015

PROSJEKTOPPGAVE PROSJEKTERING AV OFFSHOREKAI I BARSTADVIKA (MÅLØY).
--

EMNER: <ul style="list-style-type: none"> • DIMENSJONERING • TEKNISK LØSNING • TEKNISK TEGNING
--

Godkjent (sign/dato)	Veileder	Ekstern kontakt
<i>Vemund Årskog</i> 30.01.2015	Vemund Årskog	Ivar Moldskred Sindre Moldskred

FORPROSJEKTRAPPORTEN SKAL LEVERES ELEKTRONISK OG PÅ PAPIR TIL VEILEDER

FORORD

Det siste semesteret i studieløpet vårt, innebærer mye arbeid med en avsluttende bacheloroppgave.

Oppgaven består av et forprosjekt og et hovedprosjekt. Forprosjektet er en forberedelse til hovedprosjektet, og er en øvelse i blant annet dokumentasjon, målformulering, oppretting av en tids/fremdriftsplan og ikke minst det å arbeide i gruppe om et felles prosjekt.

Gruppen består av 3 personer, og er et resultat av godt samarbeid gjennom hele studieløpet. Vi har alle store forventninger og mål til det endelige produktet.

1	INNHOLDSFORTEGNELSE	
1.1	REVISJONSOVERSIKT	4
1.2	BEGREPER	4
1.3	INNLEDNING - SAMMENDRAG	4
2	PROSJEKTORGANISASJON	5
2.1	Prosjektgruppe	6
2.1.1	Oppgaver for prosjektgruppen	6
2.2	Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)	6
3	AVTALER	6
3.1	Arbeidssted og ressurser	6
3.2	Gruppenormer - samarbeidsregler	7
4	PROSJEKTBESKRIVELSE	7
4.1	Målsetting	7
4.2	Krav til løsning eller prosjektresultat - spesifikasjon	8
4.3	Informasjonsinnsamling – utført og planlagt	8
4.5	Hovedaktiviteter i videre arbeid	9
4.6	Framdriftsplan – styring av prosjektet	9
4.6.1	Hovedplan	9
4.6.2	Detaljplan	9
4.6.3	Intern kontroll - evaluering	10
5	DOKUMENTASJON	10
5.1	Rapporter og tekniske dokumenter	10
6	PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	11
6.1	Møter	11
6.1.1	Møter med styringsgruppen	11
6.1.2	Møter med intern veileder (Vemund Aarskog)	11
6.2	Periodiske rapporter	12
6.2.1	Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)	12
7	PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	12
8	UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING	13

Vedlegg

1.1 Revisjonsoversikt

Rervisjonsdato	Revisjonsnr	Tema	Godkjenning
12.05.2015.	1.	Innhold og verktøy.	

1.2 Begreper

- NS - EN: Norsk Standard og Eurokoder.
- Pullert: Fortøyningspåle for trosser.

1.3 Innledning - Sammendrag

Prosjektgruppen ble introdusert til oppgaven i en felles fremvisning av aktuelle bachelorprosjekt for studentene. Vi tok kontakt med Vemund Årskog for å få mer informasjon, og likte oppgaven godt siden vi var interessert i en prosjekterings-/dimensjoneringsoppgave.

Oppdragsgiver er Moldskred AS, et rådgivende ingeniørfirma i Ålesund som har fått denne jobben i oppdrag fra Nordfjord Havn.

Oppgaven er i hovedsak å prosjektere en kai til offshorevirksomhet med hensyn på å finne en god teknisk løsning. Vi skal utarbeide tegningsgrunnlag, byggetekniske løsninger og statiske beregninger.

Formålet med oppgaven er å besvare følgende problemstillinger:

1. Hva er den mest fornuftige løsningen og det mest fornuftige bæresystemet for et kaianlegg, spesielt et med store laster?
2. Hvilke dimensjoner må en ha for å oppnå tilstrekkelig kapasitet på en slik konstruksjon?

I tillegg skal det finnes ut hvilken kran som kreves i byggeperioden for å utføre den gitte kaikonstruksjonen.

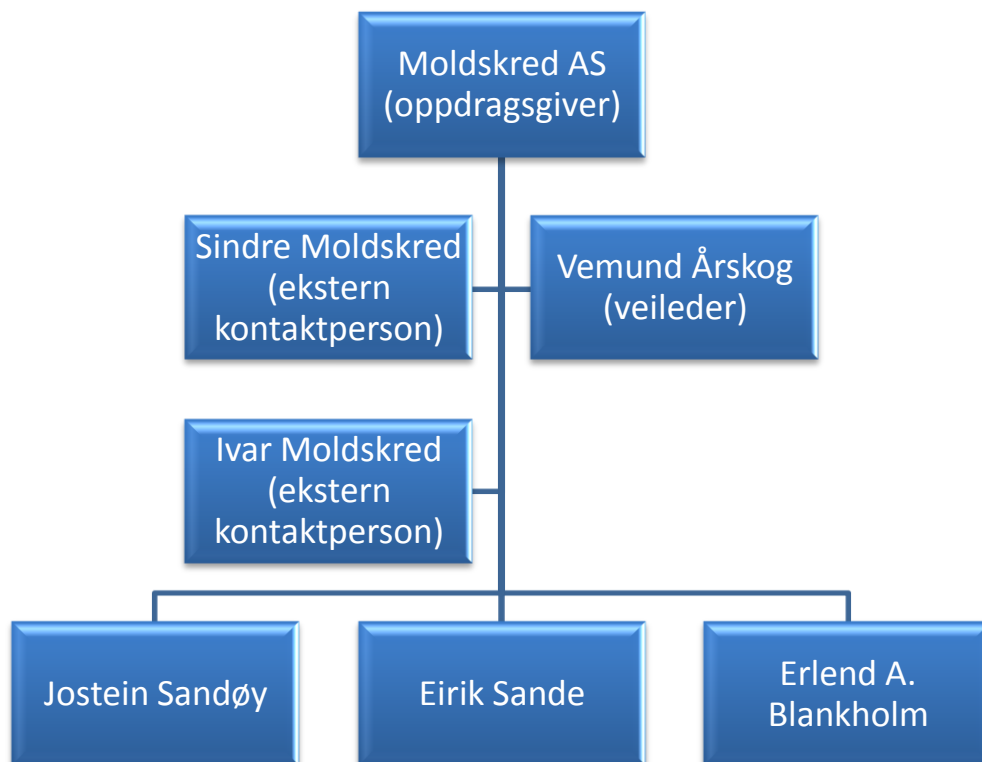
Det vil bli nødvendig å undersøke forskjellige utførelsesmetoder, materialer, ny teknologi og regelverk. I tillegg vil det dukke opp utfordringer i læringsprosessen ved bruk av programvare til visualisering og beregning.

2 PROSJEKTORGANISASJON

Prosjekteier: Moldskred AS, Myrabakken Næringscenter

Prosjektveileder: Vemund Årskog, Høgskolen i Ålesund

Prosjektgruppe: Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy



2.1 Prosjektgruppe

Navn	Adresse	Tlf-arb	Mobil	e-post
Eirik Sande, ES	Nørvegjerdet 2C- FC205, 6009 Ålesund		90763919	eirik_sande@hotmail.com
Erlend A. Blankholm, EB	Borgundvegen 649, 6016 Ålesund		47902187	erlendbl92@hotmail.com
Jostein Sandøy, JS	Hatlabakken 14, 6016 Ålesund		99298689	jostein.sandoy@hotmail.com

Tabell: Navn, adresser og kontaktopplysninger for personer tilknyttet prosjektet

2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen

Prosjektgruppen skal arbeide seriøst og målrettet med oppgaven. Ansvaret innad i gruppen er likt fordelt, og det er alles ansvar å sørge for at oppgaven blir best mulig, og at alle mål blir oppfylt. I tillegg skal gruppen sørge for at fremdriftsplanen overholdes, og kvalitetssikre arbeidet underveis.

2.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

- Vemund Årskog, veileder, Høgskolen i Ålesund
- Ivar Moldskred, kontaktperson, Moldskred AS

3 AVTALER

3.1 Arbeidssted og ressurser

Arbeidsplassen vår vil i hovedsak være på Høgskolen i Ålesund.

Når det gjelder tilgang til ressurser, så vil det i vårt tilfelle stort sett dreie seg om tilgang på nødvendige dataprogram. Noen av disse har vi tilgang til på høgskolens dataservert, mens andre jobbes det nå med å få på plass lisenser til.

Vi har fått tildelt Vemund Årskog som veileder, og vil også benytte oss av den eksterne kontakten i Moldskred AS ved Ivar Moldskred (senioringeniør). Lala Nilsen og Ali Mohammadi Mohaghegh ved Høgskolen i Ålesund vil være ressursperson når det gjelder dataprogram.

Vi kommer til å være svært påpasselig med datalagring og backup. Innad i gruppen benytter vi oss av et fildelingsprogram som heter Dropbox, som gjør fildelingen svært enkel og sikker for oss. Dropbox lagrer filene lokalt på alle sin pc, i tillegg til at filene blir lastet opp på en internettsjerver som vi (brukerne) disponerer. Dette gjør at ytterligere backup utover dette er unødvendig.

Rapportering/fremdriftsrapportering vil foregå elektronisk til veileder, og etter et fastsatt skjema som skal leveres inn hver 14. dag etter 30. Januar.

3.2 **Gruppenormer - samarbeidsregler**

Enkelt personer i gruppen har ikke anledning til å ta beslutninger for prosjektet på egenhånd. Alle beslutninger skal fattes i felleskap, og alle gruppemedlemmene forplikter seg til å ta ansvar for at fremdriftsplanen og delmål overholdes.

4 **PROSJEKT BESKRIVELSE**

4.1 **Målsetting**

Hovedmålet med bacheloroppgaven er å prosjektere en kai som tilfredsstillende behov, krav og forventninger som er angitt av oppdragsgiver og bygningsmyndigheter. For å oppnå dette har vi følgende konkrete delmål:

- Finne en god teknisk løsning ved å vurdere forskjellige tekniske alternativ for en åpen pælekai.
- Produsere tegninger.
- Dimensjonere kaien etter aktuelle laster på en tilfredsstillende måte.

I gjennomføringsprosessen av prosjektet vil vi måtte tilegne oss kunnskap om konstruksjonen, geotekniske utfordringer, materialer og utførelsesmetoder, programvare som brukes, statiske beregninger og arbeidsprosesser.

Effekt målet ved å gjennomgå disse prosessene er å øke kompetansen og forståelsen til prosjektgruppen.

4.2 **Krav til løsning eller prosjektresultat - spesifisering**

Kravet til prosjektresultatet er at prosjekteringsgrunnlaget vi produserer, skal tilfredsstillende krav som stilles til kaiens funksjonalitet og sikkerhet.

4.3 **Informasjonsinnsamling – utført og planlagt**

Generelle prinsipper angående en åpen pælekai ble tidlig gjennomgått med veiledere. For å få mer kunnskap om løsningen har vi funnet følgende litteratur:

- Port designer's handbook: Recommendations and guidelines, av Carl A. Thoresen
- Havner og kaier, av John Eie
- Peleveiledningen 2012, Den norske pelekommité

Videre vil vi benytte flere plattformer for informasjonshenting. Vi vil bruke litteratur fra biblioteket i form av fagbøker og standarder, vi vil bruke internett for forskjellig fagstoff og vi vil holde en dialog med veileder og oppdragsgiver for diverse spørsmål. I tillegg vil vi komme til å kontakte andre relevante fagpersoner/bedrifter for nødvendig informasjon/råd.

4.4 **Vurdering**

Vi er positivt innstilt til oppgaven og vurderer prosjektet som gjennomførbart, da dette er en godt utprøvd metode. Prosjektet er naturlig avgrenset til vår kapasitet og erfaring, men gir store rom for læring og utvidelse av vår kompetanse.

Suksesskriterier for en god gjennomføring er at vi jobber strukturert og effektivt, får god oppfølging av veiledere og bruker god og relevant litteratur.

Trusler mot å lykkes kan være at tiden ikke strekker til, manglende erfaring og sykdom.

4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Aktivitet	Navn	Tidsbruk
A1	Arbeid med forprosjekt og informasjonsinnsamling/fastsette rammebetingelser	3 uker
A1.1	Møte med veiledere/bedrift	-
A1.2	Fullføre forprosjektrapport	-
A2	Opplæring i programvare	2 uker
A3	Utredning av tekniske løsninger	2 uker
A4	Tegning og beregning av bæresystem	8 uker
A5	Utarbeidelse av sluttrapport/sammendrag	3 uker

Dette er kun en veiledende aktivitetsplan som samsvarer med milepælsplanen. Mange av aktivitetene vil overlape hverandre underveis.

4.6 Framdriftsplan – styring av prosjektet

4.6.1 Hovedplan

1. Innlevering av forprosjektrapport: 30. januar.
2. Ferdig med utredning av konsept: 9.februar.
3. Ferdig beregnet, tegnet og utredet kai/bæresystem: 31.mars.
4. Ferdig med oppgave: 1.mai.
5. Ferdig revidert oppgave: 11.mai.
6. Innlevering av hovedoppgaven: 18.mai.
7. Presentasjon av hovedoppgaven: 28.mai.

4.6.2 Detaljplan

Se vedlegg 1.

4.6.3 Intern kontroll - evaluering

For å kontrollere fremgangen i prosjektet, vil gruppen ha et møte hver fredag der vi kontrollerer fremgangen opp i mot fremdriftsplanen. I tillegg til dette vil vi benytte oss av veileder for å sikre at vi er på rett veg.

Et mål er nådd når alle på gruppen er enige i dette, og er fornøyd med resultatet.

5 DOKUMENTASJON

5.1 Rapporter og tekniske dokumenter

- *Dokumentasjon:* Det skal utarbeides en fremdriftsrapport for hovedprosjektet hver 14.dag, som skal sendes elektronisk til veileder. Oppdragsgiver (Moldskred AS) kan også få denne tilsendt dersom det er ønskelig, da de jobber parallellt med samme prosjekt.

Videre vil vi føre logg i Microsoft Office Word hver dag, slik at vi kan kontrollere hvordan vi ligger an i forhold til fremdriftsplanen, og eventuelt foreta justeringer dersom vi ser at dette er nødvendig. Det vil også bli ført møtereferat fra møter med veileder og oppdragsgiver.

- *Rutiner:*
 1. Gruppemøte hver fredag for å oppsummere fremdriften og eventuelt revidere fremdriftsplanen.
 2. Skrive møtereferat.
 3. Daglig loggføring.
 4. Sikkerhetskopiering og lagring/deling i Dropbox.
- *Godkjennelse:* Gruppen skal i fellesskap beslutte om referatene og rapportene er godkjent etter fastsatt mal.
- *Distribusjon:* Bacheloroppgaven skal leveres både skriftlig og elektronisk, i tillegg til en muntlig presentasjon av prosjektet 27. eller 28.mai.
- *Registrering:* oppføring av alle kilder som brukes vil bli registrert fortløpende.

- *Vedlikehold:* Gruppen vil sortere og rydde opp i relevant litteratur/arbeid fortløpende, slik at man har orden i systemet.
- *Kopiering:* Alle gruppedlemmer får sin kopi av det endelige hovedprosjektet, og andre som måtte ønske det.

6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

6.1 Møter

- Prosjektgruppen holder møte hver fredag for å oppsummere fremdriften, og for å planlegge videre fremdrift. Eventuelle endringer blir også tatt opp på disse møtene.
- Møte med ekstern veileder ved behov.
- Møte med veileder annenhver uke, torsdager.

6.1.1 Møter med styringsgruppen

- Møte etter behov

6.1.2 Møter med intern veileder (Vemund Aarskog)

Uke	Dato/Tid	Gruppe
6	05.02 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
8	19.02 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
10	05.03 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
12	19.03 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
15	10.04 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
17	24.04 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm
19	07.05 Kl. 09:00	Eirik Sande, Jostein Sandøy og Erlend A. Blankholm

6.2 Periodiske rapporter

- Daglig loggføring.
- Fremdriftsrapport for hver 14.dag etter 30.januar.
- Møtereferat fra alle møter.

6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

Fremdriftsrapport fylles ut etter fastsatt mal av Høgskolen i Ålesund, og leveres elektronisk til veileder hver 14.dag etter at forprosjektrapporten er innlevert.

7. PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

- Iverksette nødvendige tiltak og justere fremdriftsplanen. Tiltak kan eksempelvis være å øke arbeidsmengden og mengdejustering for å hente oss inn igjen.
- Planlagt prosedyre for endringer vil være å rådføre oss med veileder og justere fremdriftsplanen etter dette.
- Gruppen har et felles ansvar for å behandle avvik.

8 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

- Autodesk Revit Modelleringsprogram for bygg.
- Autodesk Autocad Modelleringsprogram for bygg.
- SAP2000 Modellerings- og beregningsprogram for bygg.
- PTC Mathcad Dokumenterbart regneark tilpasset matematiske beregninger.
- MS Project Fremdriftsplanlegger.
- Microsoft Office Tekstbehandlingsprogram.
- Betonexpress Dimensjoneringsprogram for bygg.
- NS Norsk Standard.
- EN Eurokoder.
- Datamaskin
- Aktuell litteratur

Vedlegg 8 - Logg

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
05.01.2015	-	0
06.01.2015	Forprosjekt	8
07.01.2015	Forprosjekt	8
08.01.2015	Forprosjekt	8
09.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	32

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
05.01.2015	-	0
06.01.2015	Forprosjekt	8
07.01.2015	Forprosjekt	8
08.01.2015	Forprosjekt	8
09.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	32

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
05.01.2015	-	0
06.01.2015	Forprosjekt	8
07.01.2015	Forprosjekt	8
08.01.2015	Forprosjekt	8
09.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	32

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
12.01.2015	Forprosjekt	8
13.01.2015	Forprosjekt	8
14.01.2015	Forprosjekt	8
15.01.2015	Forprosjekt	8
16.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	38

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
12.01.2015	Forprosjekt	8
13.01.2015	Forprosjekt	8
14.01.2015	Forprosjekt	8
15.01.2015	Forprosjekt	8
16.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	38

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
12.01.2015	Forprosjekt	8
13.01.2015	Forprosjekt	8
14.01.2015	Forprosjekt	8
15.01.2015	Forprosjekt	8
16.01.2015	Forprosjekt	8
	Totalt:	38

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
19.01.2015	Forprosjekt	8
20.01.2015	Forprosjekt og møte med veileder/oppdragsgiver	8
21.01.2015	Forprosjekt	8
22.01.2015	Forprosjekt	8
23.01.2015	Forprosjekt	6
	Totalt:	36

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
19.01.2015	Forprosjekt	8
20.01.2015	Forprosjekt og møte med veileder/oppdragsgiver	8
21.01.2015	Forprosjekt	8
22.01.2015	Forprosjekt	8
23.01.2015	Forprosjekt	6
	Totalt:	36

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
19.01.2015	Syk	-
20.01.2015	Syk	-
21.01.2015	Forprosjekt	8
22.01.2015	Forprosjekt	8
23.01.2015	Forprosjekt	6
	Totalt:	22

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
26.01.2015	Revisjon fremdrift. Kartlegging oppgave	8
27.01.2015	Opplæring i programvare	8
28.01.2015	Opplæring i programvare	8
29.01.2015	Opplæring i programvare	8
30.01.2015	Opplæring i programvare	8
	Totalt:	40

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
26.01.2015	Revisjon fremdrift. Kartlegging oppgave	8
27.01.2015	Opplæring programvare	8
28.01.2015	Opplæring programvare	8
29.01.2015	London	0
30.01.2015	London	0
	Totalt:	24

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
26.01.2015	Revisjon fremdrift. Kartlegging oppgave	8
27.01.2015	Opplæring i programvare	8
28.01.2015	Opplæring i programvare	8
29.01.2015	Opplæring i programvare	8
30.01.2015	Opplæring i programvare	8
	Totalt:	40

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
02.02.2015	Opplæring i programvare	8
03.02.2015	Opplæring i programvare/innhenting av laster	7
04.02.2015	Innhenting av teori	5
05.02.2015	Møte med styringsgruppe, innhenting av teori	8
06.02.2015	Innhenting av teori	5
	Totalt:	33

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
02.02.2015	London	0
03.02.2015	Opplæring programvare	7
04.02.2015	Opplæring programvare	5
05.02.2015	Veiledermøte hos Moldssked, skrive møtereferat, planlegging	7
06.02.2015	Informasjonsinnhenting	7
	Totalt:	26

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
02.02.2015	Opplæring i programvare	8
03.02.2015	Opplæring i programvare/ Pælefundamentering	7
04.02.2015	Pælefundamentering	5
05.02.2015	Veiledermøte og informasjonsinnhenting	5
06.02.2015	og informasjonsinnhenting	5
	Totalt:	30

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
09.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
10.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	7
11.02.2015	Utredning av tekniske løsninger, telefonsamtale med (Carl A. Thoresen)	8
12.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
13.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
	Totalt:	39

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
09.02.2015	Utredning, informasjonsheiting av forskjellige løsninger	8
10.02.2015	Utredning, informasjonsheiting av forskjellige løsninger	7
11.02.2015	Bestemt bæresystem på kai. Informasjonsheiting (Skanska)	8
12.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
13.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
	Totalt:	39

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
09.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	8
10.02.2015	Utredning av tekniske løsninger	7
11.02.2015	Bestemt bæresystem på kai. Informasjonsheiting (Elementpartner)	8
12.02.2015	Litteratur Åpen kaikonstruksjon	8
13.02.2015	Litteratur Åpen kaikonstruksjon	8
	Totalt:	39

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
16.02.2015	Statisk system, bjelker og dekker.	9
17.02.2015	Statisk system, bjelker og dekker.	8
18.02.2015	Statisk system, bjelker og dekker.	8
19.02.2015	Statisk system, bjelker og dekker.	8
20.02.2015	Fri	-
	Totalt:	33

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
16.02.2015	Teknisk løsning	8
17.02.2015	Fri	-
18.02.2015	Dimensjoneringsgrunnlag peler	8
19.02.2015	Peler	8
20.02.2015	Fri	-
	Totalt:	24

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
16.02.2015	Bergen	-
17.02.2015	Bergen	-
18.02.2015	Kontakt med elementpartner, utarbeiding av tekniske løsninger	9
19.02.2015	Informasjonsinnhenting – tekniske løsninger	8
20.02.2015	Informasjonsinnhenting – tekniske løsninger	8
	Totalt:	25

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
23.02.2015	Bjelker og dekker	8
24.02.2015	Bjelker og dekker	8
25.02.2015	Utredning bjelke	8
26.02.2015	Møte med veileder, drøfting løsning på bjelker, dekker, peler	8
27.02.2015	Dataprogram (dimensjoneringsprogram)	9
	Totalt:	41

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
23.02.2015	Peler	8
24.02.2015	Peler	8
25.02.2015	Utredning bjelke, oppgavestruktur	8
26.02.2015	Møte med veileder, drøfting løsning på bjelker, peler	6
27.02.2015	Oppgavestruktur, Peler	7,5
	Totalt:	37,5

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
23.02.2015	Teori om bestandighet	8
24.02.2015	Teori om bestandighet	8
25.02.2015	Bæresystem	8
26.02.2015	Møte med veileder, bæresystem	8
27.02.2015	Bestandighet, bjelker	8
	Totalt:	40

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
02.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	12
03.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	7,5
04.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	9
05.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	10
06.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	7,5
	Totalt:	46

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
02.03.2015	Rapportskriving - peler	9,5
03.03.2015	Revidering oppgavestruktur	7,5
04.03.2015	Rapportskriving – plasstøpt/prefab	8
05.03.2015	Rapportskriving – plasstøpt/prefab, peler, kildebruk	8
06.03.2015	Mathcad	6,5
	Totalt:	39,5

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
02.03.2015	Rapportskriving – Bjelker	9,5
03.03.2015	Revidering oppgavestruktur	8
04.03.2015	Rapportskriving – Bjelker	8
05.03.2015	Rapportskriving	8
06.03.2015	Rapportskriving	7,5
	Totalt:	41

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
09.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	9
10.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	4,5
11.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	8
12.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	8,5
13.03.2015	Analytisk modellering i Sap2000	6,5
	Totalt:	36,5

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
09.03.2015	Mathcad – manuell beregning av søyle	7
10.03.2015	Mathcad – manuell beregning av søyle	7
11.03.2015	Mathcad – manuell beregning av søyle	9
12.03.2015	Mathcad – manuell beregning av bjelke	8
13.03.2015	Mathcad – manuell beregning av bjelke	8
	Totalt:	39

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
09.03.2015	Rapportskriving – Dekke	8
10.03.2015	Rapportskriving – Dekke	8
11.03.2015	Rapportskriving – Armert betong	8
12.03.2015	Rapportskriving – Armert betong	8
13.03.2015	Rapportskriving – Fendring og fortøyning	8
	Totalt:	40

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
16.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	8
17.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	8
18.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	8
19.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	8
20.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	7
	Totalt:	39

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
16.03.2015	Mathcad	8
17.03.2015	Dimensjonering av pele	3,5
18.03.2015	Mathcad	8
19.03.2015	Mathcad	8
20.03.2015	Mathcad	8
	Totalt:	35, 5

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
16.03.2015	Rapportskriving	8
17.03.2015	Rapportskriving	8
18.03.2015	Rapportskriving	8
19.03.2015	Rapportskriving	8
20.03.2015	Rapportskriving	8
	Totalt:	40

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
23.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	7
24.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000 - fremdriftsmøte	8
25.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	8
26.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	6,5
27.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000	4
	Totalt:	33,5

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
23.03.2015	Mathcad - bjelke	6,5
24.03.2015	Frame, fremdriftsmøte	8
25.03.2015	Mathcad	8
26.03.2015	Mathcad	6
27.03.2015	Mathcad	7
	Totalt:	35,5

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
23.03.2015	Teori – dimensjonering av friksjonsplate	7
24.03.2015	Rapportskriving – Programvare, fremdriftsmøte i studentgruppen	8
25.03.2015	Rapportskriving – For -og bakkantbjelke	8
26.03.2015	Rapportskriving – For -og bakkantbjelke og gjennomgang av kilder.	6
27.03.2015	Dimensjonering av fender og fortøyning.	6
	Totalt:	35

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
30.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000, Frame2Dexpress, manuelle beregninger for bjelke Fase 1	7
31.03.2015	Analytisk modellering i SAP2000, Frame2Dexpress, manuelle beregninger for bjelke Fase 1	8
01.04.2015	Beskrivelse av Sap2000 og manuelle beregninger	2
02.04.2015	-	0
03.04.2015	-	0
	Totalt:	17

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
30.03.2015	Mathcad – bakkantbjelke	7
31.03.2015	-	
01.04.2015	Mathcad – bjelke fase 1	3
02.04.2015		
03.04.2015		
	Totalt:	10

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
30.03.2015	Rapportskriving	8
31.03.2015	Rapportskriving	8
01.04.2015	Påskeferie	0
02.04.2015	Påskeferie	0
03.04.2015	Påskeferie	0
	Totalt:	16

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
06.04.2015	-	0
07.04.2015	Programbeskrivelse	4,5
08.04.2015	-	0
09.04.2015	-	0
10.04.2015	Veiledermøte, overgangsplate og friksjonsplate	7,5
	Totalt:	12

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
06.04.2015	-	0
07.04.2015	Rapportskriving – åpen kaikonstruksjon, lastvirkning og kapasitet	7
08.04.2015	- (Ingeniørfaglig systemteknikk og systemutvikling)	0
09.04.2015	Rapportskriving (ingeniørfaglig systemteknikk og systemutvikling)	3
10.04.2015	Møte med veileder, mathcad - overgangsplate	8
	Totalt:	18

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
06.04.2015	Påskeferie	0
07.04.2015	Påskeferie	0
08.04.2015	Rapportskriving	8
09.04.2015	Rapportskriving	8
10.04.2015	Dimensjonering friksjonsplate, møte med veileder	8
	Totalt:	24

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
13.04.2015	Friksjonsplate, geoteknikk.	8
14.04.2015	Friksjonsplate, geoteknikk.	7,5
15.04.2015	Friksjonsplate, geoteknikk	8
16.04.2015	Friksjonsplate, geoteknikk	10,5
17.04.2015	-	0
	Totalt:	34

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
13.04.2015	Mathcad/friksjonsplate – teori overgangsplate	8
14.04.2015	Mathcad/friksjonsplate - overgangsplate	7
15.04.2015	Møte veileder	8
16.04.2015	Mathcad	8
17.04.2015	Mathcad - Overgangsplate	8
	Totalt:	39

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
13.04.2015	Hurtiginnføring i Mathcad, teori bakkantbjelke	8
14.04.2015	Innføring i Mathcad -friksjonsplate	8
15.04.2015	Omskriving teori – Bjelker, dekke og bakkantbjelke, veiledermøte	8
16.04.2015	Omskriving teori – Bjelker, dekke og bakkantbjelke	8
17.04.2015	Innføring i Mathcad - pelelengder	8
	Totalt:	40

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
20.04.2015	Modellering i SAP2000	10
21.04.2015	Modellering i SAP2000	7,5
22.04.2015	Modellering i SAP2000	12
23.04.2015	Modellering i SAP2000, Skjærkraft kaidekke	7,5
24.04.2015	Konfirmasjon	0
	Totalt:	37

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
20.04.2015	Mathcad – bjelke, overgangsplate, pele	9
21.04.2015	Kontrollregning peler	8
22.04.2015	Kontrollregning	8
23.04.2015	kontrollregning	8
24.04.2015	Kontrollregning	8
	Totalt:	41

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
20.04.2015	MathCad - Bakkantbjelke	8
21.04.2015	MathCad - Bakkantbjelke	9
22.04.2015	MathCad - overgangsplate	9,5
23.04.2015	MathCad - overgangsplate	10
24.04.2015	MathCad - overgangsplate	8
	Totalt:	44,5

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
27.04.2015	Modellering i SAP2000 + Revit	6,5
28.04.2015	Modellering i SAP2000	10
29.04.2015	Tegninger i Revit	4
30.04.2015	Eksamenslesing	0
01.05.2015	Eksamenslesing	0
	Totalt:	16,5

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
27.04.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling 8-15. Kontrollregning 15-17	2
28.04.2015	Kontrollregning peler	8
29.04.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk	0
30.04.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk	0
01.05.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk	0
	Totalt:	10

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
27.04.2015	Detaljetegninger AutoCad	8
28.04.2015	Eksamenslesing	
29.04.2015	Eksamenslesing	
30.04.2015	Eksamenslesing	
01.05.2015	Eksamenslesing	
	Totalt:	8

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
04.05.2015	Eksamenslesing	0
05.05.2015	SAP2000, uthenting av krefter	1,5
06.05.2015	Revittegninger + Rapport fra SAP2000	9
07.05.2015	Revittegninger	8
08.05.2015	Revittegninger	8
	Totalt:	26, 5

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
04.05.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk	
05.05.2015	Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk	
06.05.2015	Beregning krankapasitet	8
07.05.2015	Beregninger	8
08.05.2015	Lage sammendrag av alle resultater i Mathcad	8
	Totalt:	24

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
04.05.2015	Eksamenslesing	
05.05.2015	Eksamen	
06.05.2015	Detaljetegninger AutoCad	8
07.05.2015	Detaljetegninger AutoCad	8
08.05.2015	Detaljetegninger AutoCad	8
	Totalt:	24

Høgskolen i Ålesund / Moldskred AS

Erlend A. Blankholm

Dato	Aktivitet	Timer
11.05.2015	Tegninger i Revit + Mathcad	8, 5
12.05.2015	Tegninger i Revit + redigering av SAP rapport	8
13.05.2015	Gjennomgang av hoveddokument og vedlegg	10
14.05.2015	Redigering hovedrapport	8
15.05.2015	Redigering hovedrapport	8
	Totalt:	42, 5

Jostein Sandøy

Dato	Aktivitet	Timer
11.05.2015	Sammendrag av alle mathcad beregninger. Redigering	8,5
12.05.2015	Redigering mathcad, redigering rapport	8
13.05.2015	Redigering mathcad, redigering rapport	7
14.05.2015	Redigering hovedrapport	8
15.05.2015	Redigering hovedrapport	8
	Totalt:	39, 5

Eirik Sande

Dato	Aktivitet	Timer
11.05.2015	Detaljtegninger AutoCad	8
12.05.2015	Detaljtegninger AutoCad	4
13.05.2015	Detaljtegninger Autocad	8
14.05.2015	Redigering hovedrapport	8
15.05.2015	Redigering hovedrapport	8
	Totalt:	36

Vedlegg 9 - Fremdriftsrapport

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). Ingen møter	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 06.01.15 - 19.01.15	Antall timer denne per. (fra logg) 226 timer	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 19.01.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Forprosjektrapport. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Forprosjektrapport. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Arbeid med forprosjektrapport. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige avvik. 	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Økt innsikt i framdriftsplanlegging. • Blitt bedre i målformulering. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Ferdigstillelse av forprosjektrapport. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Opplæring i programvare. • Møte med styringsgruppe. 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> • Sette opp en møteplan mellom studentgruppen og intern veileder/styringsgruppe. 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1 møte med styringsgruppe.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 20.01.15 - 03.02.15	Antall timer denne per. (fra logg) 223 timer	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 03.02.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden
<ul style="list-style-type: none"> • Ferdigstillelse av forprosjektrapport. • Opplæring i programvare. • Innhenting av litteratur. • Sette oss inn i aktuell litteratur.
Planlagte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe. • Gjøre siste justeringer på forprosjektrapporten. • Gjøre oss kjent med Revit, FEM Design og G-prog beskrivelse. • Utarbeide testfiler for å bli kjent med nevnte program ovenfor.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med styringsgruppe. • Ferdigstillelse av forprosjektrapporten. • Installert og gjort oss kjent med programmene Revit, FEM Design og G.prog beskrivelse. • Utarbeidet testfiler i hvert av programmene.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige avvik.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer.
Erfaring fra denne perioden
<ul style="list-style-type: none"> • Revit er et bra modelleringsprogram. • FEM - Design virker som et komplisert og vanskelig program å lære seg. • G - prog beskrivelse er et overkommelig program. • Aktuell litteratur er svært omfattende. • Målformuleringer kan være utfordrende.
Hovedhensikt/fokus neste periode
<ul style="list-style-type: none"> • Utredning av tekniske løsninger.
Planlagte aktiviteter neste periode
<ul style="list-style-type: none"> • Innhente prosjekteringsgrunnlag • Vurdere og sammenligne tekniske løsninger • Fastsette endelige løsninger.
Annet

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1 møte med styringsgruppe.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 20.01.15 - 03.02.15	Antall timer denne per. (fra logg) 223 timer	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 03.02.15

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

- Statisk system for kaikonstruksjonens bygningsdeler.

Godkjenning/signatur gruppeleder

Signatur øvrige gruppedeltakere

Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med styringsgruppe	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 04.02.15 - 18.02.15	Antall timer denne per. (fra logg) 200 timer	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 18.02.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Innhenting av nødvendig informasjon og litteratur. • Utredning av tekniske løsninger (katype, bæresystem o.l). • Utredning av statisk system. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe. • Etablert kontakt med forskjellige leverandører i byggebransjen. (fundamentering, betongelement o.l). • Gjøre seg ferdig med grunnleggende opplæring i programvare. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med styringsgruppe. • Har etablert kontakt med forskjellige leverandører i byggebransjen. (fundamentering, betongelement o.l). • Gjort oss ferdig med grunnleggende opplæring i programvare. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Ingen foreløpige avvik.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Ingen foreløpige endringer.	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Aktuell litteratur er svært omfattende. • Utfordrende å finne de beste tekniske løsningene. • Vårt aktuelle statiske system er annerledes enn det vi har jobbet med hittil. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Pelefundamentering. • Dimensjonering. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 26.02.2015. • Ekskursjon/befaring til Barstadvika (Måløy). 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> • Beregningsmetode for kaiens statiske system. 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med styringsgruppe	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 18.02.15 - 03.03.15	Antall timer denne per. (fra logg) 229,5 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 03.03.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Pelefundamentering. • Dimensjonering og analysemodeller. • Endelig fastsetting av oppgavestruktur. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 26.02.2015. • Ekskursjon/befaring til Barstadvika (Måløy). 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med styringsgruppe. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
<ul style="list-style-type: none"> • Ekskursjon/befaring til Barstadvika (Måløy) i dette tidsrommet, passet ikke for alle gruppelemmene. 	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Det er gjort en endring i prosjektets bruk av analytisk dimensjoneringsprogram. Gruppen har gått bort fra FEM Design og over til CSI Sap2000. Årsaken er at det er lettere å lære seg, men samtidig innehar de samme funksjonene. Det var også mer kompetanse på skolen i sistnevnte program. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Aktuell litteratur er svært omfattende. • Standarder og regelverk er svært omfattende. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Lage en analytisk modell i Sap2000 for hele konstruksjonen. • Dimensjonering av de aktuelle konstruksjonsdelene. • Gjennomføre en god begrunnelse for valg av løsning og å få det inn i rapporten. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 05.03.2015. 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> • Dokumenteringer av påstander (ref. e-post til Vemund 04.03.15) 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). Ingen møter denne perioden.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 04.03.15 - 17.03.15	Antall timer denne per. (fra logg) 231,5 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 17.03.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> Analytisk modellering i dataprogram. Dimensjonering. Produktbeskrivelse. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> Møte med styringsgruppe 05.03.2015. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
<ul style="list-style-type: none"> Møte ikke gjennomført på grunn av sykdom. 	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> Mindre fremdrift enn planlagt på grunn av flere ubesvarte spørsmål. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> Gjøre oss ferdig med dimensjoneringen av hovedkomponentene. Se mer på fortøyningsutstyr og detaljer rundt dette. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> Møte med styringsgruppe 19.03.2015. 	
Annet	
<ul style="list-style-type: none"> Studentgruppen ønsker, om ingen innsigelser, å droppe gjennomføring av byggebeskrivelsen (etter NS3420). Etter sånn som oppgaven ble, blir den irrelevant og har lite hensikt i oppgaven. Dette må avklares fortest mulig. 	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> Behov for veiledning i diverse dimensjoneringsspørsmål. 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med styringsgruppe.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 18.03.15 - 31.03.15	Antall timer denne per. (fra logg) 213 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 31.03.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Analytisk modellering i dataprogram. • Dimensjonering. • Produktbeskrivelse. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 19.03.2015. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med Moldskred AS 19.03.2015. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Mindre fremdrift enn planlagt på grunn av flere ubesvarte spørsmål. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjøre oss ferdig med dimensjoneringen av hovedkomponentene. • Produsere detaljtegninger i Autocad. • Redigering av oppgavetekst. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 10.04.2015. 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> • Behov for veiledning i diverse dimensjoneringsspørsmål. 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med veileder.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 01.04.15 - 14.04.15	Antall timer denne per. (fra logg) 105, 5 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 14.04.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Analytisk modellering i SAP2000. • Dimensjonering i Mathcad. • Rapportskrivning. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med veileder 10.04.2015. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med veileder 10.04.2015. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Mindre fremdrift enn planlagt på grunn av flere ubesvarte spørsmål. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Dimensjonere friksjonsplaten og overgangsplaten. • Geotekniske aspekter med tanke på plassering av friksjonsplate og skråningsstabilitet. • Dimensjonere ferdig mesteparten av komponentene. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 24.04.2015. 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
<ul style="list-style-type: none"> • Behov for veiledning i diverse dimensjoneringsspørsmål. 	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med styringsgruppe.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 15.04.15 - 28.04.15	Antall timer denne per. (fra logg) 215 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 28.04.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Analytisk modellering i SAP2000. • Oppsett i Mathcad. • Friksjonsplate og geoteknikk. • Rapportskrivning. • Kontrollregning og kontroll av kaidekke for skjærkraft. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 24.04.2015. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Gjennomført møte med veileder 15.04.2015. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
<ul style="list-style-type: none"> • Det var ikke behov for å gjennomføre møtet med styringsgruppe. Fikk spørsmålene besvart på veiledermøte. 	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Mathcad kan til tider være utfordrende å gjøre feilsøking i, men programmet forenkler arbeidet med manuelle beregninger. Samtidig får man en fin layout. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Produsere detaljtegninger i Autocad. • Redigering av oppgavetekst. • Produsere ferdig Revit - modellen. • Kontrollere konstruksjonen for en valgt krantype. • Kontrollere alle beregninger. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Offshorekai i Måløy	Antall møter denne periode 1). 1. møte med veileder.	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 29.04.15 - 12.05.15	Antall timer denne per. (fra logg) 123, 5 timer.	Prosjektgruppe (navn) Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy	Dato 12.05.15

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Detaljtegninger i Autocad. • Modellering i Revit. • Ferdigstilling av hovedrapport. • Beregningsrapport fra SAP2000. 	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Møte med styringsgruppe 07.05.2015. 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
<ul style="list-style-type: none"> • Det var ikke behov for å gjennomføre møtet med styringsgruppe. Fikk spørsmålene besvart med en kort samtale med veileder. 	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen foreløpige endringer. 	
Erfaring fra denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Utfordrende å importere Mathcad inn i hovedrapporten. Dette er ikke godt nok tilrettelagt per dags dato. 	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Levere endelig hovedoppgave. • Lage til en poster av hovedoppgaven. • Forberede muntlig presentasjon av hovedoppgaven. 	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Muntlig presentasjon/fremvisning av hovedoppgaven. 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
	Eirik Sande, Erlend A. Blankholm og Jostein Sandøy.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

Vedlegg 10 - Møtereferat

Møtereferat 20.01.15

Tilstede:	Ivar Moldskred	(kontaktperson Moldskred AS)
	Vemund Årskog	(Veileder Høgskolen)
	Jostein Sandøy	(studentgruppe)
	Erlend Blankholm	(studentgruppe)
Ikke tilstede:	Eirik Sande	(studentgruppe)

Saksnr.	Beskrivelse	Ansvar
1	<p>Noe nytt i prosjektet?</p> <p>Nei ikke noe spesielt. Ivar skal i byggemøte i neste veke, får kanskje mer informasjon da.</p> <p>Det er mye rundt prosjektet som er usikkert, men på dette tidspunkt må rammene defineres for å komme videre, uavhengig om hva byggherre kan bestemme seg for videre.</p>	
2	<p>Kaibredde/dybde innover</p> <p>Spørsmål fra studentgruppe: Bredden på kaien avhenger mye av hvilken skråning som er på fyllingen og vanndybden ved kaifronten. Er dette ting som er fastsatt? Evt. hvor finner vi denne informasjonen? Er lengden på kaien bestemt?</p> <p>Svar: Fyllingsskråning ligger med stigning ca 1:1,3 – 1:1,4. Vanndybden langs kaifront skal være 20 m regnet fra NN54. Bredde bestemmes av disse faktorene, ca. 28 m. Topp kai ved kaifront legges på +2,90. Ingen spesielle krav til min/max bredde/dybde innover på kai. Det kom også frem at vi prosjekterer kaia med en lengde på 35 m.</p> <p><i>Vågsøy kommune går over fra NN54 til NN2000 i juni 2015. Hva skal brukes?</i></p>	
3	<p>Laster</p> <p>Studentgruppe ønsker å få bekreftet hvilke laster en går videre med.</p> <p>Svar: Jevnt fordelt nyttelast 100 kN/M². Alternativt skal oppgis punktlast virkende over flate på 1.0x1.0 m. Her er ikke satt krav til størrelse så en regner seg tilbake så en får samme utnyttelse på dekke/bjelker med punktlast så en har for den jevnt fordelte last. I tillegg er det ønskelig at en ser på tiltak som må iverksettes om konstruksjonene belastes med kran fra Ulstein. Her blir det mest sannsynlig å bare oppgi hvilken last som kan opptre på kaidekket fra kranen, ut i fra beregninger med 100 kN/m² last.</p>	
4	Bestandighet	

	<p>Studentgruppen vil vite om dette tema skal utdypes.</p> <p>Konklusjon: Hensyn til bestandighet tas når en skal utarbeide teknisk utforming på kaikonstruksjon. Overdekning, impregnering etc. er alternativer som skal vurderes i prosessen.</p>	
5	<p>Programvare</p> <p>Studentgruppen har bestemt seg for å bruke Revit for å tegne, og G-prog Beskrivelse for beskrivelsen. Å bruke G-prog sitt beregningsprogram er noe vi skal se nærmere på, da Moldskred bruker dette. I utgangspunktet bruker vi programmet Fem-design/Ove Sletten for beregninger.</p> <p><i>Til vurdering: Format, utforming på tegningsgrunnlaget etc. burde utføres noenlunde likt slik Moldskred gjør det, i tilfelle dette skal brukes i prosjekteringen. Må komme tilbake til dette.</i></p>	
6	<p>Fortøyningskrefter</p> <p>Spørsmål fra studentgruppen: Som vi har vært inne på før, tyder det på at kaien skal brukes til landligge av rigger. Hvor forskjellig er dette i forhold til vanlige båter? Hva skal en dimensjonere etter, evt hvor finner vi denne informasjonen?</p> <p>Svar: Riggen vil bli fortøyd til separate pollere på land og anker i sjø. Det antas at en rigg ved anlegget i liten grad vil påføre kaien fortøyningskrefter. Krav til vanddybder er gitt over. Kaien dimensjoneres for krefter inn mot-/ut fra og langs kai i henhold til anbefalinger i for eksempel Carl A. Thoresen” Port Designers Handbook”. Det bestemmes at kaien generelt utstyres med 100 tonns pollere. Foreløpig antas 4 stk langs kaifront samt en på hvert av de bakre hjørner på kai. Informasjon om pollere kan finnes fra blant annet Fenco Nor AS.</p> <p>Konklusjon: Dimensjonerende fortøyningskrefter (da i hovedsak strekk, opp/ned og langs kaien) er 100 tonn. Trykkrefter og støtkrefter i henhold til «Port Designers Handbook».</p>	
7	<p>Beskrivelse</p> <p>Studentgruppen ønsker å fordype seg litt inn på økonomi og kostnadsestimat som en del av oppgaven. Veiledere er positive til at en utarbeider et kostnadsestimat og en tilbudsbeskrivelse basert på NS3420 ved hjelp av G-prog Beskrivelse.</p>	

Oppsummering:

Vi går videre med følgende bekreftede laster/størrelser/mål:

Karakteristisk nyttelast på dekket: 100 kN/m² (alternativt punktlast på 1,0x1,0 m)

Dybde ved kaifront: 20 m

Lengde på kai:	35 m
Fortøyingskrefter:	100 tonn

21.01.15

Jostein Sandøy, Eirik Sande og Erlend A. Blankholm

Møtereferat

Dato: 05.02.15

Deltakere: Ivar Moldskred
Vemund Årskog
Erlend Blankholm
Eirik Sande
Jostein Sandøy

Saksnr.	Beskrivelse	Ansvar
1	Noe nytt i prosjektet? Ivar har vært i byggemøte i Måløy, men det dreide seg for det meste om fyllingen. Vi har uansett spikret det meste vi skal ta for oss.	
2	Oppfølging <i>Sak: To e-poster er utsendt til Sindre Moldskred angående noen tegninger, og vi har ikke fått svar.</i> Svar: Ivar skal få den som tegnet skissene til å sende de over til oss.	IM
3	Økonomi <i>Sak: Studentgruppen har bestemt for å kutte ut det som går på økonomi. Vi vil fortsatt lage en komplett beskrivelse av kaien, men uten priser. Dette for å redusere oppgavens omfang. Men vi vil ha økonomi i tankene ved utredningen av kaien, med tanke på å få en billig løsning.</i> Vi blir enige om å lage et grovt kostnadsoverslag basert på erfaringsdata.	
4	Vanndybde ved kaifront <i>Studentgruppen har forstått at vi skal ha 20 m dybde ved kaifront fra LAT. Men vi ser på en prinsippskisse fra Moldskred at den er 20 m fra NN54.</i> Svar: Vi regner -20 m fra LAT.	
5	Statisk system <ul style="list-style-type: none">• Ønsker bekreftelse på at en regner enden av pelen i fjell som fast innspent eller leddet.• Regner vi alle bjelkene som fritt opplagt i begge ender? Hvordan ser denne innfestningen ut i praksis? Glidelager eller leddet?	

	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Hvilke opplagerbetingelser har enveisplaten oppbygd av forskalingsdekket og påstøpen? Fast innspent i begge ender?</i> <p>Det er ingen fasitsvar på hvilket opplager pelen får i enden ved fjell. Vi kan kalle det delvis innspent og fastholdt sideveis i den delen av pelen i fast masse. Knekk lengden vil variere, alt ut i fra hvor mye av pelen som er i fast masse.</p> <p>Knutepunktet mellom peler/søyler og bjelker vil bli momentstivt. Dette vil føre til rotasjon og moment i søylene fra de vertikale lastene. Platen vil støpes fast og er i teorien også da innspent.</p>	
6	<p>Kildebruk</p> <p><i>Når vi skriver løst fra litteratur tenkte vi å skrive «Inspirert av referanse #» på slutten av hvert avsnitt i teoridelen av oppgaven. Er dette riktig kildebruk? Ved sitat skal vi oppgi referanse direkte i teksten.</i></p> <p>Svar: Dette vil være ok. Direkte sitat fra litteratur skal refereres til direkte i teksten i form av tall eller bokstav.</p>	
7	<p>Annet</p> <p>Vi drøftet flere muligheter for utførelse av bæresystem. Tradisjonell forskaling, støpeform av armert betong, eller ferdige element. Vi vil kontakte andre aktører for erfaringsdata og andre muligheter. Alt vil koke ned til hva som er billigst.</p> <p>Hvilken punktlast dekket vil tåle er noe vi må undersøke.</p> <p>Ståldelen av pelene vil ikke være dimensjonerende.</p>	

05.02.15

Jostein Sandøy, Eirik Sande og Erlend Blankholm

Møtereferat

Dato: 26.02.15

Tilstede: Ivar Moldskred
Vemund Årskog
Erlend A. Blankholm
Eirik Sande
Jostein Sandøy

Saksnr.	Beskrivelse	Ansvar
1	Informasjon av studentgruppens valgte system. Notat: Studentgruppen presenterte tenkt løsning for veiledere, men har ikke nedskrevet argumenter for dette. Veiledere mente studentgruppen har bestemt seg på tynt grunnlag, og ønsket en bedre utredning. Studentgruppen har nå hatt en gjennomgang og har bestemt en forandring av bjelke. Fra delvis prefabrikkert til plasstøpt. Fortsatt stålrørspeler og forskalingsdekke av betong. Innføring av drøfting pågår.	
2	Plassering av punktlast (ugunstigste plassering). Vemund har i dette tilfellet nevnt en bok som tar for seg dette, influenslinjer o.l. Notat: Vi gjennomgikk metoden for vårt lasttilfelle, og fikk en forståelse for metoden, men trenger videre oppfølging.	
3	I et av de tidligere møtene ble det snakket så vidt om høydenivåer for kaidekket. Hvordan er det med høydenivåer med tanke på plassering av bygninger på kaien, og hvor finner vi eventuelt informasjon om dette? Notat: Utgangspunkt: 2,9 m i fremkant og 2,6 m i bakkant fra NN54. Hentes ut i fra reguleringsplan. Kommentar fra Ivar Moldskred. Med de tanker byggherren har skissert for sin bruk av anlegget i Barstadvik, vil det ikke være aktuelt å plassere bygg nærmer enn 40-50 m fra kaifront. Areaene mellom kaifront og bygg trengs for transport, kranoppstilling lagring etc.	
4	Hvordan skal beregningsresultatene presenteres? Skal de legges ved kun som vedlegg, eller skal vi presentere et kort utdrag i selve oppgaven? Notat: Innholdsfortegnelsen er oppdatert og er oppdelt slik at hver bygningsdel har sitt eget kapittel, med en presentasjon av utregninger i delkapittel. Fulle utregninger/rapporter kommer som vedlegg.	
5	Dersom man beregner betongtverrsnitt i forskjellige faser (utstøpingsfase), skal man da bruke lastfaktor for egenvekt for hver fase? Notat: Bruker 1,2 for egenvekt. Bestemt i samråd med veiledere.	

6	Annet <ul style="list-style-type: none">- Plassstøpte bjelker er mer tilpasningsdyktige for avvik i søylerekke.- Hele kaikonstruksjonen lages med fall, ikke bare på øverste toppdekke. <p>Må følges opp hva vi skal gjøre.</p>	
---	---	--

Møteagenda

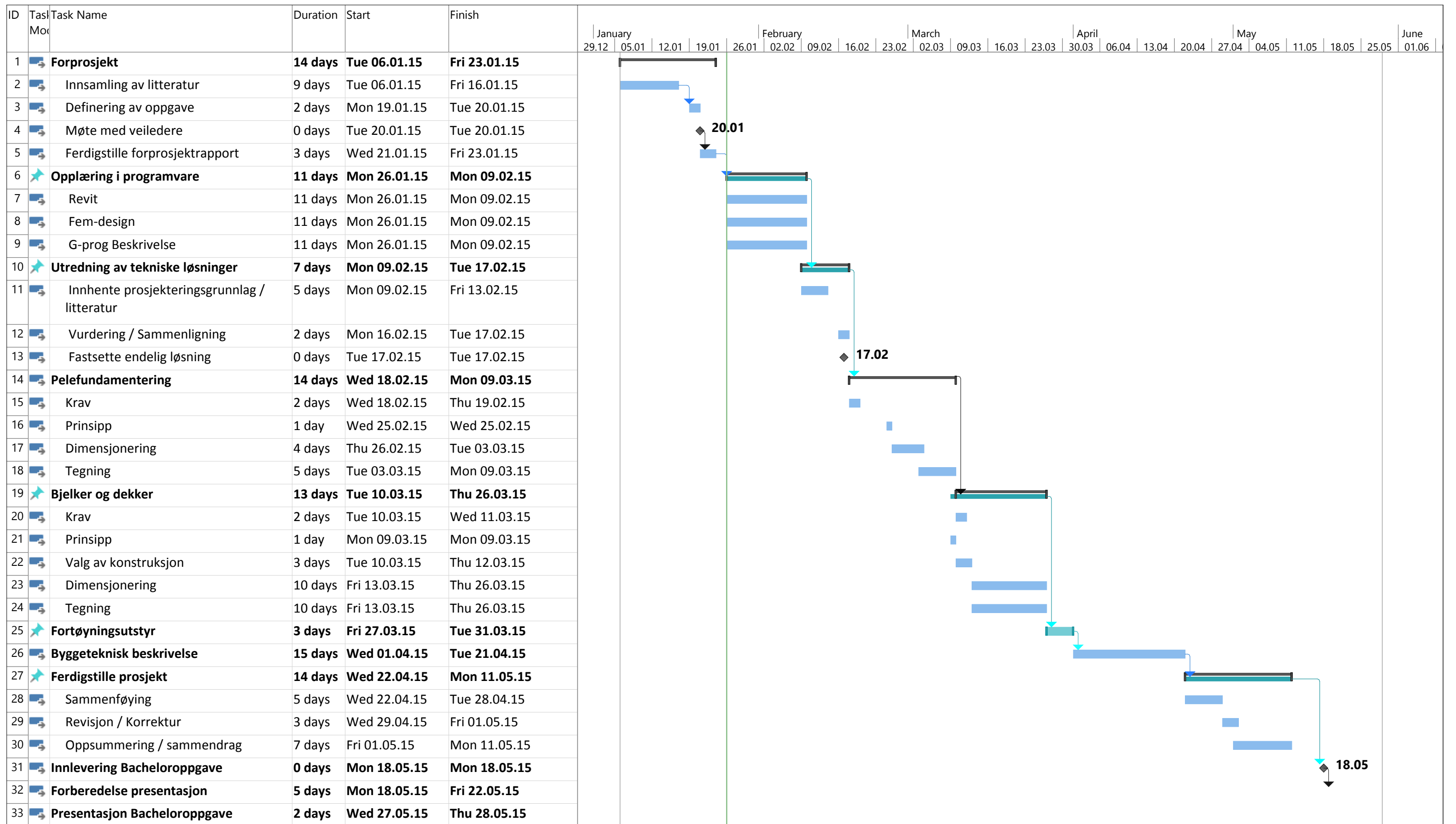
Dato: 15.04.15

Tilstede: Vemund Årskog
Ivar Moldskred
Erlend A. Blankholm
Jostein Sandøy
Eirik Sande

Saksnr.	Beskrivelse	Ansvar
1	<p>Friksjonsplate.</p> <p>Denne er stort sett ferdig dimensjonert (må kontrolleres). Hvor høyt den ligger er ok, men ikke hvor langt bak den skal ligge. Noen parametre i formelen som er uklare.</p> <p>Annet:</p> <ul style="list-style-type: none">- Detalj for opplegg av overgangsplate- Skal vekt fra overgangsplate medregnes friksjonsplateberegninger. <p>Svar:</p> <p>Vi går ut fra formelsamlingen i Vegvesenbok V220, som er konservativt. Plasseringsavstand i forhold til skråningstopp bestemmes ut fra V220. Detaljer for overgangsplate finnes i Port Designers Handbook.</p>	
2	<p>Overgangsplate.</p> <p>Presentering av tenkt løsning og oppklaring av forskjellige spørsmål rundt dette.</p> <p>Svar:</p> <p>Det er besluttet å bruke prefabrikkert forskalingselement med påfølgende påstøp.</p>	
3	<p>Bjelke i bakkant</p> <p>Oppklaring av forskjellige spørsmål rundt dette.</p> <p>Svar:</p> <p>Bakkantbjelken støpes sammen med hovedbjelker og kaidekket. Det støpes også til en oppleggshylle for overgangsplaten.</p>	
4	<p>Beskrivelse</p> <p>Denne var på forrige møteagenda, men ble ikke tatt opp. Etter hvert som oppgaven utartet seg, ble utarbeidelse av beskrivelse mer og mer urelevant.</p>	

	<p>Studentgruppen vil ha avklart om det er OK at denne utelates av oppgaven.</p> <p>Svar: I samråd med veileder er dette OK.</p>	
5	<p>Fylling/område</p> <p>Henviser til punkt 3. i e-post til Ivar Moldskred fra Jostein Sandøy 14.04.15. Ønsker generell informasjon om området, arbeidet med fyllingen, etc. som kan brukes til utarbeidelse av innledende tekster til oppgaven.</p> <p>Svar: Dette blir sendt over til studentgruppen via e-post.</p>	
6	<p>Annet</p> <p>Notat:</p>	

Vedlegg 11 - Fremdriftsplan



Project: Fremdriftsplan Microso Date: Mon 26.01.15	Task	Project Summary	Manual Task	Start-only	Deadline
	Split	Inactive Task	Duration-only	Finish-only	Progress
	Milestone	Inactive Milestone	Manual Summary Rollup	External Tasks	Manual Progress
	Summary	Inactive Summary	Manual Summary	External Milestone	