



Universitetet
i Stavanger

ARON BEHNAMI

VEILEDER: GUILLERMO ROJAS ORTS

Design av klatretårn

50m høy frittstående Limtre struktur,

Engelsk Tittel:

Design of free-standing climbing tower.

Structure of 50 meter tall designed in glulam

Bacheloroppgave Vårsemesteret - 2024

Bygg ingeniør Bachelor - konstruksjonsteknikk

Institutt for maskin, bygg og materialteknologi

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET



Sammendrag

Bacheloroppgaven tar for seg designprosessen av et 50 meter høyt klatretårn, konstruert med limtre, med søkelys på å møte norske og europeiske standarder for sikkerhet og bæreevne. Gjennom prosessen ble det gjennomført grundige analyser av lastberegninger, inkludert vind-, snø- og egenvekts laster, i samsvar med Eurokode 1, Eurokode 3 og Eurokode 5.

Revit ble benyttet for å utvikle en omfattende 3D-modell av klatretårnet, som inkluderte detaljert geometri og materialspesifikasjoner. Denne modellen ble deretter brukt til å danne realistiske renderinger og gi en helhetlig oversikt over prosjektet.

Senere ble SAP2000 tatt i bruk for å utføre avanserte analyser av strukturen under ulike lastkombinasjoner. Dette inkluderte både statiske og dynamiske belastninger, slik som vinddynamikk og seismiske påkjenninger, for å sikre at klatretårnet ville oppfylle kravene til stabilitet og sikkerhet under alle forhold.

Gjennom bacheloroppgaven ble det utført grundige vurderinger av materialvalg, dimensjonering av limtreverrsnitt, og tilknytningsdetaljer for å sikre at klatretårnet ikke bare var funksjonelt, men også estetisk tiltalende og bærekraftig.

Resultatene av prosjektet viser et vellykket design av et 50 meter høyt klatretårn konstruert med limtre, som oppfyller alle relevante standarder og krav til sikkerhet og bæreevne. Den integrerte bruken av Revit og SAP2000 har muliggjort en grundig og effektiv designprosess, som kan danne grunnlaget for fremtidige lignende prosjekter innen konstruksjonsingeniørfaget.

Forord

Det er med stor glede og takknemlighet at jeg presenterer denne bacheloroppgaven innenfor området byggingeniør, med retning konstruksjonsteknikk, ved Universitetet i Stavanger.

Oppgaven utforsker konstruksjonen av et 50 meter høyt klatretårn, som er konstruert med limtre. Denne utfordrende oppgaven har gitt meg verdifull innsikt i konstruksjonsteknikkens kompleksitet, samtidig som den har gitt meg muligheten til å anvende teori i praksis. Arbeidet har vært en spennende reise hvor jeg har utforsket nye materialer og metoder.

En spesiell utfordring underveis var å bli kjent med SAP2000, et verktøy som var nytt for meg. Denne oppgaven har gitt meg en grundig forståelse av programvarens funksjonalitet og bruk i konstruksjonsanalyse.

Videre har jeg hatt gleden av å forbedre mine ferdigheter i Revit og AutoCAD, som har vært avgjørende for å visualisere og modellere konstruksjonen av klatretårnet.

Jeg ønsker å rette en hjertelig takk til Guillermo Rojas Orts for hans uvurderlige veiledning og støtte gjennom hele prosessen. Hans ekspertise og engasjement har vært en stor inspirasjon for meg.

Aron Behnami

Universitetet i Stavanger

15.05.2024

Innhold

| | |
|--|----|
| Sammendrag | 2 |
| Forord | 3 |
| Tabell liste | 6 |
| Figur liste..... | 6 |
| Nomenklatur og forkortelser | 7 |
| 1. Innledning | 10 |
| 1.1 Bakgrunn | 10 |
| 1.2 Mål og motivasjon | 10 |
| 1.3 Oppgavens omfang | 11 |
| 1.3.1 Geografisk og klimatisk tilpasning | 12 |
| 1.3.2 Strukturelt design | 12 |
| 1.3.3 Sikkerhetsbetraktninger | 14 |
| 1.3.4 Programvare og metoder..... | 15 |
| 1.3.5 Utenfor oppgavens omfang..... | 15 |
| 2. Teoretiske grunnlag | 15 |
| 2.1 Materialvalg..... | 15 |
| 2.1.1 Limtre som Konstruksjonsmateriale | 15 |
| 2.1.2 Spesifikke Egenskaper for GL30h | 17 |
| 2.1.3 Stål i Konstruksjoner..... | 17 |
| 2.1.4 Egenskaper ved Konstruksjonsstål | 18 |
| 2.1.5 Stålforbindelser: Bolter og Dybler | 19 |
| 2.2 Bruk av Eurokoder for Design og Analyse | 20 |
| 2.2.1 Introduksjon til Eurokoder | 20 |
| 2.2.2 Last analyse..... | 21 |
| 2.2.3 Design av tverrsnitt | 37 |
| 3. Metodikk | 48 |
| 3.1 Analysemetoder | 48 |
| Strukturell helling og vindlastbetraktninger | 49 |
| Beregning av vindlast | 49 |
| Spesifisert og detaljert trykk- og sug-effekt..... | 49 |
| Snølast på taket | 50 |
| Nyttelast og egenvekt..... | 50 |
| Analyse av Limtre (GL30h)..... | 50 |
| 4. Design og analyser..... | 52 |

| | |
|--|-----|
| 4.1 Presentasjon av beregningsresultater..... | 52 |
| Den globale geometri:..... | 52 |
| Egenvekt: | 52 |
| Vindlast beregning:..... | 52 |
| Snølast:..... | 59 |
| 4.2 Analyser av lastvirkning og strukturell integritet | 59 |
| Bruddgrensetilstand | 59 |
| 4.3 Visualiseringer og verdier fra SAP2000..... | 61 |
| Resultat rapport | 61 |
| Visualiseringer fra Sap2000..... | 63 |
| 4.4 Design og dimensjonering | 66 |
| Rammeverk design og dimensjonering..... | 66 |
| Design og dimensjonering av forbindelser | 74 |
| Global defleksjon | 90 |
| 4.5 Fundament | 92 |
| 5. konklusjon..... | 93 |
| Referanseliste | 94 |
| Vedlegg..... | 96 |
| A: Microsoft Excel | 96 |
| B: AutoCAD | 101 |
| C: Sap2000 | 104 |
| D: Autodesk Revit 3D modell | 116 |

Tabell liste

| | |
|---|----|
| Tabell 1.Karakteristisk Snølast på mark for kommuner og Svalbard. | 11 |
| Tabell 2. Referanse vindhastighet $V_{b,0}$ for Kommunene NA.4(901.1). | 12 |
| Tabell 3.Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere NA.4.1 | 12 |
| Tabell 4.Fasthetsklasser for homogent limtre gitt av EN 14080[1] | 13 |
| Tabell 5.Nominell verdier of strekkgrense f_y og maksimal strekkfasthet f_u . en.1993.1.1 | 14 |
| Tabell 6. Nominal verdier for flytegrensen f_{yb} og strekkfastheten f_{ub} | 19 |
| Tabell 7. Bolt klasse 8.8 dimensjonering. | 19 |
| Tabell 8. Bolt klasse 10.9 dimensjonering. | 19 |
| Tabell 9.klassifisering basert på deres forventede designlevetid EN-1990:2002 side28 | 21 |
| Tabell 10.Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (sett B) Eurokode1 | 23 |
| Tabell 11. Verdier for Ψ -faktorer for bygninger | 24 |
| Tabell 12.Brukskategorier | 25 |
| Tabell 13.Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger..... | 25 |
| Tabell 14. Topografi faktor | 34 |
| Tabell 15. Tak formfaktor | 34 |
| Tabell 16.material delsikkerhets faktor γ_M | 38 |
| Tabell 17.verdiene til K_{mod} | 40 |
| Tabell 18.Effektive lengde l_e | 41 |
| Tabell 19. Tau effekt av Johansen teori. | 45 |
| Tabell 20. Plassering og avstandskrav for bolter-limtre | 46 |
| Tabell 21. Plassering og avstandskrav for dybler-limtre..... | 46 |
| Tabell 22. Minimum og Maximum avstand bolter/dybler-stålplate | 47 |

Figur liste

| | |
|---|----|
| Figur 1.Plantegning Fundament og dimensjonering. | 13 |
| Figur 2.Tverrsnitt av kombinasjon limtre (sw-design-of-timber-structure-voll-2022-side48) 16 | |
| Figur 3.Fordelingsfunksjon for styrken til limtrebjelker og konstruksjonstre (sw-design-of-timber-structure-voll-2022-side49) | 16 |
| Figur 4.Forbindelser med innfelt stålplate(sw-design-of-timber-structure-voll-2022) | 18 |
| Figur 5.Vindtrykk og sug (negativt trykk) effekt | 26 |
| Figur 6.Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast $V_{b,0}=26$ m/s | 27 |
| Figur 7.faktor K_x ved horisontal avstand x fra toppunkt av ås | 27 |
| Figur 8.Bestemmelse av K_z for topografi faktor med høyde z over ås..... | 28 |
| Figur 9.Ved bestemmelse av B og L_0 brukes Figur 11 | 28 |
| Figur 10.Ås/skråning | 28 |
| Figur 11.faktoren K_1 når $C_0=1,1$ | 29 |
| Figur 12.korreksjons faktor av overgangs sone kategori K_3 | 29 |
| Figur 13. Avstand og endring i terrengkategori https://hoydedata.no/ | 30 |
| Figur 14. Byggestedets topografi | 31 |
| Figur 15.Retnings faktor C_{dir} | 32 |
| Figur 16.sesong faktor C_{season} | 32 |

| | |
|---|----|
| Figur 17. H_0 H_{topp} for høydekorreksjons faktor C_{alt} | 32 |
| Figur 18. Formfaktor for snølast-Pulttak..... | 33 |
| Figur 19. Trykk koeffisient | 35 |
| Figur 20. vindlast fordeling for tak | 35 |
| Figur 21. Referanse høyde Z_e for vindsiden D..... | 36 |
| Figur 22. Vindlast fordelings diagram på vertikale vegger..... | 36 |
| Figur 23. Trykk koeffisientens anbefalte verdier for vertikale vegger | 37 |
| Figur 24. Bolter og dybler plassering..... | 43 |
| Figur 25. Tverrsnitt av forbindelsen, 2D-stålplate/limtre | 44 |
| Figur 26. Sviktmoduser referert til formel 1 | 45 |
| Figur 27. Snitt plantegning-øst-klatretårn vinkel | 48 |
| Figur 28. Høyde over havet byggested- https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/ | 49 |
| Figur 29. Snitt plantegning-tak vinkel..... | 50 |
| Figur 30. Deformert formen av klatretårn-Sap2000..... | 51 |
| Figur 31. vindlast fordeling vertikalt vegger-sør | 53 |
| Figur 32. vindlast effekt på tak-sør | 53 |
| Figur 33. vindlast fordeling vertikal vegg-vest | 54 |
| Figur 34. vindlast effekt på tak-vest..... | 55 |
| Figur 35. vindlast fordeling vertikalt vegger-nord | 56 |
| Figur 36. vindlast effekt på tak-nord..... | 56 |
| Figur 37. vindlast fordeling vertikal vegg-øst..... | 58 |
| Figur 38. vindlast effekt på tak-øst..... | 58 |
| Figur 39. Tak plan-snølast..... | 59 |
| Figur 40. Strukturtegnning av klatretårn-SAP2000-vest..... | 64 |
| Figur 41. Strukturtegnning av klatretårn-SAP2000-sør | 65 |
| Figur 42. Strukturtegnning-aksiallast | 66 |
| Figur 43. Strukturtegnning-bøyemoment | 66 |
| Figur 44. Bjelke dimensjonering og retning..... | 72 |
| Figur 45. limtre forbindelse dimensjoner | 76 |
| Figur 46. Bjelke forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD..... | 78 |
| Figur 47. Bjelke forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD..... | 78 |
| Figur 48. Søyler forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD..... | 83 |
| Figur 49. Søyler forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD..... | 83 |
| Figur 50. Kryssavstivninger forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD | 88 |
| Figur 51. Kryssavstivninger forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD | 88 |
| Figur 52. Defleksjonen av klatretårn med Envelope lastkombinasjonen-SAP2000 | 90 |
| Figur 53. Pæl fundamentering med vertikale og skråstilt pæler | 93 |

Nomenklatur og forkortelser

I denne bacheloroppgaven anvendes en rekke tekniske terminologi, symboler og enheter som er essensielle for forståelsen av design og analyse av 50m høyt klatretårn konstruert med limtre. For å sikre klarhet og konsistens gjennomgås her en oversikt over de viktigste

symbolene og enhetene som brukes i dokumentasjonen. Alle enheter som benyttes er i henhold til det internasjonale enhetssystemet (SI-enheter).

| Symbol | Definisjon | Enhet |
|---------------|--|-------------------|
| g_k | Tyngde eller egenlast | N |
| q_k | Nyttelast | N |
| SL | Snølast | N |
| VL | Vindlast | N |
| ULS | Ultimate limit state/bruddgrensetilstand | N |
| DL | Deadload | N |
| μ_i | Snølastens formfaktor | |
| C_e | Eksponeringskoeffisient | |
| C_t | Termisk koeffisient | |
| S_K | Karakteristisk verdi for snølast på mark | KN/m ² |
| S | Snølast verdi | KN/m ² |
| V | Vindlast verdi med retninger (sør-vest-nord-øst) | KN/m ² |
| E | Elastisitetsmodul | N/mm ² |
| G | Skjærmodul | N/mm ² |
| ε | Reduksjonsfaktor | |
| Z | Total høyde | mm |
| B | Total bredde | mm |
| D | Total dybde | mm |
| h | Tverrsnitt høyde | mm |
| b | Tverrsnitt bredde | mm |
| l | Tverrsnitt lengde | mm |
| $V_{b,0}$ | Referanse vindhastighet | m/s |
| V_b | Basis vindhastighet | m/s |
| $q(z)_p$ | Vindhastighetstrykk | KN/m ² |
| K_1 | Vindakselerasjons faktor over åser og skråninger $\geq 1,0$ | |
| K_2 | Vindkastøkning faktor på leside av bratte terreng $\geq 1,0$ | |
| K_3 | Terreng faktor med hensyn til annen ruhet enn byggestedet | |
| C_{dir} | Retnings faktor | |
| C_{alt} | Nivå faktor | |
| C_{season} | Sesong faktor $\leq 1,0$ | |
| C_{prob} | Sannsynlighets faktor | |
| $q_{p0}(z)$ | Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast | KN/m ² |
| Z_e | Referanse høyde for eksterne overflater | mm |
| V_m | Middelvindhastighet | m/s |
| V_0 | Grenseverdi satt til 30 | m/s |

| | | |
|-------------------|---|-------------------|
| H | Høyde over havet | m |
| $t_{\text{stål}}$ | Tykkelse av stålplate | mm |
| $S_{k,0}$ | Karakteristisk snølast | KN/m ² |
| H_g | Høydegrense | m |
| ΔS_k | Snølast verdi differanse | KN/m ² |
| K_r | Terrenguhetsfaktor | |
| Z_0 | Ruhetslengde | m |
| Z_{min} | Minimumshøyde | m |
| $F_{v,Ed}$ | Dimensjonerende skjærkraft | N |
| $F_{v,Rd}$ | Dimensjonerende bæreevne | N |
| ψ | Last kombinasjonskoeffisienter | |
| C_{pe} | Vindtrykk koeffisient for eksterne vegger | |
| W_e | Ekstern vindtrykk | KN/m ² |
| $C_s C_d$ | Strukturell faktor | |
| A_{ref} | Referanse området for den enkelte overflate | mm ² |
| X_d | Design verdien av material egenskaper | |
| $f_{c,90,k}$ | Karakteristiske styrken for vinkelrett kompresjon | N/mm ² |
| $f_{t,0,k}$ | karakteristiske trekkestyrken parallelt med fiberretningen | N/mm ² |
| k_{mod} | Modifikasjonsfaktor | |
| k_h | Størrelse faktor | |
| k_{sys} | Systemeffekt faktor | |
| γ_M | Material sikkerhets faktor | |
| $f_{c,0,k}$ | karakteristiske kompresjon styrken parallelt med fiberretningen | N/mm ² |
| $f_{m,k}$ | karakteristiske bøyestyrken | N/mm ² |
| $f_{v,k}$ | karakteristiske Skjærstyrken | N/mm ² |
| f_{yb} | Flytegrensen | N/mm ² |
| f_{ub} | Strekkefasthet | N/mm ² |
| ρ_k | Karakteristisk treverk tetthet | Kg/m ³ |
| $M_{y,Rk}$ | Knekkmomentet til festemiddelet | Nmm |
| $\Psi_{0,s}$ | Kombinasjonsfaktor for snø | |
| Ψ_0 | Kombinasjonsfaktor for nyttelast | |
| $\psi_{0,v}$ | Kombinasjonsfaktor for vind | |
| LTB | Lateral Torsional buckling | |

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Dagens samfunn er preget av økende bekymring for miljøet, hvor behovet for bærekraftige løsninger og utforskningen av alternative byggematerialer blir stadig viktigere. Blant disse materialene har limtre stått frem som en spennende og lovende kandidat, med potensial til å transformere både bygg industrien og det bygde miljøet. Inspirert av eksisterende klatretårn konstruert med limtre, har denne bacheloroppgaven som formål å utforske viktigheten av å innpasse denne innovative materialbruken i konstruksjonen av et 50 meter høyt klatretårn.

Klatring er ikke bare en fysisk aktivitet, men også en sosial og mental utfordring som tilbyr en unik mulighet for fellesskap og friluftsliv. Ved å konstruere et klatretårn med limtre, ønsker jeg å vise hvordan en slik struktur kan tilby en sikker og inspirerende arena for fritidsaktiviteter, samtidig som den respekterer og bevarer miljøet.

Limtre representerer en mer miljøvennlig og bærekraftig alternativ til tradisjonelle byggematerialer som stål og betong. Dets fornybare natur og lave karbonavtrykk gjør det til et attraktivt valg for byggprosjekter som søker å redusere sin miljøpåvirkning. Ved å utforske bruken av limtre i et klatretårn, håper jeg å bidra til å fremheve potensialet og fordelene ved dette innovative materialet.

Til tross for fordelene ved limtre, er kunnskapen vår om trekonstruksjon fremdeles begrenset. Dette utgjør en utfordring som jeg ønsker å adressere gjennom denne oppgaven. Ved å undersøke og utforske bruken av limtre i et klatretårn, håper jeg å bidra til å utvide vår forståelse av trekonstruksjon og øke bevisstheten om dens potensial som et levedyktig alternativ i bygg industrien.

Gjennom denne bacheloroppgaven søker jeg ikke bare å utforske konstruksjonsteknikk og materialbruk, men også å fremme en større forståelse for viktigheten av bærekraftig design og bygge praksis i dagens samfunn.

1.2 Mål og motivasjon

Målet med denne bacheloroppgaven er å utvikle et design for et 50 meter høyt klatretårn, konstruert primært av limtre og stålbindingsverk, for å sikre best mulig sikkerhet og strukturell integritet under alle forutsatte last- og værforhold. Tårnet skal designes for å møte kravene til "ultimate limit state", samtidig som det er estetisk tiltalende og funksjonelt for både brukere og besøkende. Ved å utnytte limtres naturlige styrke, økonomiske fordel og attraktive utseende, sammen med stålbindingsverk forsterket med bolter og dybler, vil designet sikre en sterk og sikker struktur. Analyser og tester av lastkombinasjoner vil bli utført med programvaren SAP2000 for å identifisere og adressere mulige svakheter i strukturen. Inspirert av et eksisterende klatretårn i Lillesand på 47 meter, er hensikten å utvide

og forbedre dette konseptet ved å øke høyden og videreutvikle designet. Prosjektet vil bidra med innovative løsninger på utfordringer knyttet til høyder og varierte laster, og det forventes at det ferdige tårnet vil sette nye standarder for design av klatretårn.

1.3 Oppgavens omfang

Oppgaven tar for seg en omfattende strukturell analyse med særlig vekt på å møte de spesifikke miljømessige utfordringene i den sørlige delen av Norge. Prosjektet legger grunnlaget for et tårn som er høyere enn det opprinnelige Klatretårn prosjektet Over, strukturert i Lillesand, designet for å motstå lokale lasteffekter fra snø og vind, i tråd med Eurocode-standardene NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4.

Disse standardene gir detaljerte verdier for karakteristisk snølast og referanse vindhastighet for hver kommune, som er avgjørende for sikkerhets analyser og dimensjoneringer til strukturen.

| Kommune | $S_{k,0}$ kN/m ² | H_g m | ΔS_k kN/m ² | $S_{k,max}$ kN/m ² |
|------------------------------|--------------------------------|------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Re | 4,5 | 150 | 0,5 | 6,5 |
| Sandø | 4,5 | 150 | 0,5 | – |
| Sandefjord | 4,0 | 150 | 0,5 | – |
| Stokke | 4,5 | 150 | 0,5 | – |
| Svelvik | 4,0 | 150 | 0,5 | – |
| Tjøme | 3,0 | 150 | 0,5 | – |
| Tønsberg | 4,0 | 150 | 0,5 | – |
| Telemark | | | | |
| Bamble | 4,0 | 150 | 1,0 | – |
| Bø | 4,0 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Drangedal | 4,5 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Fyresdal | 4,5 | 350 | 1,0 | 6,5 |
| Hjartdal | 4,5 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Kragerø | 4,5 | 150 | 1,0 | – |
| Kviteseid | 4,5 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Nissedal | 4,5 | 350 | 1,0 | 6,5 |
| Nome | 4,0 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Notodden | 4,0 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Porsgrunn | 4,0 | 150 | 1,0 | – |
| Sauherad | 4,0 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Seljord | 4,5 | 250 | 1,0 | 6,5 |
| Slan | 5,0 | 250 | 1,0 | 6,5 |
| Skien | 4,0 | 150 | 1,0 | – |
| Tinn | 4,5 | 350 | 1,0 | 6,5 |
| Tokke | 4,5 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Vinje | 5,0 | 550 | 1,0 | 6,5 |
| – nær Rogaland/ Hordaland | 5,0 | 550 | 1,0 | 7,5 |
| Aust-Agder | | | | |
| Arendal | 4,5 | 150 | 0,5 | – |
| Birkenes | 4,5 | 150 | 0,5 | 6,5 |
| Bygland | 4,5 | 350 | 1,0 | 6,5 |
| Bykle | 5,0 | 750 | 1,0 | 6,5 |
| – nær Rogaland | 5,0 | 750 | 1,0 | 7,5 |
| Evje og Hornnes | 4,5 | 250 | 0,5 | 6,5 |
| Froland | 4,5 | 150 | 0,5 | 6,5 |
| Gjerstad | 4,5 | 150 | 1,0 | 6,5 |
| Grimstad | 4,5 | 150 | 0,5 | – |
| Iveland | 4,5 | 350 | 0,5 | 6,5 |
| Lillesand | 4,5 | 150 | 0,5 | – |

Tabell 1. Karakteristisk Snølast på mark for kommuner og Svalbard.

| Kommune | $v_{b,0}$ m/s | Fylke |
|-------------|------------------|------------|
| Fyresdal | 24 | Telemark |
| Tokke | 24 | Telemark |
| Vinje | 24 | Telemark |
| Risør | 26 | Aust-Agder |
| Grimstad | 26 | Aust-Agder |
| Arendal | 26 | Aust-Agder |
| Gjerstad | 24 | Aust-Agder |
| Vegårshei | 24 | Aust-Agder |
| Tvedestrand | 26 | Aust-Agder |
| Froland | 24 | Aust-Agder |
| Lillesand | 26 | Aust-Agder |

Tabell 2. Referanse vindhastighet $v_{b,0}$ for Kommunene NA.4(901.1).

1.3.1 Geografisk og klimatisk tilpasning

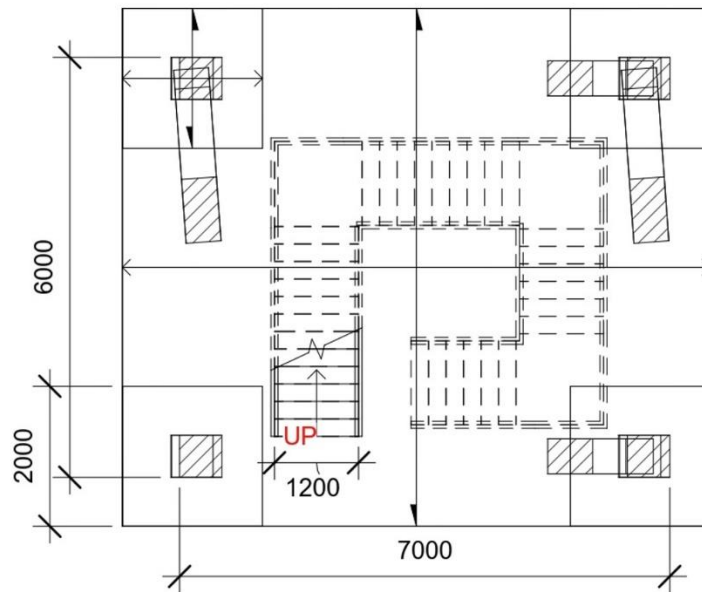
Studien tar hensyn til Lillesands spesifikke geografiske forhold, inkludert nærheten til havet og høyde over havet, for å utføre mer nøyaktige beregninger av de naturlige lasteffektene. Det vil anvendes en terrenguhetsfaktor klasse II for å beregne vindlasten mer presist.

| Kategorinummer | Terrenguhetskategori | k_r | z_0 (m) | z_{min} (m) |
|----------------|---|-------|-----------|---------------|
| 0 | Åpent opprørt hav | 0,16 | 0,003 | 2 |
| I | Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder | 0,22 | 0,3 | 8 |
| IV | Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder | 0,24 | 1,0 | 16 |

Tabell 3. Terrenguhetskategorier og tilhørende parametere NA.4.1

1.3.2 Strukturelt design

Klatretårnet vil ha en bredde på 7 meter og en dybde på 6 meter, valgt for å optimalisere slankhetsforholdet og forbedre strukturell stabilitet. Hovedmaterialene som vil bli benyttet er limtre GL30h for dets utmerkede bøyestyrke og kompresjonsstyrke, og stålplater av type S355 for høyeste styrke og kostnadseffektivitet. Tårnet vil være inndelt i tre seksjoner, hver med en liten skråvinkel for å øke designets estetiske appell og funksjonalitet som et klatretårn.



1

00 Fundament

1 : 100

Figur 1. Plantegning Fundament og dimensjonering.

| Egenskap | Symbol | Limtre fasthetsklasse | | | | | | |
|------------------------------------|-----------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | GL20h | GL22h | GL24h | GL26h | GL28h | GL30h | GL32h |
| Bøyefasthet | $f_{m,g,k}$ | 20 | 22 | 24 | 26 | 28 | 30 | 32 |
| Strekfasthet | $f_{t,0,g,k}$ | 16 | 17,6 | 19,2 | 20,8 | 22,3 | 24 | 25,6 |
| | $f_{t,90,g,k}$ | 0,5 | | | | | | |
| Trykkfasthet | $f_{c,0,g,k}$ | 20 | 22 | 24 | 26 | 28 | 30 | 32 |
| | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | | | | | | |
| Skjærfasthet (skjær og torsjon) | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | | | | | | |
| Rulleskjærfasthet | $f_{r,g,k}$ | 1,2 | | | | | | |
| Elastisitetsmodul | $E_{0,g,mean}$ | 8400 | 10500 | 11500 | 12100 | 12600 | 13600 | 14200 |
| | $E_{0,g,05}$ | 7000 | 8800 | 9600 | 10100 | 10500 | 11300 | 11800 |
| | $E_{90,g,mean}$ | 300 | | | | | | |
| | $E_{90,g,05}$ | 250 | | | | | | |
| Skjærmodul | $G_{g,mean}$ | 650 | | | | | | |
| | $G_{g,05}$ | 540 | | | | | | |
| Rulleskjærmodul | $G_{r,g,mean}$ | 65 | | | | | | |
| | $G_{r,g,05}$ | 54 | | | | | | |
| Densitet | $\rho_{g,k}$ | 340 | 370 | 385 | 405 | 425 | 430 | 440 |
| | $\rho_{g,mean}$ | 370 | 410 | 420 | 445 | 460 | 480 | 490 |

Tabell 4. Fasthetsklasser for homogent limtre gitt av EN 14080[1]

| Standard and steel grade | Nominal thickness of the element t [mm] | | | |
|--------------------------|---|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | t ≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 80 mm | |
| | f _y [N/mm ²] | f _u [N/mm ²] | f _y [N/mm ²] | f _u [N/mm ²] |
| EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | $\overline{AC2}$ 490 $\overline{AC2}$ | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 410 | 550 |
| EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| EN 10025-5 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | $\overline{AC2}$ 490 $\overline{AC2}$ | 335 | 490 |
| EN 10025-6 | | | | |
| S 460 Q/QL/QL1 | 460 | 570 | 440 | 550 |

Tabell 5. Nominell verdier of strekkgrænse f_y og maksimal strekkfasthet f_u . en.1993.1.1

1.3.3 Sikkerhetsbetraktninger

Sikkerhetsanalyser vil bli gjennomført med hensyn til snølast, egenvekt, tilleggsvekt fra installasjoner, og vindlast som antas å ha størst påvirkning på grunn av tårnets høyde og terrenguhetsfaktor klasse Tabell 4. Disse beregningene vil være i henhold til kravene for strukturell motstand ved ultimate limit state (ULS) og bruddgrensetilstand for lastkombinasjoner definert i Eurocode 1, Tabell NA.A1.2(B).

1.3.4 Programvare og metoder

Analyser og modellering vil bli utført ved hjelp av SAP2000 for strukturell analyse og Autodesk Revit for 3D-modellering. All databehandling og beregning vil skje gjennom Microsoft Excel for å sikre nøyaktighet og kontroll over beregningsfeil.

I denne bacheloroppgaven har jeg benyttet AutoCAD for å utforme en 2D-modell av klatretårnets forbindelser. Dette verktøyet har vært essensielt for å illustrere detaljert plasseringen av bolter, dybler og stålplater innenfor trevirkes tverrsnitt

1.3.5 Utenfor oppgavens omfang

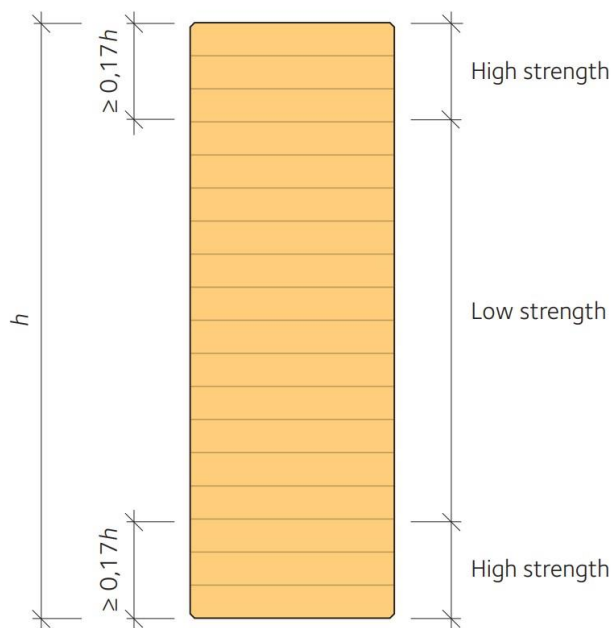
Det vil ikke bli utført detaljerte beregninger av fundamentets design og dimensjonering av armering, selv om ulike fundamenttyper vil bli revurdert. Detaljer om klatreruter og estetisk utforming av tårnets utside er også utenfor denne oppgavens rekkevidde.

2. Teoretiske grunnlag

2.1 Materialvalg

2.1.1 Limtre som konstruksjonsmateriale

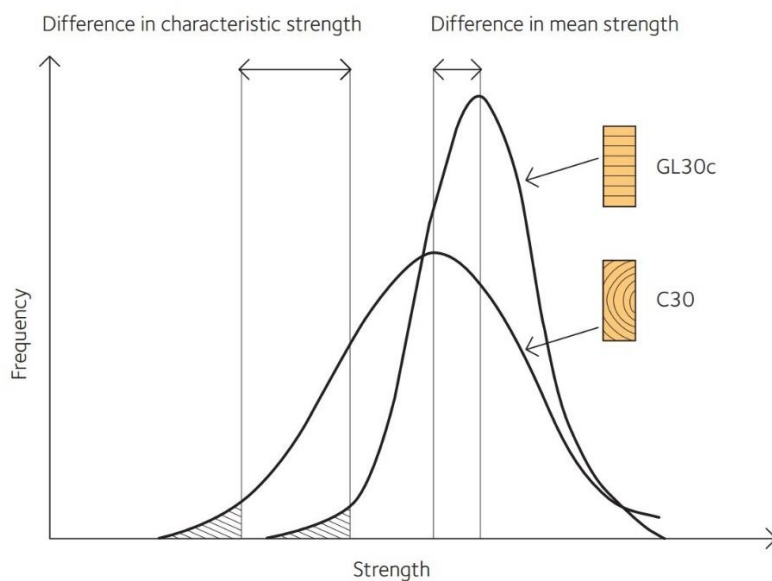
Limtre, eller laminert tre, er et komposittmateriale som består av flere lag trevirke limt sammen. Vanligvis flere enn fire med holdbare limtyper for å oppnå ønsket styrke og stivhet. Disse lamellene er arrangert slik at fiberretningen i hver lamell går i samme retning som akselen til den ferdige limtrebjelken. Det finnes også variasjoner av limtre som kombinerer ulike styrkenivåer i lamellene for å matche belastningskravene i ulike deler av bjelken; dette kalles kombinert limtre. Dette materialet er kjent for sin høye styrke i forhold til vekt og har utmerkede estetiske egenskaper, noe som gjør det til et populært valg i store, synlige konstruksjoner som klatretårn.



Figur 2. Tverrsnitt av kombinasjon limtre (sw-design-of-timber-structure-vol1-2022-side48)

Produksjonsprosessen for limtre er høyt mekanisert og starter med saging og tørking av lamellene, som må tørkes til et fuktighetsinnhold på mellom 6 og 15 %. Alle lameller må også ha mindre enn 5 % forskjell i fuktighetsinnhold før de styrke graderes, fingerskjøtes, høvles, og til slutt limes sammen.

Tester har vist at limtre i gjennomsnitt ikke er signifikant sterkere enn massive tre bjelker av samme størrelse, men styrkevariasjonen er lavere. Dette skyldes en jevnere fordeling av svakheter i materialet, siden defekter i treet blir spredd ut og dermed får mindre effekt.



Figur 3. Fordelingsfunksjon for styrken til limtrebjelker og konstruksjonstre (sw-design-of-timber-structure-vol1-2022-side49)

De vanligste sviktmekanismene for en limtrebjelke under bøyning er tøyningssvikt parallelt med fiberretningen i den ytre lamellen, ofte utløst av en kvist¹ eller en Finger-joint². Skjærsvikt kan også oppstå, og sprekker langs fiberretningen kan redusere bjelkens skjærkapasitet, selv om det er noe uenighet blant forskere om dette.

2.1.2 Spesifikke Egenskaper for GL30h

I denne oppgave brukes GL30h, en høykvalitets klasse av limtre, spesifikt utviklet for bærende konstruksjoner som krever både styrke og estetikk. GL30h karakteriseres av høy bøyemotstand og trykkfasthet, noe som er essensielt for konstruksjonens integritet under varierte lasttilstander. Limtreets unike egenskaper, inkludert dets evne til å bære betydelige laster over lange spenn, er spesielt viktig for konstruksjonen av et høyt klatretårn. Tabell 4

2.1.3 Stål i Konstruksjoner

Stål brukes i kombinasjon med limtre for å skape kraftige bindingsverk som kan tåle dynamiske og statiske belastninger. Materialvalget for stål i dette prosjektet har vært basert på dets evne til å arbeide under ekstreme forhold og dets langvarige holdbarhet.

Bruk av stålplater i treforbindelser øker forbindelsens kapasitet sammenlignet med tre-til-treforbindelser ved at plastiske hengsler typisk dannes ved grensesnittet mellom tre og stål. Tykkelsen på stålplaten bestemmer typen støtte:

- $t_{\text{stål}} \geq d \rightarrow$ fast innfesting

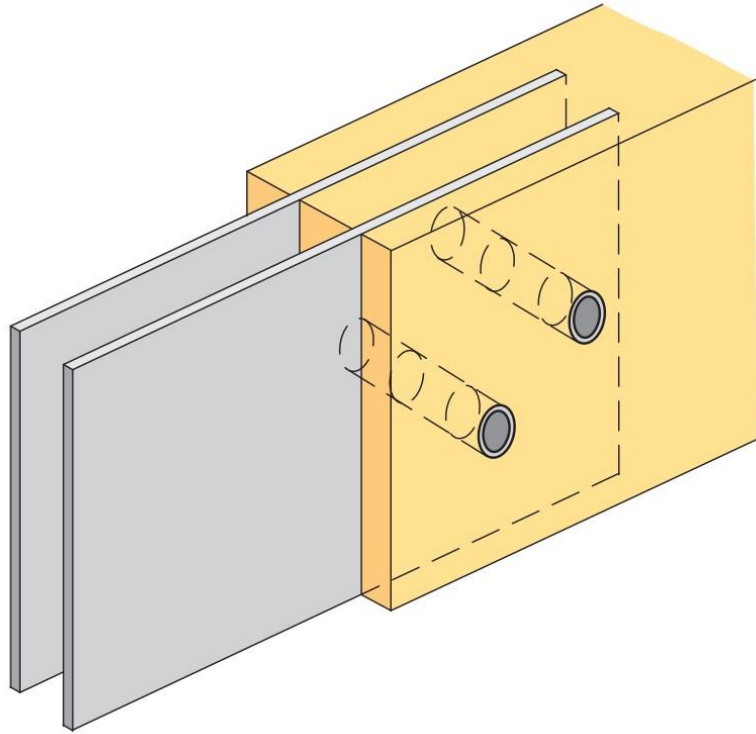
- $t_{\text{stål}} \leq 0,5d \rightarrow$ leddet støtte

For innfelte stålplater, hvor stålplatene skjules i treverket, påvirkes ikke plasseringen av plastiske hengsler av platens tykkelse på grunn av belastningens symmetri. Stålplater i brannutsatte områder må beskyttes, eksempelvis med brannsikker maling.

Motstandsdyktigheten i slike forbindelser beregnes lignende som for tre-til-tre-forbindelser.

¹ Kvist er en del av treet hvor en gren har vokst ut fra stammen, og i trevirke viser det seg som en hard, mørkere rund formasjon som kan påvirke materialstyrken og estetikken.

² En finger-joint i trebjelker er en sammenføyningsteknikk der endene av to stykker tre er skåret til å interlocke via komplementære sett av tettsittende "fingre", limt sammen for å skape en lengre og sterkere bjelke.



Figur 4. Forbindelser med innfelt stålplate (sw-design-of-timber-structure-voll-2022)

2.1.4 Egenskaper ved Konstruksjonsstål

S355-stålplater, valgt for dette prosjektet, er et populært valg i konstruksjoner hvor det stilles høye krav til styrke og duktilitet. Disse stålplatene har en yield-styrke på omtrent 355 MPa, noe som gir en høy motstandsdyktighet mot deformasjon under belastning. Duktiliteten til S355-stål er også betydelig, noe som er fordelaktig i seismiske områder der evnen til å absorbere energi er kritisk.

Når det gjelder bruk av S355-stålplater i forbindelser med limtre, spesielt under aksial last, er det viktig å vurdere hvordan hull for innfesting med dybler og bolter påvirker platenes integritet. Hull i flere rekker reduserer tverrsnitts arealet som er tilgjengelig for å overføre last, noe som kan føre til redusert bæreevne og spenning konsentrasjoner rundt hullene. Disse konsentrasjonene må vurderes nøye siden de kan forårsake lokal svikt under last.

Under aksial belastning er det spesielt viktig at stålplaten kan overføre lasten effektivt fra limtre til stål gjennom festemidlene uten at det oppstår utbøying eller buckling. Designeren må ta hensyn til langtidseffekter som kreping i tre og tretthet i stål, siden aksialbelastning over tid kan føre til progressive forandringer i materialenes egenskaper.

For å beregne spenninger og deformasjoner i slike forbindelser, må både elastisk og plastisk adferd under last tas i betraktning. Designet av forbindelser som bruker S355-stålplater og limtre må overholde gjeldende standarder og normer, slik som Eurokode, som gir retningslinjer for dimensjonering og sikkerhetsfaktorer.

2.1.5 Stålforbindinger: Bolter og Dybler

Forbindelsene i konstruksjonen, som stål bolter og dybler, spiller en kritisk rolle i å sikre strukturell integritet. Stål bolter og dybler er utvalgt på grunn av deres evne til å tåle belastninger og gi pålitelige fikseringer mellom limtre og stålkomponenter. Deres mekaniske egenskaper og korrosjonsbestandighet er nøye vurdert for å sikre lang levetid og vedlikeholdsfri bruk.

Festemidlene, som dybler og bolter, må dimensjoneres nøye for å sikre at forbindelsen kan håndtere nødvendige laster uten å feile. Det er essensielt at plasseringen, diameteren og kvaliteten på disse festemidlene er i samsvar med belastningene og egenskapene til stålplaten.

Valget av boltklasse avhenger av krav til styrke og holdbarhet. Tabellen under gir verdier for strekkfasthet for ulike klasse av bolter med f_{yb} flytegrensen og f_{ub} ultimate strekkfasthet.

| Bolt class | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| f_{yb} (N/mm ²) | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm ²) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

Tabell 6. Nominal verdier for flytegrensen f_{yb} og strekkfastheten f_{ub} .

Tabellene 7 og 8 viser kapasitetsverdier for en rekke bolt størrelser, fra M12 til M33, som angir bolt diameteren i millimeter. For å minimere reduksjon av den strukturelle integriteten og lastbærende kapasitet forårsaket av hull i limtre og stålplate elementer. I denne oppgave fokuserer jeg spesielt på størrelsen M12.

| Kapasitet | Nominell diameter (mm) | | | | | | | | | |
|------------------|------------------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | M12 | M14 | M16 | M18 | M20 | M22 | M24 | M27 | M30 | M33 |
| $F_{d,t}$ (kN) | 48,4 | 66,2 | 90,4 | 110,6 | 141,1 | 174,5 | 203,3 | 264,4 | 323,1 | 399,7 |
| $F_{d,v}^*$ (kN) | 32,3 | 44,2 | 60,3 | 73,7 | 94,1 | 116,4 | 135,6 | 176,3 | 215,4 | 266,5 |
| $F_{d,v}$ (kN) | 43,4 | 59,1 | 77,2 | 97,5 | 120,6 | 145,9 | 173,6 | 220,0 | 271,5 | 328,3 |

Tabell 7. Bolt klasse 8.8 dimensjonering.

| Kapasitet | Nominell diameter (mm) | | | | | | | | | |
|------------------|------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | M12 | M14 | M16 | M18 | M20 | M22 | M24 | M27 | M30 | M33 |
| $F_{d,t}$ (kN) | 60,5 | 82,8 | 113,0 | 138,2 | 176,4 | 218,2 | 254,2 | 330,5 | 403,9 | 499,7 |
| $F_{d,v}^*$ (kN) | 33,6 | 46,0 | 62,8 | 76,8 | 98,0 | 121,2 | 141,2 | 183,6 | 224,4 | 277,6 |
| $F_{d,v}$ (kN) | 54,2 | 73,9 | 96,5 | 121,9 | 150,7 | 182,4 | 217,0 | 275,1 | 339,4 | 410,4 |

Tabell 8. Bolt klasse 10.9 dimensjonering.

2.2 Bruk av Eurokoder for Design og Analyse

Designet av klatretårnet er strengt basert på Eurocode-standardene, inkludert Eurocode 1, 3, og 5, som gir retningslinjer for lastberegninger, design av tre- og stålkonstruksjoner, samt spesifikke krav for ulike klimatiske forhold. Disse standardene har vært essensielle i beregningen av naturlige og andre lasteffekter, samt i tverrsnittsanalyser av de ulike elementene i konstruksjonen.

2.2.1 Introduksjon til Eurokoder

I mitt prosjekt har jeg brukt følgende Eurokoder. Disse standardene sikrer at konstruksjonsarbeid utføres i henhold til anerkjente praksiser for å oppnå sikkerhet, stabilitet og funksjonalitet i alle typer byggverk:

- NS.EN.1990.2002: Eurocode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Denne standarden fastsetter grunnleggende krav for mekanisk motstandsdyktighet, stabilitet og brukbarhet av konstruksjoner. Den inkluderer prinsipper og krav for sikkerhet, brukbarhet, holdbarhet og brannmotstand, og er fundamentet for alle andre Eurokoder.

- NS.EN.1991.1.1.2002: Eurocode 1 - Last på konstruksjoner Del 1-1: Generelle laster - Vekter av byggematerialer og lagrede materialer

Dette er den første delen av Eurocode 1, og den dekker generelle laster som vekt av byggematerialer og lagrede materialer. Den spesifiserer hvordan man kalkulerer permanente laster basert på materialenes egenskaper og bruksmåter.

- NS.EN.1991.1.3.2003: Eurocode 1 - Last på konstruksjoner Del 1-3: Snølaster

Denne delen av Eurocode 1 angir krav for å beregne snølaster på byggverk, noe som er spesielt viktig i regioner med potensiale for tungt snøfall. Standarden tar for seg ulike former for snøakkumulering og dens innvirkning på forskjellige typer konstruksjoner.

- NS.EN.1991.1.4.2005: Eurocode 1 - Last på konstruksjoner Del 1-4: Vindlaster

Denne standarden gir retningslinjer for hvordan man skal beregne og håndtere vindlast på bygninger og andre strukturer. Den tar for seg ulike vindsoner og hvordan topografi, lokale forhold og bygningens høyde og form påvirker vindlasten.

- NS.EN.1993.1.1.2005: Eurocode 3 - Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Generelle regler og regler for bygninger

Eurocode 3 del 1-1 setter søkelys på design av stålstrukturer, og gir veiledning om hvordan man kan sikre at stålkonstruksjoner er både sikre og økonomiske. Denne delen inkluderer generelle regler som er brukbare for de fleste stålbyggverk.

- NS.EN.1993.1.8.2005-1: Eurocode 3 - Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Design av forbindelser

Denne standarden har fokus på forbindelsene i stålkonstruksjoner, og gir retningslinjer for korrekt design av boltede, sveisede og naglede forbindelser. Dette er avgjørende for den strukturelle integriteten og robustheten av stålbyggverk.

- NS.EN.1995.1.1.2004: Eurocode 5 - Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Generelle regler og regler for bygninger

Eurocode 5 del 1-1 gir retningslinjer for design av trekonstruksjoner, spesielt med fokus på mekaniske egenskaper og krav for tre som konstruksjonsmateriale. Den dekker alt fra beregning av laster til spesifisering av dimensjoner og beskyttelse mot miljøpåvirkninger.

2.2.2 Last analyse

For design av tverrsnitt av forskjellige byggelementer har standarder blitt brukt for utregningen av lokale og globale lasteffekter. Bæreevnen til selve materialene har vært en avgjørende faktor for valg av materialklasse, både innenfor stålforbindelser og treverk.

Designlevetid

For å sikre at tårnet kan motstå alle relevante belastninger gjennom sin levetid, er det nødvendig å utføre en omfattende analyse av de pålagte lastene. Denne delen av oppgaven vil detaljert beskrive hvordan jeg har anvendt Eurocode-standardene for å beregne de viktigste lastene som påvirker tårnet: selvvekten av strukturen, samt eksterne laster som vind og snø.

Designlevetid er vesentlig for å definere sikkerhetsmarginer, vedlikeholdsplaner, og materialvalg som sikrer at strukturen fungerer som ønsket gjennom hele sin levetid.

| Design working life category | Indicative design working life (years) | Examples |
|------------------------------|--|---|
| 1 | 10 | Temporary structures ⁽¹⁾ |
| 2 | 10 to 25 | Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings |
| 3 | 15 to 30 | Agricultural and similar structures |
| 4 | 50 | Building structures and other common structures |
| 5 | 100 | Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures |

(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.

Tabell 9.klassifisering basert på deres forventede designlevetid EN-1990:2002 side28

Forskjellige Design Situasjoner

Design situasjoner refererer til de forskjellige tilstandene en struktur kan bli utsatt for gjennom sin levetid, og deles inn i flere klasser:

- Vedvarende design situasjoner eller ULS: Disse omhandler vanlige forhold under normal bruk av strukturen.
- Midlertidige design situasjoner: Inkluderer forhold under spesielle omstendigheter som under bygging, vedlikehold eller reparasjon.
- Ulykkesmessige design situasjoner: Dekker eksepsjonelle tilstander som brann, eksplosjoner, påvirkninger eller andre situasjoner som kan føre til alvorlige strukturelle svikt.
- Seismiske design situasjoner: Gjelder når strukturen er utsatt for jordskjelv.

Ultimate Limit States (ULS) omhandler kritiske tilstander som kan føre til betydelig skade eller total svikt i en struktur. Dette inkluderer tap av likevekt (stabilitet), overdreven deformasjon, transformasjon av strukturen til en mekanisme, brudd, og tap av støtte eller grunnleggende funksjonalitet. ULS er særlig viktig da det fokuserer på sikkerheten til både mennesker og selve strukturen under ekstreme tilstander. Videre i denne oppgaven vil jeg utdype ULS og utføre verifikasjoner for å sikre at strukturen oppfyller alle krav under de mest kritiske lasttilfellene.

Klassifikasjonen av lastvirkninger

Klassifikasjon basert på varigheten av lasten:

- Permanente laster (G): Dette inkluderer laster som kontinuerlig påvirker strukturen, slik som egenvekten av konstruksjonen, fast utstyr, og veidekke. Det inkluderer også indirekte laster som forårsakes av krymping og ujevne setninger.
- Variable laster (Q): Disse lastene varierer over tid og inkluderer pålagte laster på bygningens gulv, bjelker og tak, samt vind- og snølaste.
- Ulykkeslaste (A): Dette omfatter laster som skyldes eksepsjonelle hendelser som eksplosjoner eller kjøretøy som kolliderer med strukturen.

Designverdier for laster

Design verdier for lastvirkningen og lastkombinasjoner for vedvarende³ og midlertidige⁴ designsituasjoner kan uttrykkes med tabellen nedenfor:

³ Persistent design situations

⁴ Transient design situations

| Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner | Permanente laster | | Dominerende variabel last (*) | Øvrige variable laster (*) |
|---|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | Ugunstig | Gunstig | | |
| (Ligning 6.10a) | $\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |
| (Ligning 6.10b) | $\xi \gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35;$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00;$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\xi = 0,89,$$

(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_G = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_G og γ_Q og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Tabell 10. Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (sett B) Eurokode 1

Verdier for ψ faktor

Ψ -faktorene, eller kombinasjonskoeffisienter, spiller en viktig rolle i strukturberegninger. Disse faktorene brukes for å redusere bidraget fra variable laster når flere lasttyper virker samtidig, siden det er usannsynlig at alle variable laster opptrer samtidig med sine maksimale verdier.

| Last | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|
| Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1): | | | |
| Kategori A: boliger | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Kategori B: kontorer | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Kategori C: forsamlingslokaler, møterom | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Kategori D: butikker | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Kategori E: lager | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt \leq 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt \leq 160kN på to akslinger | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Kategori H: tak | 0 | 0 | 0 |
| Snølaster (se NS-EN 1991-1-3) | 0,7 ¹⁾ | 0,5 ¹⁾ | 0,2 ¹⁾ |
| Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4) | 0,6 ¹⁾ | 0,2 ¹⁾ | 0 ¹⁾ |
| Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5) | 0,6 ¹⁾ | 0,5 ¹⁾ | 0 ¹⁾ |
| ¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter | | | |

Tabell 11. Verdier for Ψ -faktorer for bygninger

Disse koeffisientene er essensielle for å sikre at bygninger designes med en balansert tilnærming til sikkerhet og økonomi, ved at man unngår overdimensjonering samtidig som man opprettholder strukturell integritet under varierte lastkombinasjoner. disse kombinasjoner har blitt analysert med programvaren SAP2000 med Formålet av å optimalisere nøyaktigheten av resultatene samtidig som mulige feilkilder reduseres til et minimum.

Brukskategorier

I konstruksjon av bygninger er det essensielt og nøyaktig bruk av karakteristiske verdier for pålagte laster for å sikre bygningenes sikkerhet og holdbarhet. Disse områdene er klassifisert i ulike kategorier etter deres funksjonelle bruk, som detaljert i Eurocode-standardene og spesifikt illustrert i Tabell 12. Forståelsen av hvordan disse lastene virker og interagerer er essensiell for planlegging og konstruksjon av ulike bygninger. Videre, uavhengig av denne klassifiseringen, er det nødvendig å ta hensyn til dynamiske effekter som kan oppstå på grunn av bygningens okkupasjon, som kan ha betydelige konsekvenser for både strukturell integritet og brukersikkerhet som er vist i Tabell 13.

| Kategori | Spesifikk bruk | Eksempel |
|--|--|--|
| A | Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter | Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter |
| B | Kontorarealer | |
| C | Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) ¹⁾ | <p>C1 Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2 Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3 Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller</p> <p>C4 Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5 Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger</p> |
| D | Forretningsarealer | <p>D1 Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p>D2 Arealer i varehus</p> |
| <p>¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.</p> <p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p> <p>MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.</p> <p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.</p> | | |

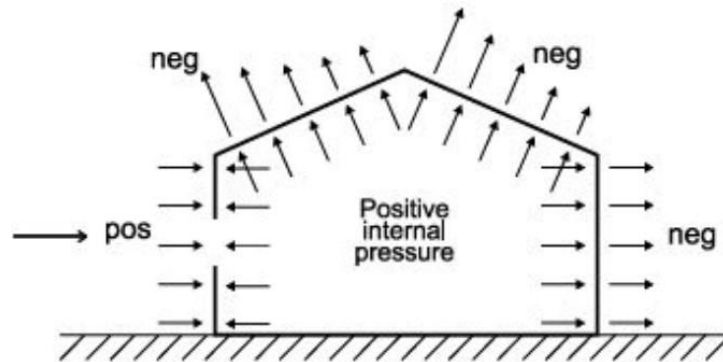
Tabell 12. Brukscategorier

| Kategorier for belastede områder | q_k [kN/m ²] | Q_k [kN] |
|--|-------------------------------|---------------|
| Kategori A | | |
| - Gulv | 2,0 | 2,0 |
| - Trapper | 3,0 | 2,0 |
| - Balkonger og verandaer ¹⁾ | 4,0 | 2,0 |
| - Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang | 1,0 | 1,5 |
| Kategori B | | |
| | 3,0 | 2,0 |
| Kategori C | | |
| - C1 | 3,0 | 4,0 |
| - C2 | 4,0 | 4,0 |
| - C3 | 5,0 | 4,0 |
| - C4 | 5,0 | 7,0 |
| - C5 | 5,0 | 4,0 |
| Kategori D | | |
| - D1 | 5,0 | 4,0 |
| - D2 | 5,0 | 7,0 |
| ¹⁾ Takterrasse, se kategori I | | |

Tabell 13. Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Vindlast

Vindlast har en avgjørende effekt som må tas i betraktning ved dimensjonering av bygninger og konstruksjoner. Denne lasten oppstår som et resultat av vindens trykk og sug på bygningsflater og strukturer.



Figur 5. Vindtrykk og sug (negativt trykk) effekt

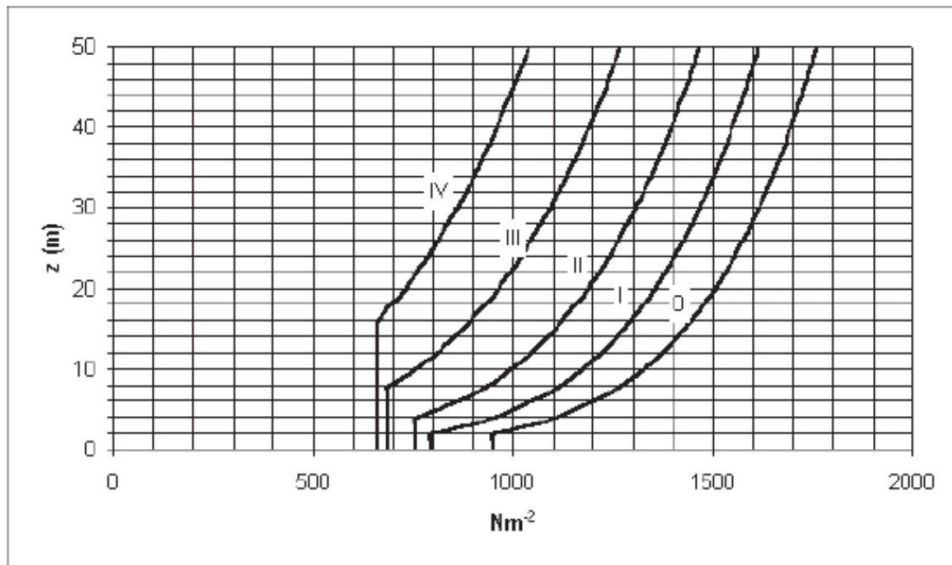
NS-EN 1992-1-4:2005 gir retningslinjer for beregning av vindlaster på konstruksjoner hvor denne standarden tar hensyn til geografisk beliggenhet, bygningens form, høyde og andre relevante faktorer. Ved å følge denne standarden kan det bli bestemt dimensjonerende vindlaster og deretter dimensjonere strukturen for å tåle disse kreftene. For disse beregninger trengs det referansevindhastigheten $V_{b,0}$ som er en grunnleggende parameter og brukes i beregning av vindtrykk q_p på bygninger. Denne basiske vindhastigheten er satt for et gitt geografisk område. I hver kommune vil $V_{b,0}$ variere avhengig av lokale klimatiske forhold, topografi og geografisk beliggenhet. Verdiene for $V_{b,0}$ finnes i Eurokode 1 del 4, hvor delen av tabellen som er nyttig, er gitt i Tabell 2.

Vindtrykk som betegnes q_p er en parameter for beregning av vindlasten. q_p brukes til å bestemme den totale lasen som virker på bygningens utvendige overflater som vegger og tak.

Veiledning delen av NS-EN 1991-1-4 gir oss en forenklet metode for utregning av vindtrykk med følgende formell:

$$q(Z)_p = K_1 \times K_2 \times K_3 \times C_{dir}^2 \times C_{alt}^2 \times C_{season}^2 \times C_{prob}^2 \times q_{p,0}(Z)$$

Verdien av hastighetstrykk fra vindkast kan direkte hentes ut fra grafen i Figur 6 hvor Z står for høyden over terrenget i y-aksen og hastighetstrykk fra vindkastet definert i N/m^2 langs x-aksen. Grafen er basert på en referanse vindhastighet som er relevant for denne oppgave med 26 m/s som verdi. På grafen er ulike kurver som representerer forskjellige terrengkategori, merket med 0, I, II, III og IV.



Figur 6. Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast $V_{b,0}=26$ m/s

For å finne faktoren til K_1 , først må terrengformfaktoren C_o bestemmes som er inngangsparameter for valg av riktig diagram.

Terrengformfaktoren bestemmes med formelen

$$C_o = 1 + k_t k_x k_z k_{3D} \frac{H}{L_H}$$

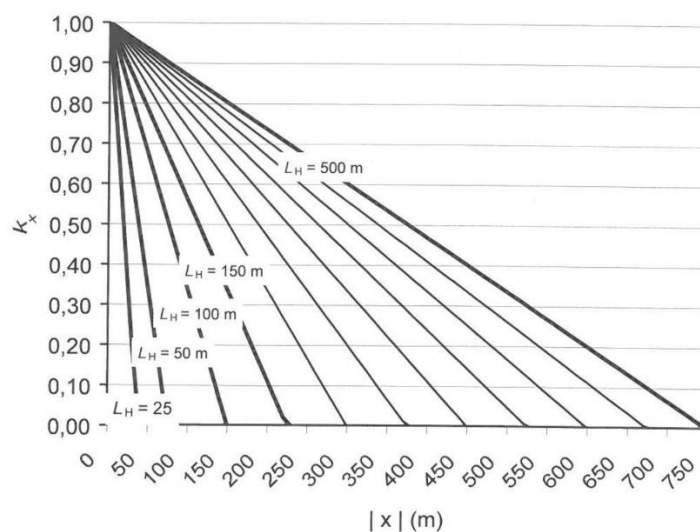
k_t er en faktor med verdien 2,0 for åser og 1,8 for skråninger.

k_x bestemmes fra Figur 7 for ås som er relevant for oppgaven.

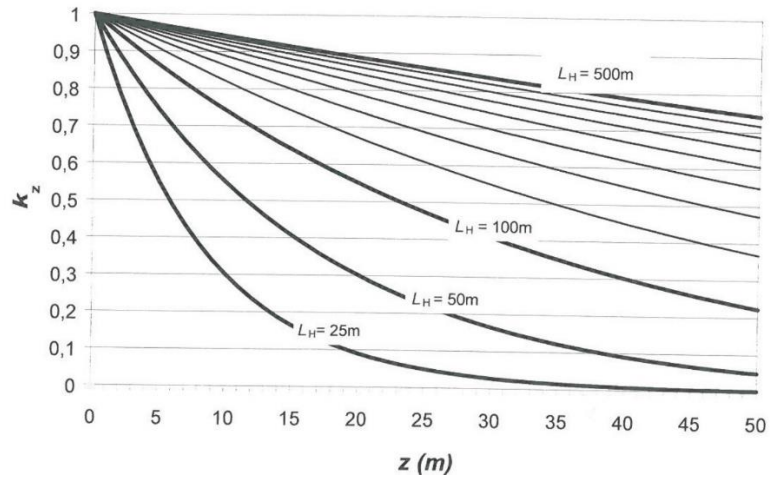
k_z fremkommer på grafen i Figur 8.

k_{3D} bestemmes fra Figur 9.

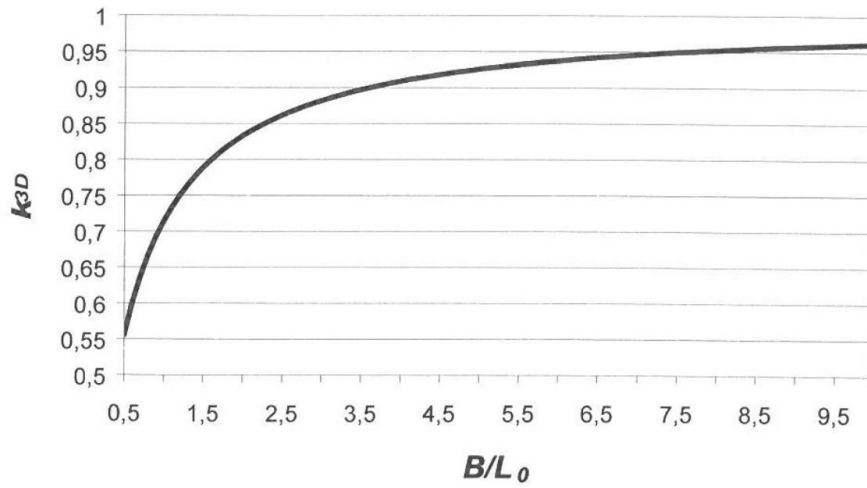
Og H/L_H settes lik 0,5 hvis verdien er større en 0,5



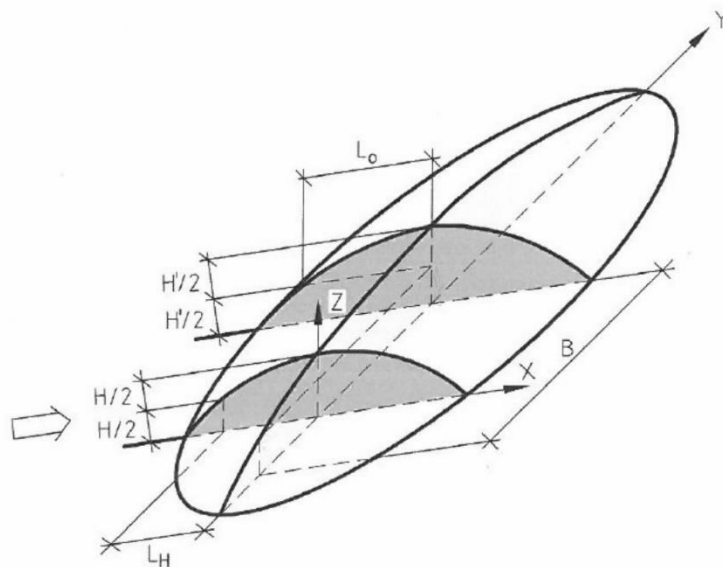
Figur 7. faktor K_x ved horisontal avstand x fra toppunkt av ås



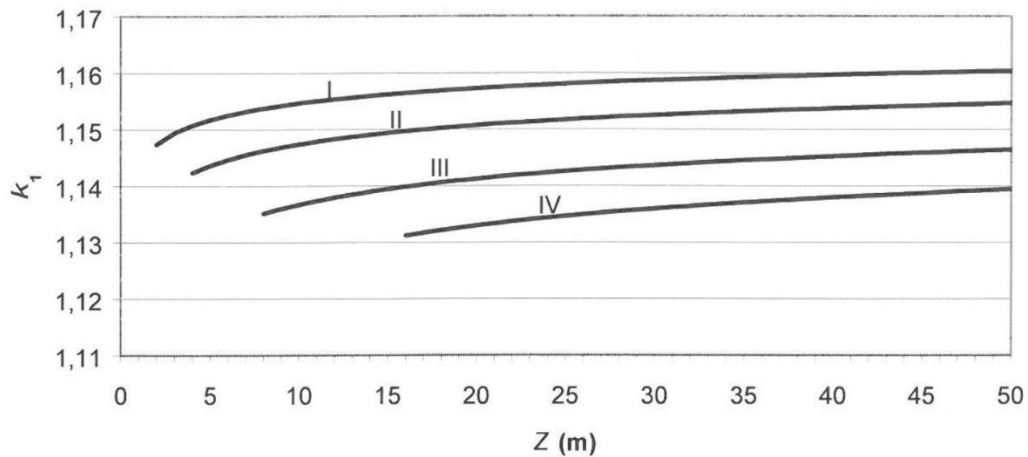
Figur 8. Bestemmelse av K_z for topografi faktor med høyde z over ås



Figur 9. Ved bestemmelse av B og L_0 brukes Figur 10



Figur 10. Ås/skråning



Figur 11.faktoren K_1 når $C_o=1,1$

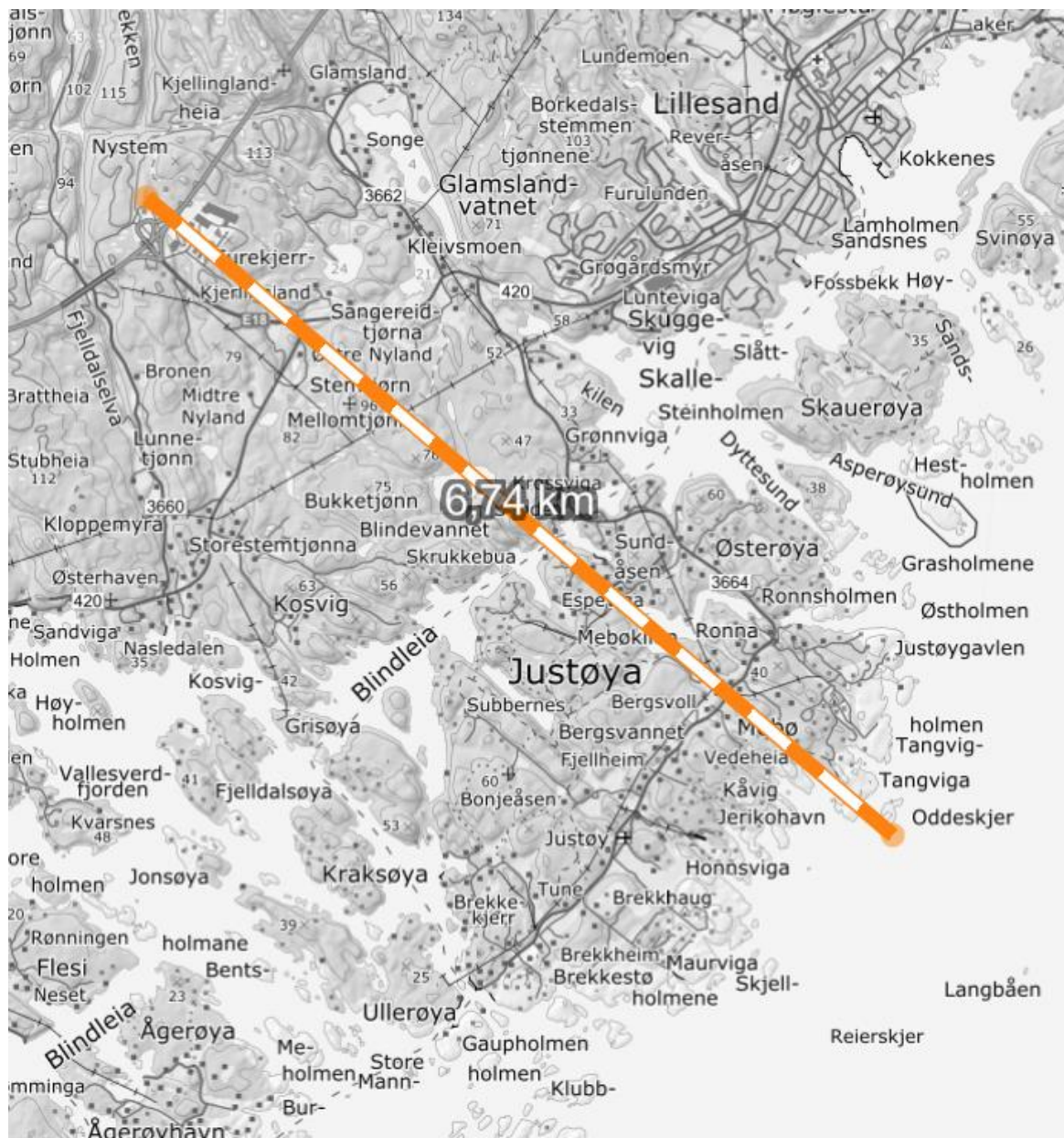
Faktoren K_2 bestemmes for bygning når byggestedet ligger på lesiden av bratt terreng som i denne oppgave K_2 settes til 1,0 siden byggestedet har ikke noe særlig bratt terreng som er synlig i Figur 14. Figur 14 framstiller topografien for den bestemte byggeområdet.

Faktoren K_3 er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til endring i vindhastighet på grunn av overgang mellom to forskjellige terrengkategorier. For positive n når vindretning skifter fra flatt til ru sone hvor vinden beveger seg fra åpent terreng (som havet) til mer hindrende terreng. Denne faktoren sette likt 1,0 når terrengkategori overganger er lengre enn 10km.

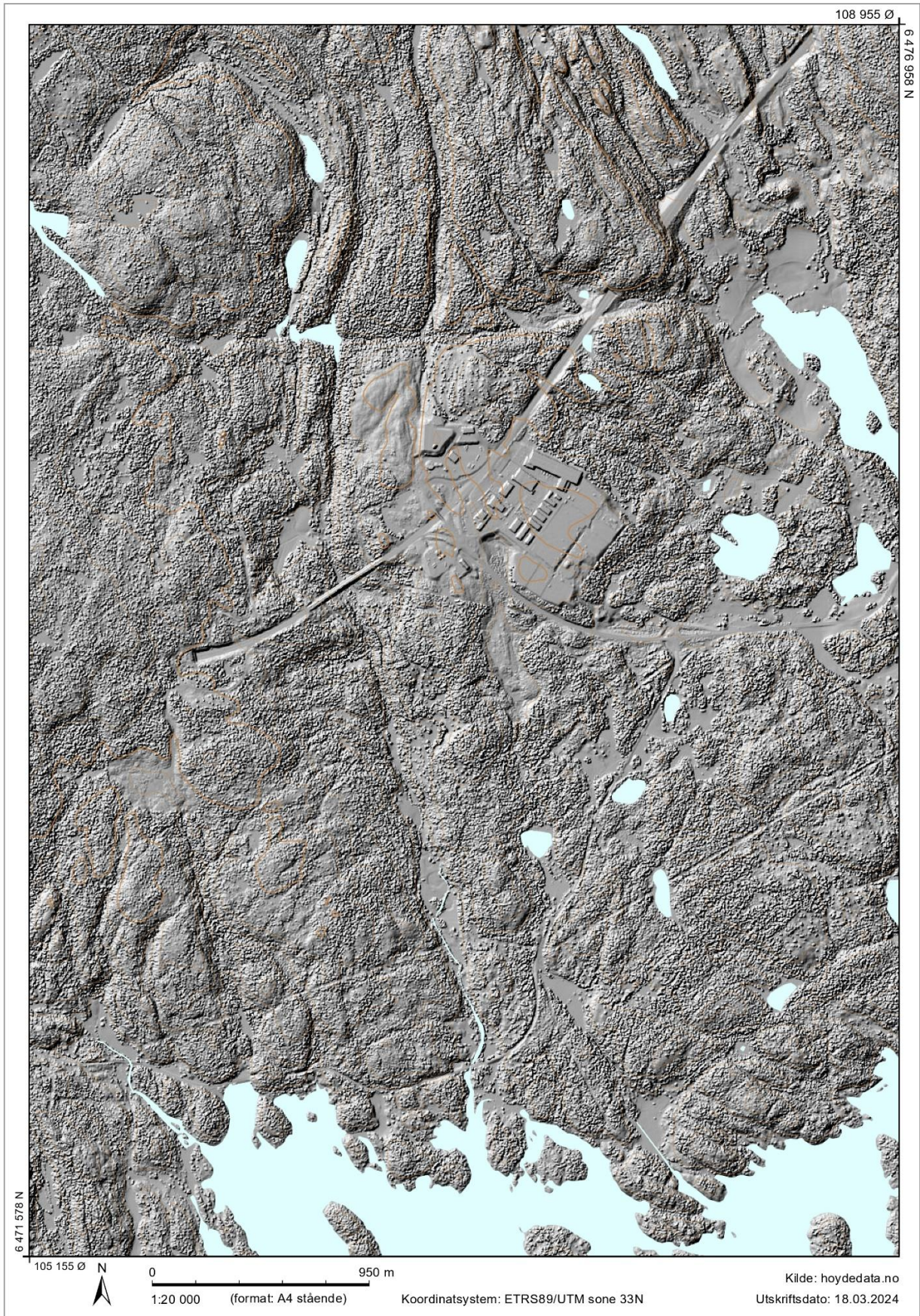
Ruhetsendring symboliseres med differansen i terrengkategorinumner og kan bruke denne formelen: $\Delta n_{BA} = n_B - n_A$, for å finne korreksjonsfaktoren K_3 .

| Δn_{BA} | X_B km | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|----------|------|------|------|--------|------|------|------|--------|------|------|------|--------|------|------|------|
| | 0,5 | | | | 2,5 | | | | 5,0 | | | | 10,0 | | | |
| | A sone | | | | A sone | | | | A sone | | | | A sone | | | |
| | 0 | I | II | III | 0 | I | II | III | 0 | I | II | III | 0 | I | II | III |
| 1 | 1,15 | 1,15 | 1,10 | 1,10 | 1,05 | 1,05 | 1,00 | 1,05 | 1,05 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 2 | 1,30 | 1,25 | 1,25 | - | 1,10 | 1,05 | 1,05 | - | 1,05 | 1,00 | 1,00 | - | 1,00 | 1,00 | 1,00 | - |
| 3 | 1,45 | 1,40 | - | - | 1,15 | 1,10 | - | - | 1,05 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00 | - | - |
| 4 | 1,65 | - | - | - | 1,15 | - | - | - | 1,05 | - | - | - | 1,00 | - | - | - |

Figur 12.korreksjons faktor av overgangs sone kategori K_3 .



Figur 13. Avstand og endring i terrengkategori <https://hoydedata.no/>



Figur 14. Byggestedets topografi

Retningsfaktoren C_{dir} brukes til å justere den basiske vindhastigheten avhengig av hvilken retning vinden kommer fra, siden vindhastigheten kan variere betydelig avhengig av lokale geografiske forhold. I regioner som vises i Figur 15 finner man ulike regioner i Norge som retningene er angitt for alle retninger. Regionen som er av interesse for denne oppgaven er Sørlandet, øst da byggestedet befinner seg der.

| Region | N | NØ | Ø | SØ | S | SV | V | NV |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Østlandet, øst | 1,0 | 0,9 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 0,9 |
| Skagerakkysten, øst | 0,9 | 0,9 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 0,9 |
| Skagerakkysten, vest | 0,8 | 0,9 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 0,9 |
| Østlandet, vest | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Østlandet, nord | 1,0 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Sørlandet, øst | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,9 |
| Sørlandet, vest | 0,7 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Hordaland, ytre | 0,9 | 0,6 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Rogaland, ytre | 1,0 | 0,6 | 0,8 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

Figur 15. Retnings faktor C_{dir} .

Sesong faktoren C_{season} angir en verdi faktoren for beregning av vindtrykk basert på ulike sesongen som her sette til 1,0 for konservativ utregning

| Season | May - August | September - April |
|--------------|--------------|-------------------|
| C_{season} | 0,8 | 1,0 |

Figur 16. sesong faktor C_{season}

Korreksjons faktoren C_{alt} brukt i vindtrykk beregningen for å justere basert på høyden over havet. Vindhastigheten øker generelt med høyden over havet på grunn av redusert friksjon fra jordens overflate og hindringer som bygninger eller vegetasjon. For bygninger som er plassert mellom H_0 og H_{topp} , vindhastigheten må økes hvis basis vindhastighet $V_{b,0}$ er mindre enn 30m/s.

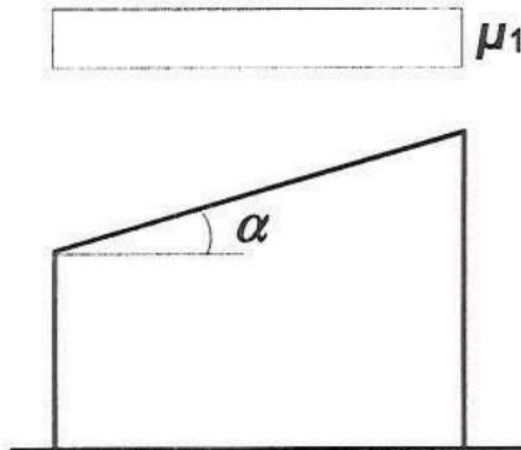
| Region | Distrikt | H_0 m | H_{topp} m |
|----------|---------------------------------|------------|-----------------|
| Område 1 | Sør-Norge ekskl. Nord-Trøndelag | 900 | 1500 |
| Område 2 | Nord-Trøndelag, Nordland, Troms | 700 | 1300 |
| Område 3 | Finnmark, Svalbard | 400 | 1000 |

Figur 17. H_0 H_{topp} for høydekorreksjons faktor C_{alt}

Faktoren C_{prob} står for sannsynligheten faktoren i beregning av vindlaster som denne faktoren tar hensyn til variasjoner i vind hastighet over tid. Her setter denne faktoren til 1,0 for konservativ beregning.

Snølast

Snølast er en kritisk variabel last som må tas i betraktning ved design av bygninger, spesielt i områder kjent for betydelige snøfall som Norge. Den karakteristiske verdien for snølast avhenger av geografisk plassering, høyde over havet, og formen på bygningens tak som i Figur 18. Formfaktor for snølast-Pulttak



Figur 18. Formfaktor for snølast-Pulttak

Eurocode 1 (EN 1991-1-3) gir detaljerte veiledninger for beregning av snølast, inkludert hvordan ulike faktorer som takets helning og eksponering mot vind påvirker lastens størrelse.

Kombinasjonskoeffisienten, ofte referert til som Ψ -faktoren i Tabell 11, brukes til å justere verdien av variable laster, slik som snølast, i kombinasjon med andre samtidige laster når man utfører strukturelle analyser. Denne koeffisienten hjelper til med å estimere mer realistiske belastningsscenarier under normale bruksforhold. For eksempel, i en situasjon der snølast kombineres med vindlast, kan kombinasjonskoeffisienten redusere bidraget fra snølasten, basert på sannsynligheten for at maksimal snølast og vindlast opptrer samtidig. Eurocode spesifiserer forskjellige verdier av Ψ -faktorer for ulike design situasjoner, hvor $\Psi_0 = 0,7$ er brukt for last kombinasjonen på ULS ved likninger fra Tabell 10. Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO).

Snølast for vedvarende dimensjonerende situasjoner på tak utregnes på følgende måte:

$$S = \mu_i C_e C_t S_k$$

Hvor verdien av S_k med 50 års returperiode bestemmes for alle kommuner og for steder der høyden over havet H er mindre eller lik høydegrensen H_g settes S_k lik som grunnverdien S_{k0} .

$$S_k = S_{k0} + n \Delta S_k$$

dersom $S_k > S_{k,max}$ settes $S_k = S_{k,max}$ hvor disse verdier er gitt i Tabell 1 og

$$n = (H - H_g)/100$$

Verdien av C_e hentes fra Tabell 14, og C_t er termiske koeffisienten for tak med høy varmegjennomgang, definert som større enn $1 \text{ W/m}^2\text{K}$. I de fleste tilfeller skal C_t settes til 1,0.

| Topografi | C_e |
|-------------------------|-------|
| Vindutsatt ^a | 0,8 |
| Normal ^b | 1,0 |
| Skjernet ^c | 1,2 |

^a *Vindutsatt topografi*: flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.

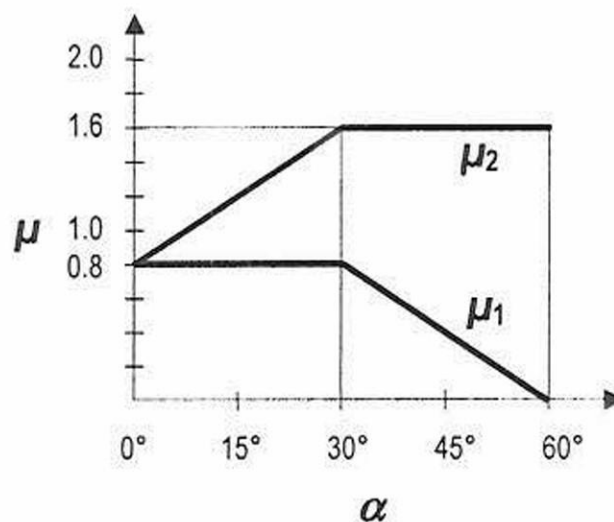
^b *Normal topografi*: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.

^c *Skjernet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

Tabell 14. Topografi faktor

μ_i -formfaktoren for tak, spiller en viktig rolle i beregningen av snølast på tak. Denne formfaktoren avhenger av takets geometri, inkludert helning og form, og brukes til å justere den grunnleggende snølasten for å reflektere den faktiske distribusjonen av snø på et spesifikt tak.

Formfaktoren brukes til å fastslå hvordan snøen samler seg på forskjellige deler av taket, med ulik akkumulering basert på takets form og helning. For pulttak med vinkel mellom $0\text{-}30^\circ$ får man resultatets form formfaktor 0,8.



Tabell 15. Tak formfaktor

Vindlast på bygninger

I denne delen av oppgaven, settes søkelys på vindlast og vindlast effekten på bygningens eksterne vegger hvor vindtrykket på eksterne overflater av bygningen beregnes ved hjelpe av formelen:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Hvor vindkraftene som virker på en bygning, regnes som summen av vindtrykkene over referanseoverflater. For eksterne overflater brukes formelen:

$$F_{w,e} = C_s C_d \sum (w_e \cdot A_{ref})$$

Den strukturelle faktoren $C_s C_d$ som modifierer kraftberegningene basert på strukturens egenskaper og dynamiske respons settes lik 1,0 for:

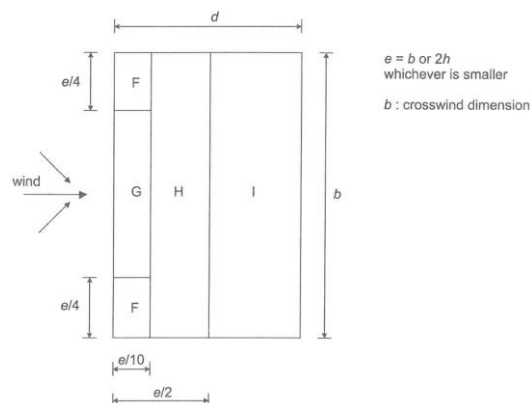
- bygninger med en høyde på mindre enn 15 m.
- fasade- og takelementer som har en naturlig frekvens større enn 5 Hz.
- rammebygninger som har strukturelle vegger, er mindre enn 100 m høye og hvor høyden er mindre enn 4 ganger dybden i vindretningen.
- skorsteiner med sirkulære tverrsnitt hvis høyde er mindre enn 60 m og 6,5 ganger diameteren.

Eksterne trykk koeffisient C_{pe} for vindlast på bygninger kan variere avhengig av størrelsen på det belastede arealet A av en struktur hvor $C_{pe,1}$ er de lokale koeffisientene som gis for små belastede områder på 1 m^2 og $C_{pe,10}$ er de overordnede koeffisientene gitt for større belastede områder på 10 m^2 .

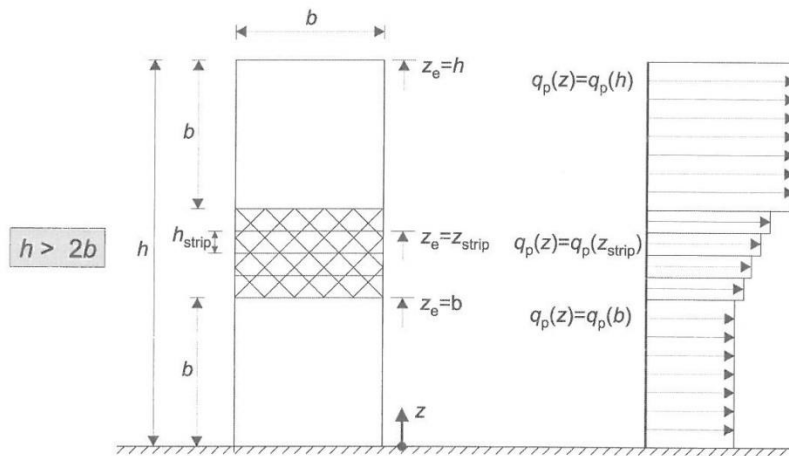
| | |
|--|--------------------------------------|
| $C_{pe} = C_{pe,1}$ | $A \leq 1 \text{ m}^2$ |
| $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10} A$ | $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ |
| $C_{pe} = C_{pe,10}$ | $A \geq 10 \text{ m}^2$ |

Figur 19. Trykk koeffisient

For å finne den eksakte verdien av eksterne trykk koeffisient C_{pe} på vertikale vegger av bygninger, må de bli sett nærmere på forskjellige fasader og hvordan vindlasten fordeles på vertikale vegger basert på bygninger form og vindretning.

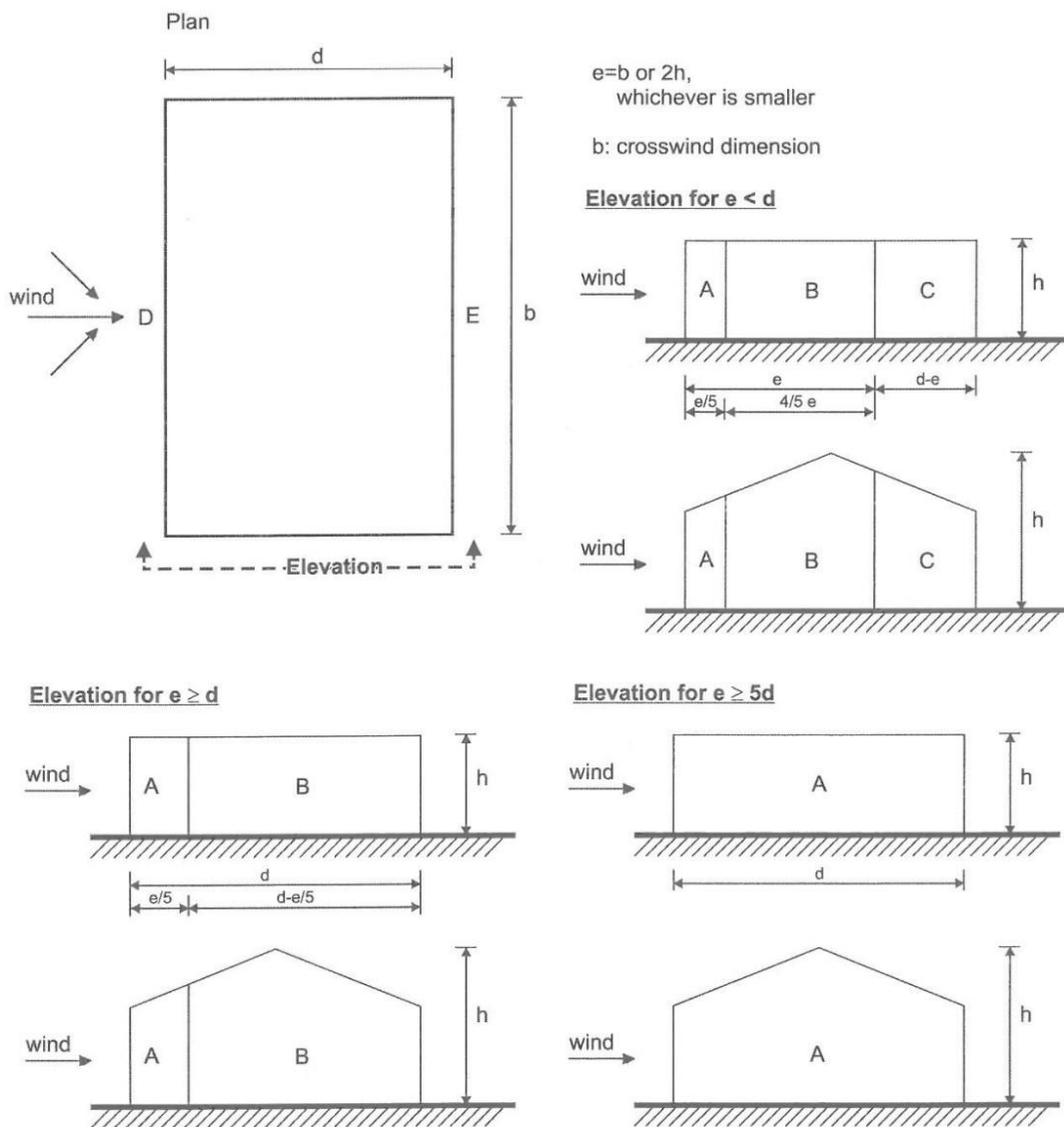


Figur 20. vindlast fordeling for tak



NOTE The velocity pressure should be assumed to be uniform over each horizontal strip considered.

Figur 21. Referanse høyde Z_e for vindsiden D



Figur 22. Vindlast fordelings diagram på vertikale vegger

Anbefalte verdier for eksterne trykk koeffisienter C_{pe} for vertikale vegger av en rektangulære bygninger, spesifiserer videre med følgende tabell:

| Zone | A | | B | | C | | D | | E | |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| h/d | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,7 | |
| 1 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,5 | |
| $\leq 0,25$ | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,7 | +1,0 | -0,3 | |

Figur 23. Trykk koeffisientens anbefalte verdier for vertikale vegger

Manglende korrelasjoner mellom trykk på vindutsatte og le-sider av bygningen kan håndteres for bygninger med $h/d \geq 5$ skal resulterende kraften multipliseres med 1, mens for bygninger med $h/d \leq 1$ multipliseres den med 0,85.

2.2.3 Design av tverrsnitt

For denne strukturen ble GL30h limtre valgt, som er en av de sterkeste limtretypene tilgjengelig. GL30h tilbyr høyere bæreevne og bedre elastiske egenskaper sammenlignet med mange andre limtretyper, noe som er essensielt for å oppfylle de strenge kravene til en 50 meter høy konstruksjon utsatt for varierte laster, inkludert vind, snø og egenvekt

For design av Klatretårn sine elementer og bestemmelse av tverrsnitt dimensjoner skal det bli sett nærmere på egenskaper til tre og limtre som material. Tre har anisotrope egenskaper, noe som betyr at dets styrke og stivhet varierer avhengig av retningen til lasten i forhold til fiberretningen.

Av forskjellige egenskaper til tre kan det blant annet nevnes:

Materialorientering og mekaniske egenskaper

Langsgående (Parallelt til fiberretningen, 0°):

- Høy styrke og stivhet E_0
- Høy strekkstyrke $f_{t,0}$
- Høy kompresjonsstyrke $f_{c,0}$

Tverrgående (Normalt til fiberretningen, 90°):

- Vesentlig lavere styrke og stivhet E_{90}
- Mye lavere strekk- og kompresjonsstyrke $f_{t,90}$ og $f_{c,90}$

Spennings-Strain Relasjoner og Feilmoduser

Langsgående retning:

- Lineær oppførsel frem til brudd
- Sprekkdannelser langs fiberretningen ved brudd
- Typer brudd inkluderer splintring i spenning og kilespalting i kompresjon

Tverrgående retning:

- Veldig sprø oppførsel
- Lav strekkstyrke
- Bruddeformasjoner og feil inkluderer lokale knusing og bøyning under last

Bøyestykke

- Bøyning i tre er en kombinasjon av spenning og kompresjon langs fibre. Treets oppførsel under bøyning er avhengig av dets modul av elastisitet og den resulterende styrken under de kombinerte effektene av disse belastningene.

Skjærstyrke

- Treets skjærstyrke er høyest i plan parallelle til fiberretningen og viser en sprø oppførsel. Skjær i tverrgående plan (rolling shear) er vesentlig lavere, noe som er kritisk i anvendelser som krysslitt tre (CLT).

Designverdien

Designverdi materialegenskaper av X_d for en styrkeegenskap beregnes ved å justere den karakteriske styrke X_k med en modifikasjons faktor k_{mod} og en del sikkerhets faktor for materialer γ_M :

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

Designverdi R_d for motstanden, også beregnes ved å justere den karakteriske motstanden med R_k med de samme faktorene:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

Hvor materialets del sikkerhets faktor γ_M tar høyde for usikkerheter i materialstryken og kvaliteten på utførelsen bestemmes, og verdien finner man i Tabell 16. som spesifisert for limtre settes lik 1,15.

| Materials and products | γ_M |
|--|------------|
| Solid timber | 1,25 |
| Glued laminated timber | 1,15 |
| LVL, plywood | 1,15 |
| OSB | 1,3 |
| Particleboard | 1,3 |
| Fibreboard (all types) | 1,3 |
| Connections | 1,3 |
| Punched metal plate wooden part | 1,25 |
| steel part | 1,0 |
| Serviceability and accidental combinations | 1,0 |

Tabell 16. material del sikkerhets faktor γ_M .

Som man er klar over kan materialenes oppførsel, variere betydelig under ulike miljøbetingelser og lasttyper. k_{mod} er en faktor som tar hensyn til varigheten av lasten og fuktighets innholdet for å tilpasse den karakteristiske styrken til materialene til de spesifikke forholdene de vil bli utsatt for.

Tjenesteklasser

Tjenesteklasser (Service class) forklare hvordan byggematerialer, spesielt tre, klassifiseres basert på fuktighetsforholdene de forventes å tåle gjennom sin brukstid som klassifiseres i 3klasser:

- Tjenesteklasse 1
 - Fuktighetsforhold: Materialene opprettholder et fuktighetsinnhold som tilsvarer en temperatur på 20°C og en relativ luftfuktighet på maks 65% i noen få uker per år.
 - Typisk bruk: Innendørs i tørre miljøer.
 - Fuktighetsinnhold i tre: Gjennomsnittlig fuktighetsinnhold i myktre (Softwood) vil ikke overstige 12%.
- Tjenesteklasse 2
 - Fuktighetsforhold: Lignende forhold som klasse 1, men med relativ luftfuktighet som ikke overskrider 85% i noen få uker per år.
 - Typisk bruk: Innendørs hvor det kan være periodisk økt fuktighet, men ikke konstant høyt fuktighetsnivå.
 - Fuktighetsinnhold i tre: Gjennomsnittlig fuktighetsinnhold i myktre vil ikke overstige 20%.
- Tjenesteklasse 3
 - Fuktighetsforhold: Materialene utsettes for klimatiske forhold som fører til høyere fuktighetsinnhold enn i klasse 2.
 - Typisk bruk: Utendørs eller i miljøer hvor materialene regelmessig utsettes for vær og vind.
 - Fuktighetsinnhold i tre: Høyere enn i klasse 2.

| Material | Standard | Service class | Load-duration class | | | | | |
|------------------------|--------------------|----------------------|---------------------|------------------|--------------------|-------------------|----------------------|------|
| | | | Permanent action | Long term action | Medium term action | Short term action | Instantaneous action | |
| Solid timber | EN 14081-1 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,90 | |
| Glued laminated timber | EN 14080 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,90 | |
| LVL | EN 14374, EN 14279 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 | |
| | | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,90 | |
| Plywood | EN 636 | Type EN 636-1 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 |
| | | Type EN 636-2 | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,10 |
| | | Type EN 636-3 | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,90 |
| OSB | EN 300 | OSB/2 | 1 | 0,30 | 0,45 | 0,65 | 0,85 | 1,10 |
| | | OSB/3, OSB/4 | 1 | 0,40 | 0,50 | 0,70 | 0,90 | 1,10 |
| | | OSB/3, OSB/4 | 2 | 0,30 | 0,40 | 0,55 | 0,70 | 0,90 |
| Particle-board | EN 312 | Type P4, Type P5 | 1 | 0,30 | 0,45 | 0,65 | 0,85 | 1,10 |
| | | Type P5 | 2 | 0,20 | 0,30 | 0,45 | 0,60 | 0,80 |
| | | Type P6, Type P7 | 1 | 0,40 | 0,50 | 0,70 | 0,90 | 1,10 |
| | | Type P7 | 2 | 0,30 | 0,40 | 0,55 | 0,70 | 0,90 |
| Fibreboard, hard | EN 622-2 | HB.LA, HB.HLA 1 or 2 | 1 | 0,30 | 0,45 | 0,65 | 0,85 | 1,10 |
| | | HB.HLA1 or 2 | 2 | 0,20 | 0,30 | 0,45 | 0,60 | 0,80 |
| Fibreboard, medium | EN 622-3 | MBH.LA1 or 2 | 1 | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,10 |
| | | MBH.HLS1 or 2 | 1 | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,10 |
| | | MBH.HLS1 or 2 | 2 | – | – | – | 0,45 | 0,80 |
| Fibreboard, MDF | EN 622-5 | MDF.LA, MDF.HLS | 1 | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,10 |
| | | MDF.HLS | 2 | – | – | – | 0,45 | 0,80 |

Tabell 17.verdiene til K_{mod}

Stress

Den faktiske spenningen $\sigma_{t,0,d}$ i treverket skal ikke overstige den tillatte designspenningen $f_{t,0,d}$ under bruk og dette sikrer at bygge elementet ikke vil oppleve brudd under normal belastning.

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_{t,0,d}}{A_{net}}$$

Beregningen av den tillatte spenningen tar hensyn til flere faktorer som påvirker treet styrke blant annet karakteristisk trekkfasthet langs fibre, størrelse faktor k_h som justerer trekkfastheten basert på tverrsnittets høyde og styrkefaktor k_{sys} for belastningsdelende systemer som ikke er relevant for beregning av enkle elementer.

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

Størrelse faktor k_h for limtre bestemmes fra formelen:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \text{ or } 1.3 \right\}$$

Andre nyttige formler for denne oppgave er som følgende:

Kompresjon parallelt med fiberretning:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot (k_{sys}) \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

Bøyestyrke:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot (k_h \cdot k_{sys}) \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Skjærstryke:

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot (k_{sys}) \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$$

Kompresjon vinkelrett på fiberretning:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot (k_{sys}) \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

Effektiv lengde (l_e) er gitt ved $l_e = \beta \cdot l$, hvor β er en faktor som avhenger av støtteforholdene til søylen. Euler's teori for knekking brukes for å estimere den teoretiske knekklasten (N_{cr}) for en perfekt rett søyle som:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2}$$

| | | | | | | |
|--|-----|------|-----|-----|------|------|
| Formen som søylen vil knekke ut i er angitt med stiplede linje | a) | b) | c) | d) | e) | f) |
| | | | | | | |
| Teoretisk β -verdi | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| Anbefalt β -verdi | 0,7 | 0,85 | 1,2 | 1,0 | 2,25 | 2,25 |

Tabell 18. Effektive lengde l_e

Dette uttrykket viser at knekklasten avhenger av søylens bøyestivhet (EI) og den effektive lengden l_e .

Relative slankhetsforhold λ_{rel} introduseres for å forstå hvordan slankhet påvirker styrken til trekonstruksjoner under kompresjon. Formelen for dette er:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Her er $f_{c,0,k}$ den karakteristiske kompresjonsstyrken parallelt med kornet, og $E_{0,05}$ er den fem prosent av elastisitetmodulen.

Knekkekurver er avledet basert på λ_{rel} , som viser reduksjonen i styrke basert på slankhetsforholdet. Disse kurvene er viktige for å bestemme reduserende faktorer k_c for designformål.

Når $\lambda_{rel,y}$ eller $\lambda_{rel,z}$ er større enn 0.30, er det nødvendig å sjekke for kombinert bøyning og aksial kompresjon. Formlene som er vist under, integrerer forskjellige designparametere, som de modifierende faktorene $k_{c,y}$ og $k_{c,z}$, som justerer designstyrken for å ta hensyn til mulig knekking. For bøyning og aksial kompresjon om y-aksen:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{k_m \cdot \sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Hvor:

- $\sigma_{c,0,d}$ er aksialspenningen i tverrsnittet.
- $\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er bøyepeningene om henholdsvis y- og z-aksen.
- $f_{c,0,d}$, $f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er designstyrkene for kompresjon og bøyning.
- $k_{c,y}$ er en reduksjonsfaktor for kompresjonsstyrke om y-aksen på grunn av knekking.
- k_m er en faktor som tillater omfordeling av spenninger og effekten av inhomogeniteter i tverrsnittet som verdien settes til 0,7 for rektangulære tverrsnitt og 1,0 for alle andre.

For bøyning og aksial kompresjon om z-aksen:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{k_m \cdot \sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Slankhetsforhold (λ_y og λ_z) beregnes også, hvor I_y og I_z er treghetsmomentene for tverrsnittet om gjeldene y- og z-aksene. Dette er viktig for å forstå hvordan ulike aksiale og laterale belastninger kan påvirke trekonstruksjonens stabilitet.

$$\lambda_y = \frac{l_{k,y}}{i_y} = \frac{l_{k,y}}{\sqrt{I_y/A}}$$

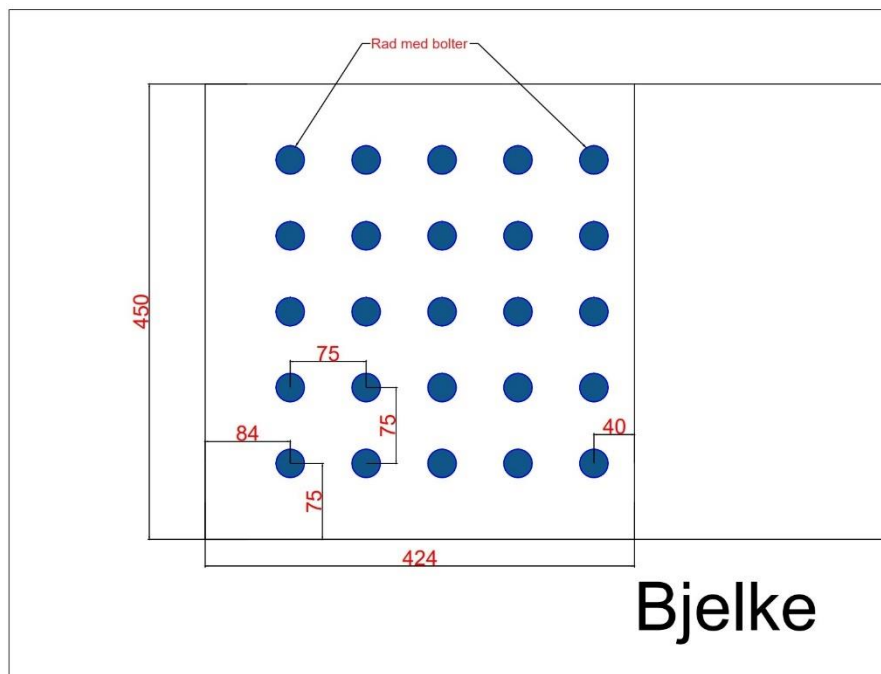
$$\lambda_z = \frac{l_{k,z}}{i_z} = \frac{l_{k,z}}{\sqrt{I_z/A}}$$

Forbindelser

Forbindelser i trekonstruksjoner er avgjørende for å overføre last og opprettholde strukturell integritet. De vanligste forbindelsestypene inkluderer:

- Spiker forbindelser som bruker metallnagler for å feste tre komponenter sammen.
- Limede forbindelser utnytter industrielt lim for å feste elementer sammen, skaper en permanent og nesten usynlig forbindelse og gir utmerket lastfordeling.
- Bolt forbindelser involverer bruk av bolter, ofte i kombinasjon med metallplater eller boltskiver, for å skape kraftige forbindelser som er bedre egnet for tunge laster.
- Dimlingsforbindelser (dowels) bruker små tre- eller metallstenger som settes inn i forhåndsborede hull for å binde elementene sammen. Disse kan være estetisk tiltalende og gir en mer "tre fokusert" løsning

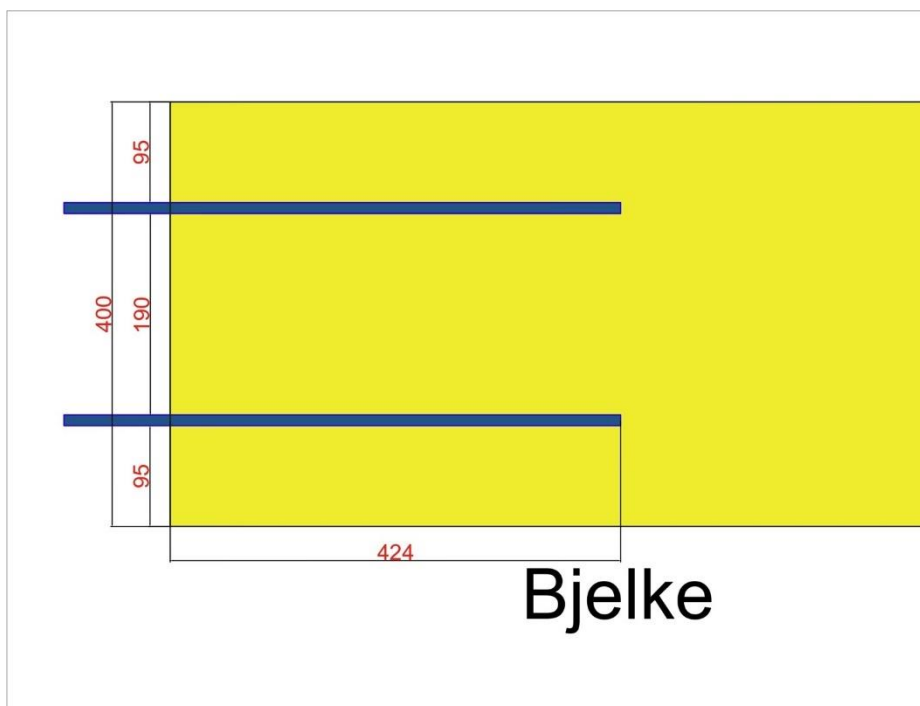
I denne oppgaven fokuseres det videre på en kombinasjon av bolt og dybler for å få både estetisk "tre-fokusert" og samtidig kraftige forbindelser med å introdusere første og siste rad av alle forbindelser med bolter og dybler for resten av forbindelsen.



Figur 24. Bolter og dybler plassering

Kombinasjonen av limtre og stål i konstruksjonsforbindelser tilbyr en sammenblanding av materialstyrker. Stålplater kan enten være eksternt synlige eller innkapslet innenfor limtreflatene. Fordelene inkluderer at stålkomponentene forbedrer den strukturelle kapasiteten til tre komponentene, spesielt i spenningspunkter, muliggjør mer komplekse forbindelse former og større spenn enn hva som er mulig med kun tre og stålplater beskytter de kritiske forbindelsene mot mekaniske skader og slitasje.

Her velges en innfelt stålplate forbindelse som sikrer mindre eksponering av stålplater til korrosjon og utsettelse for reduksjon av material fasthet i tilfellet med brann, og samtidig estetiske finere ved å skjule stålplater innenfor tre komponenter.



Figur 25. Tverrsnitt av forbindelsen, 2D-stålplate/limtre

Designmotstanden til forbindelser formuleres som:

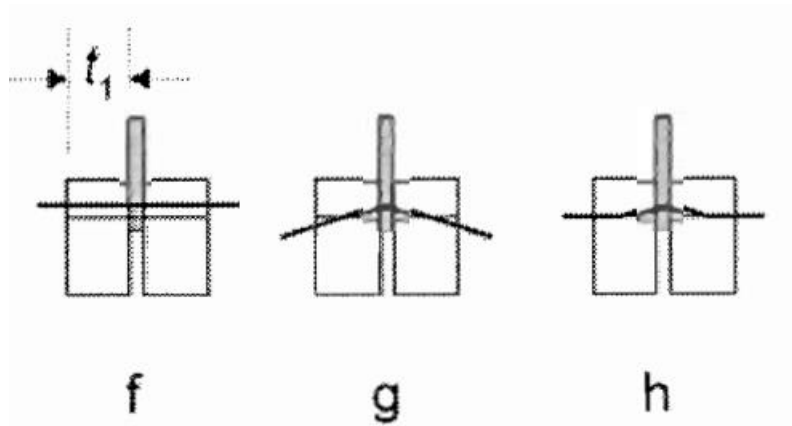
$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

Det finnes forskjellige metoder for å fastslå lastkapasiteten avhengig av forbindelsestype og dens konstruksjonsdetaljer. Formler for beregning av skjærstyrke i dobbeltskjær tre-til-tre forbindelser for bolt og dybel, finner man i Eurokode 5 hvor karakteristisk lastkapasiteten skal vær den laveste verdien fra følgende formler:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,l,k} t_1 d \quad (f) \\ f_{h,l,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,l,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,l,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (h) \end{array} \right.$$

Formel 1. Dobbeltskjær forbindelse

Formler ovenfor refererer til sviktmoduser i Figur 26.



Figur 26. Sviktmoduser referert til formel 1

$f_{h,0,k}$ fra Formel 1. er den karakteristiske innbygningsstryken som for bolter med opptil 30 mm diameter i forbindelser med treverk og limtre, verdien finner man fra følgende formel:

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$$

Her d står for bolt diameter i mm og ρ_k er den karakteristiske treverk tetthet i kg/m^3 .

$M_{y,Rk}$ er knekkmomentet til festemiddelet som formelen er gitt under benytter festerens karakteristisk trekkfasthet $f_{u,k}$ og dets diameter.

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$$

Forskjellige festemidler bidrar ulikt til lastebærende kapasitet, gjennom det som kalles «rope effect» eller taueffekt. Denne teorien referer til Johansen yield theory, som brukes til å forstå beregningen av bæreevnen til festemidler i tre, under belastning, fungerer som tau ved å overføre og distribuere laster over lengre områder innenfor trekomponenter.

| | |
|----------------------------|------|
| – Round nails | 15 % |
| – Square and grooved nails | 25 % |
| – Other nails | 50 % |
| – Screws | 100% |
| – Bolts | 25 % |
| – Dowels | 0 % |

Tabell 19. Taueffekt av Johansen teori.

Det er forskjellige krav til minimumsavstander avhengig av boltens orientering i forhold til trekornet og om boltene er nær en belastet eller ubelastet kant eller ende. Disse avstandene er kritiske for å forhindre svikt i treverket ved bolteforbindelser. Disse kravene bestemmes fra tabellen 20 og 21 for bolter og dybler mens når bolter er plassert parallelt med trekornet, må bæreevnen beregnes basert på et effektivt antall bolter n_{eff} . Dette tallet bestemmes av følgende formel:

$$n_{eff} = \min(n; n^{0.9} \times \sqrt{\frac{a_1}{13d}})$$

| Spacing and end/edge distances (see Figure 8.7) | Angle | Minimum spacing or distance |
|--|---|---|
| a_1 (parallel to grain) | $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $(4 + \cos \alpha) d$ |
| a_2 (perpendicular to grain) | $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $4 d$ |
| $a_{3,t}$ (loaded end) | $-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ | $\max(7 d; 80 \text{ mm})$ |
| $a_{3,c}$ (unloaded end) | $90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$ | $\boxed{A_1} (1 + 6 \sin \alpha) d$ $4 d$ $(1 + 6 \sin \alpha) d \boxed{A_1}$ |
| $a_{4,t}$ (loaded edge) | $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ | $\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$ |
| $a_{4,c}$ (unloaded edge) | $180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $3 d$ |

Tabell 20. Plassering og avstandskrav for bolter-limtre

| Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7) | Angle | Minimum spacing or edge/end distance |
|--|---|---|
| a_1 (parallel to grain) | $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $(3 + 2 \cos \alpha) d$ |
| a_2 (perpendicular to grain) | $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $3 d$ |
| $a_{3,t}$ (loaded end) | $-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ | $\max(7 d; 80 \text{ mm})$ |
| $a_{3,c}$ (unloaded end) | $90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$ | $\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3d)$ $3 d$ $\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3d)$ |
| $a_{4,t}$ (loaded edge) | $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ | $\max([2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$ |
| $a_{4,c}$ (unloaded edge) | $180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$ | $3 d$ |

Tabell 21. Plassering og avstandskrav for dybler-limtre

Retningslinjer for minimum og maksimum avstander for bolter i stålkonstruksjoner for å sikre riktig plassering av festemidler for å oppfylle strukturelle og sikkerhetsmessig krav og samtidig unngå svakheter som kan oppstå fra for tett eller for bred plassering.

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

Tabell 22. Minimum og Maximum avstand bolter/dybler-stålplate

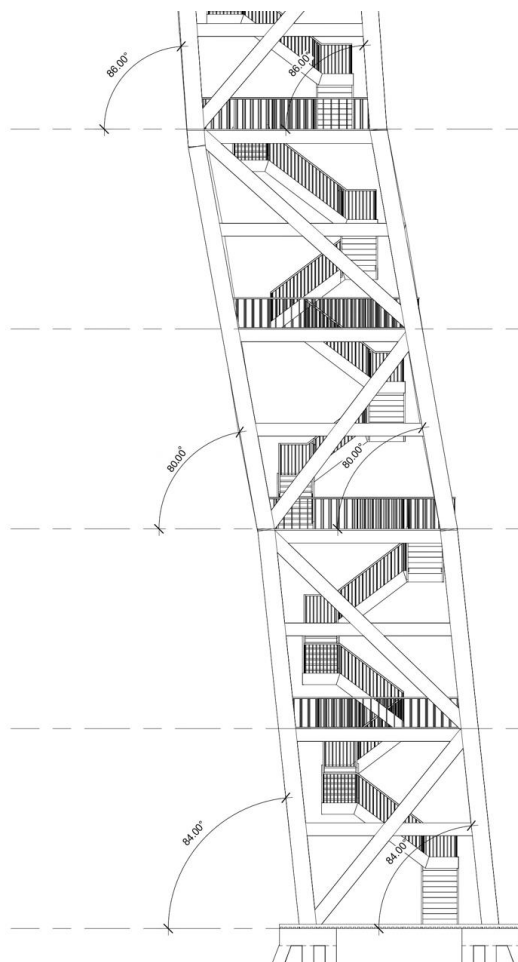
I en strukturell forbindelse som kombinerer både limtre og stålplate, er det viktig å sikre at avstandskravene for både limtre og stål oppfylles og samtidig de avstander og dimensjonering møter på samme plass, for å garantere best mulig funksjonalitet og ytelse i forbindelsen. Ved å følge de spesifikke kravene til minimum og maksimum avstander for bolter og festemidler, som angitt i tabellene overs, kan man sikre at forbindelsen oppnår den nødvendige styrken, sikkerheten, og funksjonaliteten.

3. Metodikk

3.1 Analysemetoder

Denne delen av oppgaven beskriver metodene og teknikkene som ble anvendt for å designe og analysere et 50 meter høyt klatretårn, med dimensjoner på 7 meter i bredde og 6 meter i dybde. Dette prosjektet involverer en detaljert analyse av strukturelle laster, materialegenskaper, og påvirkning fra miljøfaktorer som vind og snø.

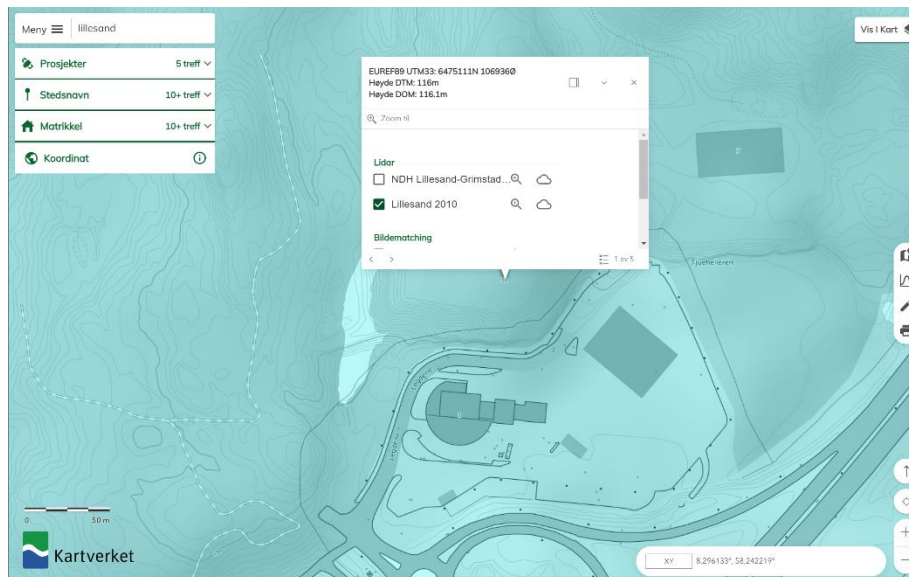
Designet fokuserer på en modulær struktur med tre deler, hver vinklet forskjellig for å optimalisere både klatreopplevelsen og strukturell stabilitet. Denne oppgaven utforsker den omfattende prosessen med å designe et slikt tårn, fra den innledende konseptualiseringen gjennom detaljerte strukturanalyser til sluttvurderinger av materialegenskaper og lasttoleranser.



Figur 27. Snitt plantegning-øst-klattertårn vinkel

Tårnet er designet i tre separate seksjoner, hver med en unik vinkelorientering, noe som forenkler transport og montering, samt tilbyr varierte og utfordrende klatreruter. Segmentene er vinklet med 6 grader for den nederste, 10 grader for midtdelen, og 4 grader for den øverste

delen. Disse vinklene er nøye valgt for å optimalisere klatreopplevelsen og samtidig opprettholde en sikker fordeling av tårnets sentrum av gravitasjon innenfor sitt basens fotavtrykk. Disse tiltakene sikrer en stabil og sikker struktur, til tross for dens høye og slanke form.



Figur 28.Høyde over havet byggested-<https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>

Strukturell helling og vindlastbetraktninger

Hele strukturen lener seg mot sør, retningen hvor den verste vindlasten er forventet. Dette strategiske valget er basert på beregninger og ut ifra Eurokode 1 som viser at dette området vil få den høyeste vindretning faktoren og dermed høyeste vindkast som dette kan potensielt kansellere ut en del av strukturen sin egenvekt og nyttelasten som forekommer av strukturens vinkel. Ved å designe tårnet for å lene seg mot denne siden, maksimeres dens motstandsdyktighet mot de mulige belastningene forårsaket av kraftige vindkast.

Beregning av vindlast

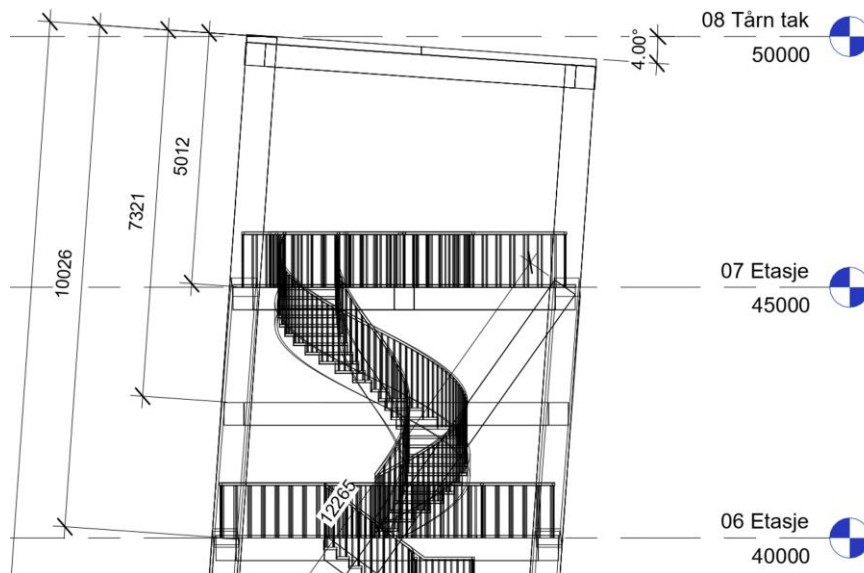
For å fastslå vindlasten har Eurokode 1 Del 3 vært anvendt ved å benytte formler nevnt i delkapittel 2.2.2 og verdier fra tabellene i dette kapittel. Analysen tar hensyn til tårnets høyde over havet som spesifikk er 116m og dets nærhet til nærmeste terrengruhetssklasseovergang med 6,74 kilometer avstand som vist i Figur 13 og 27. Ved å beregne verdier for vindakselerasjon over åser og skråninger, samt vindøkning på lesiden, bidrar dette til en nøyaktig bestemmelse av vindtrykket på tårnets ytre vegger.

Spesifisert og detaljert trykk- og sug-effekt

Det neste trinnet var å beregne den spesifiserte og detaljerte trykk- og sug-effekten på ytre vegger for alle retninger – sør, nord, øst og vest. Disse verdiene gir presise lasteffekter for hver del av bygget, noe som hjelper utregningen for vind siden av klatretårnet.

Snølast på taket

For å minimere effekten av snølast med en takvinkel på 4 grader, ble det hele takarealet på 7x6m vurdert. Karakteristisk snølast ble funnet ut fra Eurokode 1 del 3 som vist i delkapittel 2.2.2, og ved bruk av snølastkoeffisienter ble den aktuelle snølasten på taket per kvadratmeter beregnet.



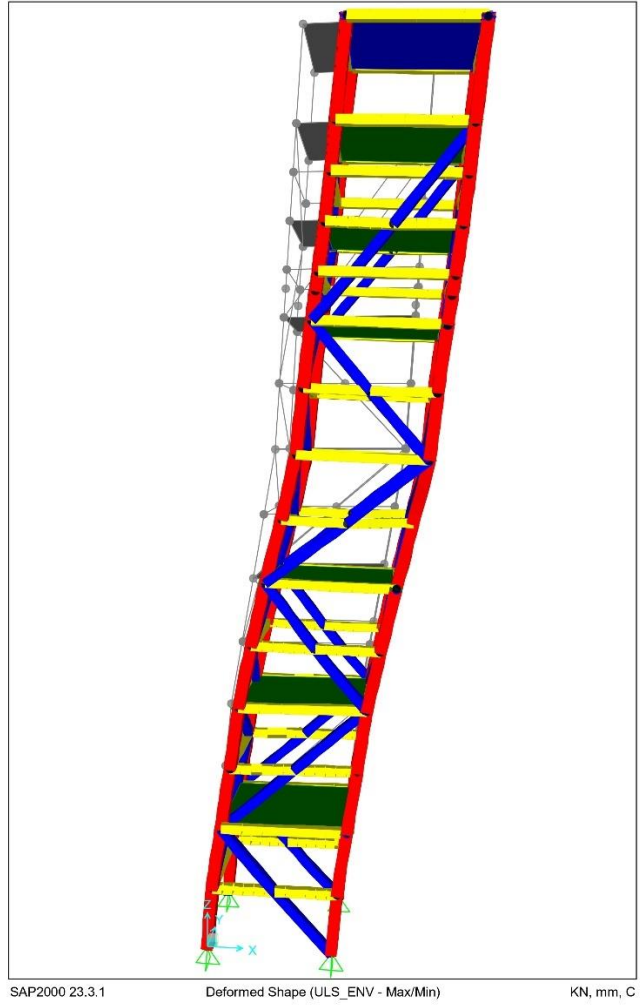
Figur 29. Snitt plantegning-tak vinkel

Nyttelast og egenvekt

Med tanke på at bygget er helt åpent med minimalistisk utkledding, ble nyttelasten valgt som 4 KN/m^2 ut ifra Tabell 13, passende for åpne terrasser. Dette sikrer at designet kan håndtere vekten av brukere og eventuelt utstyr som kan være til stede. I tillegg til nyttelast har det blitt valgt en øvrige 4 KN/m^2 for alle andre strukturell komponenter som etter monteres blant annet trapper, gjerder osv. mens den aktuelle egenvekten beregnes og analyseres i programvare SAP2000 for en nøyaktig utregning.

Analyse av Limtre (GL30h)

Fra egenskapstabellen for limtre (GL30h) i Tabell 4 ble flere nøkkelkarakteristikker identifisert, inkludert karakteristisk bøyestyrke, skjærstyrke og gjennomsnittlig tetthet. Disse egenskapene ble deretter lagt inn i SAP2000 for videre analyse. Her ble hele strukturen tegnet, materialet definert, lasttyper spesifisert og lastkombinasjoner etablert for å identifisere de mest kritiske lasttilfellene og videre analysere strukturen for den globale defleksjon.



Figur 30. Deformert formen av klatretårn-Sap2000

4. Design og analyser

4.1 Presentasjon av beregningsresultater

I dette kapittelet presenteres designprosessen og de strukturelle beregningene for klatretårnet. Dette inkluderer en detaljert gjennomgang av lasteffektene som virker på konstruksjonen, dimensjoneringen av de ulike strukturelle elementene, og verifikasjonen av forbindelsene.

Resultater fra beregninger og dimensjonering er som følgerne:

Den globale geometri:

| | |
|-----------------------------|---------|
| Bredden av strukturen: | B = 7m |
| Dybden av strukturen: | L = 6m |
| Totale høyde av strukturen: | Z = 50m |

Egenvekt:

| | |
|----------------------------------|---|
| Egenvekten: | $430 \text{ kg/m}^3 * 9,8 \text{ m/s}^2 = 4,2 \text{ kN/m}^3$ |
| Den øvrige strukturell egenvekt: | 4 kN/m^2 |

Vindlast beregning:

Vindlast effekt fra sør:

$$q(Z)_p = K_1 \times K_2 \times K_3 \times C_{dir}^2 \times C_{alt}^2 \times C_{season}^2 \times C_{prob}^2 \times q_{p,0}(Z) = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

- $K_1 = 1,154$ fra Figur 11
- $K_2 = 1,0$ ikke noe særlig bratt terreng
- $K_3 = 1,04$ fra Figur 12
- $C_{dir} = 1,0$ fra Figur 15
- $C_{alt} = 0,8$
- $C_{season} = 1,0$ Figur 16. sesong faktor C_{season}
- $C_{prob} = 1,0$
- $q_{p,0}(Z) = 1460 \text{ N/m}^2$

vind effekt på vertikale vegger: Figur 22

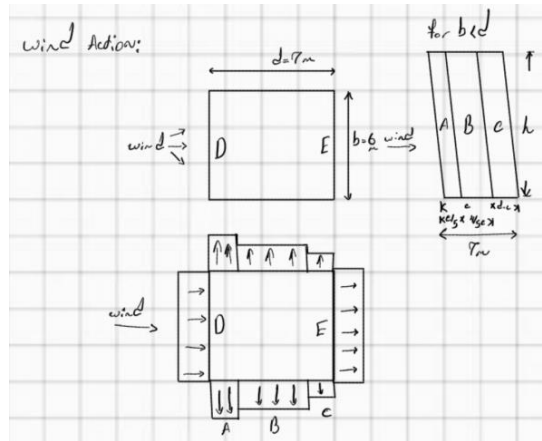
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Ekstern vind koeffisient:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

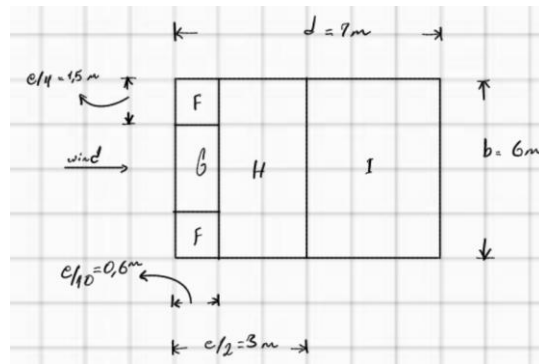
$$h/d = 50/7 = 7,1\text{m}$$

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| A | -1,2 | $1,12 * -1,2 = -1,34 \text{ kN/m}^2$ |
| B | -0,8 | $-0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| C | -0,5 | $-0,56 \text{ kN/m}^2$ |
| D | 0,8 | Spesifikke verdier gitt i egen tabell |
| E | -0,7 | $-0,8 \text{ kN/m}^2$ |



Figur 31. vindlast fordeling vertikalt vegger-sør

vind effekt på vertikale tak: Figur 20



Figur 32. vindlast effekt på tak-sør

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| F | -1,8 | -2,0 kN/m ² |
| G | -1,2 | -1,3 kN/m ² |
| H | -0,7 | -0,8 kN/m ² |
| I | ±0,2 | ±0,2 kN/m ² |

Vindlasteffekten på vind siden D: Figur 21

- total høyde $Z=50\text{m}$
- vind side bredde $B=6\text{m}$
- effektive høyde uten 07 etasje uten noen vegger = $50 - 5 = 45\text{m}$

| Vind trykk (Z) | | |
|----------------|-----------------------------|---|
| $q_p(Z_{e,6})$ | $q_p(Z_e=45) * C_{pe,10}$ | $1,1 \text{ kN/m}^2 * 0,8 = 0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,5})$ | $q_p(Z_e=36,5) * C_{pe,10}$ | $0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,4})$ | $q_p(Z_e=28) * C_{pe,10}$ | $0,8 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,3})$ | $q_p(Z_e=21) * C_{pe,10}$ | $0,8 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,2})$ | $q_p(Z_e=14) * C_{pe,10}$ | $0,7 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,1})$ | $q_p(Z_e=7) * C_{pe,10}$ | $0,6 \text{ kN/m}^2$ |

Vindlast effekt fra vest:

$$q(Z)_p = K_1 \times K_2 \times K_3 \times C_{dir}^2 \times C_{alt}^2 \times C_{season}^2 \times C_{prob}^2 \times q_{p,0}(Z) = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

- $K_1 = 1,154$ fra Figur 11
- $K_2 = 1,0$ ikke noe særlig bratt terreng
- $K_3 = 1,04$ fra Figur 12
- $C_{dir} = 1,0$ fra Figur 15
- $C_{alt} = 0,8$
- $C_{season} = 1,0$ Figur 16. sesong faktor C_{season}
- $C_{prob} = 1,0$
- $q_{p,0}(Z) = 1460 \text{ N/m}^2$

vind effekt på vertikale vegger: Figur 22

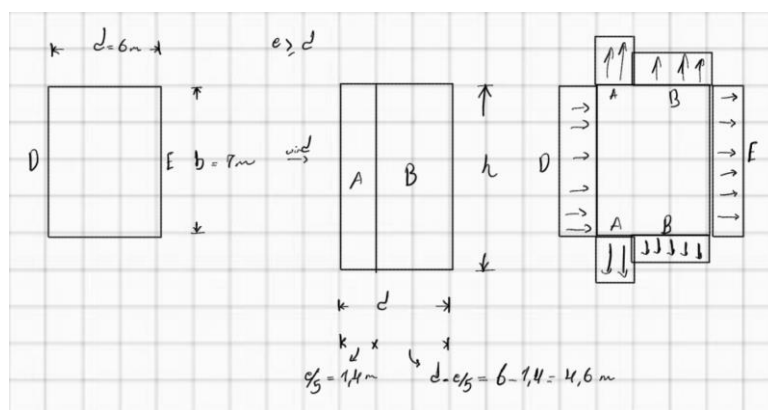
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Ekstern vind koeffisient:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

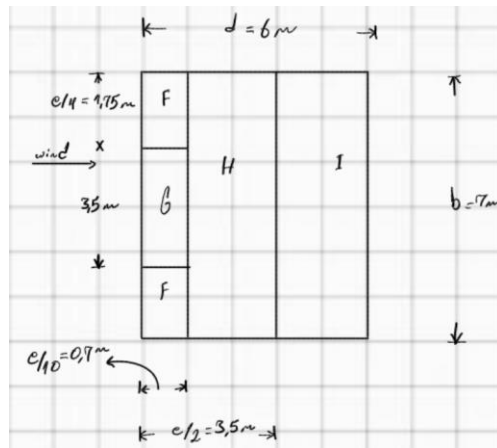
$$h/d = 50/6 = 8,3\text{m}$$

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| A | -1,2 | $1,12 * -1,2 = -1,34 \text{ kN/m}^2$ |
| B | -0,8 | $-0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| D | 0,8 | Spesifikke verdier gitt i egen tabell |
| E | -0,7 | $-0,8 \text{ kN/m}^2$ |



Figur 33. vindlast fordeling vertikal vegg-vest

Vind effekt på vertikale tak: Figur 20



Figur 34. vindlast effekt på tak-vest

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| F | -1,8 | -2,0 kN/m ² |
| G | -1,2 | -1,3 kN/m ² |
| H | -0,7 | -0,8 kN/m ² |
| I | ±0,2 | ±0,2 kN/m ² |

Vindlasteffekten på vind siden D: Figur 21

- total høyde $Z=50\text{m}$
- vind side bredde $B=7\text{m}$
- effektive høyde uten 07 etasje uten noen vegger = $50 - 5 = 45\text{m}$

| Vind trykk (Z) | | |
|----------------|-----------------------------|---|
| $q_p(Z_{e,6})$ | $q_p(Z_e=45) * C_{pe,10}$ | $1,1 \text{ kN/m}^2 * 0,8 = 0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,5})$ | $q_p(Z_e=36,5) * C_{pe,10}$ | $0,9 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,4})$ | $q_p(Z_e=28) * C_{pe,10}$ | $0,8 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,3})$ | $q_p(Z_e=21) * C_{pe,10}$ | $0,8 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,2})$ | $q_p(Z_e=14) * C_{pe,10}$ | $0,7 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,1})$ | $q_p(Z_e=7) * C_{pe,10}$ | $0,6 \text{ kN/m}^2$ |

Vindlast effekt fra nord:

$$q(Z)_p = K_1 \times K_2 \times K_3 \times C_{dir}^2 \times C_{alt}^2 \times C_{season}^2 \times C_{prob}^2 \times q_{p,0}(Z) = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

- $K_1 = 1,154$ fra Figur 11
- $K_2 = 1,0$ ikke noe særlig bratt terreng
- $K_3 = 1,04$ fra Figur 12
- $C_{dir} = 0,8$ fra Figur 15
- $C_{alt} = 0,8$
- $C_{season} = 1,0$ Figur 16. sesong faktor C_{season}
- $C_{prob} = 1,0$
- $q_{p,0}(Z) = 1460 \text{ N/m}^2$

Vind effekt på vertikale vegger: Figur 22

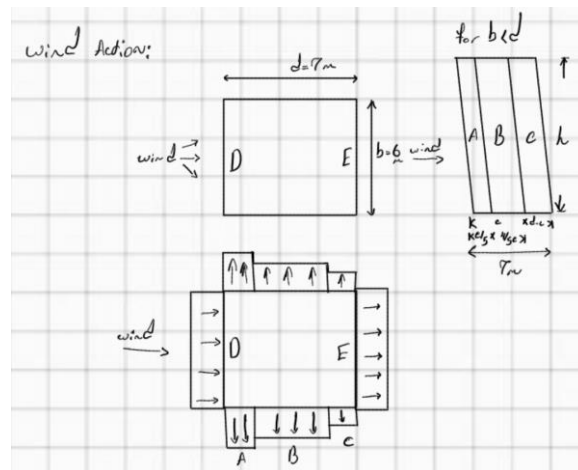
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Ekstern vind koeffisient:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

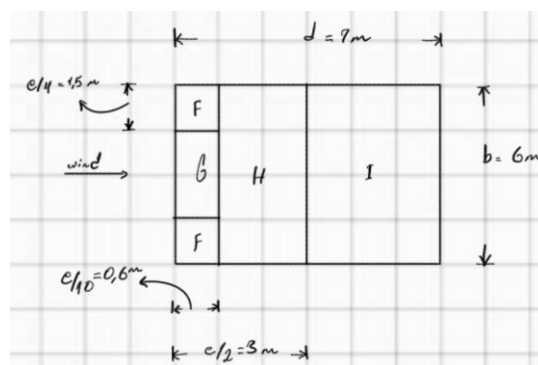
$$h/d = 50/7 = 7,1m$$

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| A | -1,2 | $1,12 * -1,2 = -0,86 \text{ kN/m}^2$ |
| B | -0,8 | $-0,57 \text{ kN/m}^2$ |
| C | -0,5 | $-0,36 \text{ kN/m}^2$ |
| D | 0,8 | Spesifikke verdier gitt i egen tabell |
| E | -0,7 | $-0,50 \text{ kN/m}^2$ |



Figur 35.vindlast fordeling vertikalt vegger-nord

Vind effekt på vertikale tak: Figur 20



Figur 36.vindlast effekt på tak-nord

| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| F | -1,8 | -2,0 |
| G | -1,2 | -1,3 |
| H | -0,7 | -0,8 |

| | | |
|---|------|------|
| I | ±0,2 | ±0,2 |
|---|------|------|

Vindlasteffekten på vind siden D: Figur 21

- total høyde $Z=50\text{m}$
- vind side bredde $B=6\text{m}$
- effektive høyde uten 07 etasje uten noen vegger = $50 - 5 = 45\text{m}$

| Vind trykk (Z) | | |
|----------------|-----------------------------|---|
| $q_p(Z_{e,6})$ | $q_p(Z_e=45) * C_{pe,10}$ | $0,7 \text{ kN/m}^2 * 0,8 = 0,6 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,5})$ | $q_p(Z_e=36,5) * C_{pe,10}$ | $0,6 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,4})$ | $q_p(Z_e=28) * C_{pe,10}$ | $0,5 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,3})$ | $q_p(Z_e=21) * C_{pe,10}$ | $0,5 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,2})$ | $q_p(Z_e=14) * C_{pe,10}$ | $0,4 \text{ kN/m}^2$ |
| $q_p(Z_{e,1})$ | $q_p(Z_e=7) * C_{pe,10}$ | $0,3 \text{ kN/m}^2$ |

Vindlast effekt fra øst:

$$q(Z)_p = K_1 \times K_2 \times K_3 \times C_{dir}^2 \times C_{alt}^2 \times C_{season}^2 \times C_{prob}^2 \times q_{p,0}(Z) = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

- $K_1 = 1,154$ fra Figur 11
- $K_2 = 1,0$ ikke noe særlig bratt terreng
- $K_3 = 1,04$ fra Figur 12
- $C_{dir} = 0,9$ fra Figur 15
- $C_{alt} = 0,8$
- $C_{season} = 1,0$ Figur 16. sesong faktor C_{season}
- $C_{prob} = 1,0$
- $q_{p,0}(Z) = 1460 \text{ N/m}^2$

Vind effekt på vertikale vegger: Figur 22

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Ekstern vind koeffisient:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$h/d = 50/6 = 8,3\text{m}$$

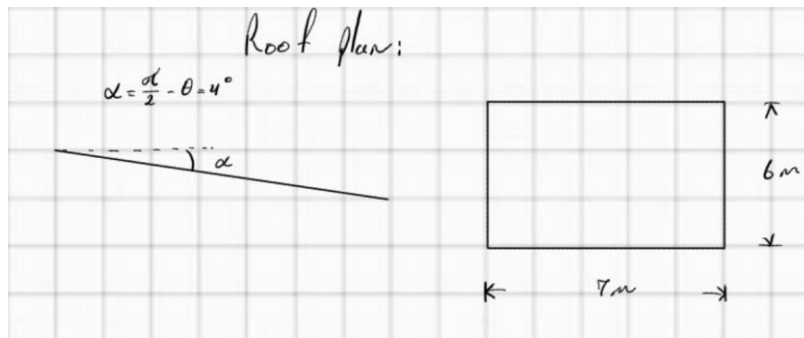
| | Ekstern trykk koeffisient: $C_{pe,10}$ | Vindlast effekt på vertikal vegger: $F_{w,e}$ |
|---|--|---|
| A | -1,2 | $0,91 * -1,2 = -1,1 \text{ kN/m}^2$ |
| B | -0,8 | $-0,73 \text{ kN/m}^2$ |
| D | 0,8 | Spesifikke verdier gitt i egen tabell |
| E | -0,7 | $-0,64 \text{ kN/m}^2$ |

Snølast:

Snølaster for vedvarende dimensjonerende situasjoner på tak utregnes på følgende måte:

$$S = \mu_i C_e C_t S_K = 2,9 \text{ kN/m}^2$$

- $S_k = S_{k0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$ verdien tatt fra Tabell 1
- $C_e = 0,8$ (flatt, frie områder- alle sider er eksponert)
- $C_t = 1,0$ (ingen varme tap gjennom taket)
- $\mu_1 = 0,8$ ($0^\circ \leq \alpha = 4^\circ \leq 30^\circ$)



Figur 39. Tak plan-snølast

4.2 Analyser av lastvirkning og strukturell integritet

Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand refererer her til tilstanden hvor klatretårnet når sin maksimale kapasitet før det bryter sammen. Det er kritisk å vurdere dette for å sikre at konstruksjonen ikke feiler under ekstreme laster som kan forekomme under uforutsette hendelser som kraftige vindkast, snølast eller eksepsjonelle nyttelaster. Det som må vurderes er ulike kombinasjoner av laster som kan virke samtidig på klatretårnet. Disse lastkombinasjonene er definert etter Eurokode 1 i Tabell 10.

For å ta hensyn til forskjellige lastkombinasjoner som kan være mest kritiske for konstruksjonens sikkerhet, kan man lage en liste med ulike lastkombinasjoner og vindlast retninger. En må finne den høyeste verdien som kan forekomme ved å vurdere hvilken av variasjonslastene som kan være dominerende.

Bruddgrensetilstand lastkombinasjoner (STR/GEO):

Likning 6.10a:

$$\text{ULS101-SØR: } 1.35 \cdot g_k + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_s$$

$$\text{ULS102-VEST: } : 1.35 \cdot g_k + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_v$$

$$\text{ULS103-NORD: } : 1.35 \cdot g_k + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_n$$

$$\text{ULS104-ØST: } : 1.35 \cdot g_k + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_\emptyset$$

Likning 6.10b:

$$\text{ULS201-SØR: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_s$$

$$\text{ULS202-VEST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_v$$

$$\text{ULS203-NORD: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_n$$

$$\text{ULS204-ØST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_\emptyset$$

$$\text{ULS301-SØR: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_s$$

$$\text{ULS302-VEST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_v$$

$$\text{ULS303-NORD: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_n$$

$$\text{ULS304-ØST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot V_\emptyset$$

$$\text{ULS401-SØR: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot V_s + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S$$

$$\text{ULS402-VEST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot V_v + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S$$

$$\text{ULS403-NORD: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot V_n + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S$$

$$\text{ULS404-ØST: } 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot V_\emptyset + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot S$$

Ved å benytte denne metodikken sikres det en grundig vurdering av alle mulige lastkombinasjoner for å sikre at konstruksjonen kan tåle de mest ugunstige forholdene den kan bli utsatt for gjennom sin levetid.

Etter det har blitt definert alle lastkombinasjoner gitt ovenfor (f.eks. ULS101-sør, ULS101-vest, etc.) kan man opprette en Envelope lastkombinasjon eller omslagskurve for lastkombinasjoner som kalles på norsk. Dette kan man lage med å først definere alle de individuelle lastkombinasjoner i SAP2000.

Om slagskurver lastkombinasjon

En Envelope lastkombinasjon i analyseprogrammer som SAP2000 representerer en samling av resultater som inneholder de ekstreme verdiene (maksimale og minimale) for et sett av lastkombinasjoner. Dette gir en enkel måte å vurdere de mest kritiske effektene på Klatretårnet uten å måtte vurdere hver enkelt lastkombinasjon separat.

4.3 Visualiseringer og verdier fra SAP2000

Resultat rapport

I denne rapporten presenteres resultatene fra strukturanalysen utført ved hjelp av SAP2000, med fokus på omslagskurver (envelope lastkombinasjoner). Ved å benytte omslagskurver er de mest kritiske lastepåvirkningene på konstruksjonen effektivt identifisert. Denne metoden forenkler vurderingen av konstruksjonens sikkerhet og ytelse ved å samle de ekstreme verdiene for bøyemomenter, skjærkrefter og aksialkrefter fra de definerte lastkombinasjonene. Resultatene som presenteres her, reflekterer omslagskurveverdiene som skal benyttes for design og dimensjonering av elementer og forbindelser.

Minste og høyeste verdier for Søyler med lastkombinasjonen:

1ND ETASJE:

| | | |
|--------------------------|-----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | 982,629 | ULS402-W |
| lavest P verdi (KN): | -4039,768 | ULS402-W |
| Høyest V2 verdi (KN): | 22,318 | ULS402-W |
| lavest V2 verdi (KN): | -61,51 | ULS303-N |
| Høyest V3 verdi (KN): | 42,778 | ULS402-W |
| lavest V3 verdi (KN): | -109,002 | ULS302-W |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 15,0029 | ULS402-W |
| lavest T verdi (KN-mm): | -9,5438 | ULS402-W |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 96,6048 | ULS402-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -94,9882 | ULS404-E |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 108,1231 | ULS303-N |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -98,6574 | ULS302-W |

2ND ETASJE:

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | 215,601 | ULS402-W |
| lavest P verdi (KN): | -2253,13 | ULS302-W |
| Høyest V2 verdi (KN): | 31,94 | ULS301-S |
| lavest V2 verdi (KN): | -61,331 | ULS303-N |
| Høyest V3 verdi (KN): | 75,735 | ULS402-W |
| lavest V3 verdi (KN): | -28,918 | ULS404-E |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 12,0079 | ULS302-W |
| lavest T verdi (KN-mm): | -11,847 | ULS302-W |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 56,8971 | ULS302-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -61,8311 | ULS404-E |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 135,5224 | ULS303-N |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -88,6851 | ULS304-E |

3ND ETASJE:

| | | |
|--------------------------|-----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | -44,107 | ULS401-S |
| lavest P verdi (KN): | -952,188 | ULS302-W |
| Høyest V2 verdi (KN): | 41,65 | ULS303-N |
| lavest V2 verdi (KN): | -55,544 | ULS303-N |
| Høyest V3 verdi (KN): | 74,218 | ULS402-W |
| lavest V3 verdi (KN): | -56,028 | ULS404-E |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 9,7184 | ULS303-N |
| lavest T verdi (KN-mm): | -2,4835 | ULS304-E |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 37,93 | ULS402-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -36,5504 | ULS404-E |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 116,3867 | ULS303-N |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -112,9834 | ULS303-N |

Minste og høyeste verdier for kryssavstivning med lastkombinasjonen:

1ND etasje

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | 649,535 | ULS403-N |
| lavest P verdi (KN): | -756,084 | ULS403-N |
| Høyest V2 verdi (KN): | 6,715 | ULS402-W |
| lavest V2 verdi (KN): | -9,614 | ULS404-E |
| Høyest V3 verdi (KN): | 3,603 | ULS404-E |
| lavest V3 verdi (KN): | -1,982 | ULS402-W |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 5,7416 | ULS303-N |
| lavest T verdi (KN-mm): | -4,2639 | ULS404-E |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 19,2322 | ULS402-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -11,105 | ULS402-W |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 28,3294 | ULS302-W |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -28,7631 | ULS303-N |

2nd etasje

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | 631,803 | ULS303-N |
| lavest P verdi (KN): | -802,262 | ULS303-N |
| Høyest V2 verdi (KN): | 6,303 | ULS402-W |
| lavest V2 verdi (KN): | -8,758 | ULS303-N |
| Høyest V3 verdi (KN): | 3,575 | ULS302-W |
| lavest V3 verdi (KN): | -2,471 | ULS402-W |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 6,434 | ULS304-E |
| lavest T verdi (KN-mm): | -3,2784 | ULS301-S |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 19,0354 | ULS302-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -14,209 | ULS302-W |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 32,9708 | ULS303-N |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -23,77 | ULS302-W |

3rd etasje

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Høyest P verdi (KN): | 150,199 | ULS303-N |
| lavest P verdi (KN): | -337,326 | ULS302-W |
| Høyest V2 verdi (KN): | 8,469 | ULS303-N |
| lavest V2 verdi (KN): | -5,913 | ULS104-E |
| Høyest V3 verdi (KN): | 43,915 | ULS402-W |
| lavest V3 verdi (KN): | -33,151 | ULS404-E |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 4,0612 | ULS303-N |
| lavest T verdi (KN-mm): | -2,6766 | ULS301-S |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 18,6329 | ULS303-N |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -16,4175 | ULS303-N |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 19,0299 | ULS303-N |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | -14,1 | ULS102-W |

Minste og høyeste verdier for bjelke med lastkombinasjonen:

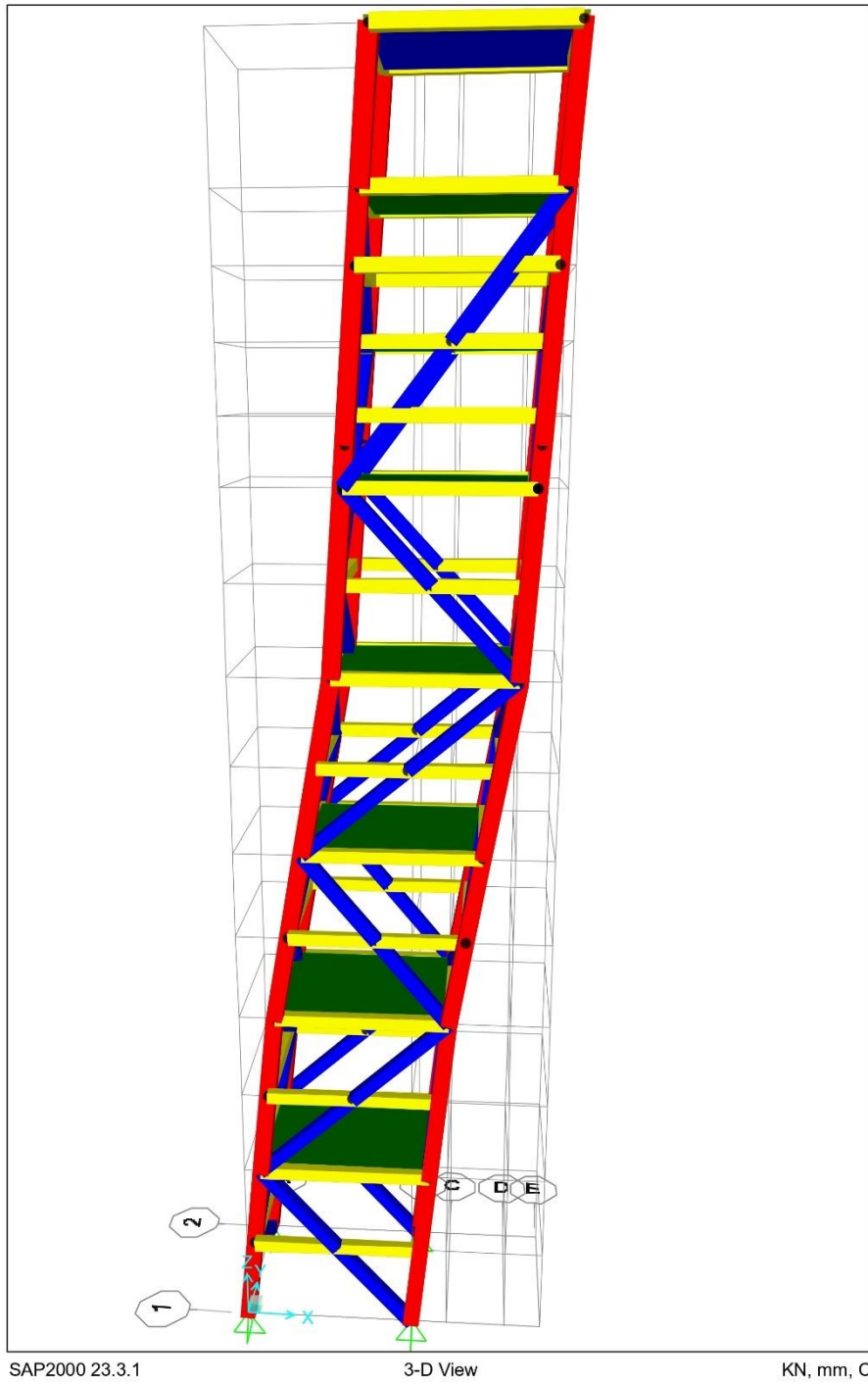
Bjelker:

| | | |
|--------------------------|----------|--------------|
| Høyest P verdi (KN): | 96,543 | ULS303-N |
| lavest P verdi (KN): | -17,871 | ULS402-W |
| Høyest V2 verdi (KN): | 108,465 | ULS300(alle) |
| lavest V2 verdi (KN): | -108,465 | ULS300(alle) |
| Høyest V3 verdi (KN): | 2,522 | ULS404-E |
| lavest V3 verdi (KN): | -3,076 | ULS402-W |
| Høyest T verdi (KN-mm): | 2,2472 | ULS403-N |
| lavest T verdi (KN-mm): | -4,1191 | ULS403-N |
| Høyest M2 verdi (KN-mm): | 11,2479 | ULS402-W |
| lavest M2 verdi (KN-mm): | -10,6476 | ULS402-W |
| Høyest M3 verdi (KN-mm): | 189,8138 | ULS300(alle) |
| lavest M3 verdi (KN-mm): | 0 | --- |

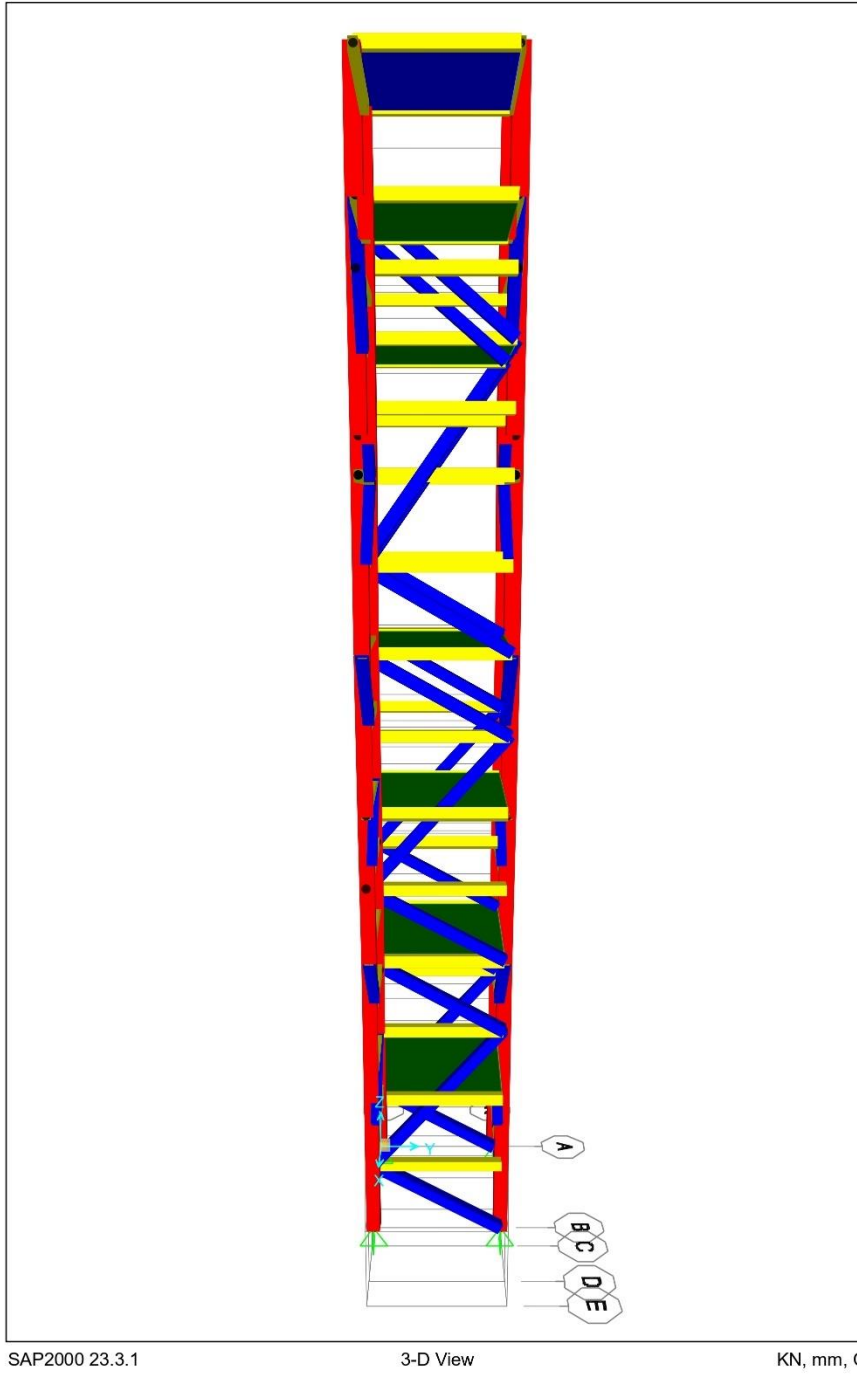
Visualiseringer fra Sap2000

Bildene nedenfor viser en strukturtegning av klatretårnet i programvaren SAP2000. Tårnet er modellert som en fagverksstruktur med horisontale bjelker, diagonale stivninger og vertikale søyler. Bildene gir forskjellige perspektiver av tårnet fra nord, sør, vest og øst.

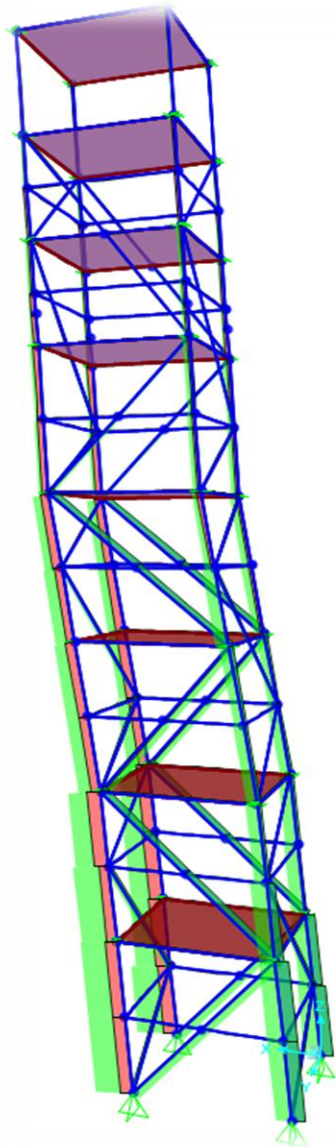
Strukturelementene er fargekodet for å representere forskjellige tverrsnitts størrelser og materialer.



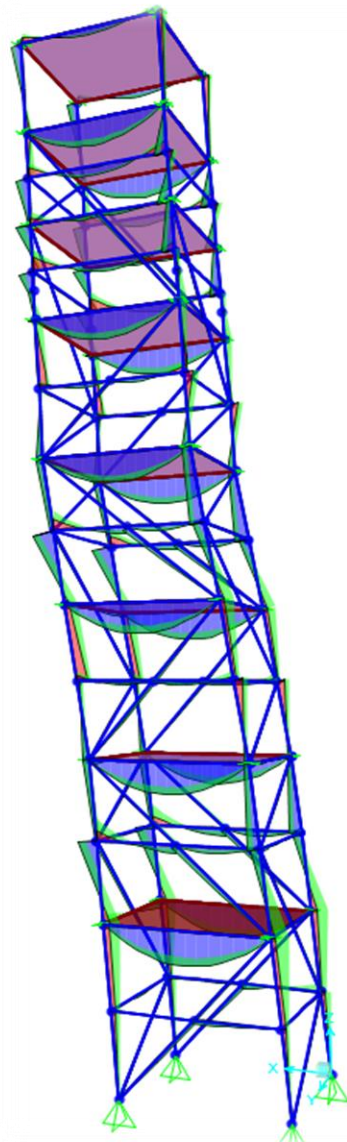
Figur 40. Strukturtegning av klatretårn-SAP2000-vest



Figur 41. Strukturtegnning av klatretårn-SAP2000-sør



Figur 42. Strukturtegning-aksiallast



Figur 43. Strukturtegning-bøyemoment

4.4 Design og dimensjonering

Rammeverk design og dimensjonering

Søyle design og dimensjonering

Høyeste og laveste relevant verdier hvor aksiallast med negativt tegn indikerer trykk og positiven er langs positiv z-aksen og dermed strekk

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------|--------|----------|---------|----------|-----------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 982,629 | 41,65 | 75,735 | 15,0029 | 96,6048 | 135,5224 |
| -4039,768 | -61,51 | -109,002 | -9,5438 | -94,9882 | -112,9834 |

Geometri:

Beregningen her ble tatt med å både ta med hele lengde L og effektiv lengde hvor søyle elementet er festet og støttet halvveis langs z-aksen til middel etasjen som i eksempel en søyle element som strekker seg fra fundament til etasje 02, søylen har støtte (Bracing) i 01 etasje i to retninger x-aksen og y-aksen.

$$\beta = 0,7$$

| | | |
|--|----------|-----------------|
| Lengde | 14000 | mm |
| Effektiv lengde: $L_{e,y}=L_{e,z}$ $l_e=\beta*1$ | 4900 | mm |
| Bredde | 650 | mm |
| Dybde | 650 | mm |
| Tverrsnitt areal | 422500 | mm ² |
| Seksjonsmodulus om y-y-aksen | 45770833 | mm ³ |
| Seksjonsmodulus om z-z-aksen | 45770833 | mm ³ |
| Treghetsmoment om y-y-aksen | 1,49E+10 | mm ² |
| Treghetsmoment om z-z-aksen | 1,49E+10 | mm ² |
| Radius av gyrasjon om y-y-aksen | 187,6388 | mm |
| Radius av gyrasjon om z-z-aksen | 187,6388 | mm |
| Slankhet om y-y-aksen | 26,114 | 52,22799358 |
| Slankhet om z-z-aksen | 26,114 | 52,22799358 |

Limtre egenskaper:

Glulam GL30h

| | | | |
|--|----------------|-------|-------------------|
| Karakteristisk bøyestyrke | $f_{m,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk trykkstyrke | $f_{c,0,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærstyrke | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | N/mm ² |
| Karakteristisk lager-/trykkstyrke | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,mean}$ | 13600 | N/mm ² |
| Femte-persentil elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,05}$ | 11300 | N/mm ² |

| | | | |
|----------------------------|----------------|-----|----------|
| Gjennomsnittlig skjærmodul | $G_{0,g,mean}$ | 650 | N/mm^2 |
| Karakteristisk skjærmodul | $G_{g,05}$ | 540 | N/mm^2 |
| Karakteristisk tetthet: | $\rho_{g,k}$ | 430 | kg/m^3 |

| | | | |
|--|-----------------|----------|--|
| Material faktor for Limtre: | | 1,15 | |
| Bruksklasse: | $K_{mod,short}$ | 0,9 | |
| Størrelse faktor (for moment om y-y og z-z): | k_h | 0,992028 | |

Bruksklasse (modification factor) er basert på tjenesteklasse 2 og en kortvarig belastning.

Verifikasjon av søylen:

GL30h

Momenttilstand:

| | | | |
|---|------------------|----------|----------|
| Dimensjonerende bøyemoment: | $M_{y,d}$ | 135,5224 | KNm |
| Dimensjonerende bøyenspenning om y-y-aksen: | $\sigma_{m,y,d}$ | 2,96089 | N/mm^2 |
| Dimensjonerende bøyemoment: | $M_{z,d}$ | 96,6048 | KNm |
| Dimensjonerende bøyenspenning om z-z-aksen: | $\sigma_{m,z,d}$ | 2,110619 | N/mm^2 |
| Dimensjonerende bøyestyrke om y-y-aksen: | $f_{m,y,d}$ | 23,29108 | N/mm^2 |
| Dimensjonerende bøyestyrke om z-z-aksen: | $f_{m,z,d}$ | 23,29108 | N/mm^2 |

Bøyning sjekk:

$$\sigma_{m,y,d} < f_{m,y,d}$$

$$\sigma_{m,z,d} < f_{m,z,d}$$

Begge tilstandene er oppfylt og forholdet mellom bøyenspenning og bøyestyrke er:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,13$$

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,09$$

Aksial trykktilstand:

| | | | |
|---|------------------|----------|-------------------|
| Dimensjonerende trykk belastning for den kritiske lastkombinasjon | N_d | -4039,77 | kN |
| Dimensjonerende trykkspenning: | $\sigma_{c,0,d}$ | 9,561581 | N/mm ² |
| Dimensjonerende trykkstyrke: | $f_{c,0,d}$ | 23,47826 | N/mm ² |

Knekkmotstandstilstand: $l_e:4,9m$ $l_e:14$

| | | | |
|--------------------------------|-------------------|----------|-------------|
| Relativ slankhet om y-y-aksen: | $\lambda_{rel,y}$ | 0,428297 | 0,856593698 |
| Relativ slankhet om z-z-aksen: | $\lambda_{rel,z}$ | 0,428297 | 0,856593698 |

Relativ slankhets sjekk:

Denne sjekken skal betegne tilstanden hvor søylen er så kort at den primært vil svikte ved materialknusing heller enn ved knekkefenomen, og det kan sjekkes ved å kontrollere om den relative slankheten om en akse er mindre enn 0,3. Begge verdiene jeg fikk er større enn 0,3, dermed må søyleelementet sjekkes for kombinert spennings-tilstand.

For relativt slankhets forhold større enn 0,3:

| | | | |
|------------|-------------|------------|------------|
| $K_y=$ | 0,894706067 | $K_z=$ | 0,89470607 |
| $K_{c,y}=$ | 0,595153706 | $K_{c,z}=$ | 0,59515371 |
| $K_{c,y}=$ | 0,867258392 | $K_{c,z}=$ | 0,86725839 |

Faktor som vurderer omfordeling av bøyepenninger k_m settes til 1,0 for alle tverrsnitt former bortsett fra rektangulær.

Kombinert spennings-tilstands formel er som følgende:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Som gir:

| | | | |
|------|------|------|------|
| y-y= | 0,47 | z-z= | 0,47 |
| y-y= | 0,68 | z-z= | 0,68 |

Begge verdier er under 1,0 som gir indikasjon at søyleelementet er i stand til å tåle aksial og bøyelaster og de ikke overstiger elementets kapasitet.

Kryssavstivning design og dimensjonering

Minimum og maksimum verdier hentet ut fra SAP2000 gir:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|----------|--------|---------|---------|----------|----------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 649,535 | 8,469 | 43,915 | 6,434 | 19,2322 | 32,9708 |
| -802,262 | -9,614 | -33,151 | -4,2639 | -16,4175 | -28,7631 |

Geometri:

| | | | |
|---------------------------------|--------------------|----------|-----------------|
| lengde | L = | 12500 | mm |
| Bredde | t = | 500 | mm |
| Dybde | h = | 500 | mm |
| Tverrsnitt areal | A = | 250000 | mm ² |
| Netto areal av element | A _{net} = | 225000 | mm ² |
| Tregghetsmoment om y-y-aksen | I _y = | 5,21E+09 | mm ² |
| Radius av gyrasjon om y-y-aksen | i _y = | 144,3376 | mm |
| Slankhet om y-y-aksen | λ _y = | 60,62178 | |
| Seksjonsmodulus om y-y-aksen | W _y = | 20833333 | mm ³ |

| | | | |
|--------------------------------|----------------------|----------|----------------|
| | β _c = | 0,1 | Glulam and LVL |
| Relativ slankhet om y-y-aksen: | λ _{rel,y} = | 0,994261 | >0,3 |
| | K _y = | 1,02899 | |
| | K _{c,y} = | 0,772757 | |

Verifikasjon av kryssavstivningen:

Karakteristisk strekkstyrke parallelt med fiberretningen:

$$f_{t,0,k} = 19,5 \text{ N/mm}^2$$

| | | |
|--|------------------|----------------------------|
| Dimensjonerende strekkhandling: | $N_d =$ | 649,535 |
| Modifikasjonsfaktor | $K_{mod,short}$ | 0,9 |
| Størrelse faktor (for moment om y-y og z-z) | K_h | 1,018399 < 1,1 |
| Dimensjonerende strekkspenning: | $\sigma_{t,0,d}$ | 2,886822 N/mm ² |
| Dimensjonerende strekkstyrke parallelt med fiberretning: | $f_{t,0,d}$ | 15,54166 N/mm ² |

Sjekken for strekkstyrke gir:

$$\sigma_{t,0,d} < f_{t,0,d}$$

Og forholde mellom spenningen og styrken gir:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = 0,19$$

Aksial trykktilstand:

| | | | |
|--|------------------|----------|-------------------|
| Dimensjonerende trykkhandling for den kritiske lastkombinasjon | N_d | 802,262 | kN |
| Dimensjonerende trykkspenning: | $\sigma_{c,0,d}$ | 3,209048 | N/mm ² |
| Dimensjonerende trykkstyrke: | $f_{c,0,d}$ | 23,47826 | N/mm ² |

Sjekken for trykktilstand gir:

$$\sigma_{c,0,d} < f_{c,0,d}$$

Og forholde mellom spenningen og styrken gir:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = 0,18$$

Alle kontrollene indikerer at det dimensjonerte tverrsnittet for kryssavstivningene, som skal motstå alle de dimensjonerende kreftene, oppfyller kravene.

Bjelke design og dimensjonering

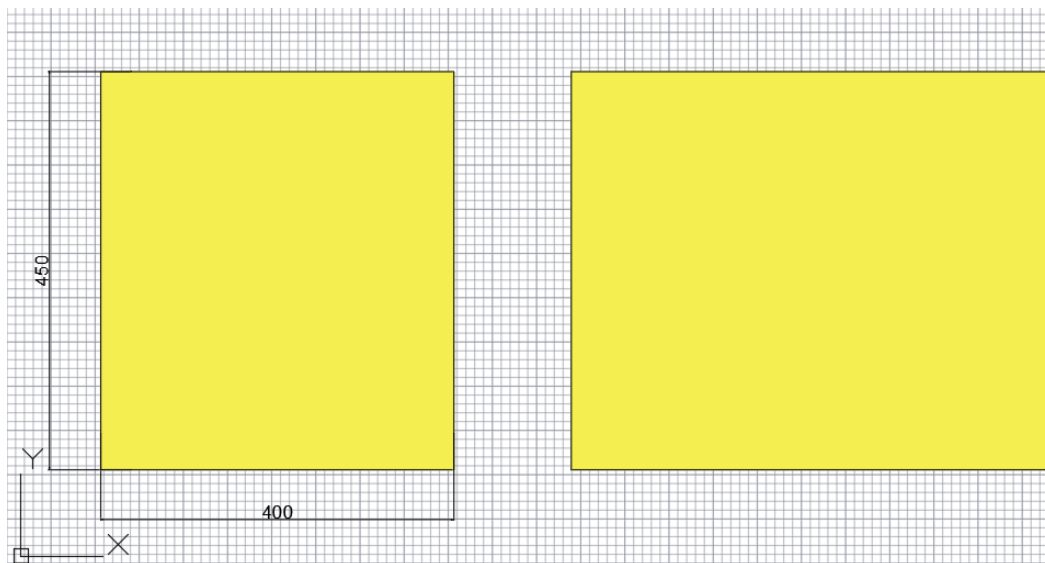
Relevante verdier som alle benyttes ved design og dimensjonering av bjelken, er hentet ut fra SAP2000 programvare og er gitt under:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------|----------|--------|---------|----------|---------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 96,543 | 108,474 | 2,522 | 2,2472 | 11,2479 | 189,846 |
| -81,209 | -108,474 | -3,076 | -4,1191 | -10,6476 | 0 |

Geometri:

| | | | |
|-----------------------------|----|--------|-----------------|
| Avstand mellom ytre vegger: | B= | 7000 | mm |
| Effektive spennvidde: | L= | 5700 | mm |
| bredde | b= | 400 | mm |
| dybde | h= | 450 | mm |
| Area | A= | 180000 | mm ² |

Seksjonsmodulus om y-y-aksen



Figur 44. Bjelke dimensjonering og retning

Limtre egenskaper:

Glulam GL30h

| | | | |
|----------------------------|---------------|-----|-------------------|
| Karakteristisk bøyestyrke | $f_{m,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk trykkstyrke | $f_{c,0,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærstyrke | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | N/mm ² |

| | | | |
|--|----------------|-------|-------------------|
| Karakteristisk lager-/trykkstyrke | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,mean}$ | 13600 | N/mm ² |
| Femte-persentil elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,05}$ | 11300 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig skjærmodul | $G_{0,g,mean}$ | 650 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærmodul | $G_{g,05}$ | 540 | N/mm ² |
| Karakteristisk tetthet: | $\rho_{g,k}$ | 430 | kg/m ³ |

Verifikasjon av bjelke:

Størrelse faktor (for moment om y-y og z-z) K_h 1,029186 <1,1

Bøyestyrke:

Dimensjonerende bøyemoment: $M_{d=}$ 189,846 KNm

Dimensjonerende bøyespennning: $\sigma_{m,y,d=}$ 14,06267 N/mm²

Dimensjonerende bøyestyrke om y-y: $f_{m,y,d=}$ 24,1635 N/mm²

Sjekk: $\sigma_{m,y,d} < f_{m,y,d}$ SANN

Forhold: 0,58198 <1,0

Skjærstyrke:

Dimensjonerende verdi skjærkraft: $V_{d=}$ 108,474 kN

$K_{cr=}$ 0,8 Limtre

Effektive skjær bredde av bjelken: $b_{ef=}$ 320 mm

Dimensjonerende skjærspennning: $\tau_{v,d=}$ 1,129938 N/mm²

Dimensjonerende skjærstyrke: $f_{v,d=}$ 2,73913 N/mm²

Sjekk: $\tau_{v,d} < f_{v,d}$ SANN

Forholde: 0,412517 <1,0

LTB element utsatt for kombinert bøyning og trykk

Relativ slankhet for bøyning $\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$

$l_{ef} =$ 5130 mm

| | | | |
|--------------------------------------|--|-------------|-------------------|
| Effektiv lengde: | $l_{ef}/L =$ | 0,9 | |
| Enkelt innspent + jevnt fordelt last | $l_{ef} = (0,9 \cdot L) + 2 \cdot h =$ | 6030 | mm |
| Relative slankhet for bøyning: | | 303,5305923 | N/mm ² |
| Relativ slankhet | $\lambda_{rel,m} =$ | 0,314383245 | <0,75 |
| Kritisk faktor | $K_{crit} =$ | 1,0 | |
| | $K_{crit} \cdot f_{m,d} =$ | 24,1634976 | |
| Sjekk av kritisk bøyestress | $\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d} =$ | SANN | |
| | Forhold: | 0,58 | <1,0 |

Denne beregningen viser verifikasjonen av LTB bjelke (Lateral Torsional Buckling) som er utsatt for kombinert bøyning og trykk. Effektiv lengde og kritisk bøyestress er beregnet, og den relative slankheten er funnet å være 0,31. De oppnådde verdiene viser at bjelken tilfredsstillende de nødvendige kravene, med en spenning forhold på 0.58, som indikerer at designet er trygt.

Design og dimensjonering av forbindelser

Design av Bjelkens forbindelse

Relevante last verdier hentet ut fra sap2000 for bjelker:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------|----------|--------|---------|----------|---------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 96,543 | 108,474 | 2,522 | 2,2472 | 11,2479 | 189,846 |
| -81,209 | -108,474 | -3,076 | -4,1191 | -10,6476 | 0 |

Limtre egenskaper:

Glulam GL30h

| | | | |
|-----------------------------------|----------------|-----|-------------------|
| Karakteristisk bøyestyrke | $f_{m,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk trykkstyrke | $f_{c,0,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærstyrke | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | N/mm ² |
| Karakteristisk lager-/trykkstyrke | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | N/mm ² |

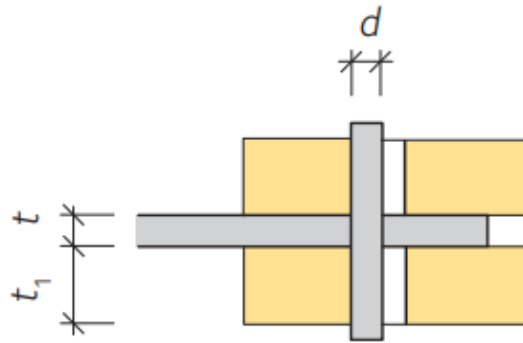
| | | | |
|--|----------------|--------|----------|
| Gjennomsnittlig elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,mean}$ | 13600 | N/mm^2 |
| Femte-persentil elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,05}$ | 11300 | N/mm^2 |
| Gjennomsnittlig skjærmodul | $G_{0,g,mean}$ | 650 | N/mm^2 |
| Karakteristisk skjærmodul | $G_{g,05}$ | 540 | N/mm^2 |
| Karakteristisk tetthet: | $\rho_{g,k}$ | 430 | kg/m^3 |
| Dimensjon av bjelken: | b | 400 | mm |
| | h | 450 | mm |
| Dimensjonerende tverrsnitt | A | 180000 | mm^2 |

Stål egenskaper:

| Bolt og dybler (bolt klasse 10,9/M12) | | | |
|---------------------------------------|------------|------|----------|
| Bolt/dybler diameter | d | 12 | mm |
| Hull diameter | $d_0=d+2=$ | 14 | mm |
| Areal of bolt/dybler | A_{bolt} | 113 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 1000 | N/mm^2 |
| Flytegrensen | f_{yb} | 9000 | N/mm^2 |
| Skjær kapasitet ugjenget | $F_{v,Rd}$ | 54,2 | kN |
| Stålplater S355 | | | |
| Tykkelse av platen | t | 10 | mm |
| Antall plater | | 2 | |
| Total tykkelse | t_{tot} | 20 | mm |
| Høyden av platen | h | 450 | mm |
| Minimum lengde av platen | l_{min} | 424 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 490 | N/mm^2 |
| Flytegrensen | f_{yb} | 355 | N/mm^2 |

Tilpasning for bolt/dybler dimensjonering:

Med tanke på at stål har høyere fasthet enn limtre, dimensjoneres bolter og dybler først med hensyn til limtre og standardene for limtre. Deretter tilpasset jeg dimensjoneringen for stålplaten for å sikre at limtreelementet er trygt. Denne tilnærmingen optimaliserer forbindelsen ved å prioritere limtreets begrensninger og samtidig utnytte stålets overlegne fasthet.



Figur 45. limtre forbindelse dimensjoner

Limtre:

| | | | |
|----------------------------------|----------------------|-------------|-------------------|
| flytmoment: | $M_{y,Rk} =$ | 191863,6 | Nmm |
| Forankringsstyrke | $f_{h,1,k} =$ | 31,0288 | N/mm ² |
| Treverk tykkelse for forbindelse | $t_1 =$ | 95 | mm |
| | $D_{washer} =$ | 30 | mm |
| | $A_{washer} =$ | 593,7610115 | mm ² |
| Uttrekkskapasitet: | $F_{ax,Washer,Rk} =$ | 4453,207586 | N |

Her beregnes for skjærkapasitet og boltmotstand for både bolter med 25% tau effekt og dybler med 0% tau effekt. For begge typer fastgjøringer er karakteristisk skjærkapasitet og boltmotstand beregnet, med justeringsfaktorer (K_{mod} og γ_m) tatt i betraktning. Beregningene resulterer i forskjellige verdier for den dimensjonerende kapasiteten hvor dette vil føre til en kombinasjon av bolter og dybler i forbindelsen.

Skjær kapasitet: bjelke

| Tau effekt Bolter: 25% | | Tau effect dybler: 0% | |
|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------|
| | $f_{h,1,k} * t_1 * d \Rightarrow$ | 35372,8 | 35372,8 N |
| Karakteristisk skjær kapasitet: | $F_{v,Rk} = \min\{$ | 18544,18846 | 17430,88656 N |
| | | 20553,34378 | 19440,04189 N |
| | $K_{mod} =$ | 0,9 | |
| | $\gamma_m =$ | 1,15 | |
| Boltmotstand per bolt | $F_{Rk} =$ | 20,77079225 | 17,43088656 KN/bolt |

| | | | | |
|---------------------------|------------|-------------|------------|---------|
| Dimensjonerende kapasitet | $F_{Rd} =$ | 16,25540263 | 13,6415634 | KN/bolt |
|---------------------------|------------|-------------|------------|---------|

Bolter/dybler dimensjonering og plassering:

Minimum avstands krav:

Stål forbindelse avstands krav:

| | | | | | |
|--|-------------------------------------|-------|---------|------|-----|
| minimum avstand mellom festemidler i en rad: | a_1 (parallelt med fiberretning)= | 48 mm | | min | max |
| | $a_2 = 3d$ | 48 mm | $e_1 =$ | 16,8 | 80 |
| | $a_{3,t} =$ | 84 mm | $e_2 =$ | 16,8 | 80 |
| | $a_{3,c} =$ | 84 mm | $p_1 =$ | 30,8 | 140 |
| | $a_{4,t} =$ | 48 mm | $p_2 =$ | 30,8 | 140 |
| Kant avstand til den ubelastede side | $a_{4,c} = 3d$ | 36 mm | | | |

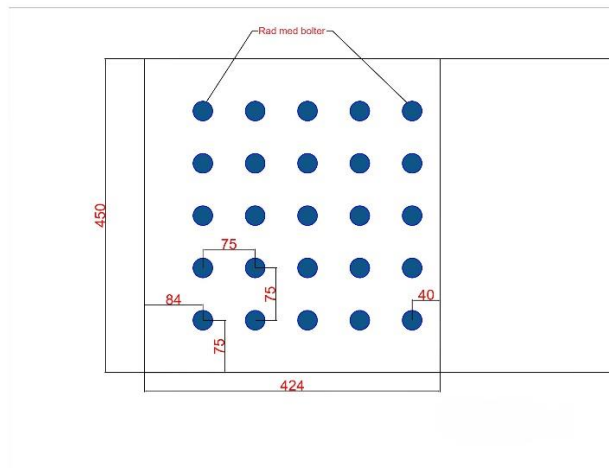
Bolter/dybler design:

| | | | |
|---|--------------|-------------|----|
| Maksimum antall rad vinkelrett til fiberretning: | $n_{rows} =$ | 8,875 | |
| Antall of rader vinkelrett til fiberretning: | | 5 | |
| Antall av bolter/dybler per rad: | $n_{ef} = n$ | 5 | |
| Last-bærende Kapasitet vinkelrett til fiberretning= | | 5 | |
| Total Antall av bolter i det første og siste rad: | | 10 | |
| Total Antall av dybler : | | 15 | |
| Skjærkraft per plate: | $F_{V,ed} =$ | 54,237 | KN |
| Total designkapasitet: (bolter/dybler*designkapasitet) | $F_{R,d} =$ | 367,1774773 | KN |

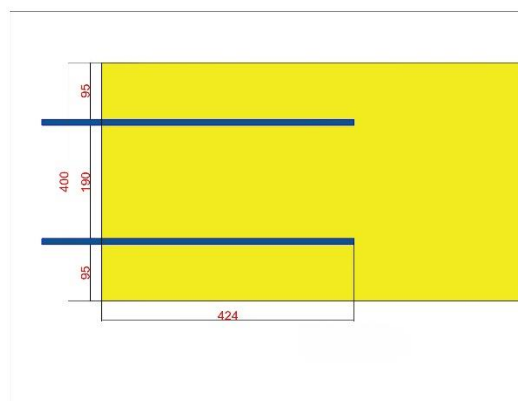
Den aktuelle bolter/dybler avstand:

| | | |
|----------------------------|-----|----|
| Limtre element høyde= | 450 | mm |
| a_1 (parallel to grain)= | 75 | mm |
| $a_2 = 3d$ | 75 | mm |
| $a_{3,t} =$ | 84 | mm |
| $a_{3,c} =$ | 84 | mm |

| | | |
|------------------------------|----|----|
| $a_{4,t} =$ | 75 | mm |
| $a_{4,c} = 3d$ | 75 | mm |
| $n_{rows} =$ | 5 | |
| Antall bolter/dybler per rad | 5 | |



Figur 46. Bjelke forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD



Figur 47. Bjelke forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD

Design plastisk motstand:

Areal plate = 4500 mm²

| | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------|
| $N_{pl,Rd} =$ | 1521,43 | KN |
| Tversnitt flyt sjekk: | SANN | |
| Design maksimal motstand: | | |
| $A_{net} =$ | 4430 | mm ² |
| $N_{u,Rd} =$ | 1562,904 | KN |
| Dimensjonerende strekkmotstand: | | |
| $N_{t,Rd} =$ | 1521,4 | KN |
| Dimensjonerende skjærmotstand: | | |
| $F_{v,Rd} =$ | 54,2 | KN |
| $F_{v,Ed} =$ | 4,33896 | KN |
| Sjekk: | SANN | |
| Dimensjonerende bæreevne: | | |
| $K_1 =$ | 2,5 | |
| $\alpha_b =$ | 0,952380952 | |
| $F_{b,Rd} =$ | 112 | KN |
| $F_{b,Ed} = F_{v,Ed} =$ | 4,33896 | KN |
| Sjekk: | SANN | |

Design av Søylen forbindelse

Relevante last verdier hentet ut fra sap2000 for søyler:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------|--------|----------|---------|----------|-----------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 982,629 | 41,65 | 75,735 | 15,0029 | 96,6048 | 135,5224 |
| -4039,768 | -61,51 | -109,002 | -9,5438 | -94,9882 | -112,9834 |

Limtre egenskaper:

Glulam GL30h

| | | | |
|--|----------------|--------|-------------------|
| Karakteristisk bøyestyrke | $f_{m,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk trykkstyrke | $f_{c,0,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærstyrke | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | N/mm ² |
| Karakteristisk lager-/trykkstyrke | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,mean}$ | 13600 | N/mm ² |
| Femte-persentil elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,05}$ | 11300 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig skjærmodul | $G_{0,g,mean}$ | 650 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærmodul | $G_{g,05}$ | 540 | N/mm ² |
| Karakteristisk tetthet: | $\rho_{g,k}$ | 430 | kg/m ³ |
| Dimensjon av bjelken: | b | 650 | mm |
| | h | 650 | mm |
| Dimensjonerende tverrsnitt | A | 422500 | mm ² |

Stål egenskaper:

| Bolt og dybler (bolt klasse 10,9/M12) | | | |
|---------------------------------------|------------|------|-------------------|
| Bolt/dybler diameter | d | 12 | mm |
| Hull diameter | $d_0=d+2=$ | 14 | mm |
| Areal of bolt/dybler | A_{bolt} | 113 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 1000 | N/mm ² |
| Flytegrensen | f_{yb} | 9000 | N/mm ² |
| Skjær kapasitet ugjenget | $F_{v,Rd}$ | 54,2 | kN |
| Stålplater S355 | | | |
| Tykkelse av platen | t | 10 | mm |
| Antall plater | | 4 | |
| Total tykkelse | t_{tot} | 40 | mm |
| Høyden av platen | h | 650 | mm |
| Minimum lengde av platen | l_{min} | 785 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 490 | N/mm ² |
| Flytegrensen | f_{yb} | 355 | N/mm ² |

Limtre:

| | | | |
|--------------------|---------------|----------|-------------------|
| yield moment: | $M_y, R_k =$ | 191863,6 | Nmm |
| embedding strength | $f_{h,1,k} =$ | 31,0288 | N/mm ² |

| | | | |
|----------------------------------|---------------------|--------|-----------------|
| | $d=$ | 12 | mm |
| Treverk tykkelse for forbindelse | $t_1=$ | 95 | mm |
| | $D_{washer}=$ | 30 | mm |
| | $A_{washer}=$ | 593,8 | mm ² |
| Uttrekkskapasitet: | $F_{ax,Washer,Rk}=$ | 4453,2 | N |

Skjær kapasitet: Søyle

| Tau effekt Bolter: 25% | | Tau effect dybler: 0% | | |
|---------------------------------|--------------------------|-----------------------|-------------|---------|
| | $f_{h,1,k} * t_1 * d =>$ | 28391,4 | 28391,4 | N |
| Karakteristisk skjær kapasitet: | $F_{v,Rk} = \min\{$ | 16286,8 | 15173,5 | N |
| | | 20553,3 | 19440,0 | N |
| | $K_{mod} =$ | 0,9 | | |
| | $\gamma_m =$ | 1,15 | | |
| Boltmotstand per bolt | $F_{Rk} =$ | 18,51340126 | 15,17349557 | KN/bolt |
| Dimensjonerende kapasitet | $F_{Rd} =$ | 14,5 | 11,9 | KN/bolt |

Bolter/dybler dimensjonering og plassering:

Minimum avstands krav:

| | | | |
|--|----------------------------|----|----|
| minimum avstand mellom festemidler i en rad: | a_1 (parallel to grain)= | 60 | mm |
| | $a_2 = 3d$ | 48 | mm |
| | $a_{3,t} =$ | 84 | mm |
| | $a_{3,c} =$ | 48 | mm |
| | $a_{4,t} =$ | 36 | mm |
| Kant avstand til den ubelastede side | $a_{4,c} = 3d$ | 36 | mm |

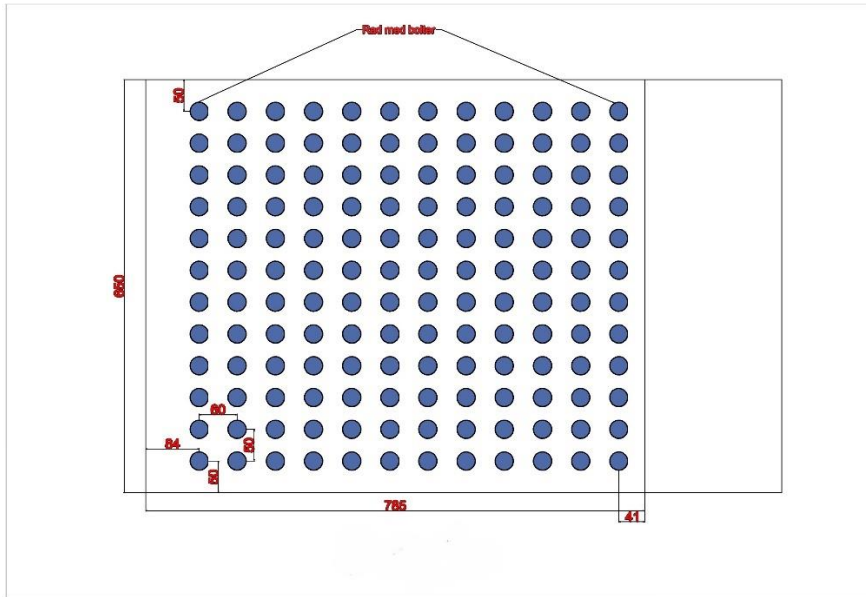
Bolter/dybler design:

| | | |
|--|-----------------|------------|
| Maksimum antall rad vinkelrett til fiberretning: | $n_{rows} =$ | 13,042 |
| Antall of rader vinkelrett til fiberretning: | $n =$ | 12 |
| Antall av bolter/dybler per rad: | $n_{ef} = \min$ | (12; 7,37) |

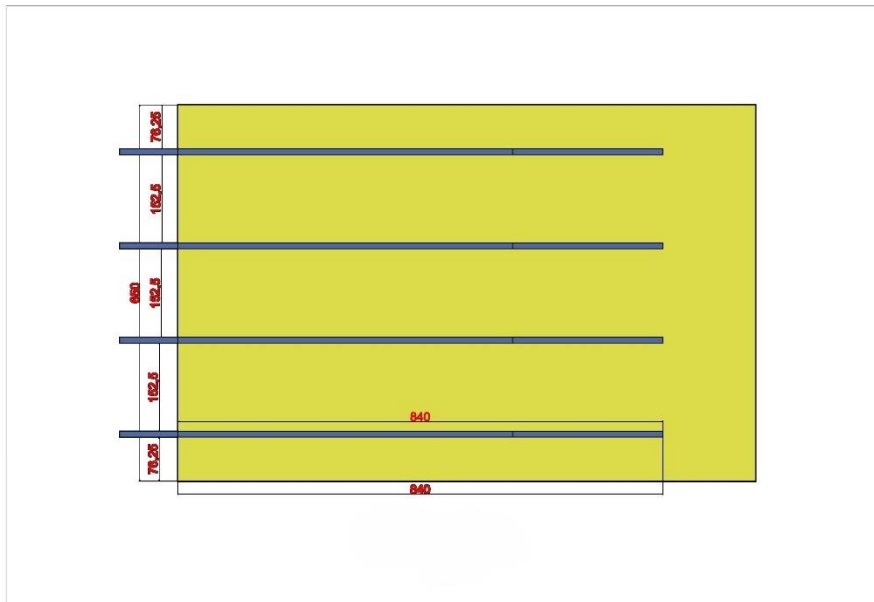
| | | | |
|---|------------|--------|----|
| Last-bærende Kapasitet vinkelrett til fiberretning= | 7,37 | | |
| Total Antall av bolter i det første og siste rad: | 24 | | |
| Total Antall av dybler: | 120 | | |
| Skjærkraft per plate: | $F_{v,ed}$ | 1009,9 | KN |
| Total designkapasitet: (bolter/dybler*designkapasitet) | $F_{R,d}$ | 1113,1 | KN |

Den aktuelle bolter/dybler avstand:

| | | |
|-------------------------------------|-----|----|
| Limtre element høyde= | 650 | mm |
| a_1 (parallelt med fiberretning)= | 60 | mm |
| $a_2=3d$ | 50 | mm |
| $a_{3,t}$ | 84 | mm |
| $a_{3,c}$ | 48 | mm |
| $a_{4,t}$ | 50 | mm |
| $a_{4,c}=3d$ | 50 | mm |
| n_{rows} | 12 | |
| Antall bolter/dybler per rad | 8 | |



Figur 48.Søyler forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD



Figur 49.Søyler forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD

Design plastisk motstand:Areal plate= 6500 mm² $N_{pl,Rd}$ = 2197,62 KN

Tversnitt flyt sjekk: SANN

Design maksimal motstand:

 A_{net} = 6332 mm² $N_{u,Rd}$ = 2233,9 KN N_{ed} 1009,9 KN

Dimensjonerende strekkmotstand:

 $N_{t,Rd}$ = 2197,6 KN

Dimensjonerende skjærmotstand:

 $F_{v,Rd}$ = 54,2 KN $F_{v,Ed}$ = 42,1 KN

Sjekk: SANN

Dimensjonerende bæreevne:

 K_1 = 2,5 α_b = 0,97 $F_{b,Rd}$ = 114,8 KN $F_{b,Ed}=F_{v,Ed}$ = 42,1 KN

Sjekk: SANN

Design av avstivningens forbindelse

Relevante last verdier hentet ut fra sap2000 for kryssavstivninger:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------|-------|--------|-------|---------|---------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 649,535 | 8,469 | 43,915 | 6,434 | 19,2322 | 32,9708 |

-802,262 -9,614 -33,151 -4,2639 -16,4175 -28,7631

Limtre egenskaper:

Glulam GL30h

| | | | |
|--|----------------|--------|-------------------|
| Karakteristisk bøyestyrke | $f_{m,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk trykkstyrke | $f_{c,0,g,k}$ | 30 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærstyrke | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | N/mm ² |
| Karakteristisk lager-/trykkstyrke | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,mean}$ | 13600 | N/mm ² |
| Femte-persentil elastisitetsmodul parallelt med fiberretningen | $E_{0,g,05}$ | 11300 | N/mm ² |
| Gjennomsnittlig skjærmodul | $G_{0,g,mean}$ | 650 | N/mm ² |
| Karakteristisk skjærmodul | $G_{g,05}$ | 540 | N/mm ² |
| Karakteristisk tetthet: | $\rho_{g,k}$ | 430 | kg/m ³ |
| Dimensjon av bjelken: | b | 500 | mm |
| | h | 500 | mm |
| Dimensjonerende tverrsnitt | A | 250000 | mm ² |

Stål egenskaper:

| Bolt og dybler (bolt klasse 10,9/M12) | | | |
|--|------------|------|-------------------|
| Bolt/dybler diameter | d | 12 | mm |
| Hull diameter | $d_0=d+2=$ | 14 | mm |
| Areal of bolt/dybler | A_{bolt} | 113 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 1000 | N/mm ² |
| Flytegrensen | f_{yb} | 9000 | N/mm ² |
| Skjær kapasitet ugjenget | $F_{v,Rd}$ | 54,2 | kN |
| Stålplater S355 | | | |
| Tykkelse av platen | t | 10 | mm |
| Antall plater | | 3 | |
| Total tykkelse | t_{tot} | 30 | mm |
| Høyden av platen | h | 500 | mm |
| Minimum lengde av platen | l_{min} | 720 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 490 | N/mm ² |
| Flytegrensen | f_{yb} | 355 | N/mm ² |

Limtre:

| | | | |
|----------------------------------|----------------------|-------------|-------------------|
| yield moment: | $M_{y,Rk} =$ | 191863,6 | Nmm |
| embedding strength | $f_{h,1,k} =$ | 31,0288 | N/mm ² |
| | $d =$ | 12 | mm |
| Treverk tykkelse for forbindelse | $t_1 =$ | 95 | mm |
| | $D_{washer} =$ | 30 | mm |
| | $A_{washer} =$ | 593,7610115 | mm ² |
| Uttrekkskapasitet: | $F_{ax,Washer,Rk} =$ | 4453,207586 | N |

Skjær kapasitet: kryssavstivninger

| Tau effekt Bolter: 25% | | Tau effect dybler: 0% | | |
|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------|---------|
| | $f_{h,1,k} * t_1 * d \Rightarrow$ | 29167,1 | 29167,1 | N |
| Karakteristisk skjær kapasitet: | $F_{v,Rk} = \min\{$ | 16524,9 | 15410,9 | N |
| | | 20553,4 | 19440,0 | N |
| | $K_{mod} =$ | | 0,9 | |
| | $\gamma_m =$ | | 1,15 | |
| Boltmotstand per bolt | $F_{Rk} =$ | 18,8 | 15,4 | KN/bolt |
| Dimensjonerende kapasitet | $F_{Rd} =$ | 14,7 | 12,1 | KN/bolt |

Bolter/dybler dimensjonering og plassering:

Minimum avstands krav:

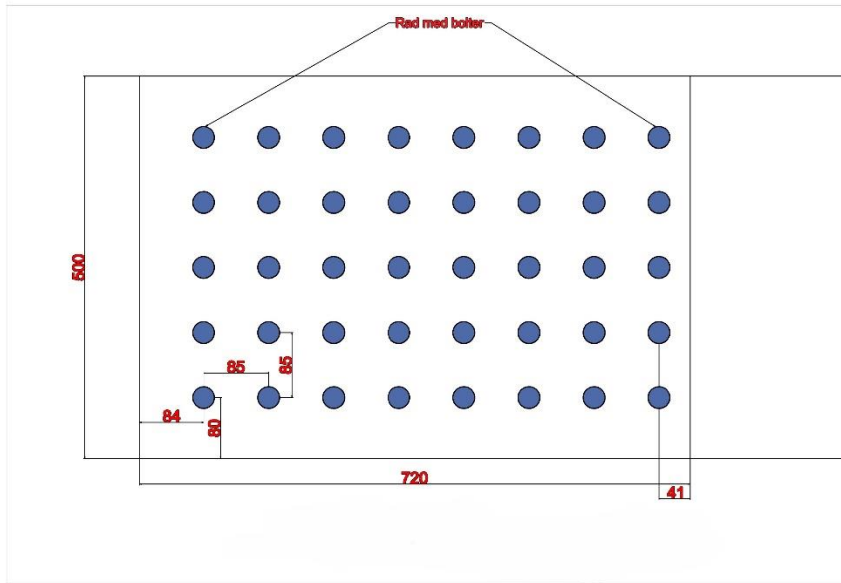
| | | | |
|--|----------------------------|----|----|
| minimum avstand mellom festemidler i en rad: | a_1 (parallel to grain)= | 60 | mm |
| | $a_2 = 3d$ | 48 | mm |
| | $a_{3,t} =$ | 84 | mm |
| | $a_{3,c} =$ | 48 | mm |
| | $a_{4,t} =$ | 36 | mm |
| Kant avstand til den ubelastede side | $a_{4,c} = 3d$ | 36 | mm |

Bolter/dybler design:

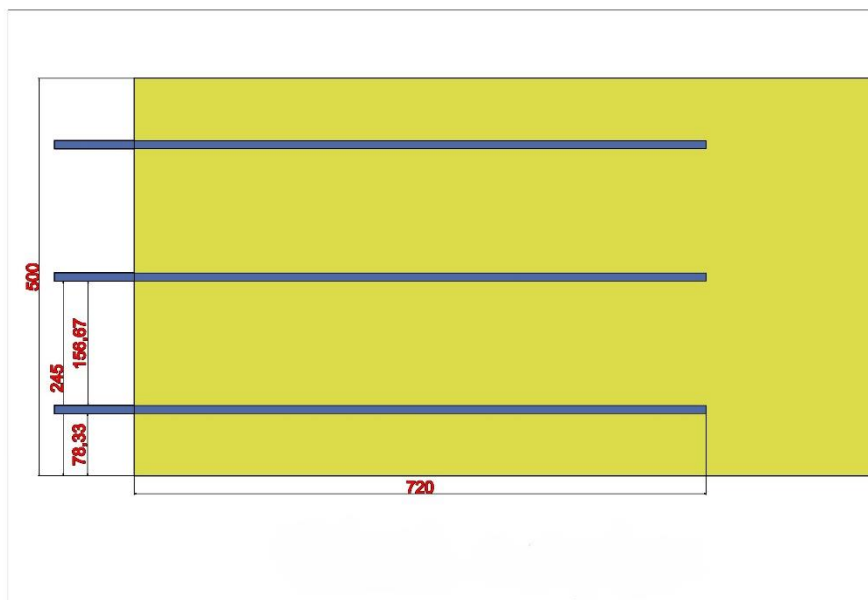
| | | | |
|---|------------------------|-----------|----|
| Maksimum antall rad vinkelrett til fiberretning: | $n_{\text{rows}} =$ | 10 | |
| Antall of rader vinkelrett til fiberretning: | | 5 | |
| Antall av bolter/dybler per rad: | $n_{\text{ef}} = \min$ | (8; 5,12) | |
| Last-bærende Kapasitet vinkelrett til fiberretning= | | 5,12 | |
| Total Antall av bolter i det første og siste rad: | | 10 | |
| Total Antall av dybler : | | 30 | |
| Skjærkraft per plate: | $F_{V,ed} =$ | 267,4 | KN |
| Total designkapasitet: (bolter/dybler*designkapasitet) | $F_{R,d} =$ | 334,7 | KN |

Den aktuelle bolter/dybler avstand:

| | | |
|--------------------------------------|-----|----|
| Limtre element høyde= | 500 | mm |
| a_1 (parallelt med fiberretning) = | 85 | mm |
| $a_2 = 3d$ | 85 | mm |
| $a_{3,t} =$ | 84 | mm |
| $a_{3,c} =$ | 48 | mm |
| $a_{4,t} =$ | 80 | mm |
| $a_{4,c} = 3d$ | 80 | mm |
| $n_{\text{rows}} =$ | 5 | |
| Antall bolter/dybler per rad | 8 | |



Figur 50. Kryssavstivninger forbindelse bolter/dybler dimensjoner-AutoCAD



Figur 51. Kryssavstivninger forbindelse stålplater dimensjoner-AutoCAD

Design plastisk motstand:

Areal plate= 5000 mm²

$N_{pl,Rd}$ = 1690,5 KN

Tversnitt flyt sjekk: SANN

Design maksimal motstand:

A_{net} = 4930 mm²

$N_{u,Rd}$ = 1739,3 KN

N_{ed} = 267,4

Dimensjonerende strekkmotstand:

$N_{t,Rd}$ = 1690,5 KN

Dimensjonerende skjærmotstand:

$F_{v,Rd}$ = 54,2 KN

$F_{v,Ed}$ = 20,1 KN

Sjekk: SANN

Dimensjonerende bæreevne:

K_1 = 2,5

α_b = 0,97

$F_{b,Rd}$ = 114,8 KN

$F_{b,Ed}=F_{v,Ed}$ = 20,1 KN

Sjekk: SANN

Design for forbindelse under strekklast

I den sammenheng at klatretårnet er konstruert i tre seksjoner langs høyde, forbindelser imellom må motstå potensielle krefter som kan forekommer. Disse forbindelser kan vær utsatt for store strekkrefter dermed kan det vurderes for design og dimensjonering av disse forbindelser.

Relevante last verdier hentet ut fra sap2000 for strekklast:

| P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------|--------|----------|---------|----------|-----------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 982,629 | 41,65 | 75,735 | 15,0029 | 96,6048 | 135,5224 |
| -4039,768 | -61,51 | -109,002 | -9,5438 | -94,9882 | -112,9834 |

Stål egenskaper:

| Bolter (bolt klasse 8,8/M20) | | | |
|------------------------------|--------------|-------|-------------------|
| Bolt diameter | d | 20 | mm |
| Hull diameter | $d_0=d+2=$ | 22 | mm |
| Areal of bolt-ugjenget | A_{bolt} | 314 | mm |
| Areal of bolt-gjenget | $A_{s,bolt}$ | 245 | mm |
| Strekkfasthet | f_{ub} | 800 | N/mm ² |
| Flytegrensen | f_{yb} | 640 | N/mm ² |
| Skjær kapasitet ugjenget | $F_{t,Rd}$ | 141,1 | kN |

Non-fleksibel forbindelse

Dimensjonerende strekklast per bolt:

$$F_{t,Ed} = 982,629 \text{ KN}$$

minste antall av bolter:

$$6,96406095$$

Antall bolter

$$10$$

strekkestyrke

$$F_{t,Ed} = 1411 \text{ KN}$$

Sjekk:

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed} \quad \text{SANN}$$

Global defleksjon

Beregningsprosessen for å verifisere beregningene for den globale defleksjonen basert på data som er hentet ut fra SAP2000, er som følgende:

| Joint Object | 17 | Joint Element | 17 | |
|--------------|----------|---------------|-----------|--|
| | 1 | 2 | 3 | |
| Trans | 77,54682 | -49,23133 | -12,11779 | |
| Rotn | 0,00118 | 0,00184 | 2,656E-04 | |

Figur 52. Defleksjonen av klatretårn med Envelope lastkombinasjonen-SAP2000

Katretårn høyde: 500000 mm

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c$$

$$W_{net,fin} = 139,5 \text{ mm}$$

$$W_{creep} = K_{def} \times W_{inst,qp}$$

$$W_{creep} = 62 \text{ mm}$$

K_{def} (laminert limtre, bruksklasse 2): 0,8

$$W_c = 0$$

Tillatt defleksjon:

$$\text{tillatt defleksjon} = \frac{L}{125} \text{ eller } \frac{L}{175}$$

$$L = 50000 \text{ mm}$$

Sjekk for W_{creep} :

$$W_{creep} = K_{def} \times W_{inst,qp}$$

$$62 \text{ mm} = 0,8 \times W_{inst,qp}$$

$$W_{inst,qp} = 77,5 \text{ mm}$$

Sjekk for $W_{net,fin}$:

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c$$

$$139,5 \text{ mm} = 77,5 \text{ mm} + 62 \text{ mm} - 0$$

Tillatt defleksjonen:

$$\frac{L}{125} = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{175} = 285,71 \text{ mm}$$

Den beregnede globale defleksjonen (139.5 mm) er godt innenfor den tillatte defleksjonen for begge kriteriene ($L/125=400$ mm og $L/175=285.71$ mm). Dermed den globale defleksjonen er akseptabel.

4.5 Fundament

Fundament er en kritisk komponent i enhver bygning eller struktur, da det overfører lasten fra strukturen til bakken og sikrer stabilitet og bæreevne. Et fundament er den nederste delen av en struktur som distribuerer vekten av bygningen eller strukturen over en større overflate eller ned til dypere jordlag. Dette sikrer at strukturen ikke synker, velter eller på annen måte beveger seg uønsket.

Typer Fundamenter

1. Grunnfundamenter:

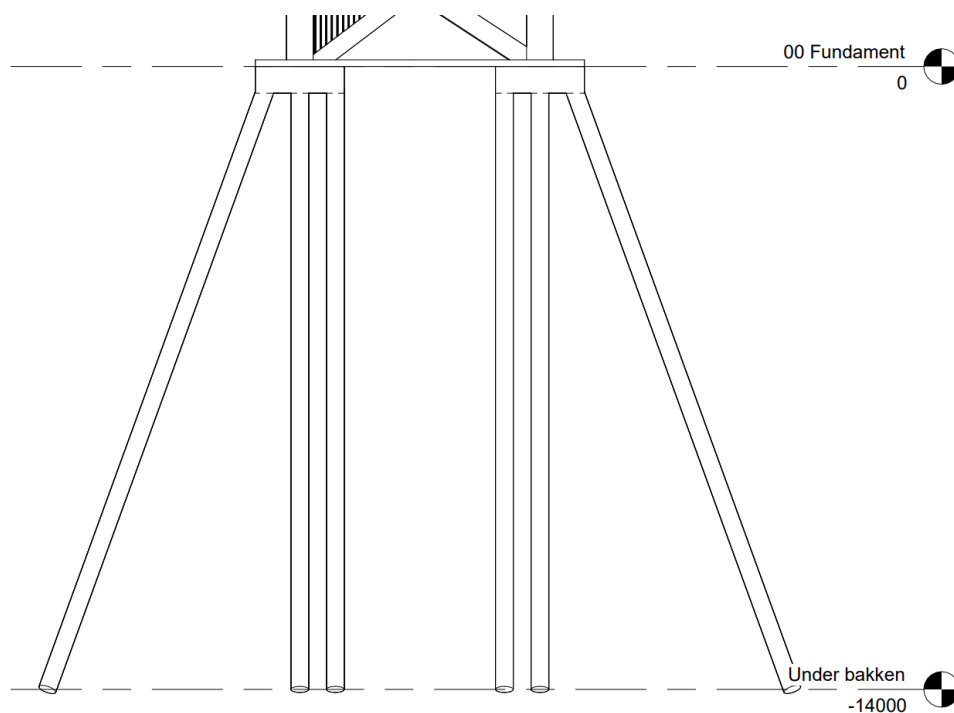
- Platefundament: En tykk, solid betongplate som ligger direkte på bakken.
- Stripefundament: Løper under veggene i bygningen og overfører laster langs en lineær vei.
- Punktfundament: Støtter individuelle kolonner og overfører lasten direkte under kolonnen.

2. Dypfundamenter:

- Pæler: Lange sylindriske elementer drevet eller støpt i bakken for å nå dypere, mer stabile jordlag.
- Senkekasse: Store diameter boringsfylte strukturer, ofte brukt for broer og andre tunge strukturer.

Pælefundamenter er spesielt egnet for tårn og høye strukturer fordi de gir overlegen støtte og stabilitet. De overfører laster fra strukturen til dypere og mer stabile jordlag, noe som er avgjørende i områder med svake overflatelag. Pæler kan håndtere både store vertikale laster og horisontale krefter, noe som gjør dem ideelle for bygninger som er utsatt for vind og seismiske aktiviteter. Spesielt skråstilte pæler distribuerer horisontale krefter dypt ned i bakken, noe som bidrar til å forhindre sideveis bevegelse og velting.

Illustrasjonene nedenfor og fundamentet som er tegnet for klatretårnet viser et pælefundament med både vertikale og skråstilte pæler. Imidlertid er fundamentet ikke tilpasset de kreftene og lastkombinasjoner som klatretårnet potensielt kan bli utsatt for.



Figur 53. Pæl fundamentering med vertikale og skråstilt pæler

5. konklusjon

I løpet av denne bacheloroppgaven har jeg utført en omfattende analyse og design av et klatretårn, ved hjelp av avansert programvare og gjeldende standarder. Jeg har benyttet SAP2000 for å analysere strukturens respons på ulike laster, inkludert vindlast, snølast, og egenvekt. Envelope lastkombinasjoner ble nøye undersøkt for å sikre at tårnet ville opprettholde sin strukturelle integritet under verste tenkelige lasttilfeller. Analyser av stabilitet og bruddgrensetilstander ble gjennomført for å sikre at designet oppfyller alle krav til sikkerhet og holdbarhet.

Videre har Revit vært anvendt for å detaljere design og dimensjonering av strukturen, samt for å skape fotorealistiske renderinger som visualiserer det ferdige bygget. Importering av data fra SAP2000 til Excel har gjort det mulig å oppnå en klar oversikt og kontroll over alle beregnede verdier og dimensjoner, noe som har vært essensielt for en grundig kvalitetssikring av prosjektet.

Selv om alle nødvendige sikkerhetskrav og standarder for bruddgrensetilstand er møtt, indikerer analysene og designprosessene at det er potensial for ytterligere optimalisering. For å gjøre tårnet mer økonomisk og funksjonelt, kan en justering og tilpasning av design og dimensjonering av hvert element og deres respektive laster være fordelaktig. Dette ville ikke bare forbedre økonomien i prosjektet, men også sikre at det oppfyller bruksgrensetilstanden mer effektivt.

Ved å fokusere på en slik optimalisering, kan fremtidige arbeider redusere materialforbruket uten å gå på kompromiss med sikkerhet eller funksjonalitet, og samtidig forbedre bærekraftigheten til prosjektet. Anbefalinger for videre studier inkluderer derfor detaljerte undersøkelser av alternative konstruksjonsmetoder og materialer, samt videre analyser av kostnadseffektivitet og miljøpåvirkning.

Samlet sett har denne bacheloroppgaven demonstrert at det er mulig å designe et stort og komplekst limtretårn ved hjelp av moderne teknikker og standarder, og at det er rom for ytterligere forbedringer for å maksimere både økonomiske og miljømessige fordeler.

Referanseliste

- [1] «NS-EN 14080:2013», Standard Online. Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://online.standard.no/nb/ns-en-14080-2013>
- [2] Standard Norge, *Eurokode 1: : Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster = Eurocode 1: Actions on structures : Part 1-3: General actions, Snow loads*, bd. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. i Norsk standard, vol. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. Oslo: Standard Norge, 2008.
- [3] Standard Norge, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions : Del 1-4 : Allmenne laster. Vindlaster*, bd. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. i Norsk standard, vol. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Lysaker: Standard Norge, 2009.
- [4] Standard Norge, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-2: Almenne laster. Laster på konstruksjoner ved brann. : Rettelsesblad AC*. Oslo: Standard Norge, 2009.
- [5] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner = Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints : Del 1-8 : Knutepunkter og forbindelser*, bd. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. i Norsk standard, vol. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Lysaker: Standard Norge, 2009.
- [6] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner = Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700 : Del 1-12 : Konstruksjoner med høyfast stål*, bd. Del 1-12. i NS-EN 1993-1-12:2007+NA:2009, vol. Del 1-12. Lysaker: Pronorm, 2009.
- [7] «Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner = Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700 : Del 1-12 : Konstruksjoner med høyfast stål - Universitetsbiblioteket i Stavanger». Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: https://bibsys-almaprimo.hosted.exlibrisgroup.com/primo-explore/fulldisplay?docid=BIBSYS_ILS71510235320002201&context=L&vid=UBIS&la

ng=no_NO&search_scope=default_scope&adaptor=Local%20Search%20Engine&isFrbr=true&tab=default_tab&query=any,contains,en%201993&offset=0

- [8] Standard Norge, *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner = Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*, bd. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. i Norsk standard, vol. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Lysaker: Standard Norge, 2010.
- [9] Standard Norge, *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner = Eurocode : Basis of structural design*, bd. NS-EN 1990:2002+NA:2008. i Norsk standard, vol. NS-EN 1990:2002+NA:2008. Lysaker: Standard Norge, 2008. Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2018031548273
- [10] «Forskaling av fundament - Praktisk yrkesutøvelse (BA-BAT vg1) - NDLA», ndla.no. Åpnet: 15. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://ndla.no/subject:1:0d67724e-d9fa-4365-9839-4cc91c012855/topic:1:eaf487bb-a2ad-4725-8e57-fd709dd4cade/topic:2:158640/resource:1:138932>
- [11] «Høydedata». Åpnet: 8. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>
- [12] R. Hugsted, «pæler», *Store norske leksikon*. 15. mars 2024. Åpnet: 15. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://snl.no/p%C3%A6ler>
- [13] «sw-design-of-timber-structures-vol1-2022.pdf». Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/sw-design-of-timber-structures-vol1-2022.pdf>
- [14] «sw-design-of-timber-structures-vol2-2022.pdf». Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/sw-design-of-timber-structures-vol2-2022.pdf>
- [15] «sw-design-of-timber-structures-vol3-2022.pdf». Åpnet: 9. mai 2024. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/sw-design-of-timber-structures-vol3-2022.pdf>

Vedlegg

A: Microsoft Excel

Vedlegget er importert fra Excel med minste høyeste verdier hentet ut fra SAP2000:

Søyle:

| | | |
|--------------------------|-----------|----------|
| 1ND FLOOR: | | |
| highest P value(KN): | 982,629 | ULS402-W |
| lowest P value(KN): | -4039,768 | ULS402-W |
| highest V2 value(KN): | 22,318 | ULS402-W |
| lowest V2 value(KN): | -61,51 | ULS303-N |
| highest V3 value(KN): | 42,778 | ULS402-W |
| lowest V3 value(KN): | -109,002 | ULS302-W |
| highest T value(KN-mm): | 15,0029 | ULS402-W |
| lowest T value(KN-mm): | -9,5438 | ULS402-W |
| highest M2 value(KN-mm): | 96,6048 | ULS402-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -94,9882 | ULS404-E |
| highest M3 value(KN-mm): | 108,1231 | ULS303-N |
| lowest M3 value(KN-mm): | -98,6574 | ULS302-W |

| | | |
|-------------------------|----------|----------|
| 2ND FLOOR: | | |
| highest P value(KN): | 215,601 | ULS402-W |
| lowest P value(KN): | -2253,13 | ULS302-W |
| highest V2 value(KN): | 31,94 | ULS301-S |
| lowest V2 value(KN): | -61,331 | ULS303-N |
| highest V3 value(KN): | 75,735 | ULS402-W |
| lowest V3 value(KN): | -28,918 | ULS404-E |
| highest T value(KN-mm): | 12,0079 | ULS302-W |

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| lowest T value(KN-mm): | -11,847 | ULS302-W |
| highest M2 value(KN-mm): | 56,8971 | ULS302-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -61,8311 | ULS404-E |
| highest M3 value(KN-mm): | 135,5224 | ULS303-N |
| lowest M3 value(KN-mm): | -88,6851 | ULS304-E |

| | | |
|--------------------------|-----------|----------|
| 3ND FLOOR: | | |
| highest P value(KN): | -44,107 | ULS401-S |
| lowest P value(KN): | -952,188 | ULS302-W |
| highest V2 value(KN): | 41,65 | ULS303-N |
| lowest V2 value(KN): | -55,544 | ULS303-N |
| highest V3 value(KN): | 74,218 | ULS402-W |
| lowest V3 value(KN): | -56,028 | ULS404-E |
| highest T value(KN-mm): | 9,7184 | ULS303-N |
| lowest T value(KN-mm): | -2,4835 | ULS304-E |
| highest M2 value(KN-mm): | 37,93 | ULS402-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -36,5504 | ULS404-E |
| highest M3 value(KN-mm): | 116,3867 | ULS303-N |
| lowest M3 value(KN-mm): | -112,9834 | ULS303-N |

Kryssavstivninger:

| | | |
|----------------------|---------|----------|
| Highest 1ND floor | | |
| highest P value(KN): | 649,535 | ULS403-N |

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| lowest P value(KN): | -756,084 | ULS403-N |
| highest V2 value(KN): | 6,715 | ULS402-W |
| lowest V2 value(KN): | -9,614 | ULS404-E |
| highest V3 value(KN): | 3,603 | ULS404-E |
| lowest V3 value(KN): | -1,982 | ULS402-W |
| highest T value(KN-mm): | 5,7416 | ULS303-N |
| lowest T value(KN-mm): | -4,2639 | ULS404-E |
| highest M2 value(KN-mm): | 19,2322 | ULS402-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -11,105 | ULS402-W |
| highest M3 value(KN-mm): | 28,3294 | ULS302-W |
| lowest M3 value(KN-mm): | -28,7631 | ULS303-N |

| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Highest 2nd floor | | |
| highest P value(KN): | 631,803 | ULS303-N |
| lowest P value(KN): | -802,262 | ULS303-N |
| highest V2 value(KN): | 6,303 | ULS402-W |
| lowest V2 value(KN): | -8,758 | ULS303-N |
| highest V3 value(KN): | 3,575 | ULS302-W |
| lowest V3 value(KN): | -2,471 | ULS402-W |
| highest T value(KN-mm): | 6,434 | ULS304-E |
| lowest T value(KN-mm): | -3,2784 | ULS301-S |
| highest M2 value(KN-mm): | 19,0354 | ULS302-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -14,209 | ULS302-W |

| | | |
|--------------------------|---------|----------|
| highest M3 value(KN-mm): | 32,9708 | ULS303-N |
| lowest M3 value(KN-mm): | -23,77 | ULS302-W |

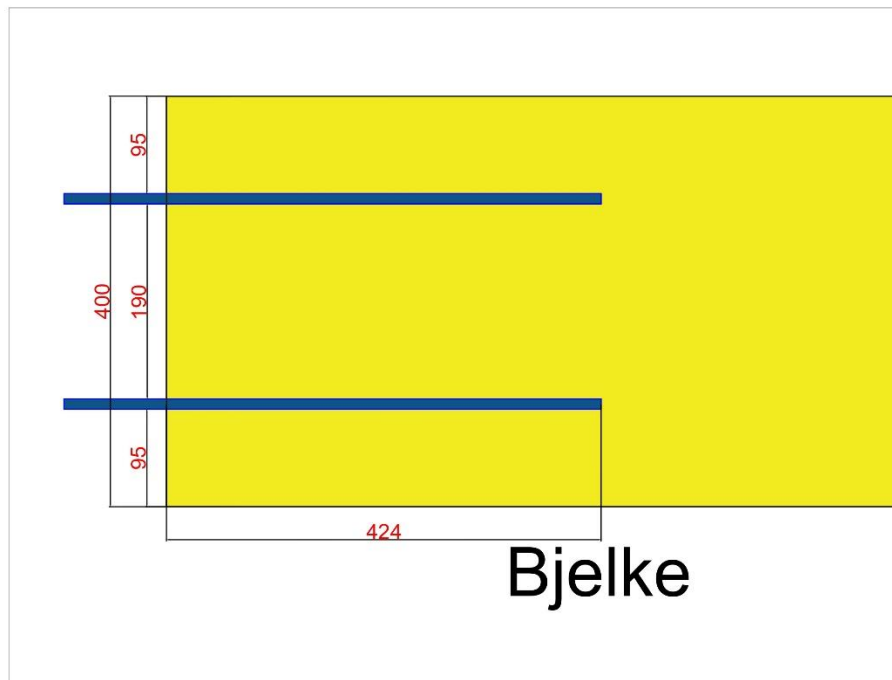
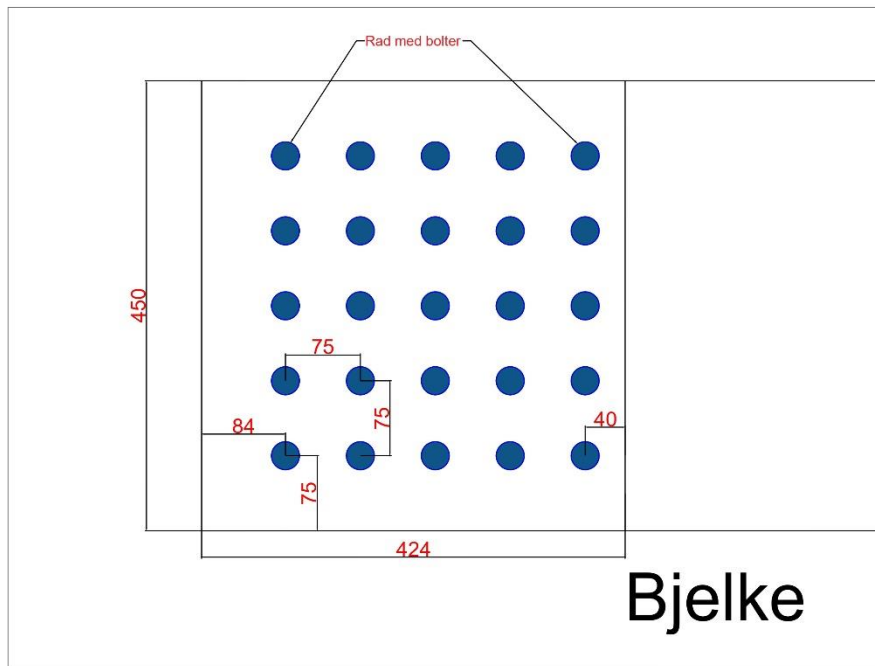
| | | |
|--------------------------|----------|----------|
| Highest 3nd floor | | |
| highest P value(KN): | 150,199 | ULS303-N |
| lowest P value(KN): | -337,326 | ULS302-W |
| highest V2 value(KN): | 8,469 | ULS303-N |
| lowest V2 value(KN): | -5,913 | ULS104-E |
| highest V3 value(KN): | 43,915 | ULS402-W |
| lowest V3 value(KN): | -33,151 | ULS404-E |
| highest T value(KN-mm): | 4,0612 | ULS303-N |
| lowest T value(KN-mm): | -2,6766 | ULS301-S |
| highest M2 value(KN-mm): | 18,6329 | ULS303-N |
| lowest M2 value(KN-mm): | -16,4175 | ULS303-N |
| highest M3 value(KN-mm): | 19,0299 | ULS303-N |
| lowest M3 value(KN-mm): | -14,1 | ULS102-W |

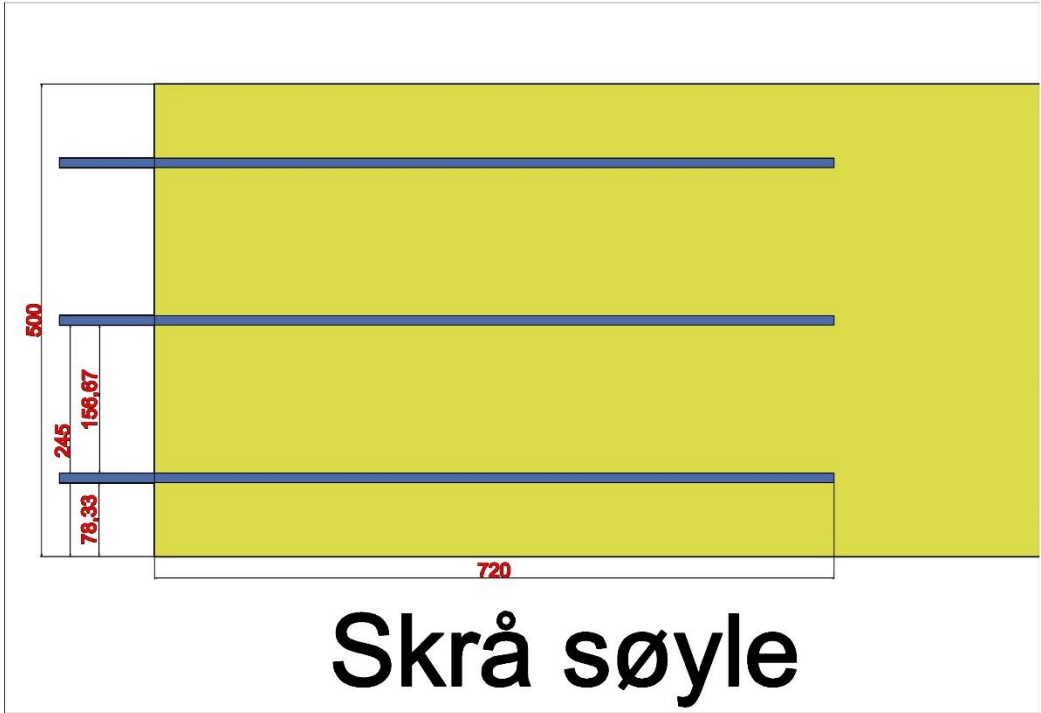
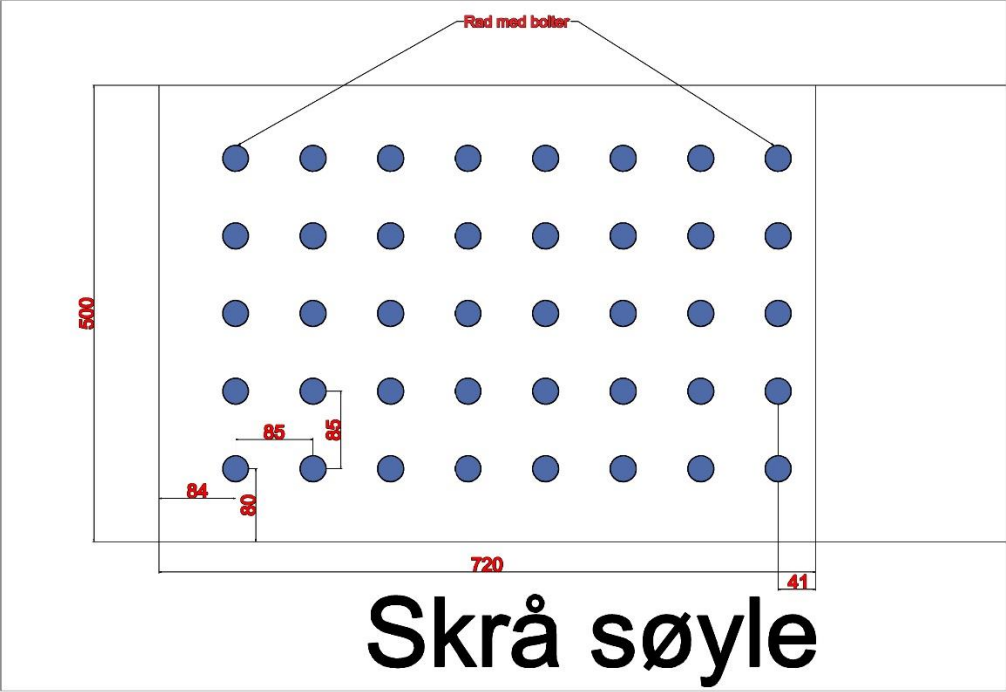
Bjelke:

| | | |
|-----------------------|----------|--------------|
| Beams: | | |
| highest P value(KN): | 96,543 | ULS303-N |
| lowest P value(KN): | -17,871 | ULS402-W |
| highest V2 value(KN): | 108,465 | ULS300(alle) |
| lowest V2 value(KN): | -108,465 | ULS300(alle) |
| highest V3 value(KN): | 2,522 | ULS404-E |

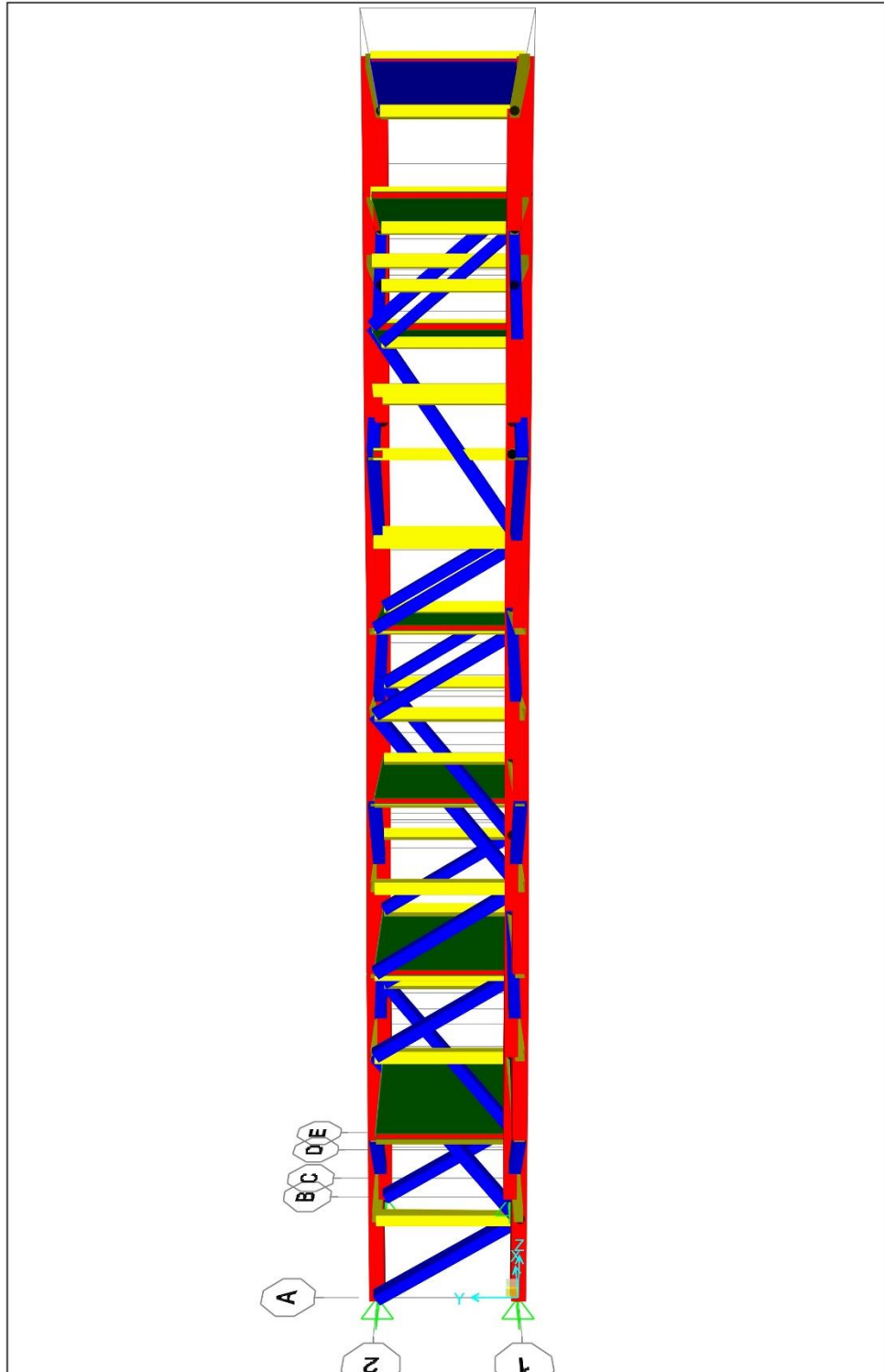
| | | |
|--------------------------|----------|--------------|
| lowest V3 value(KN): | -3,076 | ULS402-W |
| highest T value(KN-mm): | 2,2472 | ULS403-N |
| lowest T value(KN-mm): | -4,1191 | ULS403-N |
| highest M2 value(KN-mm): | 11,2479 | ULS402-W |
| lowest M2 value(KN-mm): | -10,6476 | ULS402-W |
| highest M3 value(KN-mm): | 189,8138 | ULS300(alle) |
| lowest M3 value(KN-mm): | 0 | --- |

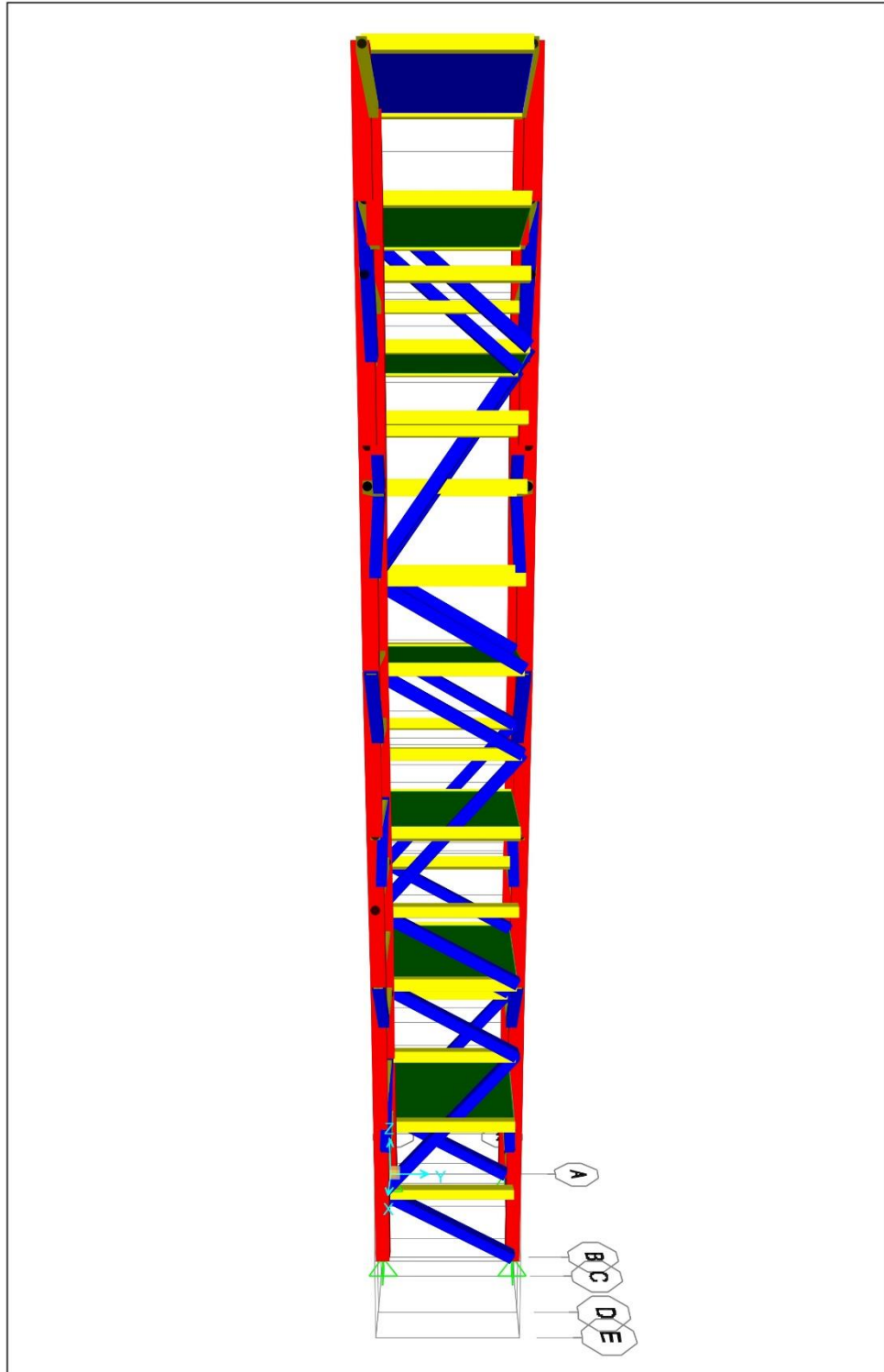
B: AutoCAD

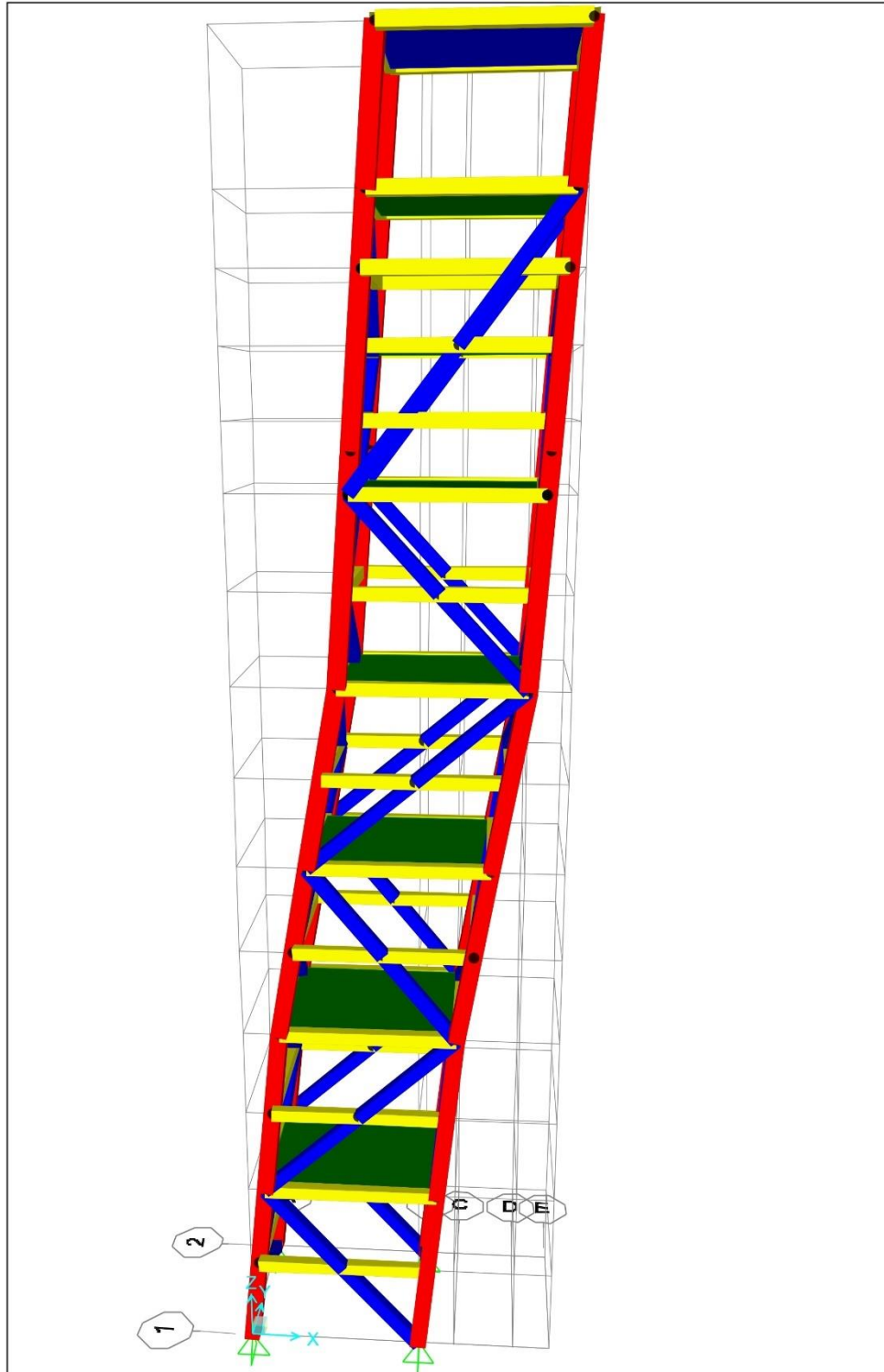


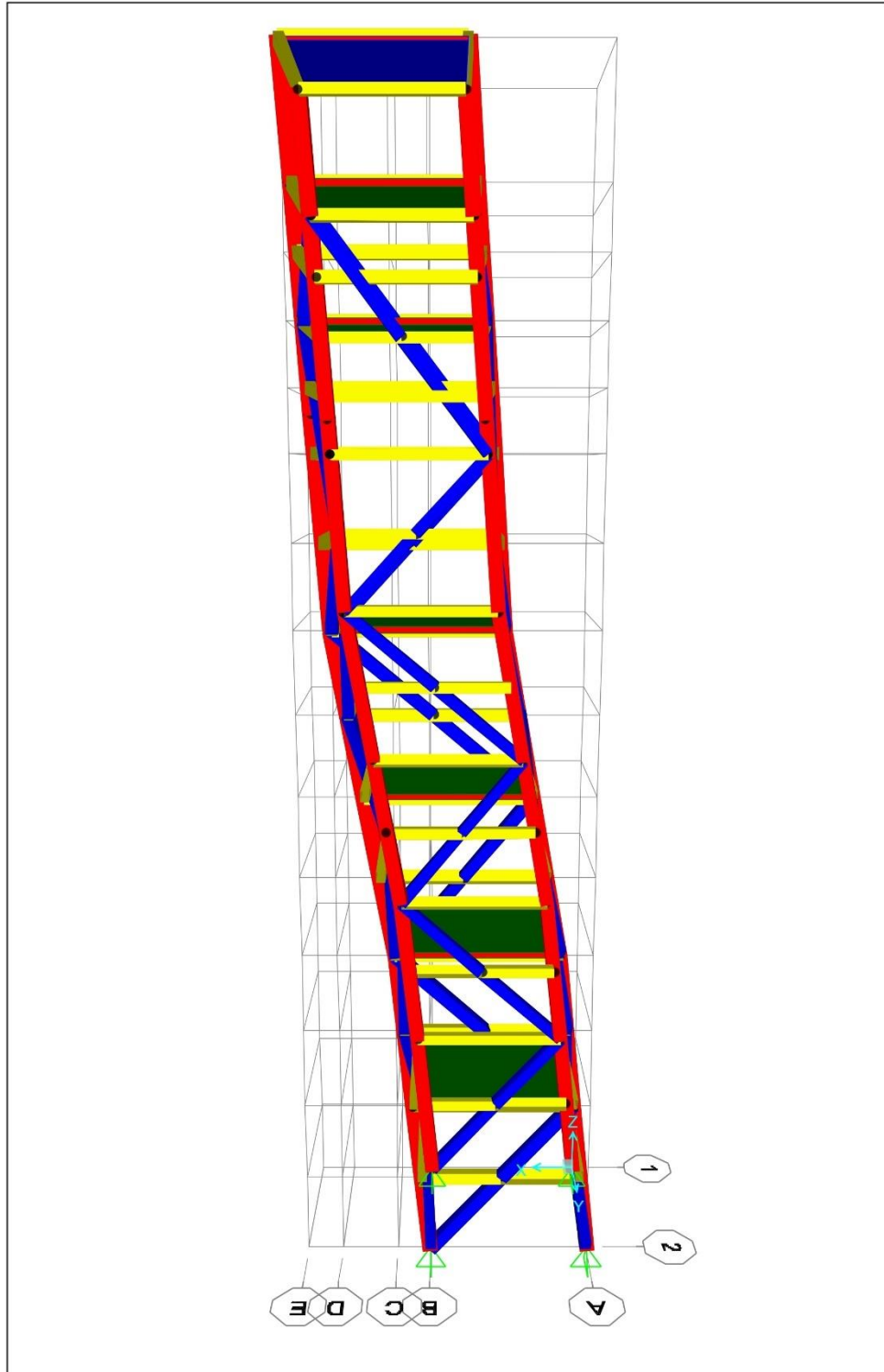


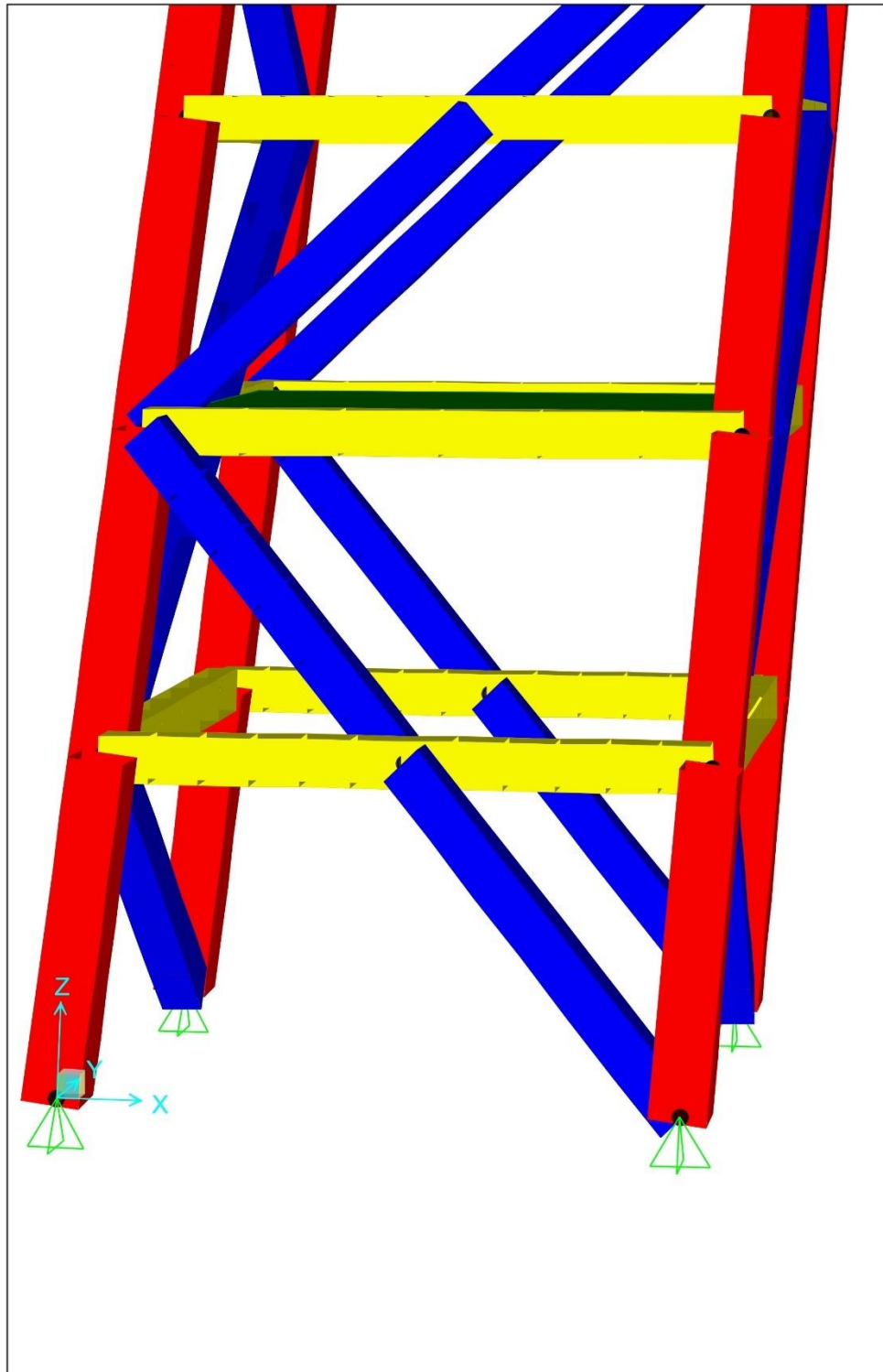
C: Sap2000

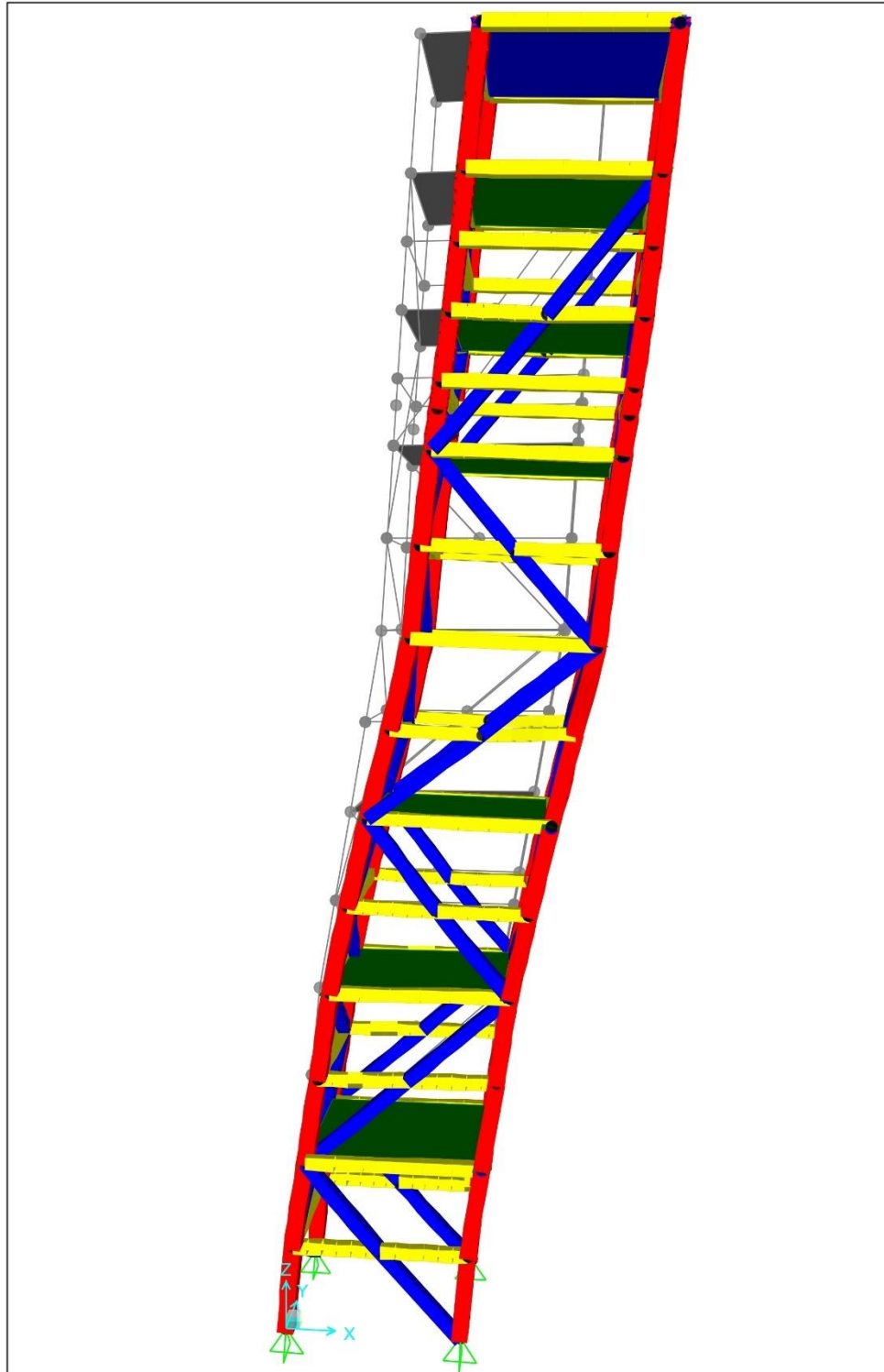






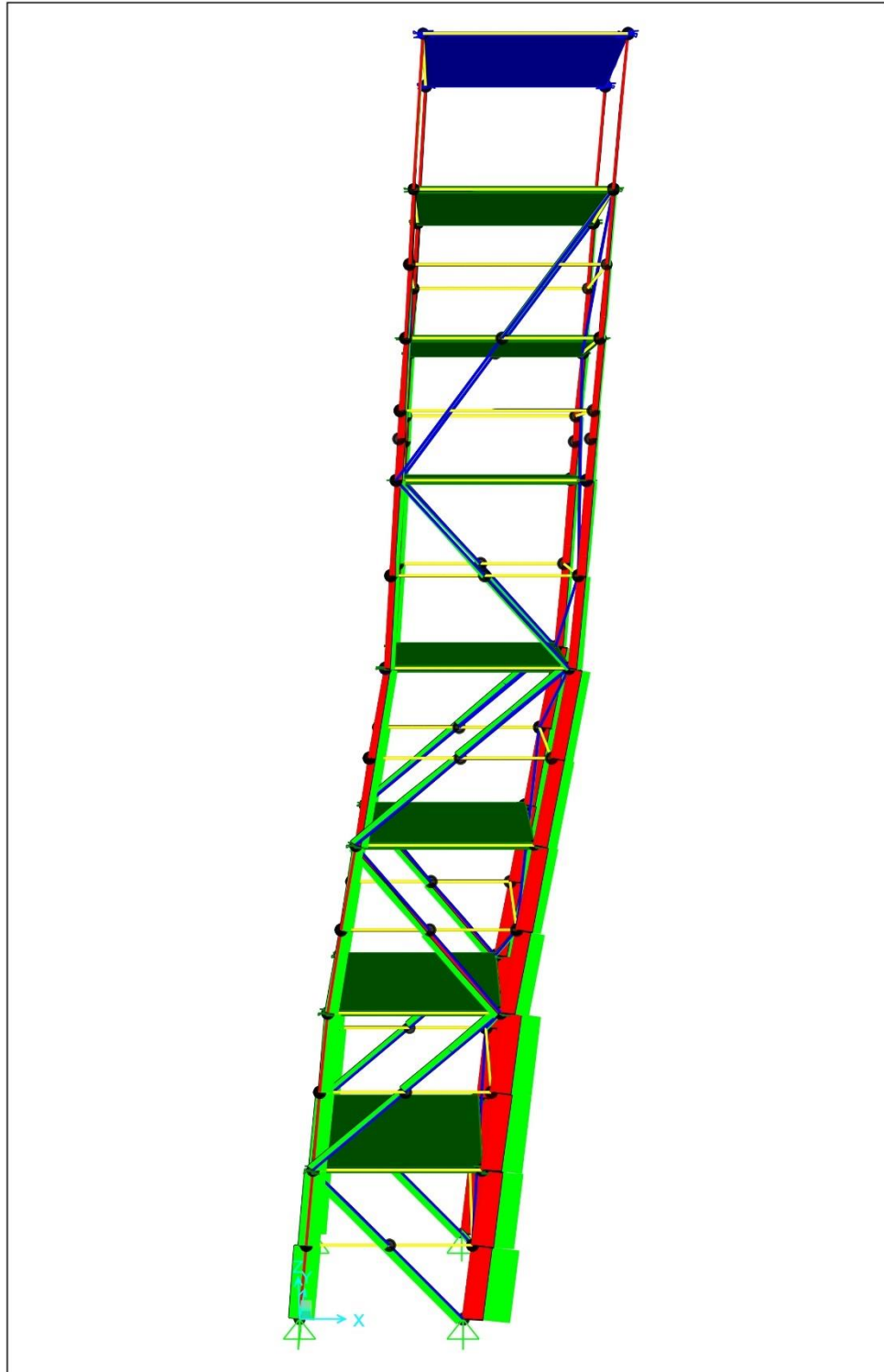


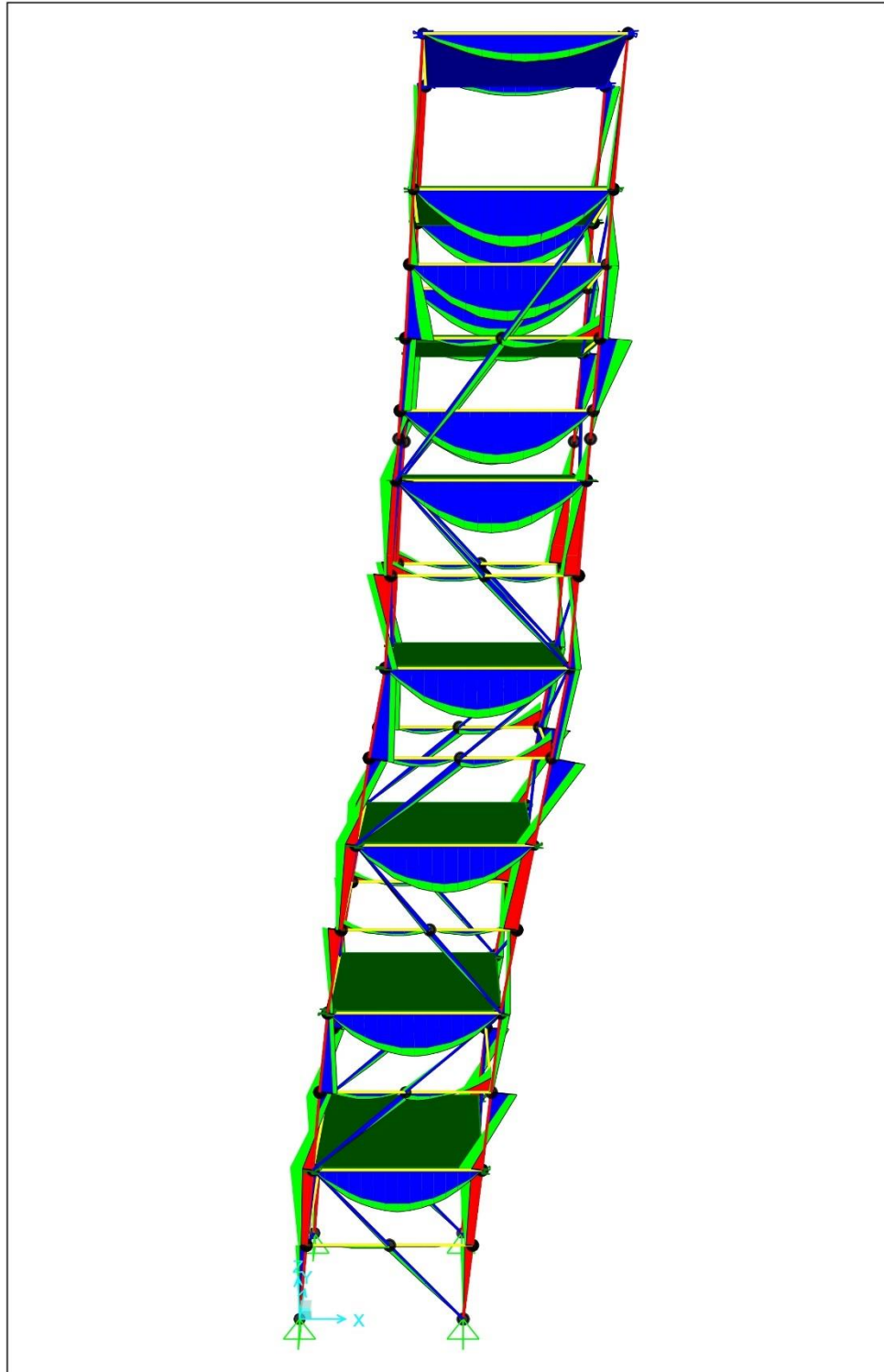


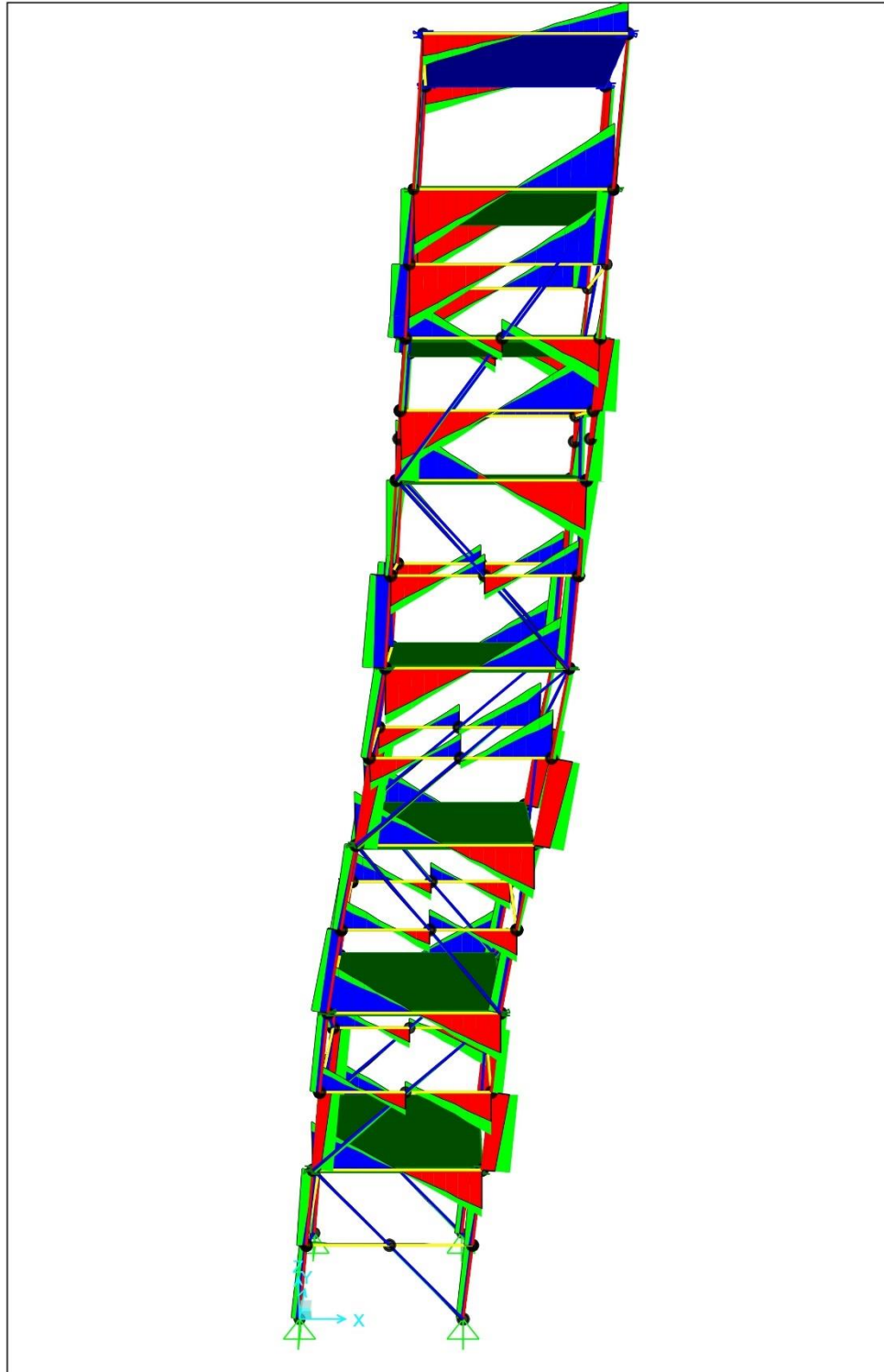












D: Autodesk Revit 3D modell







