



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Kontroll for endret bruk av Bergensmeieriet og
dimensjonering av ny takterrasse

Control for changed use of Bergensmeieriet and
dimensioning of a new roof terrace

Andrea Fjågesund og Kaya Dirksen

BYG350

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Ørjan Fyllingen

30. mai 2022

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden i byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven er utarbeidet av Andrea Fjågesund og Kaya Dirksen, og omfatter 20 studiepoeng.

Begge har valgt studieretningen konstruksjonsteknikk, som har gitt en fordypning i stål-, betong- og trekonstruksjoner. Derfor ønsket vi å skrive en konstruksjonsoppgave, der ulike materialer blir benyttet i dimensjonering av en konstruksjon.

Oppgaven er gitt av H2 Byggeteknikk, som presenterte flere oppgaver som vi kunne velge mellom. Valget falt på et rehabiliteringsprosjekt fra slutten av 1950-tallet, ettersom rehabilitering er miljøbesparende og bidrar til at særegne bygninger blir bevart. Dette er et bygg som begge har kjennskap til og de spesielle detaljene på bygget fanget vår oppmerksomhet. I løpet av våre tre år på studiet har vi ikke gjennomført en kontroll av et eksisterende bygg. Dette er kunnskap vi anser som relevant i jobbsammenheng. Det ble ikke gitt noen avgrensninger fra H2, og vi stod fritt til å forme problemstillingen.

For å få en dypere forståelse for beregningene som utføres, har vi valgt å benytte håndberegninger fremfor beregningsprogram, som FEM-design. Dette gir oss en større overordnet kontroll ved dimensjonering av bygget.

Vi ønsker å takke veileder Ørjan Fyllingen ved Høgskulen på Vestlandet og Daniel Benjaminsen fra H2 byggteknikk. Vi ønsker også å rette en spesiell takk til Trond Einar Martinsen for god veiledning og hjelp med konstruksjonsmessige utfordringer og vurderinger.

Bergen, mai 2022



Kaya Dirksen



Andrea Fjågesund

Sammendrag

Oppgaven omhandler det gamle Bergensmeieriet til Tine, også kalt Tapperiet, som ligger på Mindemyren. Bygget som er oppført på slutten av 1950-tallet, skal nå bli rehabilitert og benyttet som kjøpesenter, kontor og undervisningslokaler. I tillegg skal en ny takterrasse plasseres på deler av taket.

Hensikten med oppgaven er å kontrollere om bygget har tilstrekkelig kapasitet med tanke på endret bruk og dimensjonering av den nye takterrassen. Beregningene utføres på bakgrunn av Eurokode og Norsk standard.

Det har blitt utført beregninger på egen-, nytte-, snø- og vindlast. Beregningene ble utført for hånd, mens snø- og vindlastberegningene i tillegg har blitt kontrollert i OS-prog. Videre har det blitt gjennomført en vurdering av de seismiske lastene.

De beregnede lastene ble kontrollert opp mot lastene fra gamle beregninger for hver etasje i bygget, mens platene på taket ble kontrollert for en ny takterrasse. Videre ble aktuelle bjelker og søyler som påvirkes av takterrassen kontrollert. Til slutt ble de mest belastede fundamentene i bygget beregnet. OS-prog og Mathcad er programmene som hovedsakelig har blitt benyttet til beregningene.

Det har blitt utarbeidet en løsning for den nye takterrassen, som gjør at platene under ikke skal bli overbelastet. Tapperiet er et vernet bygg, og dermed skal det originale uttrykket beholdes. Dette påvirker og begrenser valg av løsning for takterrassen. Den valgte løsningen er dimensjonert, og nødvendige kontroller har blitt utført.

En ny kontroll av bjelker og søyler ble utført etter valgt løsning av takterrasse. Dersom kapasiteten til bjelkene og søylene ble overskredet, måtte de forsterkes. Det ble lagt frem et forslag til valg av forsterkningsmetode og beregning av forsterkningsmengde. Dette ble gjort med tanke på at bygget er vernet.

Det forutsettes at leseren har en grunnleggende forståelse og kunnskap for byggfaget og begrepene som benyttes i oppgaven.

Abstract

Bergensmeieriet, an old dairy factory located at Mindemyren in Bergen, was built in the late 1950s. The building was owned by Tine and is referred to as Tapperiet. Today, the building is planned to be rehabilitated and used as a shopping center, offices and teaching premises. In addition, a new roof terrace will be constructed on parts of the roof.

This thesis aims to verify whether Bergensmeieriet has sufficient capacity to handle these alterations, as well as presenting a new dimensioning of the roof terrace. All calculations are based on Eurocodes and Norwegian Standards.

Calculations have been performed on self-, pay-, snow- and wind loads, using classical hand calculations. The calculations on snow- and wind loads were also controlled using OS-prog. Moreover, an assessment of the seismic loads was carried out.

The calculated loads were compared to the loads from old calculations for each floor of the building, while the plates on the roof were checked for the new terrace. Afterwards, relevant beams and columns that are affected by the terrace were checked. Finally, the most stressed foundations in the building were calculated. These calculations and controls have mainly been performed by hand calculations in Mathcad and in OS-prog.

A solution for the new roof terrace is presented, where the plates below are prevented from being overloaded. Tapperiet is a protected building, and the characteristics of the building should therefore be retained. This affects and limits the options for the roof terrace. The selected solution is dimensioned, as well as controlled.

A new inspection of the beams and columns was carried out for the new solution for the roof terrace. If the capacity of the beams and columns are exceeded, they must be reinforced. A proposal is submitted for the choice of reinforcement method and calculations of reinforcement quantity. This is done with respect to the building being protected.

It is assumed that the reader has a basic understanding and competence of construction and the terminology used in this thesis.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Figurliste	viii
Tabelliste	x
Formelliste	xii
1 Innledning	1
1.1 <i>Tapperiet på Minde</i>	1
1.1.1 <i>Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale</i>	2
1.2 <i>Problemstilling</i>	2
2 Teori	3
2.1 <i>Materialer</i>	3
2.1.1 <i>Betong</i>	3
2.1.2 <i>Stål</i>	4
2.2 <i>Eurokoder</i>	5
2.3 <i>Andre bygg-faglige ressurser</i>	7
2.3.1 <i>Byggteknisk forskrift</i>	7
2.3.2 <i>Byggforskserien</i>	7
2.3.3 <i>Beton-Kalender</i>	7
2.4 <i>Laster</i>	8
2.5 <i>Grenstilstander</i>	8
2.5.1 <i>Bruddgrensetilstand</i>	9
2.5.2 <i>Brukgrenstilstand</i>	10
2.5.3 <i>Ulykkesgrensetilstand</i>	10
2.5.4 <i>Utmattingsgrenstilstand</i>	11
2.6 <i>Digitale verktøy</i>	11
2.6.1 <i>Microsoft Excel</i>	11
2.6.2 <i>PTC Mathcad Prime 7</i>	11

2.6.3 OS-prog	12
2.6.4 Sika CarboDur	12
2.6.5 Conlit brannsikring	12
3 Grunnlag for beregning	13
4 Lastberegninger	15
4.1 Egenlast	16
4.2 Nyttelast	16
4.3 Snølast	17
4.4 Vindlast	19
4.4.1 Vindretning Løvsstakken	20
4.4.2 Vindretning Byfjorden	21
4.4.3 Formfaktorer	22
4.5 Seismiske laster	23
4.5.1 Jordskjelvsdimensjonering	24
4.6 Oversikt over laster	24
5 Kontroll	25
5.1 Tak bygg B og C	25
5.2 Dekker bygg B og C	26
5.2.1 Mesanin i første etasje	27
5.3 Tak over Tappehallen	27
5.3.1 Plate Pl.C.301	29
5.3.2 Plate Pl.C.302	30
5.3.3 Plate Pl.C.303	31
5.3.4 Plate Pl.C.304	32
5.3.5 Plate Pl.C.305	33
5.4 Bjelker	33
5.4.1 Bjelke Bj.C.306	35
5.4.2 Bj.C.307 nr.1 og nr.2	36
5.4.3 Bjelke Bj.C.308	38
6 Løsning for takterrassen	39
6.1 Ny betongplate	40
6.2 Stålbjelker	41

6.3 Brann.....	42
6.3.1 Risikoklasse	43
6.3.2 Brannklasse	43
6.3.3 Bæreevne og stabilitet ved brann.....	44
6.4 Branndimensjonering for stål	45
6.5 Branndimensjonering for betong.....	46
6.5.1 Branndimensjonering eksisterende konstruksjon	46
6.5.2 Branndimensjonering nye plater	47
6.6 Forbindelser	47
6.7 Ny kontroll eksisterende betongbjelker	48
6.7.1 Bjelke Bj.C.306.....	49
6.7.2 Bjelke Bj.C.307 nr.1 og nr.2.....	50
6.7.3 Bjelke Bj.C.308.....	51
6.7.4 Bruksgrensekontroll	52
6.8 Kontroll søyler	53
6.8.1 Søyler under bjelkene	53
6.8.2 Søyler i første etasje og kjeller.....	56
6.9 Kontroll fundament.....	57
7 Forsterkning	59
7.1 Karbonfiberforsterkning.....	59
7.1.1 Forsterkning bjelker	60
7.1.2 Forsterkning søyler	62
8 Konklusjon	64
9 Forslag til videre arbeid.....	65
Referanser	66

Figurliste

Figur 1: Bergensmeieriet. Mad arkitekter [2].....	1
Figur 2: Bergensmeieriet innvendig. Mad arkitekter [3].....	2
Figur 3: Betongkonstruksjon [12]	4
Figur 4: Stålprofiler [17]	5
Figur 5: Utklipp fra tegninger til Tapperiet.....	13
Figur 6: Bilde av søylene med spesiell utforming fra befarings.....	13
Figur 7: Oversikt over platene på taket til Tappehallen.....	14
Figur 8: Brukstidskategori og pålitelighetsklasse	15
Figur 9: Prinsipp skisse av lastbilde til snølasten før og etter forenkling.....	19
Figur 10: Oversikt over de forskjellige vindretningene for Tapperiet.....	20
Figur 11: Helning på Løvstakken fra Høydedata [36]	20
Figur 12: Jordskjelv i Norge og nærliggende områder fra 1987-2017 [39].....	23
Figur 13: Bilde av mesaninen i første etasje fra befarings	27
Figur 14: Plantegning av tak over Tappehall med markering av takterrassen.....	28
Figur 15: Oversikt over nummerering for platene på Tappehallen	29
Figur 16: Plantegning av tak over Tappehallen med markering av aktuelle bjelker.....	34
Figur 17: Laster på bjelke Bj.C.306	35
Figur 18: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.306.....	36
Figur 19: Laster på bjelke Bj.C.307 nr. 1	37
Figur 20: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.1	37
Figur 21: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.2	37
Figur 22: Laster på bjelke Bj.C.308	38
Figur 23: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.308.....	38
Figur 24: Skisse av løsning for takterrassen	39
Figur 25: Resultat fra Rockwool beregningsprogram.....	46
Figur 26: Brannmotstand for plasstøpte betongdekker, tabell 62. [52]	47
Figur 27: Oversikt over bjelker som kontrolleres.....	48
Figur 28: Laster på bjelke Bj.C.306 etter forbedring	49
Figur 29: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.306.....	49

Figur 30: Laster på bjelke Bj.C.307 nr. 1 etter forbedring	50
Figur 31: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr. 1	50
Figur 32: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.2	50
Figur 33: Laster på bjelke Bj.C.308 etter forbedring	51
Figur 34: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.308.....	51
Figur 35: Knekkformer og tilhørende knekk lengder [43]	53
Figur 36: Stivhetsfaktorene som benyttes for bjelkene og søylene med formler	54
Figur 37: Eksempler på karbonfiberforsterkning [64].....	59
Figur 38: Utsnitt av betongtrykkfasthet fra Sika CarboDur	63

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over Eurokoder	6
Tabell 2: Verdier for ψ for bygninger	9
Tabell 3: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bruddgrense	9
Tabell 4: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bruksgrense.....	10
Tabell 5: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for ulykkesgrensetilstand	11
Tabell 6: Oversikt over betongkvaliteter	14
Tabell 7: Oversikt over egenlaster for hver etasje	16
Tabell 8: Brukscategori og karakteristisk nyttelast	17
Tabell 9: Oversikt over snølaster på tak til Tappehallen	18
Tabell 10: Oversikt over justeringsfaktorer.....	19
Tabell 11: Terrengruhetkategori og tilhørende parametere [37]	21
Tabell 12: Vindlaster på bygningen	23
Tabell 13: Oversikt over karakteristiske laster på Tapperiet	24
Tabell 14: Sammenligning av nye og gamle laster for tak bygg B og C.....	25
Tabell 15: Oversikt over laster for hver etasje	26
Tabell 16: Sammenligning av nye og gamle laster for tak over Tappehallen	28
Tabell 17: Momenter og momentkapasitet til Pl.C.301	30
Tabell 18: Moment og momentkapasitet til Pl.C.302	31
Tabell 19: Moment og momentkapasitet Pl.C.303	31
Tabell 20: Moment og momentkapasitet for Pl.C.304	32
Tabell 21: Moment og momentkapasitet for Pl.C.305	33
Tabell 22: Brudgrensekontroll av stålbjelke	42
Tabell 23: Vippingskontroll av stålbjerkene.....	42
Tabell 24: Risikoklasser.....	43
Tabell 25: Brannklasse (BKL) for byggverk	44
Tabell 26: Brannklasser	44
Tabell 27: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse.....	45
Tabell 28: Brannmotstand for de ulike konstruksjonselementene.....	46
Tabell 29 Risskontroll av bjelkene	52

Tabell 30: Nedbøyingskontroll av bjelkene	52
Tabell 31: Oversikt over moment på søylene under bjelkene	55
Tabell 32: Oversikt over moment- og risskontroll for søylene.....	55
Tabell 33: Resultat av kontroll for søyler i første etasje	56
Tabell 34: Resultat av kontroll for søyler i kjeller.....	56
Tabell 35: Oversikt over bredde og nødvendig bredde for fundament.....	58
Tabell 36: Anvendt karbonfiberforsterkning på bjelke Bj.C.306.....	61
Tabell 37: Anvendt karbonfiberforsterkning for skjær i bjelke Bj.C.306	61
Tabell 38: Anvendt karbonfiberforsterkning på bjelke Bj.C.307 nr.1	62
Tabell 39: Anvendt karbonfiberforsterkning på Bj.C.307 nr. 2	62
Tabell 40: Utnyttelse av søyler før og etter forsterkning.....	63

Formelliste

Formel 1: Snølast.....	17
Formel 2: Formfaktor for tak som grenser til høyere byggverk.....	18
Formel 3: Basisvindhastigheten fra EC1-4 (NA.4.1)	19
Formel 4: Vindhastighet for retning Løvstakken.....	21
Formel 5: Vindhastighet for retning Byfjorden	22
Formel 6: Krav for bestemmelse av ligning for jevnt fordelt last	25
Formel 7: Fordelingstall.....	54

1 Innledning

1.1 Tapperiet på Minde

I 2017 solgte Tine Meierier eiendommene sine på Mindemyren til Bonava i forbindelse med byggingen av nytt meieri på Flesland. Planområdet er avgrenset av Minde Allé i nord, boligområder i øst, næringsareal til NRK Hordaland i sør og Kanalveien i vest. Planområdet er i overkant av 37 daa, og skal total forvandles [1]. Det er planlagt at Bonava og BOB skal bygge 1200 boliger og 15 000 kvadratmeter med næringslokaler. Mindemyren skal utvikles til å bli en egen bydel der næring og industri byttes ut med boliger, handel og kontor. Området ligger i kort avstand til den kommende bybanetrasen til Fyllingsdalen, samt det eksisterende bybanestoppet på Wergeland.

En av flere bygninger i området er det gamle Bergensmeieriet, videre omtalt som Tapperiet, med et BRA på 8000 m² [1]. Bygget ble oppført sent på 1950-tallet, og har vært et sentralt og kjent bygg i Bergen siden. Tapperiet er i dag vernet og skal tilbakeføres til sin opprinnelige form. Bruken av bygget skal imidlertid endres, og vil bestå av kjøpesenter i de to første etasjene, kontorlokaler i tredje etasje og undervisningslokaler i fjerde etasje. I kjelleren vil det etableres parkeringskjeller. Det er i tillegg planlagt at det skal bygges en ny takterrasse på deler av taket på Tapperiet, som blir tilgjengelig fra kontorlokalet. Blant de andre eksisterende byggene er det kun Tapperiet og Administrasjonsbygget som blir bevart, resten har eller skal bli revet.



Figur 1: Bergensmeieriet. Mad arkitekter [2]

1.1.1 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale

Oppgaven er gitt av H2 byggteknikk AS, avdeling Bergen. H2 er et lokalt forankret firma som tilbyr tjenester innen bygge- og anleggsteknisk prosjektering. De har videreformidlet gamle tegninger og beregninger av Tapperiet. H2 byggteknikk har ikke utarbeidet en fullstendig prosjektering eller modell av bygget, ettersom prosjektet enda er i oppstartsfasen. Oppgaven er derfor utarbeidet på bakgrunn av gamle tegninger og beregninger, samt befaring og arkitekttegninger utført av Mad arkitekter.



Figur 2: Bergensmeieriet innvendig. Mad arkitekter [3]

1.2 Problemstilling

Problemstillingen baserer seg på den endrede bruken av Tapperiet og utbyggingen av en ny takterrasse, som blir plassert på deler av taket. Hensikten med oppgaven er å undersøke om det eksisterende bæresystemet har tilstrekkelig kapasitet med hensyn på bruksendringene av bygget, og videre å dimensjonere en løsning for den nye takterrassen. Dermed blir problemstillingen som følger:

“Kontroll for endret bruk av Bergensmeieriet og dimensjonering av ny takterrasse”.

2 Teori

2.1 Materialer

På bakgrunn av at Tapperiet er vernet og at det opprinnelige uttrykket skal beholdes, er det valgt, i den grad det er mulig, å benytte materialer basert på byggets eksisterende bæresystem. Materialene benyttet i Tapperiet er hovedsakelig betong, som vil bli videreført i den nye løsningen. I tillegg vil det bli benyttet stål.

2.1.1 Betong

Betong er i dag et av verdens viktigste byggematerialer, og blir brukt mer enn noen annet menneskeskapt materiale. Det blir anslått at det brukes omtrent dobbelt så mye betong som andre byggematerialer til sammen [4].

Byggematerialet betong fremstilles ved å blande sement og vann med tilslag av sand- og steinmaterialer. Når sementen reagerer kjemisk med vann, vil massen etter hvert stivne og oppnå betydelig styrke. Betong benyttes både i plasstøpte konstruksjoner som dammer, broer, kaier, petroleumsplattformer og bygninger, og i prefabrikkerte betongelementer som søyler, bjelker og vegg- og dekkeelementer. [5]

Plasstøpt betong var tidligere den vanligste måten å bygge på. Det lages forskalingsformer, armering binnes i formene og det fylles opp med ferdig betong [6]. Denne løsningen kan være veldig presis, og gir større mulighet for tilpassing [7]. Prefabrikkerte betongelementer er bygningsdeler i betong som produseres på et annet sted enn der det monteres. Fordi elementene er herdet når de ankommer byggeplassen, kan en føre opp et bygg betydelig raskere med denne metoden. Fabrikproduksjon av elementer utføres i moderne innendørs produksjonsanlegg og er uavhengig av uteklime. Dette sikrer jevn og høy kvalitet på produktene som fremstilles [8].

Fordelene med betong er at materialet har lang levetid og lave vedlikeholdskostnader. Det er også et estetisk vakkert bygningsmateriale, som har blitt benyttet i mange år [4]. Betong er dessuten et ikke-brennbart materiale, og gir dermed brannbeskyttelse uten at en trenger ekstra beskyttende overflater og kledninger [9]. I tillegg egner betong seg godt for trykkrefter, men den har dårlig strekkstyrke. Strekkrefter i konstruksjonene må derfor tas

opp av stålstenger, kalt armering, som støpes inn i betongen [5].

En klar ulempe med betong er det høye CO₂-utslippet. Sementen, som er en viktig del av betongen, antas å bidra til 7-8 % av klimagassutslippene på verdensbasis [10]. Dette er fordi sement lages ved å brenne kalkstein. Når kalkstein varmes opp, settes det i gang en kjemisk prosess som kalles kalsinering, hvor CO₂ brennes bort fra kalksteinen. Mesteparten av utslippene fra sementindustrien kommer fra kalsineringsprosessen. Resten kommer fra oppvarming av ovnene og transport. En måte å redusere CO₂-utslippene på er å erstatte deler av klinkeren med andre materialer som slagg, kalksteinpulver, flygeaske, silikastøv og naturlige pozzolaner [11].



Figur 3: Betongkonstruksjon [12]

Tapperiet på Minde består hovedsakelig av betong. Det er brukt betong i søyler, bjelker, dekker og vegger.

2.1.2 Stål

Stål konkurrerer i dag med materialer som tre, aluminium og betong. Det er en legering av jern som har et karboninnhold under 2%. Fremstillingen av stål begynte først på 1850-tallet, og har vært et viktig konstruksjonsmateriale siden [13].

Det er mange fordeler ved bruk av stål som materiale. Stål har høy styrke, som gir muligheter for store spennvidder uten at konstruksjonens egenvekt blir for høy. Det er enkelt å gjøre forandringer og forsterkninger, samt at det finnes gode forbindelsesmiddel for

å føye sammen ståldeler. Bruk av stål som materiale gir kort byggetid på grunn av mulighet for rask montasje og prefabrikasjon, som igjen reduserer byggekostnadene. En annen stor fordel med stål er at det kan gjenbrukes etter rivning. Plater og bjelker kan brukes direkte, og ukurante deler kan gjenvinnes som skrapjern [14]. Faktorene som er nevnt over, bidrar til at også stål er et av de viktigste konstruksjonsmaterialet i verden. [15]

Valg av stål som konstruksjonsmateriale har også noen ulemper. Dersom stål blir utsatt for korrosjon, kan dette virke negativt både på utseende og styrken til materialet. I fuktig miljø med tilgang til oksygen dannes det rust. En annen ulempe ved bruk av stål er at det ved belastning lett kan oppstå store deformasjoner og svingninger i konstruksjonen på grunn av størrelsen på dimensjonene. [14]

Ved oppvarming mister stålet styrke, og det må derfor gjøres tiltak mot brannpåkjenninger. Ved en temperatur på 400 °C har stålet bare 2/3 igjen av styrken og stivheten den hadde ved romtemperatur. Dersom temperaturen når 500 °C er styrken og stivheten redusert til rundt halvparten. [16]



Figur 4: Stålprofiler [17]

I Tapperiet er det anvendt stål i takkonstruksjonene på bygg B og C. Det blir også foreslått å anvende stål ved utbyggingen av takterrassen over Tappehallen.

2.2 Eurokoder

Under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner er det behov for en rekke eurokoder. Eurokoden er ti felles europeiske standarder for prosjektering av byggverkets bæreevne til konstruksjonsformål. Dette er standarder for ulike

materialer, produkter og konstruksjonstyper som er nødvendige for dokumentasjon av egenskaper og utførelse av nye og eksisterende konstruksjoner. [18]

Hver Eurokode har et tilhørende nasjonalt tillegg. Nasjonale tillegg er den delen som åpner for nasjonale prosjekteringsbestemmelser, og angir parametere for geografiske forhold og særegent klima på nasjonalt nivå. [19]

Det blir i hovedsak benyttet Eurokoder og nasjonale tillegg for beregninger og prosjektering. For en oversikt over Eurokoder som anvendes se tabell 1.

Betegnelse	Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	EC1-1
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster	EC1-3
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	EC1-4
NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster	EC1-7
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC3
NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering	EC3-2
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser	EC3-8
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-9: Utmattingspåkjennte konstruksjoner	EC3-9
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8
NS-EN 1998-3:2005+NA:2013	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger	EC8-3

Tabell 1: Oversikt over Eurokoder

2.3 Andre bygg-faglige ressurser

I tillegg til å benytte Eurokoder og nasjonale tillegg, blir det også benyttet andre bygg-faglige ressurser som Byggteknisk forskrift, *Byggforskserien* og *Beton-kalender*.

2.3.1 Byggteknisk forskrift

Byggteknisk forskrift (TEK17) er en forskrift som stiller tekniske krav til byggverk og setter en grense for minimumsegenskapene et byggverk må ha for å oppføres lovlig i Norge.

Forskriften, med veileder, er en funksjonsbasert forskrift, men i mange tilfeller er disse kravene også gitt som ytelseskrav [20]. Hovedformålet til forskriften er å sikre byggverk av god kvalitet, som er i samsvar med kravene gitt i plan- og bygningsloven [21]. Kravene som er gitt i forskriften skal være oppfylt i det ferdige byggverket, og dette skal kunne dokumenteres. Dette kan dokumenteres ved bruk av Norsk standard eller likeverdige standarder som SINTEFs Byggforskserien [22].

2.3.2 Byggforskserien

Byggforskserien blir utviklet av SINTEF og skal gi dokumenterte løsninger og anbefalinger ved prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger. Løsninger gitt i Byggforskserien oppfylder kravene som er gitt i byggteknisk forskrift (TEK17), samt andre lover og forskrifter som det henvises til. Det vises også løsninger og anbefalinger på områder som ikke blir omtalt i lov og forskrift. Byggforskserien er basert på SINTEFs kunnskap fra forskning, utvikling og materialprøving samt produktsertifisering, teknisk godkjenning og ulike erfaringsgrunnlag fra bygnæringen. [23]

2.3.3 Beton-Kalender

Beton-Kalender er et oppslagsverk for planlegging og beregning av betongkonstruksjoner. Hovedtemaene i boken er reparasjon og lasttester av betongkonstruksjoner, samt digitalisering i bygg. Boken er tredelt, og gir en oversikt over gjeldende regelverk for beskyttelse og vedlikehold av betongkonstruksjoner i Tyskland, Østerrike og Sveits. [24]

Den første Betong-Kalender ble gitt ut i 1906 av *Ernst und Sohn*, og siden har det med jevne mellomrom blitt publisert nye versjoner. Beton-Kalender fra 1976 blir anvendt, og fra denne boken benyttes delen som omhandler beregning av toveisplater.

2.4 Laster

Ved prosjektering av konstruksjoner må det tas hensyn til laster som virker på konstruksjonen. ECO klassifiserer laster etter deres variasjon over tid, og det blir delt inn i permanente og variable laster [25].

Permanente laster er laster som ikke endres gjennom den fasen det prosjekteres for, eller som med stor sannsynlighet vil opptre i lengre perioder [26]. Disse defineres i hovedsak som egenlaster på konstruksjonen, men kan også være faste installasjoner [25].

Variable laster er laster som varierer med tiden under drift, eller opptrer som midlertidige belastninger under bygging. Disse kan deles inn i tre undergrupper: bruksavhengige laster, deformasjonslaster og miljølaster [26]. Ifølge ECO kan dette være nyttelaster, vindlaster og snølaster [25].

2.5 Grenstilstander

Etter ECO skal konstruksjoner dimensjoneres i ulike grensetilstander. Grensetilstander er «tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfyller fastsatte dimensjoneringskriterier» [25]. Grensetilstandene deles inn i fire kategorier. Disse fire kategoriene er bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand, ulykkesgrensetilstand og utmattingsgrensetilstand [27].

ECO legger føringer for prosjektering av konstruksjoner og disse reglene er basert på bruk av partialkoeffisientmetoden ved dimensjonering. Ved bruk av denne metoden skal «det påvises at ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjoner når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter er benyttet i beregningsmodellene» [25].

Det benyttes ulike lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer i de ulike grensetilstandene. Kombinasjonsfaktorene, ψ , avhenger av lasttype og hvilken kategori bygningen har. Denne er gitt i tabell NA. A1.1 i ECO, som er gjengitt i tabell 2.

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 førersete)	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 2: Verdier for ψ for bygninger

2.5.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden er den tilstanden der konstruksjonsdelens kapasitet mot brudd bestemmes. Denne grensetilstanden er knyttet opp mot menneskers og konstruksjonens sikkerhet. Lastfaktorene som benyttes i bruddgrense skal sikre at dette er oppfylt. [25]

Bruddgrensetilstanden har ulike scenarioer som skal påvises. Dette er blant annet likevekt (EQU), kapasitet (STR) og brudd i grunnen (GEO). I tabell A1.2 (A) og tabell A1.2 (B) angir ECO ulike lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer som skal benyttes i bruddgrense. Det skal kontrolleres for tre ulike kombinasjoner. Den første er en kombinasjon for global likevekt (EQU), som blir omtalt som sett A. Videre skal det kontrolleres for to kombinasjoner for kapasitet (STR/GEO), Sett B. Der benyttes ligning 6.10, 6.10a og 6.10b. Den lastfaktoren som gir den mest ugunstige lastvirkningen, skal benyttes. De ulike kombinasjonsfaktorene og lastfaktorene vises i tabell 3.

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Andre variable laster
Global likevekt (sett A)	1.2/0.9	1.5	1.5 ψ_0
Kapasitet (sett B) 6.10a	1.35/1.0	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
Kapasitet (sett B) 6.10b	1.2/1.0	1.5	1.5 ψ_0

Tabell 3: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bruddgrense

2.5.2 Bruksgrensetilstand

Denne grensetilstanden skal påvise at konstruksjonen i sin brukstid tilfredsstillende krav knyttet til konstruksjonens formål og bruk [27]. Bruksgrensetilstanden skal sikre menneskers komfort, konstruksjonens utseende samt konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk. Partialfaktorene for laster, lastfaktorene, skal ifølge EC0 settes lik 1.0 med mindre noe annet er angitt i EC1 til EC9 [25]. I bruksgrensetilstand deles lastkombinasjonene inn i «karakteristisk», «ofte forekommende» og «tilnærmet permanent». Krav og kriterier for bruksgrensetilstanden fastsettes for det enkelte prosjekt. Kombinasjonsfaktorene, ψ , finnes i tabell NA. A1.1. Denne grensetilstanden har kriterier knyttet til deformasjoner, vibrasjoner, bestandighet og utseende.

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

Tabell 4: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bruksgrense

2.5.3 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrensetilstanden regnes ofte som et spesialtilfelle av bruddgrensetilstanden, og omhandler lastsituasjoner som har veldig liten sannsynlighet for å opptre. Hendelser som kommer inn under denne tilstanden er blant annet jordskjelv, brann, kollisjon, skred og eksplosjon [28].

Etter EC0 skiller det mellom de to dimensjonerende situasjonene ulykkesituasjon og seismisk situasjon. Det fremgår videre i standarden at partialfaktorene bør settes til 1.0. Seismisk situasjon blir omtalt i kapittel 4.5 og brann omtales i kapittel 6.3.

Kombinasjonsfaktorer og lastfaktorer vises i tabell 5.

Tapperiet er lokalisert i et boligområde med lav fartsgrense og lite trafikk fra større kjøretøy. Bybanen, som kjører forbi Tapperiet, har en stor nok avstand til at det ikke er fare for kollisjon ved en eventuell avsporing. Dette medfører at kollisjon som vil få konsekvenser for konstruksjonen ikke vurderes. Byggets bruksområder tilsier heller ikke at det vil være fare for eksplosjoner, og dette sees derfor bort fra.

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkes situasjon	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2	1.0

Tabell 5: Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for ulykkesgrensetilstand

2.5.4 Utmattingsgrensetilstand

Utmattingsgrensetilstanden svarer til en definert levetid, og fastsettes på bakgrunn av faren for brudd grunnet virkningen av gjentatt last. De fleste konstruksjoner blir påvirket av laster som varierer med tiden, men utmatting blir ikke nødvendigvis dimensjonerende av den grunn. Dersom antall lastvekslinger og lastvariasjonene er små, blir ikke den bærende konstruksjonen kontrollert for virkningen av gjentatt last. Etter EC3 1-9 skal utmatting kontrolleres dersom konstruksjonen helt eller delvis kommer i svingninger på grunn av maskiner, menneskemasser, vind eller kraner og andre rullende gjenstander. [13]

Siden Tapperiet sitt bruksområde er kjøpesenter, kontorer og undervisningslokaler, antas det at lastvekslingene og lastvariasjonene er små. I tillegg blir dynamiske virkningene av vindlast på vanlige bygningskonstruksjoner som oftest ikke ansett som utmattingslaster. På bakgrunn av dette blir dimensjonering av utmatting utelatt.

2.6 Digitale verktøy

Det blir benyttet ulike digitale verktøy som hjelpemiddel til beregninger og kontroller. Disse er Microsoft Excel, Mathcad prime 7, OS-prog, Sika CarboDur og Conlit Brannsikring.

2.6.1 Microsoft Excel

Microsoft Excel er et regnearkprogram og et kraftig verktøy for datavisualisering- og analyse. Excel er produsert av Microsoft, og er en del av Microsoft Office pakken [29]. Programmet blir benyttet til å utarbeide oversiktlige tabeller av resultater fra utførte håndberegninger.

2.6.2 PTC Mathcad Prime 7

Mathcad er et beregningsprogram for teknisk dokumentasjon og beregninger. Det har et enkelt brukersnitt der en kan bruke standard matematisk notasjon, tekst og grafer i samme

dokument. Med aktive beregninger oppdateres parameterne automatisk og gir en strukturert og oversiktlig fremstilling av beregningene [30]. Programmet benyttes for å utføre ulike håndberegninger og kontroller av beregninger.

2.6.3 OS-prog

Ove Slettens programmer, heretter omtalt som OS-prog, er en samling av programmer for beregning og dimensjonering av betongkonstruksjoner. I oppgaven benyttes programmene lastberegning, K-bjelke og BTSNITT. Lastberegning tas i bruk for kontroll av beregning for snølast og vindlast. Her benyttes formfaktorer angitt i EC1-3 og EC1-4. K-bjelke er et program for statikkdimensjonering av kontinuerlige betongbjelker og -dekker. Programmet baserer seg på EC2 og kontrollerer blant annet moment, skjær, nedbøyning og riss. BTSNITT er utformet for beregning av betongsøyler og kontroll av armerte bjelke- og dekketversnitt [31]. Dette benyttes for kontrollberegning av eksisterende søyler i Tapperiet.

2.6.4 Sika CarboDur

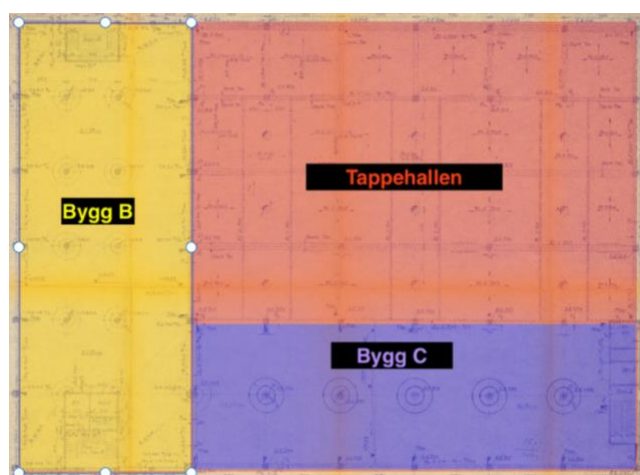
Sika CarboDur er et beregningsprogram for karbonfiberarmerte konstruksjoner. Programmet skal bistå med å beregne nødvendige dimensjoner på karbonfiberarmeringen for å gi tilstrekkelig styrkeforsterkning. Dimensjonene bestemmer karbonfiberarmeringens skjærfasthet, bøyefasthet og bidrag til økt kapasitet [32]. Sika CarboDur anvendes til å beregne forsterkning på eksisterende bjelker og søyler i bygget.

2.6.5 Conlit brannsikring

Conlit brannsikring er et beregningsprogram utviklet av Rockwool. Programmet benyttes til dimensjonering for brannsikring av forskjellige stålkonstruksjoner. Det baserer seg på passiv brannbeskyttelse og brannsikring der Rockwool sin brannisolasjon benyttes. I beregningsprogrammet får en ut tykkelsen som er nødvendig for å tilfredsstille den gitte brannklassen [33]. Conlit brannsikring blir benyttet til branndimensjonering av stålbjelkene på takterrassen.

3 Grunnlag for beregning

Tapperiet er et bygg inndelt i tre deler, kalt bygg B, bygg C og Tappehallen. Se figur 5 for skisse. Tappehallen har to etasjer, mens bygg B og C har fire etasjer. Alle disse etasjene blir kontrollert for endret bruk.



Figur 5: Utklipp fra tegninger til Tapperiet

Bygg B og C har nokså likt bæresystem, hvor hver etasje består av dekker som er støttet opp av sirkulære og rektangulære søyler. Utformingen på de sirkulære søylene i hver etasje er svært spesielle, som vist i figur 6. Disse ble utformet på denne måten for å redusere spennvidden til dekkene. Søylene er en viktig del av bygget, og skal være godt synlige i det fremtidige kjøpesenteret.

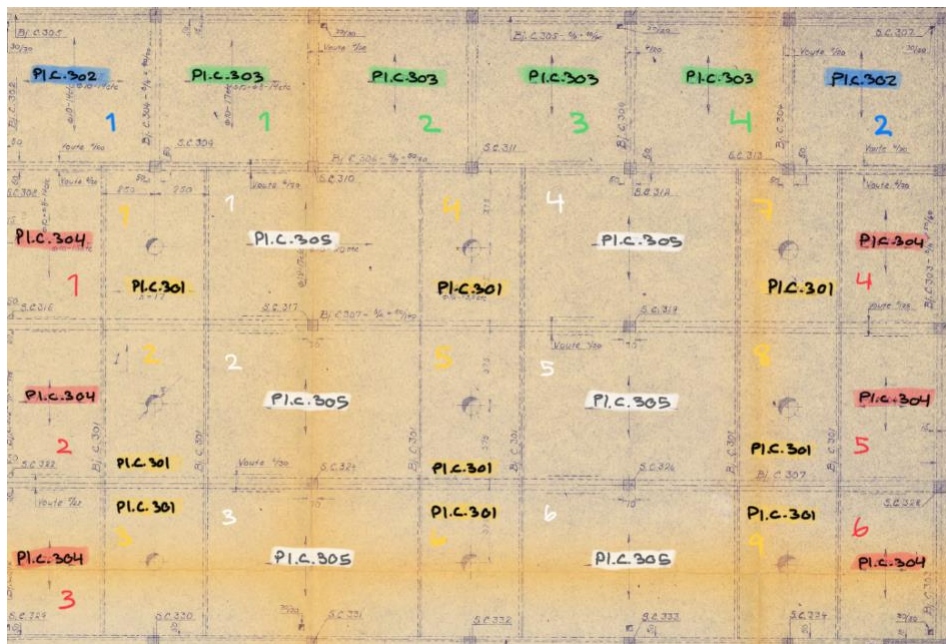
Taket over Tappehallen er flatt, men har tre takoppbygg for å slippe inn lys til hallen under. Dermed består taket av mindre toveisplater av betong. Dette taket er i utgangspunktet ikke dimensjonert for personlaster, men skal nå benyttes som en takterrasse. Toveisplatene og takoppbyggene er lagt opp på totalt fem bjelker, hvor to er like. De tre midterste bjelkene er lagt opp på rektangulære søyler, som fører kreftene ned i hallens to etasjer.



Figur 6: Bilde av søylene med spesiell utforming fra befaringspunktet

Det har blitt benyttet totalt fem forskjellige toveisplater på taket til Tappehallen. Disse platene har blitt navngitt fra Pl.C.301 til Pl.C.305, og kan sees i figur 7. For å gjøre det mer

oversiktlig videre i oppgaven, nummereres platene som har samme navn. Nummereringen kan også sees i figur 7.



Figur 7: Oversikt over platene på taket til Tappehallen

Tapperiet består hovedsakelig av betong, med unntak av taket over bygg B og C, som er i stål og tre. Det kommer frem fra gamle tegninger og beregninger at det ble brukt betongkvalitet A, B og C. A-betong ble benyttet i noen av søylene, mens i resterende søyler, dekker og bjelker ble det benyttet B-betong. Veggene består for det meste av C-betong.

Tapperiet ble oppført på slutten av 1950-tallet, og de gamle beregningene er utført etter kravene i NS 427. Dette betyr at A-betong tilsvarer betongkvalitet B20, B-betong tilsvarer B16 og C-betong tilsvarer B12 [34]. For en oversikt over betongkvalitetenes fasthet se tabell 6. I beregninger er det også oppgitt at det benyttes kamstål, som ut fra *Håndbok V413* får en dimensjonerende flytespenning på 320 N/mm^2 [34].

NS 427	NS-EN 1992-1-1	$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{cd} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
A-betong	B20	20	11,3
B-betong	B16	16	9,1
C-betong	B12	12	6,8

Tabell 6: Oversikt over betongkvaliteter

4 Lastberegninger

Standarden ECO gir grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, og regnes som den overordnede standarden for hele Eurokode-serien. ECO fastsetter krav og prinsipper for konstruksjoners pålitelighet. Dette omfatter konstruksjonens sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. [25]

Etter ECO skal bygningen klassifiseres. Herunder skal byggets dimensjonerende brukstid og pålitelighetsklasse bestemmes. Tabell 2.1 i ECO gir en oversikt over de ulike brukstidskategoriene. På bakgrunn av at Tapperiet faller inn under kategorien «Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner», har bygget en brukstid på 50 år. Dette medfører at bygningen anses som brukstidskategori fire.

Standarden gir videre en oversikt over hvilken pålitelighetsklasse byggverk og konstruksjoner skal klassifiseres etter i tabell NA. A1(901). Tapperiet skal bestå av to etasjer med kjøpesenter, og kommer inn under kategorien «Byggverk med store ansamlinger av mennesker». Dermed klassifiseres bygget som pålitelighetsklasse tre etter dette bruksområdet.

Takterrassen som skal etableres faller imidlertid under pålitelighetsklasse 2, ettersom den skal lokaliseres på utsiden av kontorlokalene. Denne vil kun bli benyttet av de som oppholder seg i denne etasjen, og er avstengt for kundene på kjøpesenteret.

Grunnlag for prosjektering		NS-EN 1990
Brukstidskategori	Kategori 4	Tabell 2.1
Pålitelighetsklasse		NA.A1(901)
Tapperiet	Klasse 3	
Takterrasse	Klasse 2	

Figur 8: Brukstidskategori og pålitelighetsklasse

Bygget skal dimensjoneres for lastpåvirkninger. Det må dermed beregnes egen-, nytte-, vind- og snølast. I tillegg skal seismiske laster vurderes.

4.1 Egenlast

Egenlast til et byggverk er de permanente lastene. Som nevnt tidligere omfatter dette selve konstruksjonen og de ikke-bærende delene, inkludert permanente installasjoner.

Egenlastene er beregnet ut fra oppbygningen av konstruksjonen og materialenes tyngdetetthet og dimensjoner [35]. Her regnes egenvekt for tak og dekker.

For Tapperiet anvendes verdiene som ble benyttet i gamle beregninger. For hver etasje har det blitt regnet ut egenvekt for plate, gulvbelegg og siporex. Det antas at det blir lagt nytt gulvbelegg, og dermed byttes verdien for gulvbelegg fra gamle beregninger ut med 2 kN/m². Denne verdien tar også hensyn til eventuelle ekstra laster som vegger, isolasjon og himling. I tabell 7 er det satt opp en oversikt over egenlasten for hver etasje.

Last	Verdi
Tak bygg B og C	1.1 kN/m ²
Dekke over 3. etasje	8.85 kN/m ²
Dekke over 2. etasje	8.85 kN/m ²
Dekke over 1. etasje	8.85 kN/m ²
Dekke over kjeller	8.65 kN/m ²
Tak Tappehall	6.5 kN/m ²

Tabell 7: Oversikt over egenlasten for hver etasje

4.2 Nyttelast

Konstruksjonens nyttelast skal klassifiseres som variabel etter EC1-1. I nasjonalt tillegg i tabell NA 6.1 er det oppført ulike brukskategorier for bygninger. Tapperiet faller inn under ulike kategorier for hver av de ulike etasjene.

Første og andre etasje vil bestå av kjøpesenter som kommer inn under kategori D1. I tredje etasje skal det være kontorlokaler som tilsier kategori B. Takterrassen over Tappehallen i samme etasje regnes som kategori I, takterrasse. I standarden for punktet om kategori I, refereres det tilbake til kategori A-G for tak som det er adgang til for brukerne. Takterrassen blir dermed ansett som kategori A, balkonger og verandaer. Den øverste etasjen i bygget skal benyttes til undervisningslokaler, som faller inn under kategori C1.

Tabell NA 6.2 i EC1-1 gir den karakteristiske nyttelasten q_k for de ulike brukskategoriene. Tabellen under viser en oversikt over kategoriene for etasjene og den karakteristiske

nyttelasten for disse. Se vedlegg A1 for oversikt over nyttelast i de ulike etasjene i Tapperiet.

Etasje	Kategori	Underkategori	Last
1	Kategori D	D1	5.0 kN/m ²
2	Kategori D	D1	5.0 kN/m ²
3	Kategori B	-	3.0 kN/m ²
3 (Takterrasse)	Kategori I	A (Balkonger og verandaer)	4.0 kN/m ²
4	Kategori C	C1	3.0 kN/m ²

Tabell 8: Brukscategori og karakteristisk nyttelast

Nyttelasten skal ifølge EC1-1 [6.2.1] plasseres på den mest ugunstige delen av arealet. Dette gjelder for dimensjonering av en gulvkonstruksjon i en etasje eller et tak. Nyttelasten skal inngå som en fri påvirkning for vurdering av de aktuelle lastvirkningene [25].

4.3 Snølast

Snølast beregnes etter EC1-3. Den karakteristiske snølasten for Bergen kommune, $S_{k,0}$, er gitt i tabell NA.4.1(901), og gir en verdi på 2,0 kN/m². Tapperiet ligger omtrent 20 meter over havet, som er under høydegrensen på 150 meter fra tabell NA.4.1(901). Dette medfører at den karakteristiske snølasten, S_k , ikke får et lasttillegg grunnet høyde.

$$s = u_1 * C_e * C_t * S_k$$

Formel 1: Snølast

Når det kommer til beregning av snølast på tak, er det to koeffisienter som kan øke eller redusere snølasten. Dette er eksponeringskoeffisienten C_e og den termiske koeffisienten C_t . Under [5.2] i standarden fremgår det at C_e bør settes til 1.0, og at ulike verdier for C_e angis i nasjonalt tillegg i tabell NA.5.1 ut ifra ulik topografi. Det gis en reduksjon dersom bygget er plassert særlig vindutsatt til og en økning i C_e dersom området ligger skjermet. Det forutsettes at Tapperiet ligger i et område der vinden i liten grad fjerner snø fra byggverk, og eksponeringskoeffisienten C_e settes derfor lik 1.0.

Den termiske koeffisienten C_t anvendes for å ta hensyn til reduksjon av snølast på tak med en varmegjennomgang større enn 1 W/m²K. Dette gjelder hovedsakelig transparente tak, og C_t skal ved alle andre tilfeller settes lik 1.0. Det antas at Tapperiet kommer under dette tilfellet, og C_t settes derfor lik 1.0.

Snølast blir påvirket av formfaktorer, grunnet takets utforming. På Tapperiet har det blitt tatt hensyn til tre ulike tak. Taket på bygg B og C er saltak med en vinkel under 30 grader. Taket over Tappehallen regnes som flatt med tre takoppbygg. Siden vinkelen på alle tre takene ligger i området mellom 0 – 30 grader, settes formfaktoren u_1 til 0.8 for de tre takene ut ifra tabell 5.2.

Grunnet utformingen til Tapperiet må det også tas hensyn til tak som grenser til eller ligger nært høyere byggverk, som igjen kan føre til fonning og ras. På taket på bygg B og C er det montert snøfangere, som medfører at formfaktoren som skyldes ras fra høyere liggende tak, u_s , settes lik 0. Det kan imidlertid oppstå fonning, som er snølast grunnet vind. Formfaktoren, u_w , blir 4.0 etter begrensingene i [NA.5.3.6].

$$u_2 = u_s + u_w$$

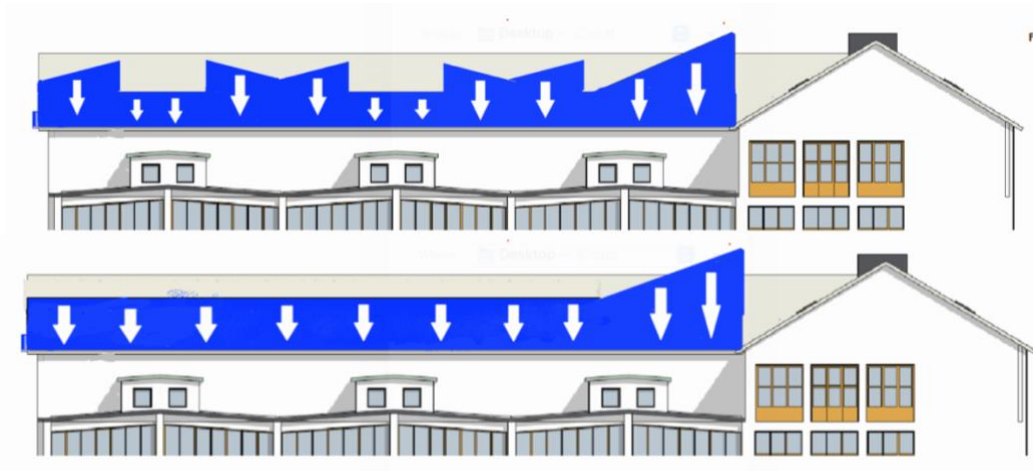
Formel 2: Formfaktor for tak som grenser til høyere byggverk

Det er takoppbygg på det flate taket over Tappehallen. Grunnet disse takoppbyggene vil det oppstå trekantformet snølast etter [6.2] i standarden. Taket regnes som flatt med formfaktor u_1 på 0.8. Etter begrensingene i (6.2) skal u_2 være i området mellom 0.8- 2.0, som her blir gjeldene med u_2 lik 2.0. Se tabell 9 for de ulike snølastene som får innvirkning på Tappehallen.

Plassering	Verdi
Nært høyere bygg (Bygg B og C)	8 kN/m ²
Hindringer på tak (takoppbygg)	4 kN/m ²
Flatt tak	1.6 kN/m ²

Tabell 9: Oversikt over snølaster på tak til Tappehallen

Over Tappehallen vil snølasten fordeles som figur 9 viser. Som en forenkling til sikker side, regnes snølasten som en trekantlast de første 8.84 meterne ut fra kant av taket på bygg B og C. På resten av taket blir snølasten jevnt fordelt, med en verdi på 3.26 kN/m². Se utregninger av dette i vedlegg A2. Kontrollberegninger i OS-prog sees i vedlegg A3.



Figur 9: Prinsipp skisse av lastbilde til snølasten før og etter forenkling

4.4 Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast, og blir beregnet i henhold til EC1-4. Lasten tar hensyn til vindhastighet, terrengform og terrengruhet. Beregninger er utført med håndberegninger og kontrollert med OS-prog lastberegninger.

Først beregnes basisvindhastigheten som er gitt i formel 3. Tapperiet får en referansevindhastighet, $V_{b,0}$, på 26 m/s for Bergen, ifølge EC1-4 tabell NA.4(901.1). Videre settes alle C-faktorene lik 1,0, se tabell 10 for forklaring.

$$V_b = V_{b,0} * C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob}$$

Formel 3: Basisvindhastigheten fra EC1-4 (NA.4.1)

Faktor	Forklaring	Verdi
C_{alt}	Nivåfaktor: under tregrensenivå, ingen økning	1.0
C_{dir}	Retningsfaktor: alle vindretninger	1.0
C_{season}	Årstidsfaktor: dimensjoneres for hele året	1.0
C_{prob}	Returfaktor: 50 år returperiode	1.0

Tabell 10: Oversikt over justeringsfaktorer

Ved utregning av vindlast må det tas hensyn til forskjellige vindretninger. Tapperiet kan ha vindretning fra Byfjorden, Løvstakken og Ulriken. Løvstakken ligger nærmere byggestedet enn Ulriken, og ettersom beregningsmetoden vil bli den samme for disse to, vil vindretning fra Løvstakken bli dimensjonerende. Det blir derfor ikke gjort beregninger for Ulriken.

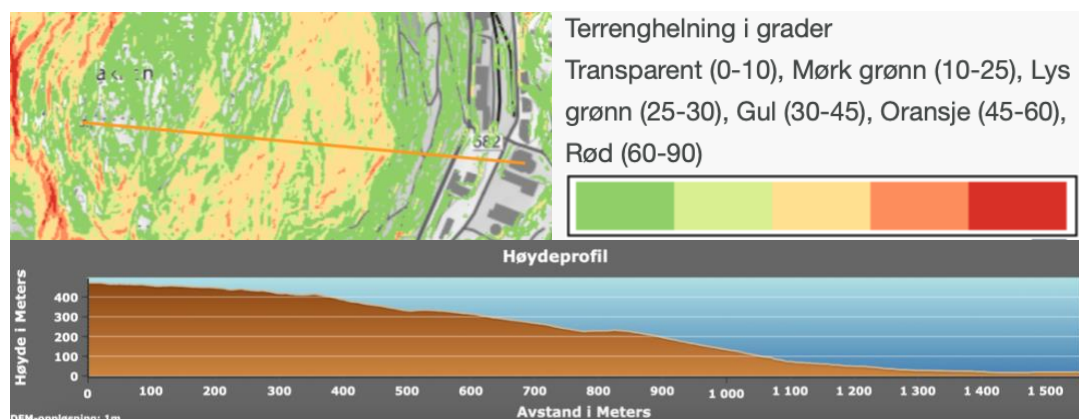
For stedsvindhastigheten, $V_m(z)$, må det tas hensyn til terrenghøyde og lokale topografieffekter. For vindretningen fra Løvstakken må topografieffekter tas hensyn til, mens for vindretning fra Byfjorden er det ingen topografieffekter.



Figur 10: Oversikt over de forskjellige vindretningene for Tapperiet

4.4.1 Vindretning Løvstakken

Løvstakken har en terrenghelning mellom 30-45°, som vist i figur 11 med gul farge [36]. Tapperiet ligger dermed i le av en skråning med vinkel på minst 30°. Etter nærmere undersøkelser viser det seg at Løvstakken har en helning på opptil 40.8°. Basert på dette bestemmes parameterne C_0 og K_1 til å være henholdsvis 1.0 og 1.75 etter EC1-4 Figur NA.4(901.5) og Figur NA.4(901.6).



Figur 11: Helning på Løvstakken fra Høydedata [36]

Terrengruhetskategorien er definert etter områdets ruhet, og gis fra kategorinummer 0 til IV. Tapperiet befinner seg i et område med småhusbebyggelse og noe industri, som er definert som kategorinummer III. Det skal derimot alltid velges kategori II ved beregning av vindkastøkning for bratt terreng, ifølge EC1-4, NA.4.3.3(901.4). Når terrengruhetskategorien er bestemt, kan en finne tilhørende parametere fra EC1-4 Tabell NA.4.1, vist i tabell 11.

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	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 11: Terrengruhetskategori og tilhørende parametere [37]

I tillegg til topografieffekter blir Tapperiets vindlast også påvirket av nærliggende landskap. Det tas da hensyn til overgangssonefaktoren, K_3 . Ifølge EC1-4 tar denne hensyn til vesentlig endring av terrengruheten innenfor en avstand på 10 km fra byggestedet. For vindretning fra Løvstakken er det Fyllingsdalen på baksiden av Løvstakken som eventuelt må tas hensyn til. Fyllingsdalen har en lik ruhetskategori på II, som gjør at det ikke er noe overgangssonefaktor i denne retningen.

Vindkasthastigheten kan nå beregnes, og er gitt i formel 4. Denne regnes ut til å bli 1.64 kN/m^2 . For utfyllende håndberegninger se vedlegg A4. Kontrollberegninger fra OS-prog kan sees i vedlegg A5, som gir lik vindkasthastighet som håndberegningene.

$$Q_{kast} = (1 + 2 * K_p * I_v) * q_m * K_3 = 1.64 \frac{kN}{m^2}$$

Formel 4: Vindhastighet for retning Løvstakken

4.4.2 Vindretning Byfjorden

Byfjorden har ingen topografieffekter, og parameterne C_0 og K_1 blir dermed 1.0. Som nevnt tidligere, har Tapperiet kategorinummer III. Ut fra dette hentes tilhørende parametere fra EC1-4 Tabell NA.4.1, vist i tabell 11. Med disse opplysningen kan ruhetsfaktor, stedsvindhastighet og basisvindhastighetstrykk beregnes etter formlene (4.4), (4.3) og NA.4.5(1).

Videre skal overgangsfaktoren beregnes. Tapperiet er lokalisert omtrent 5 km fra Byfjorden, som har en ruhetskategori I. Dermed blir overgangssonefaktoren lik 1.0, ut fra EC1-4 Tabell V.1a).

Vindkasthastigheten kan beregnes, og er gitt i formel 5. Denne blir 0.94 kN/m^2 . For utfyllende håndberegninger se vedlegg A4.

$$Q_{kast} = (1 + 2 * K_p * I_v) * q_m * K_3 = 0.94 \frac{kN}{m^2}$$

Formel 5: Vindhastighet for retning Byfjorden

Videre i beregninger for formfaktorer blir forenklet og konservativt den største vindkasthastigheten benyttet for alle vindretningene. For Tapperiet er dette for vindretning Løvsstakken, og det benyttes dermed 1.64 kN/m^2 som vindkasthastighet.

4.4.3 Formfaktorer

Vindtrykket til en bygningsoverflate er avhengig av dens utforming. Tapperiet er et rektangulært bygg, men taket på bygg B og C og Tappehallen har forskjellig høyde. Bygget kontrolleres derfor for tre ulike tilfeller, og det blir benyttet den formfaktorer som har mest ugunstig innvirkning for konstruksjonen. Disse beregningene blir gjort i OS-prog, for både vegger og tak.

I det første tilfellet blir det sett på hele Tapperiet som et rektangulært bygg, med flatt tak og høyden lik byggets høyeste punkt. I neste tilfelle beregnes bygg B og C hver for seg. Taket blir regnet som et saltak med vinkel 30° , funnet fra gamle beregninger. I det siste tilfellet blir det sett på Tappehallen for seg selv. Forenklet anses taket som flatt, uten takoppbygninger. For de tre tilfellene er det sett på forskjellige vindretninger, og avgjort hvilken som blir den mest konservative. Takene deles inn i forskjellige soner, der det oppstår både trykk og sug. For å gjøre det mest ugunstig for konstruksjonen, blir alle takene konservativt satt lik den høyeste sonen i trykk.

Det må i tillegg tas hensyn til innvendig vindlast. Ifølge EC1-4 [7.2.9(1)] skal innvendig og utvendig vindtrykk forutsettes å virke samtidig. For bygninger uten dominerende vindfasade benyttes verdiene 0.2 for overtrykk og -0.3 for undertrykk.

For å avgjøre hvilke formfaktorer som skal benyttes på taket over Tappehallen, blir det også sett på vindens evne til å bøyes. Når vinden kommer fra retning Byfjorden, vil veggene langs taket få vindtrykk. Vinden vil kunne bøye seg nedover og skape et like stort trykk på taket. Denne formfaktoren på veggene observeres til å være større enn formfaktoren knyttet til de tre ulike tilfellene beregnet tidligere, og hele taket på Tappehallen blir konservativt satt lik som for veggene langs taket.

Tabell 12 viser en oversikt over formfaktorene og tilhørende vindlaster som blir benyttet videre i beregninger. I tabellen er det bare satt opp formfaktorene som gir trykk, ettersom dette er det mest ugunstige for konstruksjonen. Grunnen til dette er at vindsug på oversiden i kombinasjon med innvendig overtrykk er lavere enn egenvekten av taket.

Vindlast tak		
Sone	Formfaktor	Last
Tak over Tappehall	0.95	1.56 kN/m ²
Tak bygg B	0.9	1.48 kN/m ²
Tak bygg C	0.9	1.48 kN/m ²

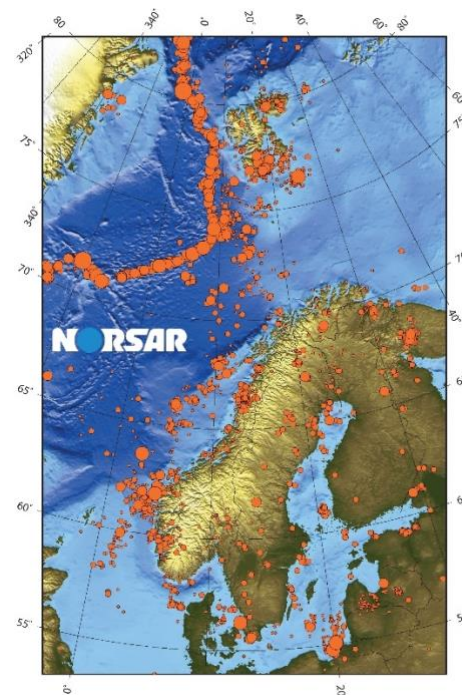
Tabell 12: Vindlaster på bygningen

4.5 Seismiske laster

Jordskjelv er et plutselig naturlig brudd i jordskorpen, der det sendes ut elastiske bølger oppfattet som rystelser av bakken eller målinger med et seismometer. Rystelsene kan variere i størrelse, og intensiteten avtar med avstand til jordskjelvets sentrum. [38]

Norge er ikke spesielt utsatt for jordskjelv, men regnes som det mest jordskjelvsutsatte området i Nord-Europa. Det kraftigste jordskjelvet målt i 2012 på norsk territorium hadde en styrke på 6.6 [39]. I mars 2022 ble det registrert et jordskjelv mellom Stadt og Færøyene med en styrke på 4.7 på Richters skala. Det oppstår stadig jordskjelv i dette område, men det er imidlertid uvanlig at det opptrer skjelv med denne styrken [40].

Vestlandskysten er et område som er spesielt utsatt for jordskjelv grunnet ulike geologiske kjennetegn ved området. Dette skyldes blant annet at landet fortsatt hever seg etter forrige istid [40]. Som figur 12 viser, er de mest aktive jordskjelvsområdene på Vestlandet og i Nordsjøen, men også på Østlandet, Nordland og i Finnmark [39]. Tapperiet er lokalisert i et område med større sannsynlighet for opptredende jordskjelv, og dette må derfor tas hensyn til i prosjekteringsfasen.



Figur 12: Jordskjelv i Norge og nærliggende områder fra 1987-2017 [39].

4.5.1 Jordskjelvsdimensjonering

Bestemmelser for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner for seismisk påvirkning er gitt i EC8. Standarden skal sikre at skadeomfanget begrenses, at menneskeliv beskyttes og sikre at viktige byggverk for sivilbefolkningen holdes operative. Selv om Norge i all hovedsak regnes som et lavseismisk område, er det likevel påkrevd å følge jordskjelvstandarder [41].

EC8-3 «Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger» blir aktuell når det kommer til seismisk dimensjonering av Tapperiet. I nasjonalt tillegg under [NA.2.1(2)P] er det gjengitt at «forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelv kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes» [42].

Tapperiet har tidligere ikke vært utsatt for jordskjelvskader. Den planlagte ombyggingen vil ikke endre lastvirkningen eller bæresystemet så mye at risikoen ved jordskjelv øker betydelig. Etter ombygging og påbygging er de jordskjelvsavstivende delene av konstruksjonen ikke vesentlig endret, og vil dermed ikke fremstå som nye. Dermed kreves det ikke at bygningen må forsterkes som følge av ombyggingen etter EC8-3 [NA.2.1(2) P].

4.6 Oversikt over laster

Tabellen under viser oversikt over alle lastene påført på Tapperiet.

Laster		Verdier
Egenlast	Tak bygg B og C	1.1 kN/m ²
	Tak Tappehallen	6.5 kN/m ²
	Dekke over 3.-1. etasje	8.85 kN/m ²
	Dekke over kjeller	8.65 kN/m ²
Nyttelast	Kjøpesenter	5.0 kN/m ²
	Kontorer	3.0 kN/m ²
	Undervisningslokale	3.0 kN/m ²
	Takterrasse	4.0 kN/m ²
Snølast	Med bygg B og C	8 kN/m ²
	Tak Tappehallen	3.26 kN/m ²
	Tak bygg B og C	1.6 kN/m ²
Vindlast	Tak Tappehallen	1.56 kN/m ²
	Tak bygg B og C	1.48 kN/m ²

Tabell 13: Oversikt over karakteristiske laster på Tapperiet

5 Kontroll

Tapperiet skal kontrolleres for om dimensjoneringen er tilstrekkelig for endret bruk. Dette gjøres ved å sammenligne dagens laster i bruddgrense, med laster brukt i gamle beregninger. Ettersom bygget tidligere var et meieri og i utgangspunktet dimensjonert for store maskinlaster, er lastene fra gamle beregninger relativt høye. Dersom dagens laster er lavere, antas det at bygget er tilstrekkelig dimensjonert og at konstruksjonen vil holde de nye lastene.

Som følge av ECO tabell NA. A1.2(A), fastsettes dimensjonerende lastbilde etter hvilken av ligning 6.10a og 6.10b som gir mest ugunstig lasttilfelle i bruddgrense. Egenvekten til bygget er jevnt over relativt lav i forhold til nyttefasten, og kravet i formel 6 overholdes. Dette tilsier at lastkombinering etter ligning 6.10b er utslagsgivende. Denne lastkombinasjonen benyttes videre ved beregning i bruddgrense.

$$\text{Nyttelast} > 0.33 * \text{Egenlast}$$

Formel 6: Krav for bestemmelse av ligning for jevnt fordelt last

Ettersom deler av egenlastene er hentet direkte fra beregninger, blir denne ikke regnet på nytt i bruddgrense når de sammenlignes med gamle beregninger. Dette tilsvarer at delen av egenlasten som blir lagt til grunnet rehabiliteringen av bygget er den eneste som blir regnet i bruddgrense.

5.1 Tak bygg B og C

På taket til bygg B og C anvendes vind-, snø- og egenlast. Dagens laster i bruddgrense, hvor snølast er den dominerende lasten, sammenlignes med lastene brukt i beregninger i tabell 14. Se vedlegg A6 for utfyllende beregninger.

Laster	Dagens laster	Laster fra gamle beregninger
Egenlast	1.1 kN/m ²	1.1 kN/m ²
Snølast	2.4 kN/m ²	1.6 kN/m ²
Vindlast	1.55 kN/m ²	
Totalt	5.05 kN/m ²	2.7 kN/m ²

Tabell 14: Sammenligning av nye og gamle laster for tak bygg B og C

Tabell 14 viser at dagens totale last er større enn lasten opprinnelig benyttet for dimensjonering av taket. Siden bygget er vernet er det usikkerhet rundt hva som skal gjøres med taket. Om taket byttes ut, bør det beregnes forslag til forsterkning. En annen mulighet er at det søkes om dispensasjon fra kommunen.

Bygget har stått i mer enn 50 år, og viser ingen synlige tegn til overbelastning. Det velges derfor å anta at taket vil holde de nåværende kreftene som bygget blir utsatt for.

5.2 Dekker bygg B og C

I gamle beregninger fremgår det at belastningene på dekkene i de ulike etasjene er dimensjonert likt for både bygg B og C. Kontroll av dekkene gjøres dermed for bygg B, i hver etasje. I de to nederste etasjene i Tapperiet er det som nevnt tidligere planlagt kjøpesenter. Tredje etasje skal benyttes som kontorlokaler og fjerde etasje til undervisningslokaler. Tabellen under viser lastene som bygget var dimensjonert for, sammenlignet med dagens laster. Fullstendig utregning finnes i vedlegg A6.

Etasje	Laster	Dagens laster	Laster fra gamle beregninger
1	Egenlast	8.65 kN/m ²	7.5 kN/m ²
	Nyttelast	7.5 kN/m ²	10 kN/m ²
	Totalt	16.15 kN/m ²	17.5 kN/m ²
2	Egenlast	9.25 kN/m ²	8.05 kN/m ²
	Nyttelast	7.5 kN/m ²	10 kN/m ²
	Totalt	16.75 kN/m ²	18.05 kN/m ²
3	Egenlast	9.25 kN/m ²	8.05 kN/m ²
	Nyttelast	4.5 kN/m ²	10 kN/m ²
	Totalt	13.75 kN/m ²	18.05 kN/m ²
4	Egenlast	9.25 kN/m ²	8.05 kN/m ²
	Nyttelast	4.5 kN/m ²	10 kN/m ²
	Totalt	13.75 kN/m ²	18.05 kN/m ²

Tabell 15: Oversikt over laster for hver etasje

Det kommer frem i tabell 15 at lastene fra de gamle beregningene er høyere enn dagens laster for alle etasjene. Denne kontrollen tilsier at dekkene i bygg B og C har tilstrekkelig kapasitet. De totale lastene i første og andre etasje er likevel tett opp mot de totale lastene fra beregningene. Med tanke på byggets alder kan det være hensiktsmessig å utføre en

utvidet kontroll av dekkene for å påvise tilstrekkelig kapasitet, herunder også en kontroll i bruksgrense, se kapittel 9.

5.2.1 Mesanin i første etasje

Under befaringen kom det frem at det var oppført en mesanin over deler av første etasje. Denne mesaninen har blitt etablert i ettertid, og det var dermed ingen beregninger eller tegninger for denne. På bakgrunn av dette har det ikke blitt utført en kontroll av selve mesaninen, men dette er noe som bør utføres.

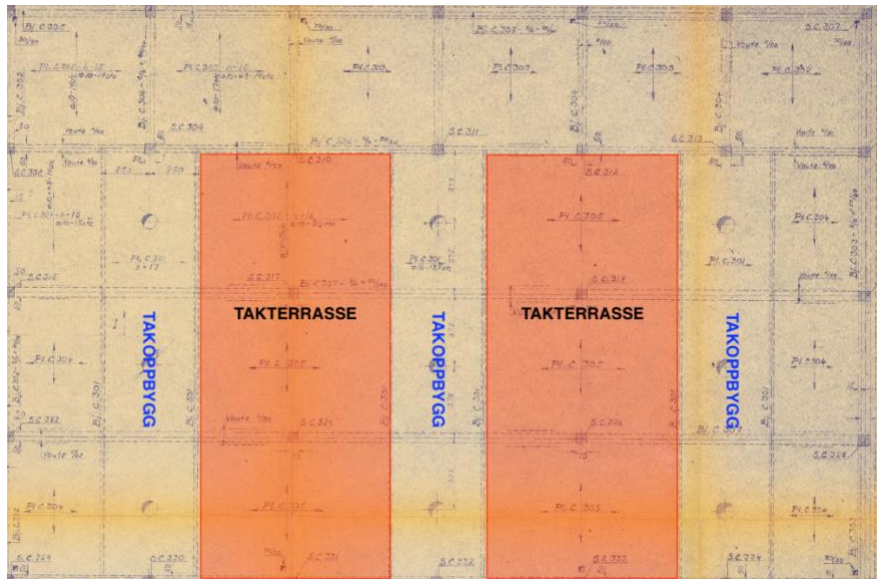
Mesaninen er lagt opp på to IPE-bjelker som spenner mellom kvadratiske hulprofiler. Ved endeoppleggene er IPE-bjelkene skåret til for å tilpasses veggen. Dette medfører at skjærkreftene vil føres ned i søylene kun over to mindre punkt. Dersom mesaninen skal beholdes bør dette kontrolleres og eventuelle tiltak settes i verk, se kapittel 9.



Figur 13: Bilde av mesaninen i første etasje fra befaring

5.3 Tak over Tappehallen

Taket over Tappehallen får i tillegg til laster fra snø og vind, en nyttelast for den nye takterrassen. Denne takterrassen er planlagt å bygges mellom takoppbyggene. Det er totalt 3 takoppbygg, og 3 plater som spenner mellom hvert takoppbygg. Dette tilsier at totalt 6 toveisplater blir belastet av den nye takterrassen. Figuren under viser plantegning av taket over Tapphallen, hvor takterrassen er markert med rødt.



Figur 14: Plantegning av tak over Tappehall med markering av takterrassen

Ettersom taket er delt inn i mindre toveisplater, vil disse få forskjellig belastning avhengig av platenes plassering i forhold til bygg B og C. Det blir først gjort en overordnet kontroll av platen med den største lasten. Dette er platene som belastes av takterrassen. Utfyllende beregninger sees i vedlegg A6.

Laster	Dagens laster	Gamle laster fra beregninger
Egenlast	6.5 kN/m ²	6.5 kN/m ²
Nyttelast	6 kN/m ²	-
Vindlast	1.64 kN/m ²	1.5 kN/m ²
Snølast	3.42 kN/m ²	
Totalt	17.56 kN/m ²	8 kN/m ²

Tabell 16: Sammenligning av nye og gamle laster for tak over Tappehallen

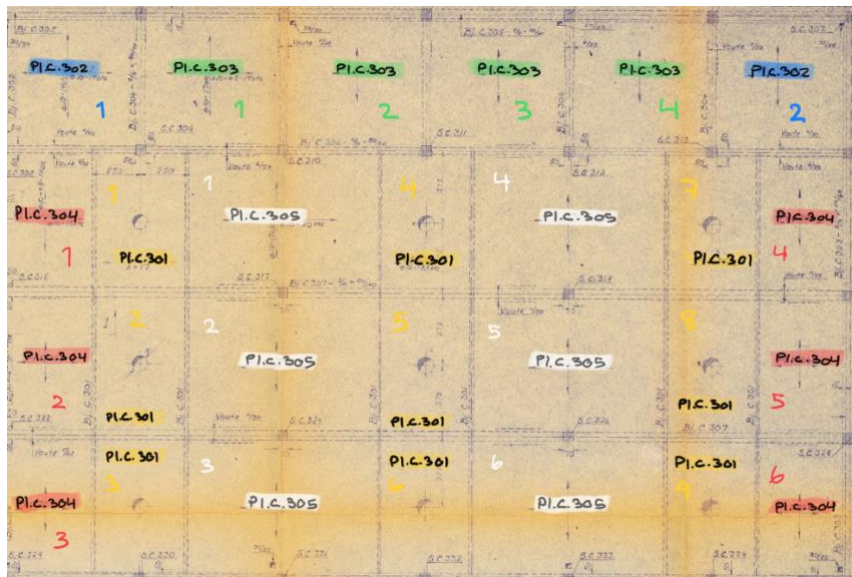
Tabell 16 viser at dagens laster for taket overskrider laster fra gamle beregninger, og taket vil derfor med stor sannsynlighet ikke holde for de nye lastene. Det må gjennomføres kapasitetskontroller for å finne andelen av overskridelsen for alle platene på takterrassen.

Kapasitetskontrollen består av moment- og skjærkraft beregninger. Dette regnes ut fra Beton-Kalender, ettersom det er anvendt toveisplater. Det blir funnet både felt- og støttemoment. Videre sammenlignes dette med kapasiteten til hver enkelt plate etter bestemmelser fra EC2.

Som nevnt tidligere blir snølasten en trekantlast de første 8.84 meterne ut fra både bygg B

og C, og en jevnt fordelt last på resten av taket. Dette gjør at flertallet av platene får forskjellige lastvirkninger, og må dermed regnes hver for seg. Etersom alle platene på taket er støpt sammen, regnes de forenklet som fast innspente i endene hvor de grenser til andre plater.

Den mest aktuelle platen som må kontrolleres er Pl.C.305, ettersom denne får en ny og større belastning enn tidligere. Det blir likevel også sett på resten av platene, altså Pl.C.301, Pl.C.302, Pl.C.303 og Pl.C.304, for å få en oversikt over hvor stor overskridelse disse har. Etersom disse platene ikke endres i bruk og de har holdt i over 50 år, antas det at det ikke er nødvendig å komme med løsninger om overskridelsen ikke er for stor. Eventuelt kan det søkes om dispensasjon fra kommunen.



Figur 15: Oversikt over nummerering for platene på Tappehallen

5.3.1 Plate Pl.C.301

Det er totalt 9 Pl.C.301 plater, som er plassert på toppen av takoppbyggene, se figur 15 for nummerering. Lastbildet til platene avhenger av plassering i forhold til bygg B og C. I de to ytterste takoppbyggene er lastbildet likt, ettersom de er plassert langt nok ut fra bygg B at trekantlasten for snø ikke får innvirkning. Det innerste takoppbygget får derimot delvis en trekantlast fra bygg B. Se vedlegg A7 for utfyllende beregninger.

Plate Pl.C.301 er den eneste platen på taket som ikke er en toveisplate, og regnes dermed som en plate fritt opplagt i to ender. I tabell 17 er det en oversikt over de utregnede momentene til platene og deres momentkapasitet.

Plater	Moment	Armering	Momentkapasitet	Overskridelse
1.plate	44.88 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.12
2.plate	47.93 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.2
3.plate	60.7 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.52
4. og 7.plate	40.41 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.01
5. og 8.plate	43.46 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.09
6. og 9.plate	56.23 kNm	Ø12c135	39.95 kNm	1.41

Tabell 17: Momenter og momentkapasitet til Pl.C.301

Tabell 17 viser at 3.plate får det største momentet, og den har en overskridelse på 1.52. Det blir gjort konservative forenklinger på lastene, for å beregne momentet, og den reelle overskridelse kan være noe mindre.

5.3.2 Plate Pl.C.302

Plate Pl.C.302 er blitt benyttet to ganger på taket til Tappehallen, se figur 15 for oversikt. På første plate, som ligger helt inntil bygg B, er det en trapeslast. Andre plate ligger helt på kanten av taket, og får dermed bare en jevnt fordelt last. Både første og andre plate er fast innspent i to ender, og ut fra dette regnes det en utnyttelse for felt- og støttemoment i begge retninger. Beregninger for platene kan sees i vedlegg A8.

Det er ingen formel i Beton-Kalender som direkte passer til lastsituasjonen for den første platen. For å finne moment og skjær blir det dermed brukt en jevnt fordelt last over hele platen. Denne får en verdi lik den største delen av trapeslasten. Deretter regnes det ut en trekantlast, som virker i motsatt retning av trapeslasten, og har en verdi lik forskjellen på høydene til trapeslasten. Det regnes videre ut moment og skjær for denne lasten, som trekkes fra den jevnt fordelte lasten. Denne metoden er til usikker side for feltmomentet i x-retning og skjær, ettersom maks feltmoment ikke virker i samme punkt. Det trekkes altså fra en større verdi enn momentet faktisk har. Det kontrolleres hvor stor denne forskjell er ved å finne forholdet mellom momentene. Den totale forskjellen er 0.4%, og er dermed så liten at den kan neglisjeres.

Plater	Retning	Moment	Armering	Momentkapasitet	Utnyttelse
1.plate	x-retning: felt	22.71 kNm	Ø10c140	23.89 kNm	0.95
	x-retning: støtte	66.08 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	2.98
	y-retning: felt	24.48 kNm	Ø10c140	23.89 kNm	1.02
	y-retning: støtte	68.91 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	3.11
2.plate	x-retning: felt	17.64 kNm	Ø10c140	23.89 kNm	0.74
	x-retning: støtte	52.67 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	2.38
	y-retning: felt	18.73 kNm	Ø10c140	23.89 kNm	0.78
	y-retning: støtte	52.67 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	2.38

Tabell 18: Moment og momentkapasitet til Pl.C.302

Tabell 18 viser at overskridelsen over støtte i både x- og y-retning er meget stor for begge platene. Det kan konkluderes at platene holder i felt for alle retninger, utenom første plate i y-retning. Ettersom kapasiteten er overskredet i så stor grad over støtte, er det hensiktsmessig å se nærmere på dette og å komme med eventuelle løsninger på problemet. Dette blir videre omtalt i kapittel 9, videre arbeid.

5.3.3 Plate Pl.C.303

Det er totalt fire plater med navn Pl.C.303, som alle ligger på kanten av taket. Se figur 15 for nummerering av platene. Den første platen, som ligger inn mot bygg B, får en litt større last på grunn av trekantlasten fra bygg B. Trekantlasten stopper 1.59 meter ut på platen, og blir konservativt regnet som en jevnt fordelt last over hele lengden. Resten av platene får likt lastbildet, og utregningene blir dermed like. Alle fire platene er konservativt regnet som fast innspent i tre ender. Beregninger kan finnes i vedlegg A9.

Plate	Retning	Moment	Armering	Momentkapasitet	Utnyttelse
1.plate	x-retning: støtte	55.41 kNm	Ø10c340 + Ø8c340	19.34 kNm	2.86
	x-retning: felt	17.82 kNm	Ø10c170	20.5 kNm	0.87
	y-retning: støtte	59.72 kNm	Ø10c280 + Ø8c28	22.17 kNm	2.69
	y-retning: felt	21.1 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	0.95
2., 3. og 4.plate	x-retning: støtte	45.37 kNm	Ø10c340 + Ø8c340	19.34 kNm	2.35
	x-retning: felt	14.6 kNm	Ø10c170	20.5 kNm	0.71
	y-retning: støtte	59.72 kNm	Ø10c280 + Ø8c28	22.17 kNm	2.69
	y-retning: felt	17.27 kNm	Ø10c280 + Ø8c280	22.17 kNm	0.78

Tabell 19: Moment og momentkapasitet Pl.C.303

Tabellen over viser at også platene Pl.C.303 har en høy overskridelse over støtte. Disse bør sees nærmere på, for samme begrunnelse som for Pl.C.302.

5.3.4 Plate Pl.C.304

Plate Pl.C.304 er den siste platen som ikke blir utsatt for nyttelast i form av takterrasse. Det er totalt seks plater. De tre som ligger inntil bygg B, er nummerert som første, andre og tredje plate. Mens de tre platene på kanten av taket blir kalt fjerde, femte og sjette plate. For oversikt se figur 15. De tre første platene får trapeslaster som kommer fra bygg B, og tredje plate får i tillegg en trekantlast fra bygg C. Fire av platene er fast innspent i to ender, mens de resterende to er fast innspent i en ende.

I Beton-Kalender er det ingen formler som passer til lastbildet for de tre første platene, ettersom det ikke er noen fast innsente opplegg i retningen som lasten virker. Dermed settes lasten konservativt lik en gjennomsnittsverdi. For lasten som kommer fra bygg C blir det brukt samme metode som i avsnitt 5.3.2, hvor det ble trukket fra moment og skjær for en trekantlast som virker i motsatt retning. Se vedlegg A10 for beregninger.

Plate	Retning	Moment	Armering	Momentkapasitet	Utnyttelse
1.plate	x-retning: felt	24.6 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	1.31
	y-retning: felt	14.29 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.78
	y-retning: støtte	50.26 kNm	ø10c140	19.8 kNm	2.54
2.plate	x-retning: felt	25.55 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	1.36
	y-retning: felt	14.84 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.81
	y-retning: støtte	52.2 kNm	ø10c140	19.8 kNm	2.64
3.plate	x-retning: felt	37.79 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	2.01
	y-retning: felt	18.03 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.98
	y-retning: støtte	64.67 kNm	ø10c140	19.8 kNm	3.27
4.plate	x-retning: felt	10.52 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	0.57
	y-retning: felt	18.11 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.97
	y-retning: støtte	36.99 kNm	ø10c140	19.8 kNm	1.87
5.plate	x-retning: felt	19.47 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	1.04
	y-retning: felt	11.31 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.62
	y-retning: støtte	39.78 kNm	ø10c140	19.8 kNm	2.01
6.plate	x-retning: felt	28.54 kNm	ø10c280 + ø8c280	18.77 kNm	1.52
	y-retning: felt	13.04 kNm	ø10c150	18.4 kNm	0.71
	y-retning: støtte	48.05 kNm	ø10c140	19.8 kNm	2.43

Tabell 20: Moment og momentkapasitet for Pl.C.304

Det kan sees fra tabell 20 at den høyeste overskridelsen på støttemoment er 3.27 for

3.plate. Dette må, som i Pl.C.302 og Pl.C.304, sees nærmere på og en mulig løsning på problemet bør utarbeides.

5.3.5 Plate Pl.C.305

Den siste kontrollen som gjøres for platene er for Pl.C.305. Av de totalt seks platene, er det tre forskjellige lastsituasjoner som må beregnes. Figur 15 viser plasseringen til platene. Første og fjerde plate, som ligger lengst mot kanten av taket, får en jevnt fordelt last. De to neste, andre og femte plate, får en trekantlast fra bygg C i tillegg til den jevnt fordelte lasten. Denne trekantlasten virker 1.34 meter ut på platen, men regnes konservativt som en jevnt fordelt last over hele platen. De to siste platene blir belastet med en trapeslast, som regnes på samme måte som i avsnitt 5.3.2 og 5.3.4. Utfyllende beregninger kan sees i vedlegg A11.

Tabellen under viser en kapasitetsutnyttelse på 5.61 over støtte for de innerste platene. For at det skal være mulig dimensjonere en takterrasse på Tappehallen, må det utarbeides en forbedring av platene.

Plater	Retning	Moment	Armering	Momentkapasitet	Utnyttelse
1. og 4.plate	x-retning: felt	39.89 kNm	ø12c170	28.47 kNm	1.4
	y-retning: felt	86.26 kNm	ø12c340 + ø8c340	24.04 kNm	3.59
	y-retning: støtte	14.22 kNm	ø10c200	18.05 kNm	0.79
2. og 5.plate	x-retning: felt	41.47 kNm	ø12c170	28.47 kNm	1.46
	y-retning: felt	89.68 kNm	ø12c340 + ø8c340	24.04 kNm	3.73
	y-retning: støtte	14.79 kNm	ø10c200	18.05 kNm	0.82
3. og 6.plate	x-retning: felt	60.93 kNm	ø12c170	28.47 kNm	2.14
	y-retning: felt	134.87 kNm	ø12c340 + ø8c340	24.04 kNm	5.61
	y-retning: støtte	23.64 kNm	ø10c200	18.05 kNm	1.31

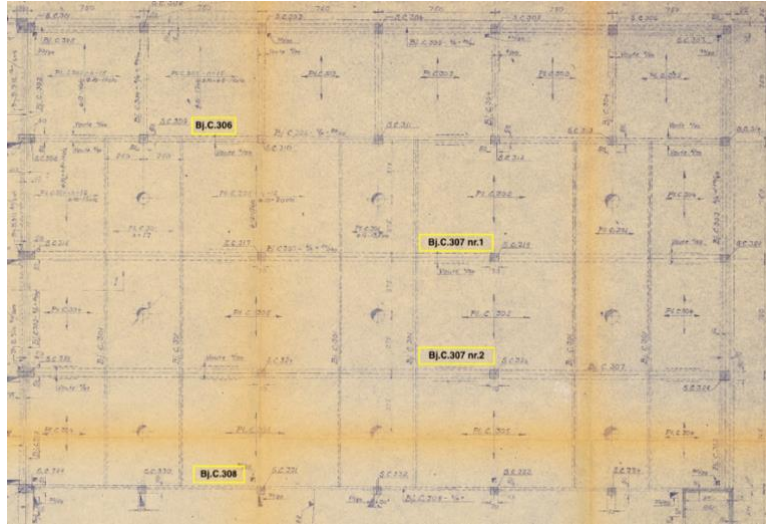
Tabell 21: Moment og momentkapasitet for Pl.C.305

Det utarbeides en løsning for Pl.C.305, som skal gjøre at takterrassen kan monteres og benyttes på en sikker og hensiktsmessig måte, uten fare for ødeleggelse av konstruksjonen.

5.4 Bjelker

Grunnet etableringen av ny takterrasse over Tappehallen, må det utføres kontroller av de eksisterende bjelkene som blir berørt. De aktuelle bjelkene er Bj.C.306, Bj.C.307 og Bj.C.308,

som vist i figur 16. Bj.C.307 består av to bjelker som henvises til nr.1 og nr.2. De aktuelle bjelkene kontrolleres i K-bjelke. I programmet legges innlagt armering, tverrsnitt, materiale, opplegg og laster inn.



Figur 16: Plantegning av tak over Tappehallen med markering av aktuelle bjelker.

Tverrsnitt og armering til bjelkene er gjengitt i de gamle beregningene. Bjelkene antas å være støpt sammen med platene over, og det bestemmes dermed en effektiv flensbredde for bjelkene. Se vedlegg A12 for beregninger. Den innlagte armeringen til platene som er plassert i den ekstra flensbredden legges også inn i K-bjelke.

I området hvor takoppbyggene er plassert har bjelkene ingen flens. Dette er et åpent område ned til etasjen under. Ettersom det ikke er mulig å ha ulikt tverrsnitt i K-bjelke, blir det likevel satt inn en flensbredde for hele bjelken. I utregningen av den effektive flensbredden benyttes imidlertid den minste utregnede verdien for hele bjelken. Dette er en konservativ antakelse for områdene der bjelken har en flensbredde. I tillegg er det ikke lagt inn noe ekstra armering der det ikke er noen flens.

I områdene hvor bjelken ikke har en flens og trykksonen er i overkant, vil betongens trykksone få en bedre kapasitet enn det bjelken i utgangspunktet har. Derfor blir det gjennomført en utvidet kontroll, for å undersøke om aktuelle bjelker har tilstrekkelig kapasitet i trykksonen der flensene ikke eksisterer.

De utregnede skjærkreftene og punktlasterne fra platene fordeles på bjelkene. Disse legges inn i K-bjelke og programmet utfører en kontroll av moment, skjær, nedbøying og riss.

Lastene som virker på bjelken er tidligere regnet ut i bruddgrense, og lastfaktorene i K-bjelke settes derfor lik 1.0.

Som gjengitt i kapittel 4.2 skal nyttelasten plasseres mest ugunstig for konstruksjonen.

Nyttelasten i form av takterrassen kan plasseres på venstre og høyre side, bare venstre side eller bare høyre side. Dette gjelder for alle fire bjelkene som blir berørt av takterrassen.

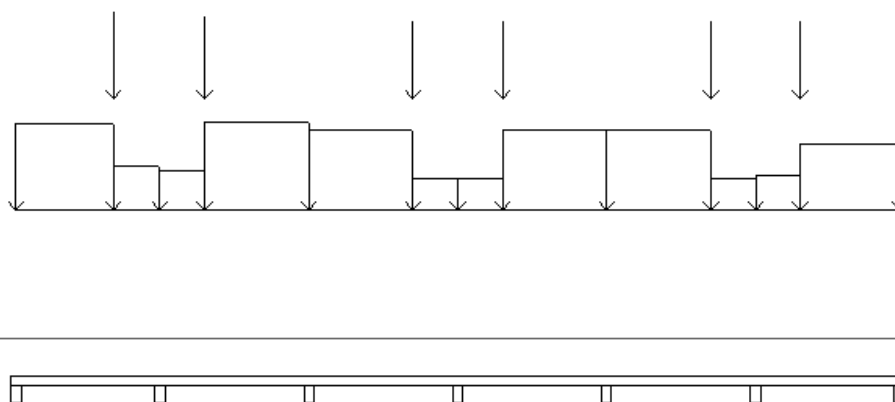
Dette er lagt inn manuelt i K-bjelke, ettersom lasten er plassert over deler av feltet. Når nyttelasten plasseres på begge eller bare venstre side blir moment over støtte størst. Mens når lasten plasseres bare på venstre side blir moment over felt størst.

De berørte bjelkene regnes som fritt opplagt på søylene under, som er en konservativ antakelse til sikker side for bjelkene. For kontroll av søylene antas det at moment fra bjelkene føres videre ned i søylene. Alle bjelkene har betongkvalitet B16.

5.4.1 Bjelke Bj.C.306

Bj.C.306 er den ytterste bjelken. Denne er opplagt på syv søyler og har en total lengde på 45 meter. Tverrsnittet regnes som et T-tverrsnitt med en effektiv flensbredde på 1.4 meter, se vedlegg A12. Fra de gamle beregningene er det benyttet 4ø19 i overkant og 7ø19 i underkant. I tillegg er det lagt inn ø8 og ø10 med ulik senteravstand, fra armeringen til platene. Se vedlegg A14 for utfyllende oversikt over armering.

Lastene på bjelke Bj.C.306 er hentet fra kapasitetsberegningene for platene, se vedlegg A13, hvor den største skjærkraften konservativt blir beregnet som en jevnt fordelt last. Figur 17 viser lastbildet til bjelken, hvor punktlastene kommer fra plate Pl.C.301 og dens underliggende bjelke.



Figur 17: Laster på bjelke Bj.C.306

De tre figurene under viser momentkapasiteten til bjelken for ulike plasseringer av nyttelasten. Se vedlegg A14-A16. I figur A er nyttelasten plassert på begge sider. I figur B er nyttelasten kun plassert på venstre side og i figur C er nyttelasten plassert på høyre side. I felt 1 og 6 er utnyttelsen over 1.0. Over støtte er utnyttelsen over 1.0 for støtte 2, 3, 4, 5 og 6. I disse områdene må det gjøres forsterkninger for at kapasiteten skal være på et akseptabelt nivå.

Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)		Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)		Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)	
1:	0,00	1:	1,42	1:	0,00	1:	1,43	1:	0,00	1:	1,45
2:	1,91	2:	0,86	2:	1,91	2:	0,85	2:	1,85	2:	0,70
3:	1,12	3:	0,92	3:	1,13	3:	0,95	3:	0,91	3:	0,77
4:	1,40	4:	0,93	4:	1,33	4:	0,78	4:	1,33	4:	0,96
5:	1,11	5:	0,83	5:	0,90	5:	0,68	5:	1,12	5:	0,82
6:	1,57	6:	1,10	6:	1,51	6:	1,12	6:	1,56	6:	1,10
7:	0,00			7:	0,00			7:	0,00		

A

B

C

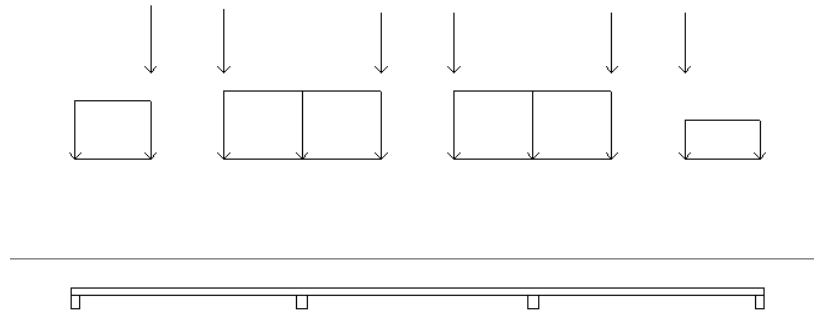
Figur 18: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.306

Over alle områdene der flensen ikke eksisterer for bjelke Bj.C.306, er det opplegg. Dette tilsier at trykksonen er i underkant, og den innlagte flensbredden bidrar ikke til en ekstra kapasitet. Derfor gjennomføres det ingen utvidet kontroll av bjelkens trykksone.

Skjærkontrollen utført i K-Bjelke gir en oversikt over statisk nødvendig skjærarmering. Ved kontroll av skjærarmeringen for bjelke Bj.C.306, kommer det frem at innlagt skjærarmering ikke er tilstrekkelig. Se vedlegg A28.

5.4.2 Bj.C.307 nr.1 og nr.2

Bj.C.307 nr.1 og nr.2 har likt tverrsnitt, armering og opplegg, men ulike laster. Se vedlegg A17 for oversikt over lastene på de to bjelkene. Bjelkene er opplagt på fire søyler der de to ytterste søylene og de to midterste søylene har likt tverrsnitt. Bjelkene har en total lengde på 45 meter, og den effektive flensbredden er 2.28 meter. Se vedlegg A12 for utregning av flensbredde. Armeringen som er benyttet i underkant for første og siste felt er 9ø32. I det midterste feltet er det brukt 5ø25. De ytterste støttene har 5ø32 i overkant, mens de midterste har 8ø32. Armeringen i flens fra platene er ø10 og ø16 med ulike senteravstand. Se vedlegg A18 og A21 for utfyllende oversikt over armeringen. Figuren under viser en oversikt over hvordan lastene er fordelt på bjelke Bj.C.307 nr.1.



Figur 19: Laster på bjelke Bj.C.307 nr.1

Lastene på bjelke Bj.C.307 nr.2 er noe større, ettersom bjelken ligger nærmere bygg C og snølasten på dekkene øker. Hvordan lastene fordeler seg er imidlertid tilsvarende som for bjelke Bj.C.307 nr.1.

De tre figurene under viser momentkapasiteten til bjelke Bj.C.307 nr.1 ved ulik plassering av nyttelasten. I figur A er nyttelasten plassert på begge sider. I figur B er nyttelasten kun plassert på venstre side og i figur C er nyttelasten plassert på høyre side. Alle feltene på bjelke Bj.C.307 nr.1 har tilstrekkelig kapasitet. Over støtte er utnyttelsen over 1.0 for støtte 2 og 3. Se vedlegg A18-A20 for fullstendig kontroll av bjelke Bj.C.307 nr.1.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 0,96	1: 0,00	1: 0,97	1: 0,00	1: 0,95
2: 1,29	2: 0,67	2: 1,29	2: 0,63	2: 1,22	2: 0,64
3: 1,21	3: 0,82	3: 1,14	3: 0,81	3: 1,21	3: 0,83
4: 0,00		4: 0,00		4: 0,00	

A B C

Figur 20: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.1

De tre figurene under viser lik plassering av nyttelast som for figurene over. For bjelke Bj.C.307 nr.2 er det en overskridelse av kapasiteten i felt 1. Over støtte er utnyttelsen over 1.0 ved støtte 2 og 3. I disse områdene må det settes i verk tiltak for at kapasiteten skal være under 1.0. Se vedlegg A21-A23 for fullstendig kontroll av bjelke Bj.C.307 nr.2.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 1,08	1: 0,00	1: 1,08	1: 0,00	1: 1,05
2: 1,47	2: 0,78	2: 1,46	2: 0,71	2: 1,34	2: 0,73
3: 1,39	3: 0,92	3: 1,26	3: 0,90	3: 1,37	3: 0,93
4: 0,00		4: 0,00		4: 0,00	

A B C

Figur 21: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.2

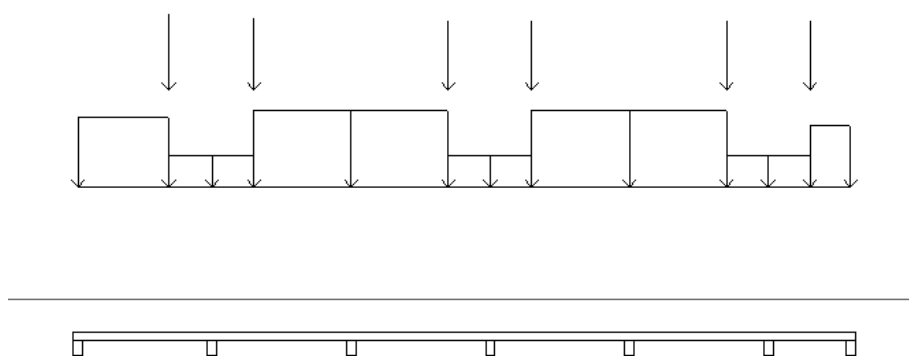
For bjelke Bj.C.307 nr.1 og nr.2 er trykksonen i overkant for alle områdene hvor bjelken ikke har flens. Trykksonen må dermed kontrolleres, og det undersøkes om den har tilstrekkelig kapasitet. Denne kontrollen gjennomføres i kapittel 6.7.

Skjærkontrollen utført i K-Bjelke gir en oversikt over statisk nødvendig skjærarmoring. Ved kontroll av skjærarmoringen som er oppgitt for bjelke Bj.C.307 nr.1 og nr.2, viser det seg at innlagt skjærarmoring ikke er tilstrekkelig. Se vedlegg A28 for utførelse av skjærkontroll.

5.4.3 Bjelke Bj.C.308

Bjelke Bj.C.308 er den innerste bjelken som kontrolleres, se vedlegg A24 for lastene som belaster bjelken. Denne bjelken er del av en vegg som skiller Tappehallen og bygg C. Her er det plassert store vinduer, og vurderinger er tatt på bakgrunn av de gamle beregningene. Bjelkens tverrsnitt tilsvarer veggen opp til vinduene, med tilhørende armeringen i dette området. Denne bjelken er opplagt på syv søyler med likt tverrsnitt. Det er benyttet 3Ø22 i underkant og 4Ø22 i overkant. Se vedlegg A25 for oversikt over armeringen i bjelken.

Figuren under viser hvordan lastene er fordelt over bjelke Bj.C.308. Belastningen ned på bjelken kommer fra taket over Tappehallen og dekke over 2 etasje i bygg C.



Figur 22: Laster på bjelke Bj.C.308

Momentkapasiteten for bjelken ved ulike plasseringer av nyttebelastningen vises i figur 23. Se vedlegg A25-A27. Utnyttelsen er under 1.0 i felt og over støtte. Dette medfører at det ikke er behov for å sette i verk tiltak for å forbedre kapasiteten til bjelken.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 0,91	1: 0,00	1: 0,91	1: 0,00	1: 0,92
2: 0,46	2: 0,48	2: 0,46	2: 0,48	2: 0,45	2: 0,43
3: 0,45	3: 0,57	3: 0,46	3: 0,58	3: 0,41	3: 0,52
4: 0,44	4: 0,53	4: 0,43	4: 0,48	4: 0,43	4: 0,54
5: 0,50	5: 0,65	5: 0,46	5: 0,60	5: 0,51	5: 0,64
6: 0,34	6: 0,41	6: 0,32	6: 0,44	6: 0,33	6: 0,42
7: 0,00		7: 0,00		7: 0,00	

A
B
C

Figur 23: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.308

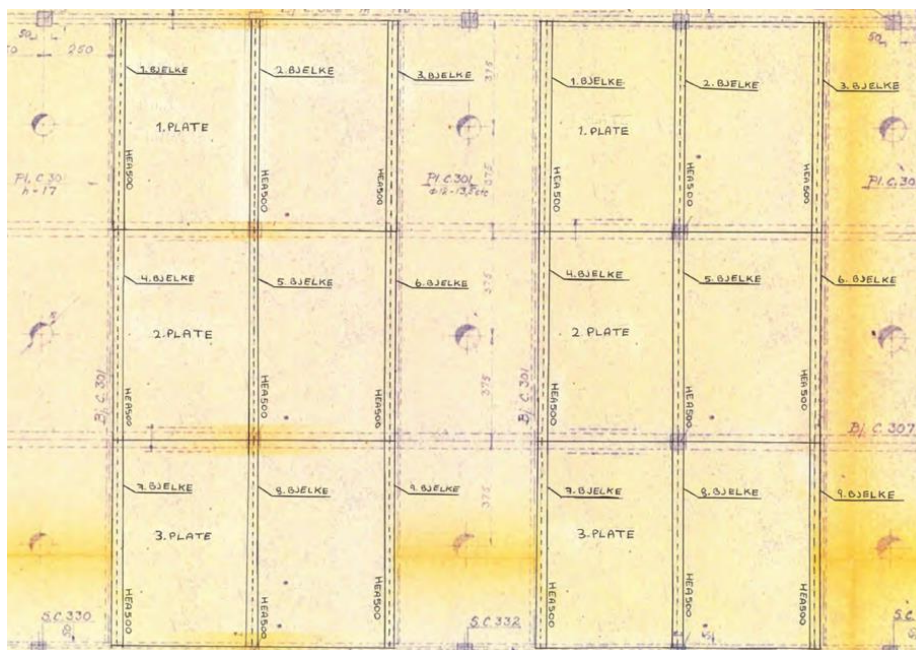
Ved kontroll av skjærarmoringen som benyttes i bjelke Bj.C.308 er kravet til nødvendig skjærarmoring overholdt. Se vedlegg A28 for skjærkontroll for bjelken.

6 Løsning for takterrassen

Fra tidligere utførte kontroller viser det seg at både platene som takterrassen skal plasseres på og bjelkene som blir påvirket ikke har tilstrekkelig kapasitet. Derfor må det utarbeides et forslag til en løsning som sikrer at konstruksjonens kapasitet overholdes.

For å avlaste platene Pl.C.305 plasseres det tre stålbjelker på alle seks platene. To stålbjelker plasseres inntil takoppbyggene, og den siste plasseres i samme retning på midten av platene, se figur 24. Stålbjolkene får en lengde på 7.5 meter, og slutter i begge ender midt på betongbjelken under. Når stålbjolkene plasseres på denne måten, vil lastene gå direkte videre til betongbjelken. Dermed blir de eksisterende platene ikke belastet av nytte-, snø- eller vindlast.

Disse lastene blir tatt opp av plater som legges på toppen av stålbjolkene. Det blir lagt totalt seks nye plater, en for hver eksisterende plate. De har lik lengde og bredde som de eksisterende platene, men blir nå enveisplater. Se figur 24 for en enkel skisse av løsningen for stålbjolkene og de nye platene.



Figur 24: Skisse av løsning for takterrassen

En annen løsning er å sette stålbjolkene på undersiden av platene. Dette medfører at det ikke blir lagt til nye plater, og at lastene fra snø, vind og takterrasse fremdeles virker på de

eksisterende platene. Med bjelkene på undersiden vil spennvidden til Pl.C.305 platene halveres, og både moment- og skjærkrefter reduseres noe. Når bjelkene plasseres på denne måten er de mer synlige, noe som er ugunstig med tanke på at bygget er vernet.

En annen utfordring med denne løsningen er hvordan stålbjelkene skal festes til de eksisterende betongbjelkene. Det må da benyttes bolter som bores inn i betongen. Sannsynligheten for å treffe armeringen og dermed ødelegge denne i de eksisterende betongbjelkene er stor. I tillegg vil innhenting av kapasiteten til platene bli større i den første løsningen, ettersom platene der ikke belastes med andre laster enn egenlasten. På bakgrunn av punktene over benyttes den første løsningen.

6.1 Ny betongplate

På takterrassen vil det bli plassert nye plasstøpte betongplater med en tykkelse på 20 cm. Disse platene får belastning i form av snølast, nyttelast fra takterrassen, vindlast og egenlast. Platene spenner over tre opplegg og beregningene utføres i brudd- og bruksgrense. Moment og opplagerreaksjoner regnes ut på bakgrunn av lastene, og armering velges.

I felt anvendes $\varnothing 12c200$ og $\varnothing 16c200$ over støtte i de fire ytterste platene. De to innerste platene som ligger med bygg C får en høyere snølast grunnet ras fra nærliggende tak. Dette medfører at det benyttes $\varnothing 12c150$ i felt og $\varnothing 16c150$ over støtte. Betongkvaliteten er satt til B35 og armeringsstålet har kvalitet B500NC. Overdekningen settes lik 35 mm. Se vedlegg A29 for utregninger for platene. En annen mulighet for betongplatene er at det utføres som elementer som blir heist på plass.

Det blir i tillegg gjort en kontroll av platene i bruksgrense, hvor nedbøying og riss kontrolleres. Det antas at det benyttes blivende forskaling med korrugerte stålplater når platene støpes. Likevel settes konservativt betongens alder med belastningstidspunktet lik 14 døgn, for beregning av kryptall. Den totale nedbøyingen til platen blir 20 mm, som er mindre enn kravet på 21 mm, hentet fra EC2 [7.4.1(4)] [43]. Se vedlegg A31 for utfyllende beregninger.

Årsaken til at det er valgt betong som materiale er at dette vil gi den største belastningen for underliggende konstruksjoner. Det er også mulig å anvende andre materialer, som tre. Dette

vil føre til en lavere belastning, og dimensjoneringen som er utført ved bruk av betong vil dermed være tilstrekkelig. En annen årsak til at betong er benyttet er den lave risikoen for brann og redusert behov for vedlikehold. Se kapittel 6.5 for branndimensjonering av betongdekket. Hvilket materiale som benyttes på terrassen vil være opptil byggherre. Grunnet usikkerheten rundt hvilket materiale som skal benyttes er det ikke gjort en fullstendig kontroll av betongdekket.

6.2 Stålbjelker

Det benyttes totalt 18 stålbjelker, som prosjekteres i samsvar med reglene i EC3. Disse kontrolleres i bruddgrense for moment- og skjærkapasitet, samt vipping. I tillegg blir bjelkene kontrollert i bruksgrense for nedbøying og brann.

På de totalt 18 stålbjelkene, er det 9 forskjellige lastsituasjoner. Den midterste bjelken lengst mot bygg C får størst belastning, og blir referert som nummer 8 i beregninger. Siden platene skal legges på stålbjelkene, er det hensiktsmessig at de har lik høyde. Konservativt benyttes det dermed likt tverrsnitt på bjelkene, og beregningene utføres på bakgrunn av den mest belastede bjelken.

I-bjelker, som er fellesnavn for konstruksjonsbjelker med I-formet tverrsnitt, gir god materialutnyttelse ved bøyepåkjenning. I tillegg har den høy styrke og stivhet i forhold til vekten [44]. Dette er hensiktsmessig for konstruksjonen, med tanke på at betongbjelken under får mindre belastning når vekten er mindre. Derfor velges HEA500.

HEA500 bjelken kontrolleres først i bruddgrense. Lastene fra platene og egenvekten til bjelken summeres, og den totale jevnt fordelte lasten på bjelken blir 154.57 kN/m. Denne benyttes videre i beregningen av maks feltmoment og skjærkrefter. Deretter regnes både moment- og skjærkapasitet. For I-bjelker får flensene hovedsakelig strekk- eller trykkspenninger, mens steget tar skjærpåkjenninger [44]. Dermed blir arealet til steget benyttet for utregning av skjærkapasiteten. For beregninger se vedlegg A32.

Momentbelastning om sterk akse fører til lokal sidebevegelse om svak akse, som reduserer momentkapasiteten. Dette kalles vipping, og det må utføres en kontroll for dette på stålbjelkene. Det blir benyttet forenklet metode, etter [6.3.2.4] i EC3.

Tabell 22 fremstiller resultatet for kontroller utført i bruddgrense. Skjærkapasiteten har en utnyttelse på 50 %, som ikke gir innvirkning for den kombinerte virkningen av moment og aksialkraft. Dette gir en utnyttelse på momentkapasiteten på 0.91, som overholder kravet på 1.0. Vippingskontrollen viser en overskridelse av kapasiteten på 1.93.

Bruddgrensekontroll			
	Skjærkraft	Moment	Vipping
Dimensjonerende krefter	579.6 kN	1087 kNm	1087 kNm
Kapasitet	1148 kN	1200 kNm	564.1 kNm
Utnyttelse	0.5	0.91	1.93

Tabell 22: Bruddgrensekontroll av stålbejelke

Den forenklete kontrollen for vipping er konservativ, som medfører at den egentlige utnyttelsen er noe lavere. Likevel er overskridelsen så stor at selv med en mer nøyaktig beregning vil ikke dette gi en utnyttelse under 1.0. Dermed må stålbejelkene fastholdes mot vipping. For å finne hvilke av bejelkene som må fastholdes, gjøres det en kontroll på resten av bejelkene. Dette kan sees i tabell 23. Tabellen viser at det er 2., 5. og 8. bejelke som må fastholdes, som enkelt gjøres ved å feste bejelken til dekke som legges over. Denne fastholdningen kan også gjøres om et annet materiale enn betong benyttes for platen.

Bjelke	1. og 3.	2.	4. og 6.	5.	7. og 9.	8.
Moment	243.6 kNm	781.6 kNm	253.8 kNm	815.4 kNm	335.2 kNm	1087 kNm
Momentkapasitet	564.1 kNm	564.1 kNm	564.1 kNm	564.1 kNm	564.1 kNm	564.1 kNm
Utnyttelse	0.43	1.39	0.45	1.45	0.59	1.93

Tabell 23: Vippingskontroll av stålbejelkene

Videre blir lastene regnet i bruksgrense, og nedbøyningen beregnes på bakgrunn av dette. Ifølge Byggforsk blad 520.226 avsnitt 242, er kravet for nedbøyning godkjent dersom det ikke overskrider spennvidden dividert på 200. Bejelkens faktiske nedbøyning beregnes til 16.5 mm, mens kravet er 37.5 mm. Dermed er kravet oppfylt.

6.3 Brann

Brannmotstand er den tiden i minutter en bygningsdel eller en konstruksjon motstår opphetning og samtidig opprettholder de egenskapene som kreves ved et gitt brannforløp.

Når det kommer til brannmotstand, er det tre betegnelser som er spesielt aktuelle. Dette er bærende funksjon R, integritet E og isolerende funksjon I [45].

6.3.1 Risikoklasse

Etter TEK17 §11-2 skal byggverk eller ulike bruksområder i et byggverk, plasseres i risikoklasser. Risikoklassene bestemmes ut ifra den trusselen en brann kan innebære for menneskeliv og helse. Det deles inn i 6 ulike risikoklasse. Disse skal legges til grunn ved prosjekteringen og utførelsen for å sikre rømning og redning ved brann. De ulike risikoklassene er definert i tabell 24 [46]. Kontorarealene og undervisningslokalene får risikoklasse 3, da det kan antas at personen som oppholder seg her har kjennskap til rømningsveiene. Kjøpesenteret har derimot kunder som trolig ikke har kjennskap til rømningsveiene, og risikoklasse 5 bør derfor benyttes. Som en konservativ antakelse benyttes risikoklasse 5 for hele bygget.

Risikoklasse	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 24: Risikoklasser

6.3.2 Brannklasse

Etter § 11-3 og veilederen til denne bestemmelsen, defineres byggverkets brannklasse. Dette bestemmes ut ifra den konsekvensen en brann kan utgjøre for helse, menneskeliv, samfunnsmessige interesser og miljøet. Ut ifra hvilken risikoklasse og antall etasjer bygget har, kan brannklassen bestemmes [47]. Tapperiet er i risikoklasse 5 og består av 5 etasjer, som dermed tilsier brannklasse 3, vist i tabell 25.

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 eller 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 25: Brannklasse (BKL) for byggverk

Ut fra hvilken brannklasse bygget er plassert i, bestemmes konsekvensen av brann. Desto høyere brannklasse bygget har, desto større konsekvens vil en eventuell brann gi. Tabell 26 viser at Tapperiet, i brannklasse 3, har stor konsekvens dersom det oppstår en brann.

Brannklasse	1	2	3	4
Konsekvens	Liten	Middels	Stor	Særlig stor

Tabell 26: Brannklasser

6.3.3 Bæreevne og stabilitet ved brann

I følge § 11-4 skal byggverket som helhet, og de enkelte delene av byggverket, ha en tilfredsstillende sikkerhet både med hensyn på stabilitet og bæreevne. Det stilles branntekniske krav til bærende konstruksjoner, som skal bidra til at konstruksjonen bevarer sin stabilitet og bæreevne i tilstrekkelig tid for rømning, redning og slokking. Videre blir takkonstruksjoner regnet som sekundært bærende bygningsdeler når det ikke regnes som en del av byggets hovedbæresystem [48].

Takterrassen på Tapperiet anses som en sekundært bærende bygningsdel i brannklasse 3. Derfor skal den, ifølge tabell 27, ha tilstrekkelig stabilitet og bæreevne i minimum 60 minutter etter påbegynt brann. Søylene og bjelkene i bygget regnes som bærende hovedsystem og skal derfor ha tilstrekkelig stabilitet og bæreevne i minimum 90 minutter. Årsaken til at bjelkene i dette tilfellet også regnes som bærende hovedsystem er lastoverføringen fra dekkene over.

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R30 [B30]	R60 [B60]	R90 A2-s1, d0 [A90]
Sekundære, bærende bygningsdeler	R30 [B30]	R60 [B60]	R60 A2-s1, d0 [A60]

Tabell 27: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse

6.4 Branndimensjonering for stål

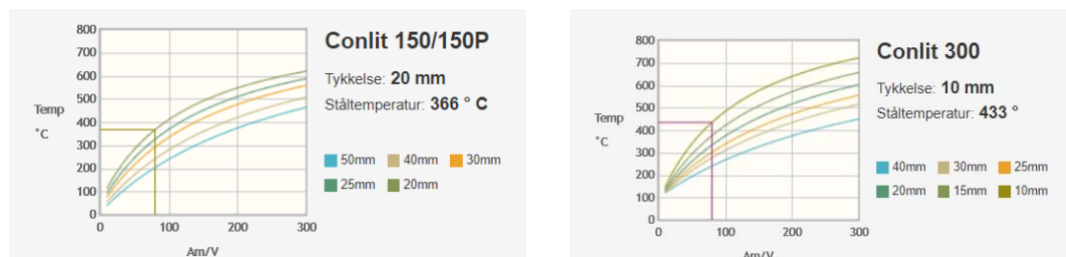
Selv om stål ofte blir benyttet som byggemateriale, reduseres de branntekniske egenskapene når det utsettes for høye temperaturer. Ved en temperatur på rundt 500 °C halveres stålets bærekapasitet og denne temperaturen kan oppstå allerede etter 7 minutter ved en standard brannutvikling [49]. Tabell 3.1 i EC3-2 viser at flytespenningen faller dramatisk når temperaturen kommer opp i 400 °C i tverrsnittklasse 1-3 [50]. For å oppnå en brannmotstand på R60 er det derfor viktig at stålbjelkene som benyttes på takterrassen brannisoleres.

For å beregne nødvendig brannisolasjon må momentkapasiteten i bruks- og ulykkesgrense beregnes. Ved å finne utnyttelsen til konstruksjonen ved brann, kan en videre finne den kritiske temperaturen til stålet. Se vedlegg A33 for utregning. Den gitte utnyttelsen gir en kritisk ståltemperatur for stålbjelkene på 616 °C, ved bruk av tabell 4.1 i EC3-2. Denne temperaturen brukes videre i programmet Conlit brannsikring for å finne den nødvendige tykkelsen på brannisolasjonen.

Bjelkene isoleres med Conlit isolasjon på alle fire sidene ved hjelp av sveisemetoden. Beregningsprogrammet Conlit brannsikring benyttes for å bestemme den nødvendige tykkelsen på brannisolasjonen, som gjør at kravet til brannmotstand overholdes. Programmet baserer seg på passiv brannsikring og brannbeskyttelse på forskjellige stålkonstruksjoner [33].

I programmet legges det inn blant annet brannklasse, stålprofil, maks ståltemperatur og hvilken festemetode som skal benyttes. Resultatet fra beregningene viser at det kan anvendes Conlit 150/150P med en tykkelse på 20 mm eller Conlit 300 med tykkelse 10 mm. Dersom dette benyttes som brannsikring på stålbjelkene overholdes kravet på R60.

Grafene under viser resultatene fra beregningsprogrammet Conlit brannsikring [33]. For detaljert beregning se vedlegg A34.



Figur 25: Resultat fra Rockwool beregningsprogram

6.5 Branndimensjonering for betong

Betong blir ansett som det mest egnede materialet når det kommer til brannmotstand. Dette skyldes betongen sin evne til å virke selvisolerende ved temperaturpåvirkning og dens evne til å absorbere varme [51].

6.5.1 Branndimensjonering eksisterende konstruksjon

De eksisterende søylene, bjelkene, dekkene og veggene i Tapperiet skal ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet ved en brann med varighet på 60 og 90 minutter. Ved branndimensjonering av de eksisterende konstruksjonene benyttes verdier fra Byggforskseriens blader 520.321 for dekker [52], 520.322 for vegger [53] og 520.323 for bjelker og søyler i betong [54].

Brannmotstanden til de ulike konstruksjonsdelene bestemmes på bakgrunn av tykkelsen og armeringsdybden, a . I beregningene benyttes til sikker side den laveste overdekningen for konstruksjonsdelene, og disse verdiene er hentet fra de gamle beregningene.

Konstruksjonsdel	Tykkelse/armeringsdybde [mm]	Brannmotstand
Dekker	150/22	REI120
Bjelker	500/60	R120
Vegger	200/26	REI90
Søyler	500/50	R240

Tabell 28: Brannmotstand for de ulike konstruksjonselementene

Den eksisterende bygningen opprettholder kravet til brannmotstand på R60 for dekkene og veggene i bygget. Søylene og bjelkene har en større brannmotstand enn R90 og kravene er

dermed opprettholdt for alle konstruksjonsdelene som vist i tabell 28.

6.5.2 Branndimensjonering nye plater

Ved branndimensjonering av de plasstøpte betongplatene benyttes Byggforskerseriens blad 520.321 [52]. Platene har en tykkelse, h_s , på 200 mm og en armeringsdybde, a , på i overkant av 40 mm. For at platene skal ha tilstrekkelig kapasitet til å opprettholde en brannmotstand i 60 minutter, må de ha en dekketykkelse på over 80 mm og en armeringsdybde på 20 mm for enveisplater. Fra tabell 62 i blad 520.321 har platene en brannmotstand på REI120, som tilsvarer 120 minutter [52].

Brannmotstand	Dekketykkelse, h_s mm	Armeringsdybde, a (mm) ¹⁾		
		Enveisplater	Toveisplater	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10 ³⁾	10 ³⁾	10 ³⁾
REI 60	80	20	10 ³⁾	15 ³⁾
REI 90	100	30	15 ³⁾	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Figur 26: Brannmotstand for plasstøpte betongdekker, tabell 62. [52]

Kravet med en brannmotstand tilsvarende R60 er overholdt. Tapperiet har dermed tilfredsstillende sikkerhet med hensyn til bæreevne og stabilitet 60 minutter etter påbegynt brann for takterrassen. Dersom det benyttes et annet materiale på takterrassen enn betong, må det gjennomføres en ny branndimensjonering for dette.

6.6 Forbindelser

Der to eller flere elementer møtes, skal det være god nok kapasitet til å motstå krefter som oppstår. Dette blir ofte oppnådd ved bruk av skruer, nagler og bolter. Disse festemidlene skal ha nok stivhet til å bære hele den dimensjonerende lasten. [55]

På takterrassen skal det benyttes festemidler for å feste stålbjelkene til de eksisterende platene. Dette er i hovedsak for å sikre at stålbjelkene ikke beveger seg når de nye plasstøpte betongplatene ferdigstilles. Det kan benyttes ekspansjonsbolt av typen Hilti HSA-F som festemiddel.

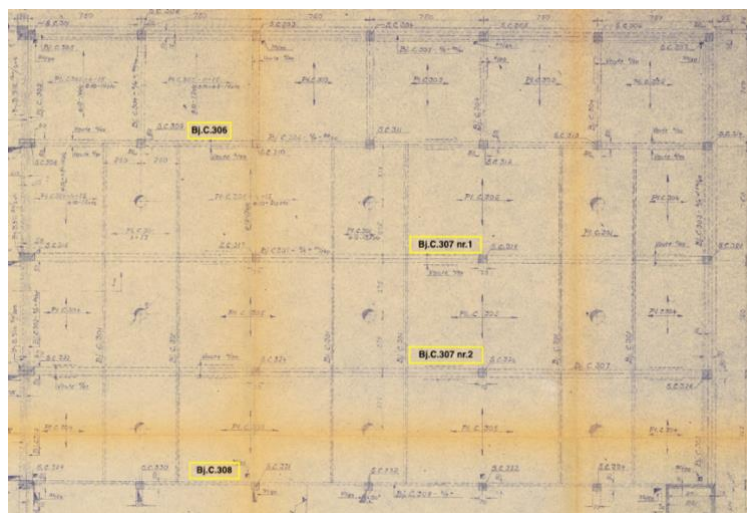
Hilti HSA-F egner seg godt til feste av stålprofiler. Bruksmiljøet er for utendørs bruk og det er tre ulike settedybder ved valg av ulik kvalitet av boltene. Det benyttes M12 bolter, med en settedybde på 65 mm [56].

Forbindelsene plasseres ved hvert opplegg og på midten på begge sidene av flensene. Ved endene bør boltene plasseres litt ut fra opplegg, for å hindre at boltene avskjærer armeringen. Det bør ikke kjernebores, ettersom dette kan treffe armeringsjern i dekket under og dermed redusere kapasitet. Grunnet tyngden til betongdekkene over er det ikke nødvendig å feste stålbjelkene på oversiden.

Benyttes imidlertid en lettere konstruksjon på takterrassen, må det gjennomføres en ny dimensjonering av forbindelsene som benyttes. Dette er fordi det kan oppstå sug på taket fra vind, som gjør at det må benyttes sterkere og et høyere antall festemidler.

6.7 Ny kontroll eksisterende betongbjelker

Kontrollen fra kapittel 5.4 utføres på nytt, men med endrede laster på de aktuelle bjelkene grunnet forbedringen. Utenom de endrede lastene er alle andre parametere og beregninger tilsvarende. Se figur 27 for oversikt over bjelkene som blir berørt av takterrassen.

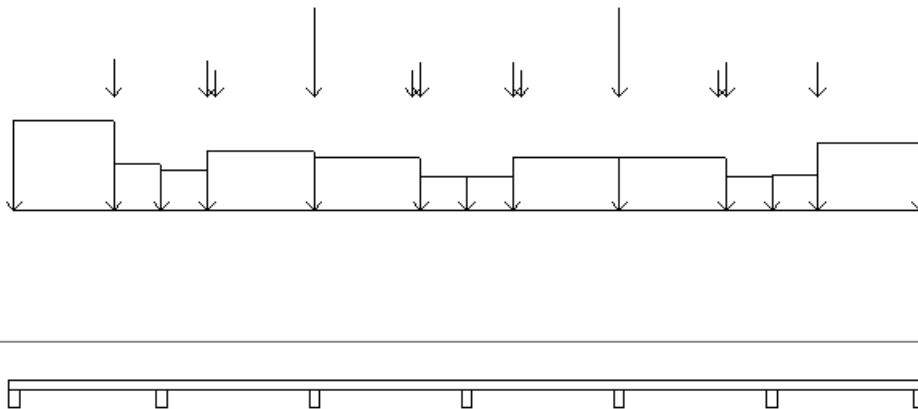


Figur 27: Oversikt over bjelker som kontrolleres

Ved etableringen av den nye takterrassen benyttes som nevnt totalt 18 stålbjelker og 6 nye plater. Dette medfører at lastene på betongbjelkene under de eksisterende platene reduseres. Der stålbjelkene er plassert vil det oppstå punktlaster.

6.7.1 Bjelke Bj.C.306

Det endrede lastbildet for bjelke Bj.C.306 er vist i figur 28. Se vedlegg A35 for laster på bjelken. Sammenlignes lastene før forbedring opp mot etter forbedring, er det tydelig at den jevnt fordelte lasten fra takterrassen blir redusert. Det er også tydelig å se at de midterste stålbjerkene gir størst punktlaster.



Figur 28: Laster på bjelke Bj.C.306 etter forbedring

De tre figurene under viser momentkapasiteten til bjelken for ulike plasseringer av nyttelasten. I figur A er nyttelasten plassert på begge sider. I figur B er nyttelasten kun plassert på venstre side og i figur C er nyttelasten plassert på høyre side. Se vedlegg A36-A38 for fullstendig beregning av bjelken. Etter forbedring er det en overskridelse av kapasiteten i felt 1, 4 og 6. Over støtte er utnyttelsen over 1.0 ved støtte 2, 4 og 6.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 1,42	1: 0,00	1: 1,42	1: 0,00	1: 1,44
2: 1,91	2: 0,94	2: 1,91	2: 0,94	2: 1,87	2: 0,79
3: 0,93	3: 0,99	3: 0,94	3: 1,03	3: 0,86	3: 0,84
4: 1,40	4: 0,99	4: 1,36	4: 0,85	4: 1,36	4: 1,03
5: 0,92	5: 0,95	5: 0,85	5: 0,81	5: 0,93	5: 0,95
6: 1,57	6: 1,09	6: 1,53	6: 1,11	6: 1,56	6: 1,10
7: 0,00		7: 0,00		7: 0,00	

A

B

C

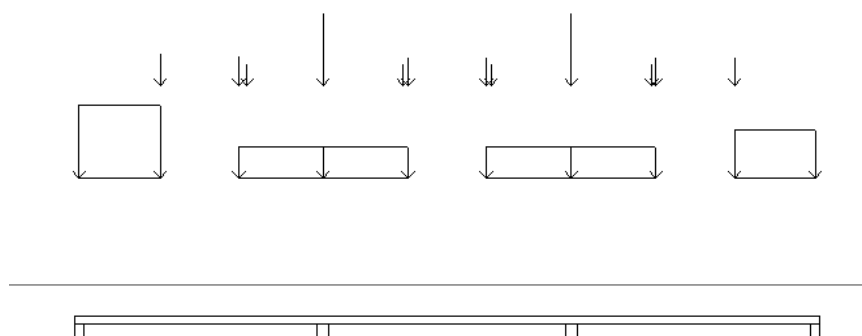
Figur 29: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.306

Overskridelsene er noe redusert i forhold til tidligere, men det må likevel settes i verk tiltak som forsterker bjelke Bj.C.306, slik at den tåler belastningen som den nye takterrassen gir. Forsterkning av bjelken er omtalt i kapittel 7.

Ved kontroll av skjærarmeringen til bjelken etter forbedring viser det seg at innlagt skjærarmering ikke overholder kravet til nødvendig skjærarmering. Se vedlegg A51 for skjærkontroll etter forbedring. Det må derfor settes i verk tiltak for å forsterke bjelken slik at dette kravet overholdes.

6.7.2 Bjelke Bj.C.307 nr.1 og nr.2

Det endrede lastbildet for bjelke Bj.C.307 nr.1 er vist i figur 30. Den jevnt fordelte lasten er redusert i område der den planlagte takterrassen skal lokaliseres. Lastene på bjelke Bj.C.307 nr.2 er noe større, men fordelingen av lastene er som på figuren under. Se vedlegg A39 for lastene som belaster de to bjelkene.



Figur 30: Laster på bjelke Bj.C.307 nr. 1 etter forbedring

Figurene 31 og 32 viser momentkapasiteten til bjelkene med ulik plassering av nyttelasten. I figur A er nyttelasten plassert på begge sider. I figur B er nyttelasten kun plassert på venstre side og i figur C er nyttelasten plassert på høyre side. Fullstendige beregninger for bjelke Bj.C.307 nr.1 sees i vedlegg A40-A42. For denne bjelken er det en overskridelse av kapasiteten ved støtte 2 og 3.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 0,98	1: 0,00	1: 0,98	1: 0,00	1: 0,96
2: 1,27	2: 0,80	2: 1,26	2: 0,73	2: 1,19	2: 0,75
3: 1,19	3: 0,84	3: 1,11	3: 0,82	3: 1,18	3: 0,84
4: 0,00		4: 0,00		4: 0,00	

A B C

Figur 31: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.1

For bjelke Bj.C.307 nr.2 er det er overskridelse av kapasiteten i felt 1. Utnyttelsen er også over 1.0 ved støtte 2 og 3. Se vedlegg A43-A45 for beregninger av bjelke Bj.C.307 nr.2.

Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)	Ved opplegg: (M/Md)	Feltmoment: (M/Md)
1: 0,00	1: 1,09	1: 0,00	1: 1,09	1: 0,00	1: 1,07
2: 1,42	2: 0,92	2: 1,41	2: 0,86	2: 1,36	2: 0,87
3: 1,34	3: 0,94	3: 1,27	3: 0,92	3: 1,33	3: 0,94
4: 0,00		4: 0,00		4: 0,00	

A B C

Figur 32: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.307 nr.2

I områdene hvor bjelken ikke har flens, blir trykksonens momentkapasitet sammenlignet med opptredende moment. For felt 1 og 3 er det en overskridelse på trykkkapasiteten, og nødvendig armering må beregnes. Det kommer frem at armeringen i trykksonen for bjelke

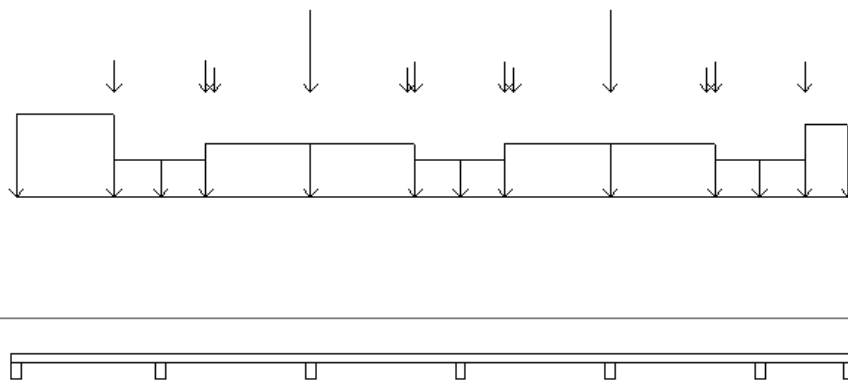
Bj.C.307 nr.1 og nr.2 er tilstrekkelig. Se vedlegg A46 for utfyllende beregning.

For begge bjelkene er overskridelsen i strekk for høy, og det må settes i verk tiltak for å forsterke bjelkene. I alle felt og over støtter der overskridelsen er høyere enn 1.0, må det gjøres tiltak. Dette blir omtalt videre i kapittel 7, forsterkning.

Det utføres igjen en kontroll av skjærarmeringen som er benyttet i de to bjelkene. Etter valgt løsning viser det seg at innlagt skjærarmering overholder kravet til nødvendig skjærarmering for begge bjelkene. Se vedlegg A51 for fullstendig beregning. Det er derfor ikke nødvendig å forsterke bjelkene for skjærkreftene som oppstår.

6.7.3 Bjelke Bj.C.308

Den innerste bjelken Bj.C.308 blir som nevnt tidligere regnet som en vegg. Figur 33 viser hvordan lastene er fordelt etter forbedring. Se vedlegg A47 for utregning av laster.



Figur 33: Laster på bjelke Bj.C.308 etter forbedring

For Bj.C.308 er momentkapasiteten under 1.0 for alle de ulike tilfellene nyttelasten kan plasseres. I figur A er nyttelasten plassert på begge sider. I figur B er nyttelasten kun plassert på venstre side og i figur C er nyttelasten plassert på høyre side. Se vedlegg A48-A50 for kapasitetsberegning av bjelken. Det ikke nødvendig å gjøre noen forsterkninger på bjelke Bj.C.308, ettersom det ikke overskridelser av kapasiteten.

Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)		Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)		Ved opplegg: (M/Md)		Feltmoment: (M/Md)	
1:	0,00	1:	0,91	1:	0,00	1:	0,91	1:	0,00	1:	0,91
2:	0,47	2:	0,50	2:	0,47	2:	0,50	2:	0,46	2:	0,46
3:	0,38	3:	0,60	3:	0,39	3:	0,61	3:	0,36	3:	0,55
4:	0,46	4:	0,57	4:	0,45	4:	0,52	4:	0,45	4:	0,58
5:	0,43	5:	0,72	5:	0,41	5:	0,67	5:	0,43	5:	0,72
6:	0,35	6:	0,39	6:	0,34	6:	0,41	6:	0,35	6:	0,39
7:	0,00			7:	0,00			7:	0,00		

A B C

Figur 34: Momentkapasitet til bjelke Bj.C.308

Skjærkontrollen utført i K-bjelke viser at statisk nødvendig skjærarmering er tilstrekkelig i forhold til innlagt skjærarmering. Det er derfor ikke nødvendig å sette i verk tiltak for forsterkning. Se vedlegg A51 for beregning av skjærkontroll.

6.7.4 Bruksgrensekontroll

Det blir utført en riss- og nedbøyingskontroll for alle de aktuelle bjelkene. Lastene benyttet i K-bjelke er i bruddgrense. Dette medfører at risskontrollene, som skal utføres i bruksgrense, får en høyere verdi. Lastene blir derfor regnet i bruksgrense, og en ny kontroll utføres. Se vedlegg A52-A57.

For utregning av riss og nedbøyning deles de totale lastene i bruksgrense inn i variable og permanente laster. Dette gjøres ved å fjerne langtidslastene fra den totale lastutregningen.

		1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Bj.C.306	Støtte	0.0	0.99	0.54	0.86	0.53	0.94	0.0
	Felt	0.66	0.43	0.51	0.50	0.42	0.59	-
Bj.C.307 nr.1	Støtte	0.0	0.83	0.81	0.0	-	-	-
	Felt	0.68	0.89	0.64	-	-	-	-
Bj.C.307 nr.2	Støtte	0.0	0.84	0.82	0.0	-	-	-
	Felt	0.71	0.94	0.67	-	-	-	-

Tabell 29 Risskontroll av bjelkene

Tabell 29 viser resultatet av risskontrollen for bjelkene. Det kommer frem at for alle bjelkene er utnyttelsen under 1.0, og riskapasiteten er dermed overholdt. Siden risskontrollen i bruddgrense var tilstrekkelig for bjelke Bj.C.308 blir det ikke utført en ny kontroll for denne bjelken. Se vedlegg A25 for tidligere utregning.

	Nedbøyning	Krav: L/250
Bj.C.306	14 mm	29 mm
Bj.C.307 nr.1	27 mm	59 mm
Bj.C.307 nr.2	32 mm	59 mm

Tabell 30: Nedbøyingskontroll av bjelkene

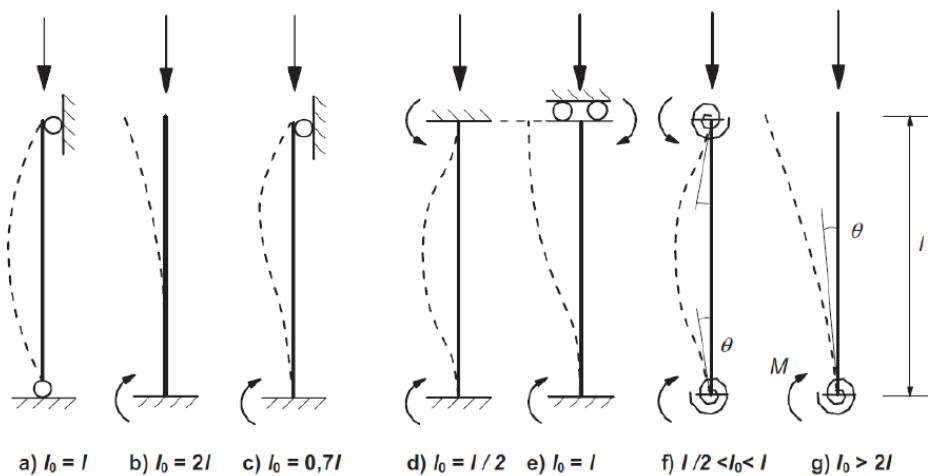
Tabell 30 viser en oversikt over den totale nedbøyningen til de ulike bjelkene. Nedbøyningen kontrolleres opp mot kravet i EC2 [7.4.1(4)] på L/250 og er for alle bjelkene overholdt [43].

6.8 Kontroll søyler

Etter utført kontroll av bjelkene blir søylene som påvirkes kontrollert. Det er totalt 41 søyler i Tappehallen som blir påvirket av den nye takterrassen. Disse søylene vil få en større aksialbelastning. Ettersom noen av søylene har likt tverrsnitt og armering, blir de 27 mest belastede søylene kontrollert. De første 6 av disse er plassert direkte under bjelkene som ble kontrollert i kapittelet over, mens de neste 9 er plassert i første etasje. De siste 12 er lokalisert i kjelleren.

Det beregnes først moment og aksialkraft til søylene, som videre blir satt inn i OS-prog BTSNITT. I BTSNITT beregnes utnyttelsen til søylen og risskontroll med hensyn på tverrsnitt, armering, materialdata, aksialkraft og moment.

I tillegg er det nødvendig å beregne søylenes knekk lengde. Dette er en lengde som benyttes til å ta hensyn til utbøyingskurvens form [42]. Figur 35 viser et utklipp fra EC2 med knekkformer og tilhørende effektiv beregningslengde for enkeltstående konstruksjonsdeler.



Figur 35: Knekkformer og tilhørende knekk lengder [43]

Alle søylene i Tappehallen kan settes delvis innspent i både topp og bunn. Det blir dermed konservativt benyttet en knekk lengde på $0,8 \cdot L$. Alle søylene har like betingelser om tverrsnittets x- og y-akse, som medfører lik knekk lengde i begge retninger.

6.8.1 Søyler under bjelkene

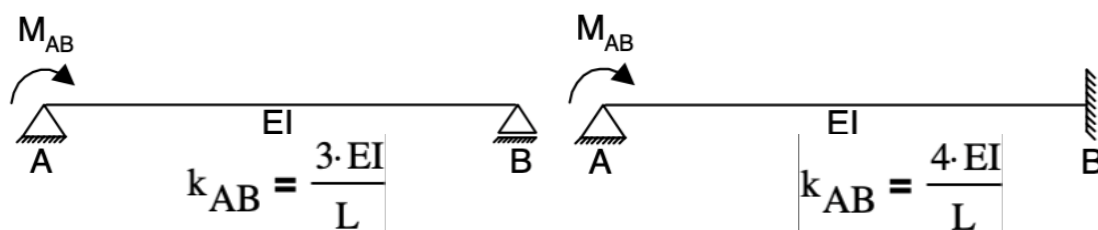
De 6 søylene som er plassert direkte under bjelkene kontrolleres først. For aksialkraften legges bjelkenes skjærkrefter fra K-bjelke til bjelkens egenlast. Det ble konservativt antatt for beregningene i K-bjelke at bjelkene var leddet opplagt på søylene. Søylen er derimot

monolittisk støpt sammen, som gir moment fra bjelken ned til søylene. For å finne disse momentene benyttes Cross-metoden.

Cross-metoden er en metode for å beregne lastvirkningene i statisk ubestemte konstruksjoner. Den egner seg for beregning av forskjellige typer rammekonstruksjoner. Metoden baserer seg på at det foretas tilnærminger mot et endelig svar. Når det blir oppnådd tilstrekkelig nøyaktighet, avsluttes tilnærmingsprosessen. [57]

I Cross-metoden må stivhetsfaktor, fordelingsfaktor og innspenningsmomenter regnes ut. Deretter settes det opp et Cross-skjema, og endemomentene i hvert knutepunkt beregnes. For å finne momentene som virker på hver søyle, må dette gjøres for tre forskjellige rammesystemer.

Stivhetsfaktoren er en egenskap til materialet, som er nødvendig for å finne hvordan det ubalanserte momentet fordeler seg på stavendene [57]. Ved utregning av stivhetsfaktoren benyttes E-modul, stivhet og lengde på elementet. Formelen som benyttes varierer med opplagerreaksjoner på staven og retningen på momentet. I figur 36 er det satt opp de to situasjonene som benyttes for de tre rammene, med tilhørende formler. Den første situasjonen benyttes for søylene, mens for bjelkene benyttes den andre situasjonen.



Figur 36: Stivhetsfaktorene som benyttes for bjelkene og søylene med formler

Videre skal fordelingsstallet beregnes. Fordelingsstallet er andelen av knutepunktets moment som fordeles på hver stav, som er avhengig av stivhetsfaktoren. Formelen for fordelingsstallet er gitt i formel 7.

$$r_{AB} = \frac{k_{AB}}{\sum k_A}$$

Formel 7: Fordelingstall

Etter å ha regnet ut innspenningsmomentene i hvert knutepunkt, settes det opp tre forskjellige Cross-skjema. Disse kan sees i vedlegg A58.

Søyler	S.C.308	S.C.309	S.C.310	S.C.311	S.C.312	S.C.313	S.C.314
Moment	-175 kNm	33 kNm	0 kNm	1 kNm	4 kNm	-16 kNm	135 kNm
Søyler	S.C.315	S.C.317	S.C.319	S.C.321			
Moment	-207 kNm	147 kNm	-121 kNm	179 kNm			
Søyler	S.C.322	S.C.324	S.C.326	S.C.328			
Moment	-231 kNm	160 kNm	-132 kNm	199 kNm			

Tabell 31: Oversikt over moment på søylene under bjelkene

Tabell 31 viser en oversikt over alle utregnede momenter for søylene. Resultatet viser at søylene S.C.308, S.C.315 og S.C.322 får størst moment i de ulike rammene. På bakgrunn av at søylene har ulikt tverrsnitt og armering, utføres det også en kontroll av søylene S.C.309, S.C.317 og S.C.324.

For de 6 kontrollerte søylene settes armering, tverrsnittareal, materialdata, kneklengde, moment og aksialkrefter inn i BTSNITT. Det beregnes en utnyttelse med kombinasjon av aksialkraft og moment. Her er det også tatt hensyn til at lastene kan få en eksentrisitet, som fører til et ekstra moment. I tillegg blir utnyttelsen for riss beregnet. Tabell 32 viser en oversikt over utnyttelsene til søylene. Se vedlegg A59-A64 for utfyllende beregninger.

Søyler	S.C.308	S.C.309	S.C.315	S.C.317	S.C.322	S.C.324
Momentkontroll	0.79	0.54	1.05	1.05	1.25	Aksiallastoverskridelse
Risskontroll	0.79	0.0	-	-	-	-

Tabell 32: Oversikt over moment- og risskontroll for søylene

I tabellen er både moment- og risskontrollen for S.C.308 og S.C.309 under 1.0, og disse har dermed tilstrekkelig kapasitet. For S.C.315, S.C.317 og S.C.322 er kontrollen over 1.0, og søylene har derfor ikke nok kapasitet til å holde igjen for kombinasjonen av moment og aksialkraft. Grunnen for at det ikke er oppført noe på riss-kontroll er at BTSNITT ikke regner videre på riss dersom moment- og aksialkapasiteten ikke holder. Til slutt ser en at S.C.324 har en aksiallastoverskridelse. Det vi si at aksiallasten er større enn knekklasten, og denne søylen har derfor ikke nok kapasitet. Dette betyr at søylene S.C.315, S.C.317, S.C.322 og S.C.324 har behov for forsterkning.

6.8.2 Søyler i første etasje og kjeller

Beregningene for søylene i første etasje og kjeller baserer seg på samme metode, hvor det tas hensyn til aksiallasten og momentet i de gamle beregningene. Ettersom systemet ikke er endret og egenlasten er lik, kan moment og aksiallasten fra gamle beregninger konservativt skaleres med hensyn på forholdet mellom gammel last og den nye lasten på dekkene. Se vedlegg A65 for total belastning på søyler.

For dekke over første etasje blir dette forholdet på 0.93, og moment og aksiallasten til søylene i første etasje ganges derfor med dette. I tillegg legges det til aksiallasten fra søylen som ligger over. Deretter settes all informasjon inn i BTSNITT, og utnyttelsen beregnes. Tabell 33 viser utnyttelsen til søylene i første etasje. Moment- og risskontrollen til alle søylene er under 1.0, og kapasiteten er dermed tilstrekkelig. Det er derfor ikke nødvendig å forsterke disse søylene. Se vedlegg A66-A74 for beregninger.

Søyler	S.C.208	S.C.209	S.C.212	S.C.213	S.C.214	S.C.219	S.C.221	S.C.226	S.C.228
Momentkontroll	0.37	0.62	0.49	0.61	0.49	0.67	0.51	0.73	0.54
Risskontroll	0.31	0.0	0.0	0.0	0.08	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabell 33: Resultat av kontroll for søyler i første etasje

Søylerne i kjelleren får et forhold på 0.897 når de nye lastene divideres med de gamle. Aksiallast og moment regnes ut for de 12 søylene som kontrolleres, og disse settes inn i BTSNITT. Tabell 34 viser oversikten over utnyttelsen til de kontrollerte søylene i kjelleren. Her har ingen av søylene en overskridelse for verken moment- eller risskontroll. Søyler S.C.114 har imidlertid en utnyttelse på 0.99 for riss, som er rett under kravet. Ettersom risskontrollen er utført med laster i bruddgrense er dette konservativt, som medfører at verdien vil være noe lavere. Dette tilsier at ingen av søylene i kjelleren trenger å forsterkes. Se vedlegg A75-A86 for utfyllende beregninger.

Søyler	S.C.108	S.C.109	S.C.113	S.C.114	S.C.115	S.C.117	S.C.119	S.C.121	S.C.122
Momentkontroll	0.65	0.51	0.56	0.72	0.74	0.62	0.68	0.87	0.79
Risskontroll	0.69	0.11	0.09	0.99	0.62	0.07	0.05	0.89	0.59
Søyler	S.C.124	S.C.126	S.C.108						
Momentkontroll	0.67	0.73	0.87						
Risskontroll	0.05	0.04	0.86						

Tabell 34: Resultat av kontroll for søyler i kjeller

6.9 Kontroll fundament

Fundament er den delen av bygget som overfører belastningen og egenvekten av bygget ned til grunnen. Disse skal utformes slik at de får tilstrekkelig bæreevne uten at store setninger og deformasjoner oppstår i grunnen eller i bygget [58]. Det er derfor viktig at fundamentene er dimensjonert med hensyn på byggets last i forhold til grunnens bæreevne.

I de gamle beregningene er det ikke utført utregninger for fundamentene. Den eneste informasjonen som er tilgjengelig er derfor hentet fra tegningene. Mangel på informasjon gjør at det foretas konservative antakelser når det sees på grunnforhold og bæreevne.

Tegningene antyder at Tapperiet er plassert direkte på fjell. Fjell utgjør det beste grunnlaget for fundamentering, og kan ofte bære konstruksjoner uten store farer for overbelastning eller setning [59]. Enkelte fjellsorter kan være løsere enn andre, og det kan oppstå skifret eller forvitret fjell som gir lavere bæreevne [60]. Med utgangspunkt i dette antas bæreevnen å være lik 4000 kPa [61].

Ved kontroll av fundamentene antas det at belastningen fra søylene går direkte ned til grunnen, ettersom det mangler informasjon om armering i fundamentene. Når en konsentrert last skal videreføres ned til grunnen, vil lastflaten fordele seg utover med et forhold på 1:2, etter EC3 [6.7]. Dette tilsier at fundamentene blir belastet med en strekkraft som er halvparten av kraften som går direkte nedover. Etter [6.7(4)] må denne strekkraften tas opp av tverrarmring i fundamentene. Det er heller ikke gitt noe informasjon om tverrarmring i tegningene, og dette blir dermed omtalt i kapittel 9, videre arbeid. Det må likevel utføres en kontroll på om bredden til fundamentene er større enn en minste verdi, slik at de ikke velter. I tillegg blir også bæreevnen til fjellet kontrollert.

De mest belastede fundamentene skal kontrolleres og dette er totalt seks stykker. I beregningene tas det hensyn til aksiallasten til søylene, momentet og egenvekten til fundamentet. Tabell 35 viser en oversikt over den nødvendige bredden sammenlignet med den faktiske bredden fundamentet har. Se vedlegg A87 for utfyllende beregninger.

Fundament	Faktisk bredde	Nødvendig bredde	Utnyttelse	Trykkrefter
F.C.9	800 mm	740.2 mm	0.93	3813 kPa
F.C.14	800 mm	579.3 mm	0.72	2230 kPa
F.C.22	600 mm	588.4 mm	0.98	3157 kPa
F.C.24	900 mm	922.8 mm	1.03	4083 kPa
F.C.26	1000 mm	1005 mm	1.005	3672 kPa
F.C.28	800 mm	642.2 mm	0.8	2969 kPa

Tabell 35: Oversikt over bredde og nødvendig bredde for fundament

Tabellen over viser at nødvendig bredde er større enn faktisk bredde for fundamentene F.C.24 og F.C.26. Forskjellen er derimot relativt lav, og de har overskridelser på henholdsvis 3% og 0.5%. Med tanke på at det har blitt gjort konservative antakelser, kan fundamentene likevel ha en god nok kapasitet. Dette bør imidlertid kontrolleres nærmere.

I tillegg til kontrollen av bredden på fundamentene, er også trykkreftene satt opp i tabell 35. Trykkreftene skal være mindre enn grunntrykket på 4000 kPa. Fundament F.C.24 har en trykkraft som er noe større enn grunntrykket, som betyr at fjellet ikke tåler kreftene som fundamentet overfører. Dermed er det anbefalt at en geolog gjør nærmere kontroll av grunnforholdene, for å avgjøre om det er nødvendig med forsterkninger.

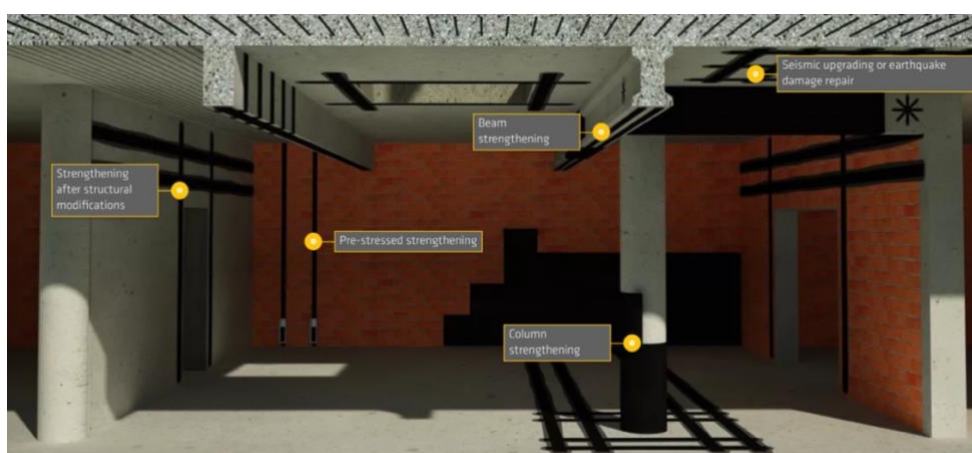
7 Forsterkning

Dersom det er behov for strukturell forsterkning på grunn av endring i konstruksjonsbetegnelsen eller for å øke bæreevnen, må en passende analyse foretas. Det er flere metoder for å oppnå forsterkning i konstruksjonen. Noen eksempler er å feste eksterne forsterkninger eller å øke dimensjonene på konstruksjonselementene. Valg av passende metode avhenger av prosjektparametere som konstruksjonstype, kostnader, miljø og forhold på stedet, samt tilgangs- og vedlikeholdsmuligheter. [62]

Ved valg av forsterkning på bjelkene og søylene til Tappehallen, må det tas hensyn til at bygget er vernet. Dette tilsier at byggets uttrykk og utforming ikke kan endres. Dermed utgår flere metoder for forsterkning.

7.1 Karbonfiberforsterkning

Karbonfiberforsterkning er en konstruktiv forsterkning av høyfaste materialer, som limes til konstruksjonen med epoksyylim. Det finnes forskjellige typer, og systemene kan påføres på ulike måter avhengig av type prosjekt og størrelse. Karbonfiberforsterkningene som kan være aktuelle for Tappehallen er Sika CarboDur og Sika Wrap. [63]



Figur 37: Eksempler på karbonfiberforsterkning [64]

Sika CarboDur er laminerte karbonfiberbånd som kan anvendes på betong-, tre-, mur- og polymerkonstruksjoner [65]. Disse båndene limes til konstruksjonen som en ekstern forsterkning. Sika Wrap er en enveis karbonfiberduk med meget høy styrke, som er fleksible og godt egnet til forskjellige overflater og geometri [66].

Karbonfiberbånd og -duk bidrar til å øke aksial-, bøy- og skjærkraftkapasiteten, og kan fungere som erstatning til manglende armering. De bistår også til å forbedre konstruksjonselementers levetid og holdbarhet.

Ettersom disse forsterkningene har lav tykkelse, vil konstruksjonens geometri ikke få en vesentlig endring. Både duken og båndene kan enkelt skjules og vil dermed ivareta søylene og bjelkenes utforming. Den har i tillegg lav vekt og monteres relativt enkelt.

7.1.1 Forsterkning bjelker

På bakgrunn av den nye kontrollen av betongbjelkene utført i kapittel 6.7, må det gjennomføres forsterkninger i form av karbonfiberforsterkning på bjelke Bj.C.306, Bj.C.307 nr.1 og Bj.C.307 nr.2. Den nye takterrassen reduserer belastningene på bjelkene noe, men overskridelsen er fortsatt ikke på et akseptabelt nivå.

Programmet som benyttes for å finne tilstrekkelig karbonfiberforsterkning er Sika CarboDur. Der legges det inn riktig tverrsnitt, armering, opplagg og lengde inn for de aktuelle bjelkene. Beregningsprogrammet er en gratis versjon, og de nødvendige funksjonene med tanke på lastfordeling på bjelkene er ikke tilgjengelig. Det gjøres derfor en forenkling, og programmet manipuleres for å få tilsvarende momenter som beregningene utført i K-bjelke ga.

Som nevnt i kapittel 5.4 har bjelkene ingen flens med takoppbyggene. I programmet Sika CarboDur legges dermed konservativt bjelkens tverrsnitt uten flensbredde inn der den ikke kan anvendes. Dette gjelder for støttene i bjelke Bj.C.306 og felt i bjelke Bj.C.307 nr.2.

Bjelke Bj.C.306

Kontrollen utført i kapittel 6.7.1 ga en overskridelse i felt 1, 4 og 6, som er gjengitt i tabell 36. Det blir gjennomført beregninger i Sika CarboDur for disse feltene. Programmet angir hvilken karbonfiberforsterkning som må benyttes for at det ikke skal bli en overskridelse.

Forsterkning i form av Sika CarboDur S legges på undersiden av bjelken og antall lag som benyttes varierer i de ulike feltene. Se tabell 36 for oversikt over innlagt karbonfiberforsterkning og vedlegg A88-A90 for fullstendig oversikt over beregningene som er utført.

Over støtte er det en overskridelse over støtte 2, 4 og 6. Det benyttes Sika Wrap C over

støttene, som legges i overkant og på sidene av bjelken. Se vedlegg A91-A93. For støtte 2 ble det ingen fullverdig rapport, ettersom det ikke var plass til forsterkningen på oversiden. Bjelken har derimot en flensbredde på den ene siden, og det vil likevel være mulig å plassere forsterkningen.

Felt/støtte	Utnyttelse	Type	Antall	Utnyttelse	Forbedring
Felt 1	1.44	Sika CarboDur S1214	6 stk	0.94	50%
Felt 4	1.03	Sika CarboDur S914	3 stk	0.92	11%
Felt 6	1.11	Sika Carbodur S812	4 stk	0.996	11.35%
Støtte 2	1.91	Sika Wrap FX-50C	11 stk	0.9998	91 %
		Sika Wrap FX-50C	2x12 stk		
Støtte 4	1.4	Sika Wrap FX-50C	9 stk	0.98	42%
Støtte 6	1.57	Sika Wrap FX-50C	9 stk	0.98	59%
		Sika Wrap FX-50C	2x3 stk		

Tabell 36: Anvendt karbonfiberforsterkning på bjelke Bj.C.306

Fra kapittel 6.7.1 for bjelke Bj.C.306, kom det frem at den innlagte skjærarmeringen er lavere enn nødvendig skjærarmering. Karbonfiberforsterkningen vil kunne bidra til økt kapasitet for skjær. I Sika CarboDur blir det lagt inn et lag med Sika CarboDur M, som øker skjærstyrken til bjelken med 266 kN. Den resterende kraften må tas opp av skjærarmering i bjelken. For utregning av skjærkapasiteten blir det benyttet en vinkel på 21.8 grader, hentet fra gamle beregninger. Det blir konservativt benyttet den største skjærkraften over alle opplegg, og det legges dermed lik forsterkning. Etter forsterkning blir utnyttelsen 0.7, som vist i tabell 37. Se vedlegg A94 for fullstendig beregning.

	Skjærkraft	Forsterkning	Resterende kraft	Armering	Skjærkapasitet	Utnyttelse
Bj.C.306	632 kN	Sika CarboDur M1214	190 kN	ø10c250 og ø19	459.6 kN	0.7

Tabell 37: Anvendt karbonfiberforsterkning for skjær i bjelke Bj.C.306

Bjelke Bj.C.307 nr.1

For bjelke Bj.C.307 nr.1 er momentkapasiteten i felt tilstrekkelig. Over støtte er det en overskridelse i støtte 2 og 3. Det benyttes Sika Wrap C og Sika CarboDur S. Dette legges på oversiden og på sidene av bjelken. Se tabell 38 for oversikt over karbonfiberforsterkningen som benyttes og vedlegg A95-A96 for fullstendig beregning.

Støtte	Utnyttelse	Type	Antall	Utnyttelse	Forbedring
Støtte 2	1.27	Sika Wrap FX-50C	12 stk	0.992	27.8%
		Sika CarboDur S1214	2x6 stk		
Støtte 3	1.19	Sika Wrap FX-50C	10stk	0.998	21%
		Sika CarboDur S1214	2x3 stk		

Tabell 38: Anvendt karbonfiberforsterkning på bjelke Bj.C.307 nr.1

Bjelke Bj.C.307 nr.2

For bjelke Bj.C.307 nr.2 er det en overskridelse i felt 1. Der benyttes Sika CarboDur S til forsterkning som legges i underkant og på sidene av bjelken. Se vedlegg A97. Over støtte er det en momentoverskridelse ved støtte 3 og 4. Som forsterkning benyttes Sika Wrap C og Sika CarboDur S. Denne legges i overkant og på sidene av bjelken. Tabell 39 gir en oversikt på karbonfiberforsterkningen som er benyttet i felt og over støtte for bjelke Bj.C.307 nr.2. Se vedlegg A98 og A99 for beregning av forsterkning.

Felt/Støtte	Utnyttelse	Type	Antall	Utnyttelse	Forbedring
Felt 1	1.09	Sika CarboDur S1214	4 stk	0.975	11.5%
		Sika CarboDur S1214	2x1stk		
Støtte 3	1.42	Sika Wrap FX-50C	14 stk	0.99	43%
		Sika CarboDur S1214	2x7 stk		
Støtte 4	1.34	Sika Wrap FX-50C	14 stk	0.995	34.5%
		Sika CarboDur S1214	5 stk		

Tabell 39: Anvendt karbonfiberforsterkning på Bj.C.307 nr.2

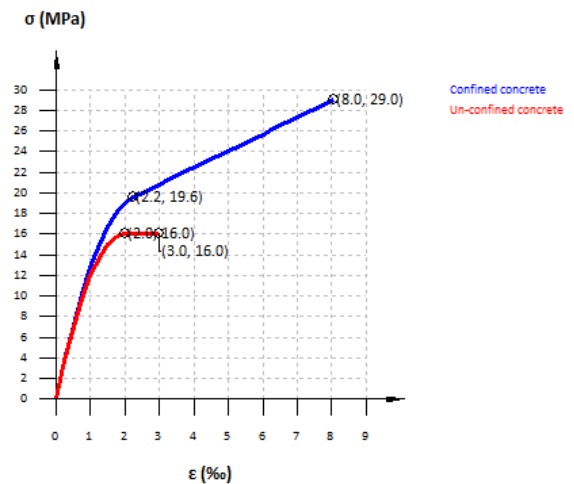
7.1.2 Forsterkning søyler

Søylene S.C.315, S.C.317, S.C.322 og S.C.324 som fikk en kapasitetsoverskridelse i kapittel 6.8.1, forsterkes med karbonfiberforsterkning. Beregningsprogrammet Sik CarboDur benyttes for å beregne behovet for forsterkning.

Programmet beregner kapasiteten til søylene uten å ta hensyn til knekking, i tillegg til å multiplisere lastene med lastfaktorer. Derfor må også her programmet manipuleres slik at beregningene bli riktig. Metoden som benyttes er at riktig betongkvalitet, tverrsnitt, armering og laster blir lagt inn. Deretter legges maks karbonfiberforsterkning inn i programmet, som gir en verdi for forbedret betongkvalitet. Den forbedrede verdien settes så inn i BTSNITT, hvor det blir gjort kontroller på moment- og aksialkapasitet. I tillegg blir det

uført risskontroll. Disse beregningene regner ut hvor mye kapasitet som kan hentes inn med å legge karbonfiberforsterkningen.

For alle søylene blir det lagt inn SikaWrap C, med bredde 30 cm og tykkelse 1.29 cm. Det kan på det meste legges inn totalt ti lag med denne typen forsterkning. Figur 38 viser betongtrykkfastheten til søyle S.C.315 før og etter forsterkning. Dette viser at forsterkingen gir en økning i styrken til betongen fra B16 til B29.



Figur 38: Utsnitt av betongtrykkfasthet fra Sika CarboDur

For alle søylene blir den nye betongtrykkfastheten på 29 MPa. Ettersom det i BTSNITT bare er alternativer for B25 og B30, blir det gjort utregninger og kontroller av utnyttelsen for begge kvalitetene. Tabell 40 presenterer utnyttelsen til søylene før og etter forsterkning. Det kommer frem at søylene S.C.315, S.C.322 og S.C.324 har tilstrekkelig kapasitet etter forsterkning og ligger godt under en utnyttelse på 1.0. Søylene S.C.317 får en overskridelse på utregningen for B25, men ikke på B30. For B29 vil den være på omtrent 1.0, som tilsvarer at den akkurat får god nok kapasitet. Ti lag med SikaWrap C vil redusere utnyttelsen til søylene med 9%-33%.

Søyle	Betongkvalitet	Utnyttelse	Betongkvalitet	Utnyttelse	Forbedring
S.C.315	B16	1.05	B25	0.96	9%
			B30	0.87	18%
S.C.317	B16	1.05	B25	0.81	24%
			B30	0.72	33%
S.C.322	B16	1.25	B25	1.05	20%
			B30	0.98	27%
S.C.324	B16	Aksiallastoverskridelse	B25	0.90	-
			B30	0.79	-

Tabell 40: Utnyttelse av søyler før og etter forsterkning

Til slutt utfører BTSNITT også en ny kontroll for riss, som for alle søyler ligger under 1.0. Se vedlegg A100-A111 for beregninger i Sika CarboDur og BTSNITT.

8 Konklusjon

I denne oppgaven har det blitt gjennomført en kontroll av Tapperiet med hensyn på endret bruk, i tillegg til dimensjonering av ny takterrasse. På grunnlag av resultatene ble det vurdert eventuelle endringer og forsterkninger, med hensyn på at bygget er vernet.

Det har blitt gjennomført beregninger for laster som konstruksjonen blir utsatt for grunnet bruksendring og nye krav fra Eurokoder. Disse lastene ble kontrollert i hver etasje opp imot laster fra gamle beregninger. Det ble ikke behov for forsterkning ettersom de nye lastene ikke overskrider de gamle lastene.

I prosjekteringen gjennomført av H2 er det planlagt en takterrasse på taket til Tappehallen. Det har blitt gjennomført en kontroll av de eksisterende to-veis platene og konkludert med at disse ikke holder. Basert på dette måtte en løsning utarbeides. De aktuelle bjelkene og søylene som ble påvirket av takterrassen ble deretter kontrollert.

For å avlaste de eksisterende platene ble det besluttet å plassere tre stålbjelker med nye betongplater over hver av de eksisterende platene. Stålbjelkene som ble benyttet var HEA500. Disse ble kontrollert i brudd- og bruksgrense. Basert på resultatet måtte de midterste bjelkene avstives, for å forhindre problemer knyttet til vipping. I tillegg måtte stålbjelkene brannisoleres, og CONLIT brannsikring ble benyttet. Det ble også utført nødvendige kontroller på de nye betongplatene.

Etter forbedring ble det gjennomført en ny kontroll i bruks- og bruddgrense av de eksisterende bjelkene og søylene. Totalt seks søyler og deler av tre bjelker måtte forsterkes ved hjelp av karbonfiberforsterkning. Denne forsterkningen medførte at kapasiteten ble tilstrekkelig både for søylene og bjelkene.

Til slutt ble det gjennomført en kontroll av fundamentene. Der ble nødvendig bredde og grunntrykk kontrollert. Fundamentene var godt utnyttet, og det ble derfor konkludert med at det bør gjennomføres en ytterligere kontroll.

9 Forslag til videre arbeid

I denne oppgaven har det blitt gjort nødvendige antakelser og avgrensninger for å kunne kontrollere Tapperiets bæresystem. Ved et videre arbeid kan det gjøres en mer omfattende analyse av bygget, som gir oppgaven et større omfang.

Kontrollen av takkonstruksjonen på bygg B og C resulterte i en overskridelse, men grunnet byggets alder ble det konkludert med at taket fortsatt vil holde. Det bør gjennomføres en grundigere kontroll for å avgjøre om det må utføres forsterkninger av taket. For mesaninen i første etasje manglet grunnlag for beregninger og det ble derfor ikke utført noen kontroll av denne. Dersom mesaninen blir beholdt må kontroller utføres og det må settes i verk tiltak for knutepunktene mellom IPE-bjelkene og søylene.

I oppgaven er det bare funnet løsninger for platene der takterrassen er plassert. Kontrollen av de resterende platene viser til en relativt høy overskridelse. For disse platene bør det gjøres en vurdering angående forsterkning eller at en eventuell dispensasjon fra kommunen trer i kraft.

I oppgaven er det antatt at Tapperiet er bygget på fjell med et grunntrykk på 4000 kPa. Ved videre arbeid vil det være hensiktsmessig med en geoteknisk undersøkelse av grunnforholdene på stedet. I tillegg var det manglende informasjon på armeringen som er benyttet i fundamentene og en utvidet kontroll bør derfor utføres.

Referanser

- [1] «Planbeskrivelse_240122.pdf». Åpnet: 8. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: https://www.bergen.kommune.no/innsynplanogbyggesak/api/fil/2022015296/13128227/Planbeskrivelse_240122?p=L3Nha3Npbm5zeW4vc2FrLzIwMTcyMTkwOQ==
- [2] «Mad | Prosjekter - Bergensmeieriet». <https://mad.no/prosjekter/bergensmeieriet-2> (åpnet 13. mai 2022).
- [3] «Minde får mathall og torg på 10 000 kvadratmeter», *Årstadposten*, 28. mai 2020. <http://www.arstadposten.no/2020/05/28/minde-far-mathall-og-torg-pa-10-000-kvadratmeter/> (åpnet 23. mai 2022).
- [4] «Betongens historie». <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-historie/> (åpnet 26. februar 2022).
- [5] J. V. Thue, «betong», *Store norske leksikon*. 16. juli 2019. Åpnet: 26. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/betong>
- [6] G. V. Hjelseng, «Plasstøpt vs. prefabrikkert betong: Valg av løsning», *Cast-in-place Concrete vs. Precast Concrete: Choice of Solution*, 2014, Åpnet: 26. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/233214>
- [7] «- Vær tro mot idéen og strategien du har», *Tu.no*, 17. juli 2018. <https://www.tu.no/artikler/vaer-tro-mot-ideen-og-strategien-du-har/442113> (åpnet 26. februar 2022).
- [8] «Betongelement», *Wikipedia*. 19. mai 2020. Åpnet: 26. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Betongelement&oldid=20499708>
- [9] «6 fordeler med å bygge bolig i betong». <https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/6-fordeler-med-a-bygge-bolig-i-betong/> (åpnet 26. februar 2022).
- [10] «Betong er en del av klimaløsningen», *SINTEF*. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (åpnet 26. februar 2022).
- [11] «Sementproduksjon og CO2». <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>

(åpnet 26. februar 2022).

[12] Rob, «Concrete», *Macrostructure Materials*, 12. september 2009.

http://smartmaterials2009.blogspot.com/2009/09/concrete_12.html (åpnet 16. mai 2022).

[13] B. Aasen, *Stål håndbok Del 3: 2010*, 3. utg. Oslo: Norsk stålforbund.

[14] J. Eie, *Stålkonstruksjoner*. Bekkestua: NKI forl., 2010.

[15] «Jern og stål», *SINTEF*. <https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-industri/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/> (åpnet 13. mars 2022).

[16] B. Normann Sandaker, M. Sandvik, og B. Vik, *Materialkunnskap*, 1. utg. Lillestrøm: Byggenæringens Forlag AS.

[17] «Tibnor.no | Markedets største utvalg av stål og metaller». <https://www.tibnor.no/> (åpnet 16. mai 2022).

[18] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet 27. februar 2022).

[19] «Nasjonale tillegg | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/> (åpnet 27. februar 2022).

[20] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (åpnet 29. april 2022).

[21] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/1/1-1/> (åpnet 29. april 2022).

[22] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/2/2-1/> (åpnet 29. april 2022).

[23] «Hva er Byggforskserien - Byggforskserien».

https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien (åpnet 29. april 2022).

[24] «Beton-Kalender 2022 - Ernst-und-Sohn.de». <https://www.ernst-und-sohn.de/en/beton-kalender-2022?tab=desc#rs> (åpnet 29. april 2022).

- [25] «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», Norsk standard, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, apr. 2002.
- [26] «retningslinjer2003_01.pdf». Åpnet: 27. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf
- [27] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*, 2.utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2013.
- [28] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2.utg. Trondheim: Tapir akademiske forlag.
- [29] «Programvare for Microsoft Excel-regneark | Microsoft 365». <https://www.microsoft.com/nb-no/microsoft-365/excel> (åpnet 29. april 2022).
- [30] «Mathcad Norge - Software for dokumentasjon av dine beregninger». <https://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html> (åpnet 31. mars 2022).
- [31] «Ove Sletten - Focus Software AS», 29. mai 2020. <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (åpnet 31. mars 2022).
- [32] «Beregningsprogram for Carbodur». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/mortel/56037/beregningsprogramforcarbodur.html> (åpnet 31. mars 2022).
- [33] «CONLIT Brannsikring». <https://www.rockwool.com/no/downloads-og-tools/beregningsprogram/conlit-brannsikring/> (åpnet 18. april 2022).
- [34] «Håndbok V413 Bæreevneklassifisering», s. 18.
- [35] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (åpnet 28. februar 2022).
- [36] «Høydedata». <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>
- [37] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster», Norsk standard, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, sep. 2009.
- [38] «Hva er et jordskjelv - jordskjelv.no», 17. juli 2018. <https://www.jordskjelv.no/om->

jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/ (åpnet 19. april 2022).

[39] «Historiens bulder - jordskjelv.no», 30. juli 2018. <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/historiens-bulder/> (åpnet 19. april 2022).

[40] «Behov for overordnet eierskap til jordskjelv som naturfare - NORSAR», 22. mars 2022. <https://www.norsar.no/i-fokus/behov-for-overordnet-eierskap-til-jordskjelv-som-naturfare> (åpnet 19. april 2022).

[41] «Eurokode 8 — Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger», Norsk standard, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, jun. 2021.

[42] «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning- Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygning», Norsk standard, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, jun. 2021.

[43] «Eurokode 2 — Prosjektering av betongkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger», Norsk standard, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, jun. 2021.

[44] «I-bjelker», *Store norske leksikon*. 16. juli 2019. Åpnet: 21. april 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/I-bjelker>

[45] «Betongelementboken - 2020».
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=11&DocumentId=BindD/Del_1/D1/1_1.pdf&BookId=D (åpnet 27. april 2022).

[46] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/> (åpnet 12. april 2022).

[47] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/> (åpnet 12. april 2022).

[48] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/> (åpnet 18. april 2022).

[49] «Brannbeskyttelse av stål». <https://www.rockwool.com/no/produkter-og->

konstruksjoner/passiv-brannbeskyttelse/stal/ (åpnet 21. april 2022).

[50] «Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering», Norsk Standard, NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009, jan. 2009.

[51] «Betongelementboken - 2020».

https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=D2&DocumentId=BindD/Del_1/D2/D2.pdf&BookId=D (åpnet 21. april 2022).

[52] «520.321 Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong - Byggforskserien».

https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong#i613 (åpnet 27. april 2022).

[53] «520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong - Byggforskserien».

https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_betong (åpnet 27. april 2022).

[54] «520.323 Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre -

Byggforskserien». https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre (åpnet 27. april 2022).

[55] «Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser», Norsk standard, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, okt. 2009.

[56] «Ekspansjonsbolt Hilti HSA-F varmforsinket».

https://www.motek.no/Festemidler/Anker/Ekspansjonsbolter/Ekspansjonsbolt-Hilti-HSAF-varmforsinket/p/27987_Base (åpnet 27. april 2022).

[57] Øystein Vollen, *Grunnleggende konstruksjonslære*. NKI forlaget, 1990.

[58] J. V. Thue, «fundament», *Store norske leksikon*. 16. juli 2019. Åpnet: 27. april 2022.

[Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/fundament>

[59] C. N. Rolfsen, *Grunnarbeid og fundamentering geoteknikk, masseflytting, maskiner*.

Oslo: Universitetsforl., 1998.

- [60] «511.101 Byggegrunn og terreng - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng (åpnet 27. april 2022).
- [61] T. Martinsen, «Personlig kommunikasjon», april 2022.
- [62] «Forsterkning og forankring». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-forankring.html> (åpnet 20. april 2022).
- [63] «Karbonfiberforsterkning». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-forankring/karbonfiberforsterkning.html> (åpnet 20. april 2022).
- [64] «Structural Strengthening». <https://www.sika.com/en/construction/structural-strengthening.html> (åpnet 27. april 2022).
- [65] «Sika® CarboDur® S». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-forankring/karbonfiberforsterkning/sika-carbodur-s.html> (åpnet 20. april 2022).
- [66] «SikaWrap®-231 C». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-forankring/karbonfiberforsterkning/sikawrap-231-c.html> (åpnet 20. april 2022).